

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Marlilene Silva Gomes

**Análise da influência do teor de umidade na deformação permanente de solos argilosos
lateríticos para uso em estruturas de pavimentos**

Juiz de Fora

2021

Marlilene Silva Gomes

Análise da influência do teor de umidade na deformação permanente de solos argilosos lateríticos para uso em estruturas de pavimentos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: D.Sc. Geraldo Luciano de Oliveira Marques - UFJF

Coorientador: D.Sc. Márcio Marangon- UFJF

Juiz de Fora

2021

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Gomes, Marlilene Silva.

Análise da influência do teor de umidade na deformação permanente de solos argilosos lateríticos para uso em estruturas de pavimentos / Marlilene Silva Gomes. -- 2021.

129 f.

Orientador: Geraldo Luciano de Oliveira Marques

Coorientador: Márcio Marangon

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

1. Deformação Permanente. 2. Solos Lateríticos. 3. Variação do teor de umidade. 4. Dimensionamento mecanístico-empírico. 5. Estrutura do Pavimento.. I. Marques , Geraldo Luciano de Oliveira , orient. II. Marangon, Márcio, coorient. III. Título.

Marlilene Silva Gomes

Análise da influência do teor de umidade na deformação permanente de solos argilosos lateríticos para uso em estruturas de pavimentos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Aprovada em 20 de dezembro de 2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Geraldo Luciano de Oliveira Marques - Orientador

Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Marcio Marangon - Coorientador

Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Instituto Militar de Engenharia

Prof.^a Dr.^a Cátia de Paula Martins

Universidade Federal de Juiz de Fora

Juiz de Fora, 13/12/2021.

Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Professor(a)**, em 28/12/2021, às 20:56, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do



[Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.](#)



Documento assinado eletronicamente por **Marcio Marangon, Professor(a)**, em 02/01/2022, às 12:09, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.](#)



Documento assinado eletronicamente por **Catia de Paula Martins, Professor(a)**, em 27/01/2022, às 04:51, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.](#)



Documento assinado eletronicamente por **Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, Usuário Externo**, em 02/03/2022, às 15:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020.](#)



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf (www2.ufjf.br/SEI) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **0614248** e o código CRC **9EB2EA88**.

Dedico este trabalho aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pelo seu amor incondicional e por ter me amparado em todos os momentos.

Aos meus pais, José Ronaldo e Marlilene Santos pelos seus conselhos que me incentivaram a prosseguir e que em nenhum momento mediram esforços para que esse sonho se tornasse realidade.

Aos meus irmãos Breno e Mariana, presentes de Deus em minha vida.

Ao meu noivo Samuel, que mesmo de longe sempre me apoiou e me incentivou.

Aos meus familiares por todo carinho e por acreditarem em mim.

Aos meus amigos pela amizade e por tornarem meus dias mais felizes.

As meninas da república que se tornaram minha família em Juiz de Fora.

Ao meu Orientador Doutor Geraldo Marques, por me orientar com muita dedicação e incentivo.

Ao meu Coorientador Doutor Marcio Marangon, por compartilhar seus conhecimentos e disposição em todas as coletas de campo.

Ao técnico do laboratório de pavimentação, Vitor Cardoso, por sua disponibilidade e paciência na realização dos inúmeros ensaios que fizemos.

Aos professores da banca examinadora, Cátia Martins e Antônio Guimarães pelas suas contribuições que ajudaram a aperfeiçoar esta Dissertação de Mestrado.

E a todos que de alguma forma contribuíram para a minha formação.

RESUMO

O presente trabalho propõe analisar a influência da variação do teor de umidade na deformação permanente, quando se utiliza solo laterítico como material constituinte da camada de pavimento de baixo custo. As três amostras de solos utilizadas nesta pesquisa foram escolhidas com base na tese de Marangon (2004) sendo provenientes da região da Zona da Mata Mineira e classificadas por esse autor segundo a metodologia MCT, como LG'. Os solos coletados foram submetidos aos ensaios de granulometria, compactação, deformação permanente e módulo de resiliência. Os corpos de prova, do ensaio de módulo de resiliência e deformação permanente, foram moldados na umidade ótima e 2% acima dessa umidade, e ensaiados no equipamento triaxial de cargas repetidas. Para o ensaio de deformação permanente os corpos de prova foram submetidos à aplicação de 150.000 ciclos de carga a uma frequência de 2Hz. Com os dados obtidos, nesses ensaios de caracterização mecânica, foi proposto o dimensionamento de estruturas típicas de pavimentos, com a utilização do programa MeDiNa. Nesta última etapa, foi analisado que a variação do teor de umidade teve baixa influência na deformação permanente, e por consequência, no dimensionamento dos pavimentos, uma vez que as deformações encontradas para os solos em estudo foram muito baixas, em ambas as umidades.

Palavras-chaves: Deformação Permanente. Solos Lateríticos. Variação do teor de umidade. Dimensionamento mecanístico-empírico. Estrutura do Pavimento.

ABSTRACT

The present work proposes to analyze the influence of moisture content variation on permanent deformation, when using lateritic soil as a constituent material of the low-cost pavement layer. The three soil samples used in this research were chosen based on Marangon's (2004) thesis, coming from the Zona da Mata Mineira region and classified by this author according to the MCT methodology, as LG'. The collected soils were submitted to granulometry, compaction, permanent deformation and resilience modulus tests. The materials used in the test of modulus of resilience and permanent deformation were molded at the optimum humidity and 2% above this humidity, and tested in the triaxial equipment of repeated loads. For the permanent deformation test, the materials were subjected to the application of 150,000 load cycles at a frequency of 2Hz. With the data obtained from these mechanical characterization tests, the design of typical pavement structures was proposed, using the MeDiNa program. In this last step, it was analyzed that the variation in the moisture content had a low influence on permanent deformation, and consequently, on the pavements design, since the deformations found for the soils in studies were very low, in both moistures.

Keywords: Permanent Deformation. Lateritic soils. Pavement Structure. Mechanistic-empirical dimensioning, Moisture content variation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Ocorrência dos horizontes lateríticos e saprolíticos em regiões tropicais.	26
Figura 2- Regiões brasileiras com ocorrência de solos lateríticos.....	27
Figura 3- Perfil de solo tropical, apresentando os horizontes A, B e C.	27
Figura 4- Mapa de solos brasileiros segundo o SiBCS.	28
Figura 5- Exemplo de um perfil de latossolo vermelho.	29
Figura 6- Exemplo de um perfil de argissolo vermelho.	29
Figura 7- Diferença de comportamento entre solos tropicais presentes em um corte de um talude rodoviário.....	30
Figura 8- Localização da Zona da Mata Mineira no estado de Minas Gerais.	31
Figura 9- Microrregiões da Zona da Mata.....	31
Figura 10- Classes pedológicas da Zona da Mata Mineira.....	32
Figura 11 - Grupos de ensaio da Metodologia MCT.....	37
Figura 12- Ensaios, coeficientes e parâmetro necessários para a classificação MCT.....	38
Figura 13 - Gráfico classificatório da Metodologia MCT.....	40
Figura 14- Ensaios e parâmetros necessários para a classificação G-MCT.	41
Figura 15- Seção transversal de um pavimento flexível.....	42
Figura 16 - Eixo padrão rodoviário.	43
Figura 17- Pavimento de baixo custo (sem escala).	46
Figura 18- Estrutura de pavimento asfáltico submetido a tensão, deformação e deslocamento.	48
Figura 19- Fluxograma representativo para dimensionamento de pavimento.	50
Figura 20- Modelos iniciais para o cálculo de módulo de resiliência de solos.	55
Figura 21- Representação da deformação permanente sofrida por um corpo de prova durante o ensaio triaxial de cargas repetidas.	56
Figura 22- Exemplo de afundamento de trilha de roda (ATR).....	57
Figura 23- Afundamento de trilha de roda em um trecho de uma rodovia.	58

Figura 24- Categorias do ATR, sendo que o cinza representa a cama granular e o marrom a camada de solo.....	58
Figura 25- Fluxograma esquemático da pesquisa.....	67
Figura 26- Mapa da Zona da Mata com os locais de coleta das amostras ZM 09 (roxo) ZM 10 (azul) ZM 16 (preto).	71
Figura 27- Aspecto geral do local de coleta das amostras: (A) ZM 09', (B) ZM 10', (C) ZM16'.	71
Figura 28- Aspecto dos três solos secos e destorroados.....	72
Figura 29- Procedimentos ensaio de compactação: (A) Solo destorroado (B) Amostra homogeneizadas com os cinco pontos de umidade (C) Compactação de um corpo de prova (D) Amostra do corpo de prova a ser levado para a estufa.....	75
Figura 30- Preparo do corpo de provas a ser ensaiado no equipamento triaxial de cargas repetidas: (A) Cilindro tripartido montado (B) Compactação de um corpo de prova (C) Desmoldagem do corpo de prova (D) Corpo de prova dentro da câmara, apto para realizar o ensaio no equipamento triaxial.	76
Figura 31- Consideração sobre o cálculo da DP no software MeDiNa.....	80
Figura 32- Tela do programa MeDiNa com a inserção dos dados do solo ZM 09'.....	100
Figura 33- Exemplo de pavimento tipo do grupo 1.....	102
Figura 34- Tela do MeDiNa com a inserção de dados para a simulação do pavimento.	103
Figura 35- Tela do MeDiNa com os valores de DP para cada uma das camadas do pavimento.	103
Figura 36- Exemplo de pavimento tipo do grupo 2.....	107
Figura 37- Exemplo de pavimento tipo do grupo 3.....	110
Figura 38- Exemplo de pavimento tipo do grupo 4.....	113
Figura 39- Exemplo de pavimento tipo do grupo 5, caso 1.....	116
Figura 40- Exemplo de pavimento tipo do grupo 5, caso 2.....	116

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 -Tipos de comportamento possíveis para materiais submetidos a cargas repetidas.	63
Gráfico 2-Ensaio 6 e ensaio 13 obtidos por Guimarães (2001).....	65
Gráfico 3- Ensaio 8 e ensaio 11 obtidos por Guimarães (2001).....	65
Gráfico 4- Curva granulométrica solo ZM 09' com defloculante.	82
Gráfico 5- Curva granulométrica solo ZM 10' com defloculante.	82
Gráfico 6- Curva granulométrica solo ZM 16' com defloculante.	82
Gráfico 7- Comparação entre as curvas granulométricas dos três solos, obtidos por Marangon (2004) e a Autora (2021).	83
Gráfico 8- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 09.	87
Gráfico 9- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 10.	87
Gráfico 10- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 16.	87
Gráfico 11- Curvas dos MR para os 3 solos com os dados obtidos por Marangon (2004) e a Autora (2021).	88
Gráfico 12- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' para a W_{ot}	89
Gráfico 13- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' para a W_{ot}	89
Gráfico 14- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' para a W_{ot}	89
Gráfico 15- Envoltórias do MR para o solo ZM 09' nos dois teores de umidade.....	91
Gráfico 16- Envoltórias do MR para o solo ZM 10' nos dois teores de umidade.....	91
Gráfico 17- Envoltórias do MR para o solo ZM 16' nos dois teores de umidade.....	91
Gráfico 18- Envoltórias dos MR para as três amostras de solo nos dois teores de umidade. ..	91
Gráfico 19- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' na W_{ot}	92
Gráfico 20- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' na W_{ot+2}	92
Gráfico 21- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' na W_{ot}	93

Gráfico 22- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' na W_{ot+2}	93
Gráfico 23- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' na W_{ot}	93
Gráfico 24- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' na W_{ot+2}	93
Gráfico 25- Curvas de deformação permanente ZM 09' $W_{ot}= 27,5\%$	94
Gráfico 26- Curvas de deformação permanente ZM 09' $W_{ot+2\%}= 29,5\%$	95
Gráfico 27- Curvas de deformação permanente ZM 10' $W_{ot}= 26\%$	96
Gráfico 28- Curvas de deformação permanente ZM 10' $W_{ot+2\%}= 28\%$	96
Gráfico 29- Curvas de deformação permanente ZM 16' $W_{ot}= 27\%$	97
Gráfico 30- Curvas de deformação permanente ZM 16' $W_{ot+2\%}= 29\%$	97
Gráfico 31- Taxa de acréscimo DP ZM 09' $W_{ot+2\%}=27,5\%$	98
Gráfico 32- Taxa de acréscimo DP ZM 09' $W_{ot+2\%}=29,5\%$	98
Gráfico 33- Taxa de acréscimo DP ZM 10' $W_{ot}=26\%$	98
Gráfico 34- Taxa de acréscimo DP ZM 10' $W_{ot+2\%}=28\%$	98
Gráfico 35- Taxa de acréscimo DP ZM 16' $W_{ot}=27\%$	99
Gráfico 36- Taxa de acréscimo DP ZM 16' $W_{ot+2\%}=29\%$	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores típicos do coeficiente c'	38
Tabela 2- Valores típicos do coeficiente d'	38
Tabela 3- Carga máximas admissíveis por eixo.	43
Tabela 4- Programas utilizados para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.	51
Tabela 5- Dados de entrada no programa MeDiNa.....	53
Tabela 6- Modelos de previsão da deformação permanente em solos.	60
Tabela 7- Dados ensaio de deformação permanente utilizados por Guimarães (2001).	64
Tabela 8 - Quantitativo de corpos de prova utilizado no presente trabalho.	67
Tabela 9- Quantificação de material.....	68
Tabela 10- Identificação do local de coleta das amostras apresentada na tese de Marangon (2004).	69
Tabela 11- Granulometria e relação silte/argila	69
Tabela 12- Limites de Atterberg e Classificações Tradicionais de solos	69
Tabela 13- Dados da classificação MCT apresentados na tese de Marangon (2004).	70
Tabela 14- Tensões confinante e desvio utilizadas no ensaio de módulo de resiliência.	78
Tabela 15- Tensões confinante e desvio utilizadas no ensaio de deformação permanente.	79
Tabela 16- Granulometria das amostras de solo ensaiadas.	81
Tabela 17- Valores obtidos para a umidade ótima e massa específica aparente seca máximo para as três amostras de solo, na energia Proctor Normal.	84
Tabela 18- Comparativo entre os valores encontrados por Marangon (2004) e a Autora (2021)	84
Tabela 19- Teores de umidade dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente	84
Tabela 20- Valores dos parâmetros dos modelos de comportamento para o módulo de resiliência dos solos e os respectivos valores de R^2	85
Tabela 21- Valores médios do módulo de resiliência considerando o modelo composto.....	86

Tabela 22- Valores dos parâmetros dos modelos de comportamento para o módulo de resiliência dos solos e os respectivos valores de R^2 encontrados por MARANGON (2004).	. 86
Tabela 23- Valores dos parâmetros k e R^2 para solos LG' de diversas regiões brasileiras.....	90
Tabela 24- Comparação entre os valores médios dos parâmetros "k" e R^2 , para o modelo composto.....	90
Tabela 25- Valores médios do módulo de resiliência considerando o modelo composto para a $W_{ot+2\%}$	92
Tabela 26- Resumo para os maiores valores de DP nas duas umidades.	97
Tabela 27- Parâmetros da DP para os três solos segundo o modelo de Guimarães (2009).....	99
Tabela 28- Grupos de simulações.....	101
Tabela 29- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 considerando o TSD.	104
Tabela 30- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 considerando o TST.	104
Tabela 31- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 com concreto asfáltico classe 1	105
Tabela 32- Área trincada do pavimento em revestimento concreto asfáltico classe 1 do grupo 1.....	106
Tabela 33- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 considerando o TSD.	107
Tabela 34- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 considerando o TST.	108
Tabela 35- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 CA classe 1.....	108
Tabela 36- Área trincada do pavimento em revestimento concreto asfáltico classe 1 do grupo 2.....	109
Tabela 37- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 considerando o TSD.	110
Tabela 38- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 considerando o TST.	111

Tabela 39- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 com CA classe 1 .	111
Tabela 40- Área trincada do pavimento em revestimento asfáltico classe 1 do grupo 3.	112
Tabela 41- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 considerando o TSD.	113
Tabela 42- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 considerando o TST.	114
Tabela 43- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 com CA classe 1 .	114
Tabela 44- Área trincada do pavimento em revestimento asfáltico classe 1 do grupo 4.	115
Tabela 45- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 5 no caso 1.....	117
Tabela 46- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 5 no caso 2.....	118
Tabela 47 - Área trincada do pavimento tipo do grupo 5 no caso 1.....	119
Tabela 48- Área trincada do pavimento tipo do grupo 5 no caso 2.....	119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
DP	Deformação Permanente
DER	Departamento de Estradas e Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ELSYM5	<i>Elastic Layered System</i>
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FR	Fator Climático Regional
FC	Fator de Carga ou Fator de Equivalência de Carga por Eixo
FE	Fator de Eixo
FV	Fator de Veículos
FEPAVE 2	<i>Finite Element Analysis of Pavement</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
d'	Inclinação do ramo seco da curva de compactação Mini-MCV – 12 golpes
c'	Índice de argilosidade dos solos
IG	Índice de Grupo
e'	Índice de laterização dos solos
IP	Índice de Plasticidade
COPPE	Instituto Aberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISSMFE	<i>International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering</i>
L	Laterítico
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MEAS	Massa Específica Aparente Seca
MÁX	Máximo
MeDiNa	Método de Dimensionamento Brasileiro
SisPav	Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos
ME	Método de Ensaio
G-MCT	Metodologia MCT aplicada a solos granulares
MCT	Miniatura Compactada Tropical
MCT-M	Miniatura Compactada Tropical- Modificada
MR	Módulo de Resiliência
MCV	<i>Moisture Condition Value</i>
N	Não Lateríticos

NBR	Norma Regulamentadora Brasileira
"N"	Número
n	Número de golpes
Pi	Perda por Imersão
P	Período de projeto ou de vida útil
PIB	Produto Interno Bruto
PEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
SiBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de Solos
SUCS	Sistema Unificado para Classificação dos Solos
SAFL	Solos Arenosos Finos Lateríticos
W_{ot+2}	Teor de umidade 2% acima da umidade ótima
T	Transicionais
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
W_{ot}	Umidade ótima
USACE	United States Army Corps of Engineers
UFJF	Universidade Federal de Juiz de Fora
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
VMD	Volume médio diário
ZM	Zona da Mata

LISTA DE SÍMBOLOS

cm	Centímetros
cm ³	Centímetros cúbicos
ν	Coefficiente de Poisson
ϵ_p	Deformação permanente específica
g	Gramas
°C	Grau Celsius
Hz	Hertz
h	Horas
>	Maior que
<	Menor que
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetros
N ^o	Número da peneira
$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$	Parâmetros da deformação permanente
k1, k2, k3	Parâmetros do módulo de resiliência
#	Peneira
%	Porcentagem
kg	Quilograma
km	Quilômetro
km ²	Quilômetro quadrado
kN	Quilonewton
σ_3	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
σ_1	Tensão principal
t	Toneladas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	OBJETIVO.....	23
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1	SOLOS TROPICAIS.....	25
2.1.1	Solos Lateríticos.....	26
2.1.2	Solos Saprolíticos.....	29
2.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE A ZONA DA MATA DE MINAS GERAIS.....	30
2.3	METODOLOGIAS TRADICIONAIS PARA CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COM FINS RODOVIÁRIOS.....	33
2.3.1	Incompatibilidade das metodologias tradicionais para a classificação de solos tropicais.....	34
2.4	METODOLOGIA MCT.....	36
2.4.1	Classificação MCT.....	39
2.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE O PAVIMENTO.....	41
2.5.1	Tráfego.....	42
2.5.2	Pavimentos de baixo custo.....	45
2.6	DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS NOVOS....	47
2.7	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	53
2.8	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	56
2.8.1	A Teoria do <i>Shakedown</i>.....	62
2.8.2	A influência da umidade na Deformação Permanente nos solos.....	63
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	67
3.1	ESCOLHA DOS MATERIAIS.....	68
3.2	COLETA DOS MATERIAIS.....	70
3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO.....	72

3.3.1 Caracterização física	72
3.3.2 Caracterização mecânica	73
3.3.2.1 <i>Ensaio de compactação</i>	73
3.3.2.2 <i>Preparação das amostras para os ensaios de triaxiais de cargas repetidas</i>	75
3.3.2.3 <i>Ensaio de Módulo de Resiliência</i>	77
3.3.2.4 <i>Ensaio de Deformação Permanente</i>	78
3.4 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO	79
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
4.1 RESULTADO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA	81
4.1.1 Ensaio de granulometria	81
4.1.1 Resultados dos ensaios de compactação	83
4.1.2 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência	85
4.1.3 Resultados dos ensaios de deformação permanente	93
4.2 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO	100
4.2.1 Grupo de simulações 1 (grupo 1)	102
4.2.2 Grupo de simulações 2 (grupo 2)	106
4.2.3 Grupo de simulações 3 (grupo 3)	109
4.2.4 Grupo de simulações 4 (grupo 4)	112
4.2.5 Grupo de simulações 5 (grupo 5)	115
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
5.1 CONCLUSÕES	120
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
REFERÊNCIAS	124

1 INTRODUÇÃO

O pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas, assente sobre um terreno de fundação, construído para resistir esforços provocados pelo tráfego de veículos e do clima, além de proporcionar boas condições de conforto, economia e segurança para os usuários. Logo, para que se possa fazer um bom dimensionamento das camadas do pavimento, a escolha adequada dos materiais, bem como, a determinação de suas propriedades é fundamental.

O Brasil é um país de clima tropical, com grande parte de seu território, situado entre a linha do equador e o trópico de Capricórnio, o que contribui para o desenvolvimento de solos tropicais. Frequentemente, os solos brasileiros são classificados erroneamente como solos ruins para o emprego nas camadas de pavimento, segundo as metodologias norte americanas, desenvolvidas com a utilização de solos provenientes de regiões de clima temperado e frio, apresentando comportamento bem diferente.

Nogami e Villibor, em 1981, desenvolveram metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) mais adequada para a classificação dos solos tropicais, considerando suas características mecânicas e hidráulicas, ao contrário das classificações estrangeiras que consideram apenas parâmetros físicos dos solos. Segundo a metodologia MCT, os solos finos lateríticos podem ser empregados nas camadas de base, sub-base, reforço do subleito e subleito de um pavimento apresentando bom desempenho (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

A determinação de parâmetros como o módulo de resiliência e deformação permanente dos materiais utilizados no pavimento, por meio de ensaios triaxial de carga repetidas, permite prever como o material se comportará quando o pavimento estiver em serviço, em relação as deformações elásticas e plásticas. O novo método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos brasileiros, utilizando o programa MeDiNa, considera no seu cálculo esses parâmetros mecânicos obtendo assim um projeto de pavimento mais seguro (DNIT, 2018).

A construção de pavimentos de baixo custo, com o emprego de materiais locais, são em geral, financeiramente mais econômicas. Nesse tipo de pavimento, a sua estrutura é mais concisa e a camada de revestimento asfáltico apresenta menor espessura, contribuindo com o aumento dos esforços que chegam no subleito.

As deformações permanentes podem causar vários defeitos na estrutura geotécnica dos pavimentos, como por exemplo, o afundamento de trilha de roda, responsável pelo acúmulo de água no pavimento, bem como, a possibilidade de infiltração dessa água em suas camadas, diminuindo a sua vida útil e comprometendo a segurança do motorista.

O presente trabalho desenvolveu pesquisas com amostras de três solos tropicais coletadas na região da Zona da Mata do estado de Minas Gerais, também conhecida como Zona da Mata Mineira. Por ser a região que contempla o município de Juiz de Fora, no qual, está inserido o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora (PEC-UFJF), observou-se a importância em desenvolver um trabalho que contribua para a complementação do banco de informações relacionada à área de geotecnia rodoviária da região.

Além disso, Marangon (2004) em sua tese de doutorado fez um amplo estudo sobre os solos tropicais da região centro-sul-sudeste do Estado de Minas Gerais, o qual contemplou a Zona da Mata Mineira. Portanto, a tese de Marangon (2004), foi utilizada como base para as investigações preliminares a respeito da escolha de amostras de solos lateríticos a serem utilizados no presente trabalho, bem como, a obtenção de algumas propriedades desses solos.

Considerando os pavimentos de baixo custo, ao empregar solos para sua construção com o teor de umidade superior à umidade ótima, espera-se que ocorra uma variação significativa na deformação permanente no dimensionamento desses pavimentos, quando comparado com os pavimentos dimensionados empregando solos na umidade ótima.

1.1 OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é analisar a influência da variação da umidade na deformação permanente de solos lateríticos quando empregados nas camadas de pavimentos de baixo custo. É também proposto o dimensionamento de estruturas típicas de pavimentos pelo método mecanístico-empírico com o uso do programa MeDiNa, analisando se a variação da umidade interfere na deformação permanente no dimensionamento desses pavimentos. Ademais, os parâmetros dos solos, obtidos nos ensaios de caracterização mecânica, poderão contribuir para compor a base de dados do programa MeDiNa.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos. O Capítulo 1 “Introdução” apresenta uma contextualização sobre o tema e a justificativa da pesquisa, bem como os objetivos.

O Capítulo 2 “Revisão bibliográfica” foi elaborado com o intuito de apresentar conteúdos que contribuem para o entendimento e desenvolvimento deste trabalho, abordando sobre: solos tropicais, metodologias de classificação de solos, dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, módulo de resiliência, deformação permanente e a influência da umidade nesse último parâmetro.

O Capítulo 3 “Materiais e Métodos” apresenta o planejamento empregado para permitir cumprir os objetivos deste trabalho, sendo apresentado, a escolha e coleta de materiais utilizados, os ensaios que serão executados, bem como algumas informações sobre o dimensionamento mecanístico-empírico.

O Capítulo 4 “Resultados e Discussões” apresenta os resultados que foram obtidos dos ensaios executados e das simulações realizados no programa MeDiNa, bem como suas análises e discussões.

O Capítulo 5 “Considerações Finais” apresenta as principais conclusões encontrados no desenvolvimento do trabalho e as sugestões para trabalhos a serem realizados no futuro.

Por fim, o tópico de “Referências” consta os textos bases consultados para o desenvolvimento deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo irá abordar sobre os conteúdos relacionados ao desenvolvimento do presente trabalho, contribuindo para auxiliar o leitor no momento de seus estudos.

2.1 SOLOS TROPICAIS

Os solos têm a sua origem resultante na decomposição das rochas constituintes da crosta terrestre devido a ação de agentes químicos, físicos e/ou biológicos, também conhecidos como agentes de intemperismos. Fatores ligados ao clima, relevo, tipo de rocha matriz e o seu tempo de exposição aos agentes, bem como, a fauna e flora do local, influenciam diretamente no intemperismo e contribuem para a formação dos diferentes tipos de solos existentes no mundo (SOUZA PINTO, 2006).

A atuação desses agentes nas rochas é responsável pela formação de pequenas partículas com tamanho e composição química diferentes, denominadas de solos. Em regiões de clima quente, a ação do intemperismo químico é mais acentuada, se comparada com as regiões de clima frio (SOUZA PINTO, 2006).

Para a engenharia rodoviária, o solo pode ser definido de maneira simples, como sendo o material presente na crosta terrestre, que seja passível de ser escavado, sem necessidade de utilização de explosivos, seja esse material, orgânico ou inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado (DNIT, 2006).

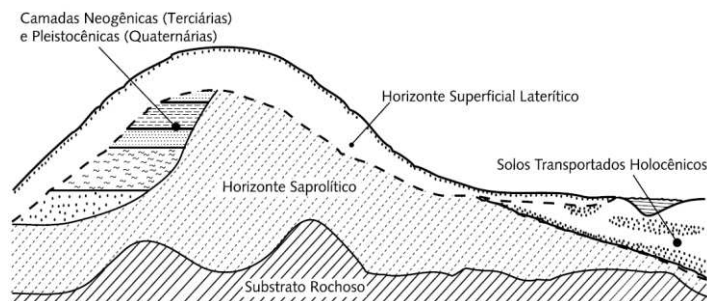
De acordo com o *Committee on Tropical Soils of ISSMFE – International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1985) e consolidado por Nogami e Villibor (1995), o solo tropical é aquele desenvolvido na faixa astronômica tropical ou em regiões de clima tropical úmido, apresentando características em decorrência da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos dessas regiões. Ainda, para ser considerado solo tropical, é necessário que os solos apresentem peculiaridades de interesse geotécnico.

Ainda para Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais, quando comparado com solos de outras regiões, costumam apresentar uma variação mineralógica muito maior, o que contribui para o comportamento peculiar deste material.

Os solos tropicais podem ser divididos em solos lateríticos e saprolíticos. Comparado as estruturas de ocorrência de solos de clima frio e temperado, a ocorrência dos solos tropicais se caracteriza por apresentar grande espessura em seu horizonte superficial, variando de um a dez metros no caso de solos lateríticos; apresentam também, grandes espessuras do horizonte

saprolítico, que em geral, atinge dezenas de metros (NOGAMI E VILLIBOR, 1995), como pode ser observado na Figura 1.

Figura 1- Ocorrência dos horizontes lateríticos e saprolíticos em regiões tropicais.



Fonte: Nogami e Villibor (2009).

2.1.1 Solos Lateríticos

Os solos lateríticos são encontrados em regiões de clima tropical úmido, que apresentam terrenos bem drenados em seus horizontes superficiais. Estes solos são resultantes do intemperismo químico, pelo processo de laterização, contribuindo para que a sua composição mineralógica apresente grande abundância em óxidos hidratados de ferro e alumínio e a predominância de caulinita, como argilomineral, responsáveis pela coloração do solo em tons de vermelho, amarelo e alaranjado (NOGAMI E VILLIBOR, 1995; VILLIBOR *et al.*, 2009).

Ainda que o solo seja submetido à infiltração de água, a composição mineralógica proporciona à estrutura do solo a existência de fortes agregações e poros com elevada estabilidade. Em relação a sua granulometria, os solos lateríticos, em geral, são compostos por partículas menores que 2mm de diâmetro (NOGAMI E VILLIBOR, 1995; GUIMARÃES, 2018).

No que se diz respeito a fração de areia, sua constituição é composta por minerais resistentes ao intemperismo e ao comportamento mecânico, como o quartzo (mineral predominante), magnetita, ilmenita, entre outros. Na fração pedregulho há grande ocorrência de laterita, constituída de óxidos hidratados de ferro e alumínio, mas que apresentam menor resistência mecânica que o quartzo e pode ser facilmente fragmentada. Já a fração silte, pode ocorrer com predominância de quartzo, ou magnetita e ilmenita, e em alguns casos, a presença de torrões de argila e laterita (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Na Figura 2 é apresentado um mapa simplificado com as regiões brasileiras onde é possível encontrar solos argilosos e arenosos com comportamento lateríticos. Entretanto, vale salientar que, mesmo com a utilização de mapas disponibilizados em literaturas não se descarta a necessidade de realização de ensaios de caracterização para obtenção de resultados mais precisos (LIMA, 2020).

Figura 2- Regiões brasileiras com ocorrência de solos lateríticos.



Fonte: Adaptado de Nogami e Villibor (2009).

De acordo com Marangon (2004), pedologicamente os solos lateríticos compreende os horizontes A e B do perfil de solo tropical. O horizonte A é composto basicamente por matéria orgânica mineralizada, apresentando coloração escura; já o horizonte B, é composto por material que praticamente não apresenta características da rocha matriz, devido a atuação do intemperismo. A Figura 3 apresenta um perfil de solo tropical com a presença dos horizontes A e B. Observa-se também, na mesma figura, a presença do horizonte C composto por um solo que sofreu pouca influência do intemperismo, característica de solos saprolíticos.

Figura 3- Perfil de solo tropical, apresentando os horizontes A, B e C.

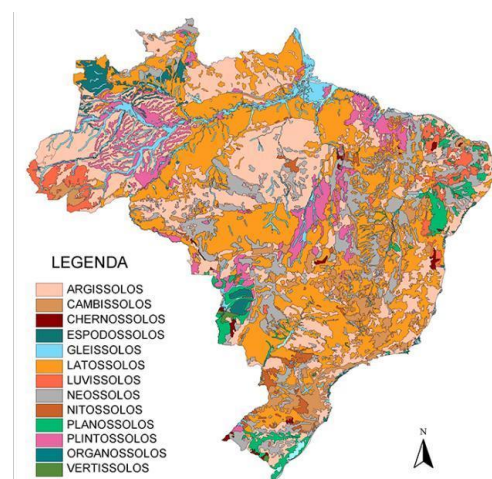


Fonte: Marangon (2004).

Para Nogami e Villibor (1995), do ponto de vista pedológico, os solos lateríticos podem ser divididos em classes que apresentem características semelhantes, sendo essas: latossolo, podzólicos e terras roxas estruturadas. Entretanto, com o avanço dos estudos na área da ciência dos solos e a ocorrência de novos levantamentos pedológicos, houve várias atualizações nas nomenclaturas das classes de solos presentes no país (EMBRAPA, 2018).

Considerando a última versão da classificação taxonômica do Sistema Brasileiro de Classificação de Solo (SiBCS) da Embrapa, as classes de solos podzólicos e terras roxas estruturadas deixaram de ser classes distintas e passaram a ser contempladas nas novas classes do SiBCS, à saber: argissolos, luvisolos, nitossolos, plintossolos (EMBRAPA, 2018). A Figura 4 apresenta um mapa brasileiro com a ocorrência das diversas classes pedológicas de solo existentes no país de acordo com a classificação SiBCS.

Figura 4- Mapa de solos brasileiros segundo o SiBCS.



Fonte: EMBRAPA (2011).

As classes de latossolos e os argissolos são predominantes no país, sendo encontrados em quase todo o território brasileiro (IBGE, 2015). No estado de Minas Gerais, a ocorrência predominante das classes, considerando as classes de ocorrência dos solos lateríticos, são latossolos e argissolos (SILVA *et al.*, 2018), essas duas classes de solos serão descritas a seguir.

De acordo com Embrapa (2018) e IBGE (2015), os latossolos (Figura 5) são solos profundos ocupando o horizonte B latossólico abaixo do horizonte A. Podem ser divididos em quatro classes diferentes segundo a sua coloração e teor de óxido de ferro presente (latossolos amarelos, latossolos vermelho-amarelo, latossolos brunos, latossolos vermelhos). Esse tipo de solo apresenta um elevado grau de intemperismo, boa drenagem e homogeneidade ao longo

do seu perfil. Em relação à mineralogia, o solo pode ter predominância caulínica ou caulínica-oxídica e apresenta ausência dos minerais de fácil intemperização (primários ou secundários).

Os argissolos (Figura 6) são solos com profundidade variável, desde pouco profundos até profundos, caracteriza-se por apresentar um aumento significativo no teor de argila no horizonte B em comparação com os horizontes superficiais, possuindo assim um gradiente textural em seu perfil que varia de arenoso a muito argiloso. Sua composição mineral é predominantemente caulínica. Apresentam coloração avermelhada ou amarelada, com a presença de uma coloração mais escura para o horizonte A. Podem ser divididos em cinco classes diferentes segundo sua coloração (argissolos bruno-acinzentado, argissolos acinzentados, argissolos amarelos, argissolos vermelho, argissolos amarelo e argissolos vermelho-amarelo) (EMBRAPA, 2018; IBGE, 2015).

Figura 5- Exemplo de um perfil de latossolo vermelho.



Fonte: EMBRAPA (2018).

Figura 6- Exemplo de um perfil de argissolo vermelho.



Fonte: IBGE (2015).

2.1.2 Solos Saprólíticos

Nogami e Villibor (1995) consideram como solos saprólíticos aqueles que possuem as características estruturais da rocha matriz, uma vez que, são resultados da decomposição

dessa rocha devido a ação do intemperismo. Como as partículas do solo permanecem no mesmo local após a ação do intemperismo são considerados solos residuais.

Os solos saprolíticos constituem o horizonte C nos perfis de solo, como foi possível observar na Figura 3. A sua composição mineralógica é complexa e apresenta minerais instáveis e que ainda estão passando pelo processo de decomposição. Caracterizam também pela heterogeneidade e a presença de comportamento variado, além de poderem atingir profundidades da ordem de dezenas de metros em regiões tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

De acordo com Nogami e Villibor (2009) esse tipo de solo, ao contrário do solo laterítico, apresenta elevados valores de expansibilidade, baixos valores de suporte e módulo de resiliência, além de serem muito susceptíveis à erosão, não sendo assim, aconselhável o seu uso como bases de pavimentos. A Figura 7 apresenta o corte de um talude rodoviário com a presença de solo laterítico bem resistente, na parte superior, e solo saprolítico bem erodido, na parte inferior. Por esta imagem é possível perceber a nítida diferença de comportamento entre esses dois tipos de solo em relação à erosão.

Figura 7- Diferença de comportamento entre solos tropicais presentes em um corte de um talude rodoviário.



Fonte: Nogami e Villibor (2009).

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ZONA DA MATA DE MINAS GERAIS

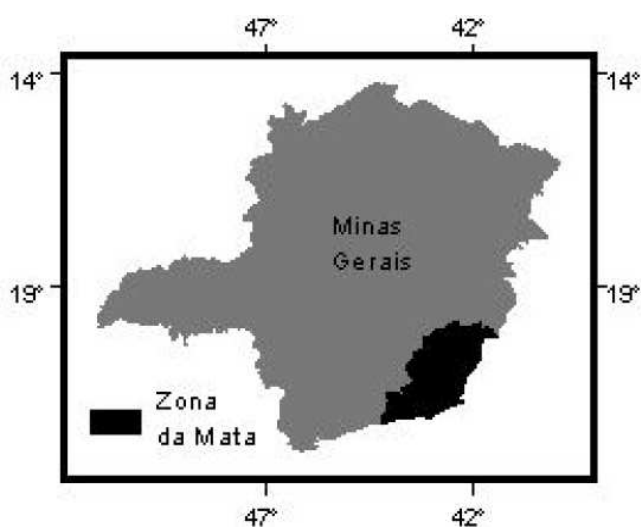
Marangon (2004) em sua tese de doutorado fez um amplo estudo sobre os solos tropicais da região centro-sul-sudeste do Estado de Minas Gerais, o qual contemplou a Zona

da Mata Mineira. Em seus estudos foi analisado a viabilidade do uso dos solos finos lateríticos em pavimentos de baixo custo, para isso foram investigados as características e o comportamento de 33 solos em relação à pedologia, metodologia MCT e resiliência. Também teve como objetivo, a identificação dos locais de ocorrência de solos lateríticos nas regiões em estudo. Portanto, a tese de Marangon (2004) foi utilizada como base para as investigações preliminares, a respeito da escolha de amostras de solos lateríticos a serem utilizados no presente trabalho. Diante do que foi exposto, será feita uma abordagem sobre alguns aspectos geoambientais da região da Zona da Mata Mineira.

Situada na região sudeste do Estado de Minas Gerais, a Zona da Mata abrange uma área que correspondente à 6,1% do território do Estado, com cerca de 35.749km². Essa região é constituída de 142 municípios e dividida em sete microrregiões, à saber: Ponte Nova, Manhuaçu, Viçosa, Ubá, Muriaé, Juiz de Fora e Cataguases (SOUZA *et al.*, 2009).

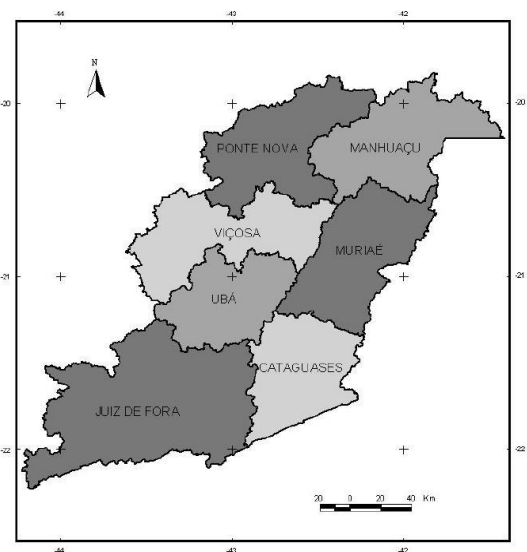
Dentre as microrregiões, Juiz de Fora se destaca por ser a mais populosa e possuir o maior Produto Interno Bruto (PIB), essa arrecadação se deve, principalmente, à produção nos setores industrial e de serviços, bem como a agropecuária (SOUZA *et al.*, 2009; NETO e DINIZ, 2006). A Figura 8 mostra a localização da Zona da Mata no Estado de Minas Gerais e a Figura 9 mostra a localização das microrregiões da Zona da Mata Mineira.

Figura 8- Localização da Zona da Mata Mineira no estado de Minas Gerais.



Fonte: Adaptado de Souza *et al.* (2009).

Figura 9- Microrregiões da Zona da Mata.

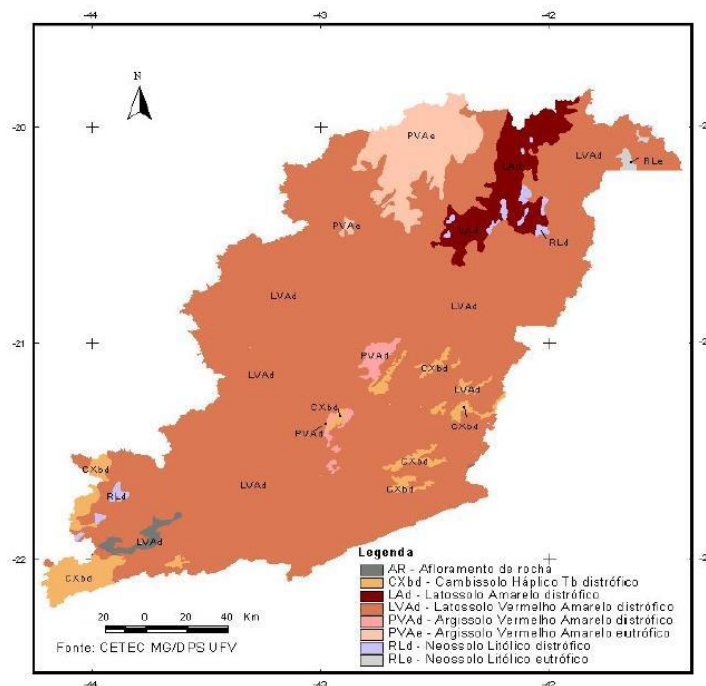


Fonte: Adaptado de Souza *et al.* (2009).

De acordo com Souza *et al.* (2009), em relação a composição pedológica é possível de se encontrar nessa região solos pertencentes a classe dos latossolos, argissolos, cambissolos e

neossolos. Dentre esses, os latossolos ocupam cerca de 88% da área territorial da Zona da Mata Mineira, seguido dos argissolos que são responsáveis por ocupar 6% da área territorial. Segundo Silva *et al.* (2018) essa predominância de latossolos também ocorre em todo o território do Estado de Minas Gerais, ocupando cerca de 53,5 % de área. A Figura 10 apresenta as classes pedológicas encontradas na Zona da Mata de Mineira.

Figura 10- Classes pedológicas da Zona da Mata Mineira.



Fonte: Souza *et al.* (2009).

O clima da região em estudo se caracteriza por ser tropical de altitude, com verões quentes e chuvosos e invernos secos, apresentando temperatura média variando entre 18°C e 25°C e pluviosidade média anual entre 1.000 mm e 1.500 mm. A sua cobertura vegetal corresponde ao bioma da Mata Atlântica, que antes do desmatamento ocorrido ao longo dos anos, era muito densa. A geologia da região é caracterizada por ser constituída de rochas metamórficas, em sua maioria, do tipo gnaisse e em menores proporções a ocorrência de metassedimentos de quartzitos e mica xistos (MARANGON, 2004; SOUZA *et al.*, 2009).

Em relação a malha rodoviária, o estado de Minas Gerais tem a maior malha do país, correspondendo a 16% do total, considerando as rodovias federais, estaduais e municipais. Em extensão, esse valor equivale a aproximadamente 272.572 km. Ao contrário das rodovias federais e estaduais, a maior parcela das rodovias municipais não é pavimentada (MINAS GERAIS, 2020).

2.3 METODOLOGIAS TRADICIONAIS PARA CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COM FINS RODOVIÁRIOS

Segundo Souza Pinto (2006) e Silva *et al.* (2010) o Sistema Unificado para Classificação dos Solos –SUCS foi desenvolvido na década de 40 por Casagrande, devido necessidade dos norte-americanos em construir pavimentos de aeroportos em virtude da Segunda Guerra Mundial. Entretanto, com o passar dos anos, esse sistema sofreu algumas modificações e passou a ser utilizado para classificar os solos em diversos tipos de obras como, por exemplo, barragens de terra e estradas.

A classificação SUCS agrupa os solos com base em sua qualidade de textura e plasticidade, levando em consideração a granulometria e os limites de consistência de Atterberg (Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP)). Os três grupos principais são: os solos grossos (apresentam mais de 50% de material retido na peneira #200), solos finos (apresentam mais de 50% de material passante na peneira #200) e os solos altamente orgânicos (DNIT, 2006).

De acordo com Souza Pinto (2006) os solos nessa classificação são identificados por um ou dois pares de letras. A primeira letra está relacionada ao tipo de solo, enquanto a segunda está relacionada às características complementares referentes à granulometria e plasticidade.

Normatizado pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) em 1973, denominado de TRB (*Transportation Research Board*), é um dos sistemas mais difundidos mundialmente, e ainda hoje muito utilizado no Brasil na área de geotecnia, para classificação de solos empregados em pavimentação (ROZA, 2018, SILVA, 2019).

Com base em dados a respeito da granulometria, limites de consistência de Atterberg (LL e LP), e no índice de grupo (IG), o sistema TRB classifica os solos em grupos distintos, mas que apresentem semelhanças em relação ao comportamento mecânico e geotécnico. O IG é um parâmetro empírico, o qual estima a capacidade de suporte do solo, podendo variar entre 0 e 20. Valores elevados de IG indicam valores ruins de comportamento mecânico do solo (DNIT, 2006, SILVA, 2019).

Com base nos resultados dos ensaios de granulometria e limites de Atterberg, pode-se fazer a classificação dos solos, o qual são organizadas em um quadro onde observa-se

imediate a separação do material em duas classes: a primeira classe é a de materiais granulares (apresentam 35% ou menos de material passante na #200) e a segunda classe é a de materiais silto-argilosos (apresenta mais de 35% de material passante na #200).

2.3.1 Incompatibilidade das metodologias tradicionais para a classificação de solos tropicais

Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais, apresentam comportamento peculiar em relação aos solos de regiões temperadas, uma vez que, o processo de formação, dos solos tropicais, contribuiu para uma composição química e mineralógica diferente, que influenciam em seu comportamento.

Camapum *et al.* (2015), afirma que, por apresentar uma diversidade em seu ambiente de formação, no qual, o intemperismo contribui para uma transformação da rocha matriz, modificando sua composição química, mineralógica e estrutural, os solos tropicais, apresentam uma complexa estrutura devido à presença dos agentes cimentantes, que influenciam diretamente em seu comportamento hidromecânico, devendo ser levado em consideração nos estudos relacionados a engenharia rodoviária.

As metodologias tradicionais para classificação de solos, ainda hoje, muito utilizadas pelo meio técnico da engenharia rodoviária brasileira. Entretanto, as classificações de solo via SUCS ou TRB, foram desenvolvidas nos Estados Unidos, país que tem a predominância de regiões com clima temperado, apresentando assim, características climáticas diferentes das encontradas no Brasil, que caracteriza por ser uma região de clima tropical úmido (NOGAMI e VILLIBOR, 2009; GUIMARÃES *et al.*, 2018).

Os parâmetros levados em consideração para análise da classificação dos solos, segundo as metodologias SUCS e TRB, são a granulometria e os limites de consistência de Atterberg, parâmetros tipicamente físicos, desconsiderando aspectos ligados ao comportamento mecânico e hidráulico dos solos, características importantes a serem analisadas e levadas em consideração para a classificação dos solos tropicais, ao serem empregados em pavimentos (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Segundo Nogami e Villibor (1991; 1995) é indesejável que ocorra variação de volume nas camadas que compõem a estrutura dos pavimentos, por essa razão, as normas utilizadas para a escolha de materiais a serem empregados nessas camadas, limitam os valores de LL em 25% e Índice de Plasticidade (IP) em 6%. Entretanto, essa limitação não é conveniente para

ser aplicada em solos tropicais, uma vez que, quando compactados de acordo com as normas rodoviárias e em seguida imersos em água, podem apresentar valores iguais de LL e valores iguais de IP, mas possuem comportamento expansivos bem diferentes.

Ainda, de acordo com esses autores, variações análogas podem ocorrer também para a escolha de solos considerando sua granulometria. Por exemplo, devido a intensa agregação dos solos lateríticos com a formação de partículas de maiores dimensões, solos com a mesma porcentagem de material passante na peneira #200 e mesmos valores de LL e IP, podem corresponder a matérias com comportamento bem diferentes.

Silva (2019), estudou os solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte, em relação à classificação e caracterização mecânica para fins rodoviários. O autor correlacionou os índices classificatórios e mecânicos dos solos, por meio de uma análise estatística. De acordo com o autor, a metodologia TRB mostrou-se incompatível em relação ao comportamento geotécnico esperado para as amostras. Um exemplo foi o IG, que apresentou correlação muito baixa com a capacidade de suporte do solo, o que não deveria ocorrer. Outra crítica, foi em relação à grande relevância ao percentual passante na #200 na classificação TRB, o que contribui para o agrupamento de materiais com granulometrias bem diferentes na mesma classe.

Estudos realizados por Fortes *et al.* (2002 *apud* Santos 2006), Mascarenhas e Barroso (2015), Emmert e Pereira (2016), com a utilização de solos tropicais brasileiros, também apresentaram incompatibilidades em relação as classificações tradicionais, quando utilizadas para análises classificatórias de solos tropicais. Devido as propriedades levadas em consideração, nessas classificações, podem ser descartados erroneamente solos que apresentem bons comportamentos mecânicos para o emprego nas camadas de pavimento.

Nogami e Villibor (2009), reuniu as principais causas, das deficiências das metodologias tradicionais, utilizadas para a previsão de problemas construtivos e de desempenho das bases dos pavimentos, executadas com solos finos lateríticos. Dentre as dificuldades pode-se citar: a dificuldade para a obtenção do grau de compactação determinado no projeto, em especial para os solos arenosos finos lateríticos; amolecimento das bordas do pavimento, devido à infiltração de água durante e após a construção; trincamento excessivo da base do pavimento, devido à perda de umidade do solo, causando contração de volume na camada do pavimento; e as diferenças entre a capacidade de carga de suporte real do solo e a

requerida em projeto, que pode levar a rejeição de jazidas promissoras e o aumento no orçamento da obra.

Diante o que foi exposto, fica evidente a necessidade de utilização de uma metodologia para classificação de solos tropicais, para fins rodoviários, que contemplem propriedades além da granulometria e índices de consistência de Atterberg. Visto que, devido as características peculiares dos solos tropicais, os mesmos não são analisados e classificados corretamente, levando em consideração apenas propriedades físicas.

Em virtude disso, Nogami e Villibor desenvolveram uma metodologia mais adequada para classificação dos solos tropicais e escolha de materiais para emprego em pavimentação, denominada de MCT (Miniatura Compactada Tropical).

2.4 METODOLOGIA MCT

Na década de 70, o Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo (DER/SP) desenvolveu um programa de incentivo a construção de estradas vicinais, com o emprego da técnica de pavimentos de baixo custo. Para a execução dessas obras, principalmente no interior do estado, foi utilizado para compor a camada de base dos pavimentos solos arenosos finos lateríticos (SAFL), material comum naquela região (VILLIBOR *et al.*, 2009).

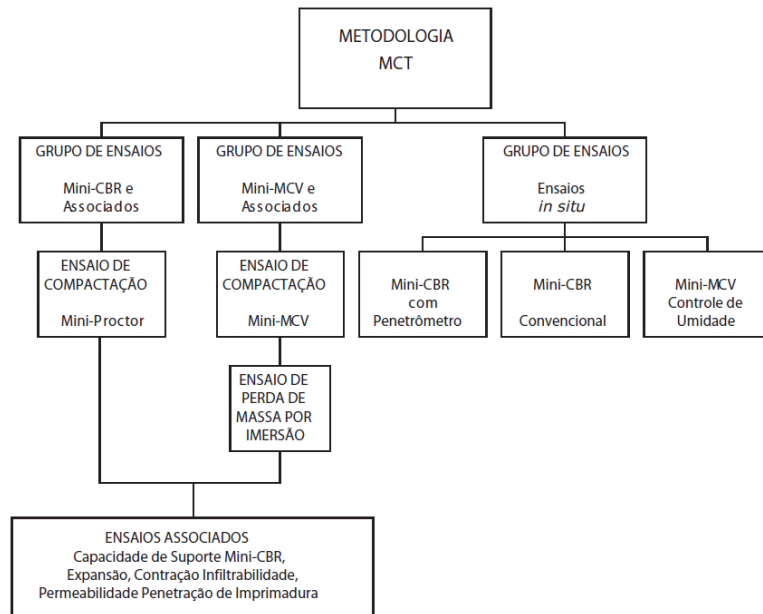
Após alguns anos de estudos com experimentações e observações do comportamento *in situ* desses pavimentos, em 1981, Nogami e Villibor publicaram a metodologia MCT, a qual, “baseia-se numa série de ensaios e procedimentos cujo resultados reproduzem as condições reais de camadas compactadas de solos tropicais, quando usadas em pavimentos, através das propriedades geotécnicas que espelham, o comportamento *in situ* dessas camadas” (VILLIBOR *et al.*, 2009 p.26).

Segundo Nogami e Villibor (2009), a metodologia MCT desenvolvida especialmente para solos constituintes de regiões tropicais, realiza ensaios para classificação e determinação do comportamento mecânico e hidráulico dos solos. Nos ensaios são utilizados corpos de provas cilíndricos miniaturas, com 50 mm de diâmetro, compactados em laboratório. Nesta metodologia os solos devem passar integralmente na peneira com abertura de 2mm (Nº 10) ou possuir uma fração retida menor que 10%.

A metodologia é formada por uma série de ensaios, que podem ser divididos em três grupos principais: Mni-CBR e associados; Mini-MCV e associados; e Ensaios *in situ*. Dentre esses grupos, no primeiro se obtém as características do solo para a análise de seu emprego

em pavimentação, já o segundo permite fazer a classificação dos solos, com base em dois parâmetros, que serão explicados nos próximos itens. O fluxograma da Figura 11 apresenta os três grupos de ensaio da metodologia MCT.

Figura 11 - Grupos de ensaio da Metodologia MCT.



Fonte: Villibor *et al.* (2009).

O foco do presente trabalho, em relação à metodologia MCT, se diz respeito ao seu viés classificatório, o que envolve diretamente os ensaios Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, nos quais são obtidos os parâmetros utilizados para se fazer a classificação dos solos tropicais.

O ensaio de Compactação Mini-MCV é baseado no ensaio MCV (*Moisture Condition Value*), desenvolvido em 1976 por Parsons, o ensaio utiliza corpos de provas cilíndricos miniatura, moldados com vários teores de umidade, submetidos a compactação, por meio de energias crescentes, até que ocorra um aumento sensível da massa específica aparente seca do solo (MEAS). Como resultado final do ensaio, obtém-se um conjunto de curvas de compactação denominadas de curvas de deformabilidade (VILLIBOR *et al.*, 2009).

O procedimento do ensaio de Compactação Mini-MCV é normatizado pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) pelo Método de Ensaio DNER-ME 258/94 (DNER, 1994). Deste ensaio são obtidos dois coeficientes utilizados para a classificação MCT, sendo eles o coeficiente c' obtido das curvas de deformabilidade do ensaio e o parâmetro d' obtido das curvas de compactação.

Segundo Nogami e Villibor (1995) o coeficiente c' possui uma relação, aproximada, com a granulometria dos solos. A Tabela 1 apresenta uma tabela com os valores típicos desse coeficiente para algumas granulometrias. Já Tabela 2 apresenta valores típicos de d' para algumas granulometrias.

Tabela 1- Valores típicos do coeficiente c' .

<i>Tipo de Solo</i>	<i>Coeficiente c'</i>
Argilas e solos argilosos	Acima de 1,5 - Elevado
Solos de vários tipos granulométricos como areia argilosa, argila siltosa, etc.	$1,5 > c' > 1,0$
Areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos	Abaixo de 1,0 - Baixo

Fonte: Nogami e Villibor (1995 *apud* Marangon, 2004).

Tabela 2- Valores típicos do coeficiente d' .

<i>Tipo de Solo</i>	<i>Coeficiente d'</i>
Argilas lateríticas	geralmente $d' > 20$
Argilas não lateríticas	não atingem o valor anterior, frequentemente possuem valores $d' < 10$
Areias puras	d' baixo
Areias finas argilosas	d' muito levado (pode ultrapassar a 100)
Siltosos, Micáceos e/ou Caoliníticos	d' muito pequeno frequentemente $d' < 5$

Fonte: Nogami e Villibor (1995 *apud* Marangon, 2004).

O ensaio de Perda de Massa por Imersão é responsável por fornecer o parâmetro de Perda por Imersão (P_i) utilizado na classificação MCT. Seus resultados também podem auxiliar no estudo de erodibilidade dos solos na presença de água (VILLIBOR *et al.*, 2009). O procedimento desse ensaio é normatizado pelo DNER ME 256/94 (DNER, 1994). A Figura 12 mostra os ensaios, bem como os coeficientes e parâmetro envolvidos na classificação MCT.

Figura 12- Ensaios, coeficientes e parâmetro necessários para a classificação MCT.



* CPs resultantes do ensaio Mini-MCV

Fonte: Villibor e Alves (2017)

2.4.1 Classificação MCT

Com os ensaios de Compactação Mini-MCV e Perda de Massa são obtidos três parâmetros que serão utilizados para a classificação MCT dos solos tropicais. Segundo Nogami e Villibor (2009) o parâmetro c' se relaciona com a granulometria do solo, enquanto os parâmetros d' e P_i , se relacionam com a presença ou não de comportamento laterítico no solo. Os indícios de comportamento laterítico do solo ocorrem para valores de $d' > 20$ e $P_i < 100$.

Para a identificação final da classe é necessário o cálculo de mais um parâmetro, responsável por indicar ou não o comportamento laterítico do solo, denominado de índice de laterização e' , calculado pela Equação 1.

Equação 1

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{P_i}{100}\right) + \left(\frac{20}{d'}\right)}$$

Onde:

e' : Índice de laterização;

P_i : Perda de massa por imersão (%) do ensaio;

d' : inclinação do ramo seco da curva de compactação do ensaio Mini-MCV, considerando 12 golpes.

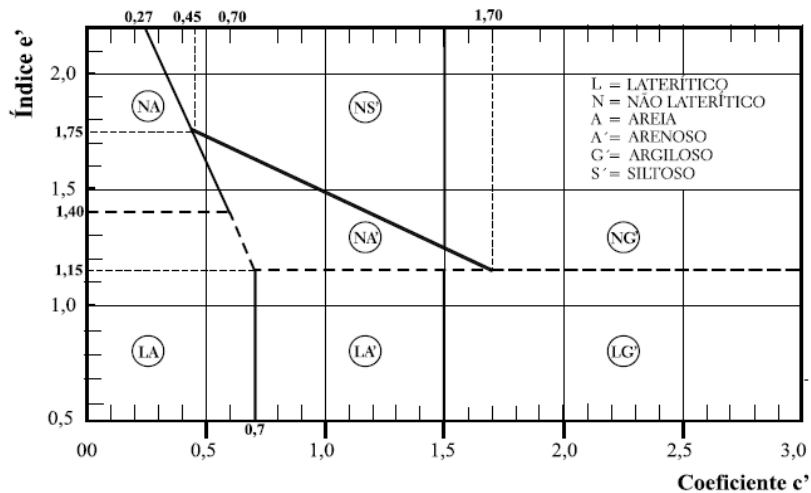
Com os parâmetros c' e e' calculados é utilizado o gráfico classificatório desenvolvido por Nogami e Villibor para fazer a classificação dos solos tropicais. Nesse gráfico é representado no eixo das abscissas, valores para o coeficiente c' , e no eixo das ordenadas, valores para o índice de laterização e' .

Os solos tropicais são separados pela metodologia MCT, de imediato, em dois grupos principais, os solos com comportamento laterítico (Lateríticos - L) e os solos que não possuem comportamento laterítico (Não Laterítico - N (VILLIBOR *et al.*, 2009).

O grupo dos solos Lateríticos (L) é subdividido em 3 grupos, no qual se encontram os seguintes tipos de solos: areia laterítica quartzosa (LA); solo arenoso laterítico (LA'); e solo argiloso laterítico (LG'). Já o grupo dos solos Não Lateríticos (N), é subdividido em 4 grupos, no qual se encontram os seguintes tipos de solos: areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância do mineral quartzo e/ou mica não laterítico (NA); misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico, também chamado de solo

arenoso (NA'); solo siltoso não laterítico (NS'); e solo argiloso não laterítico (NG') (VILLIBOR *et al.*, 2009). A Figura 13 apresenta o gráfico classificatório da metodologia MCT.

Figura 13 - Gráfico classificatório da Metodologia MCT.



Fonte: Nogami e Villibor (2009).

Após a divulgação da metodologia MCT proposta por Nogami e Villibor em 1981, ocorreram alguns estudos com a tentativa de atualizar a metodologia. Dentre esses estudos, vale destacar o de Vertamatti (1988), que inseriu uma nova faixa de classificação de solos no gráfico classificatório original. Entretanto, atualmente ainda é mais utilizada a metodologia original desenvolvida por Nogami e Villibor em 1981.

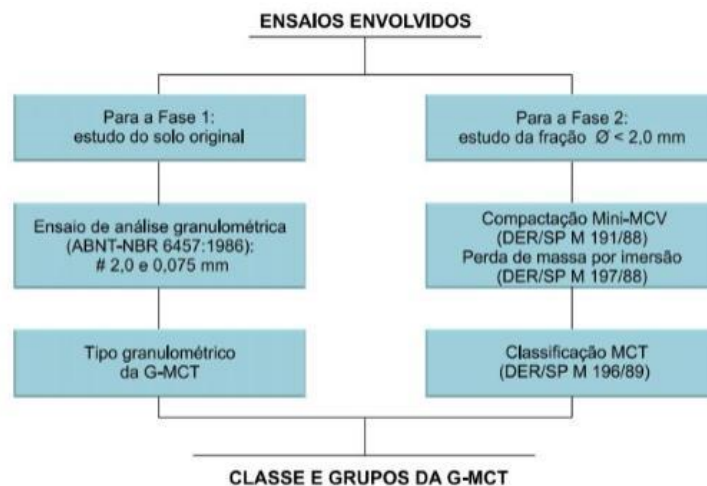
A metodologia MCT foi proposta por Nogami e Villibor em 1981 para a classificação de solos tropicais finos, que passem totalmente pela peneira de 2mm ou possuir uma fração retida menor que 10%. Entretanto, é comum de se encontrar solos tropicais com granulação grossa, constituídos por exemplo, de pedregulhos de concreções lateríticas e/ou de quartzos, ou até mesmo solos com partículas finas, que devido a atuação de agentes cimentantes, se unem aumentando a sua granulometria (VILLIBOR e ALVES, 2017).

Diante de boas experiências obtidas por profissionais com o uso de solos granulares em obras de pavimentação, verificou a necessidade de uma metodologia que também caracterizasse esse tipo de solo. Desta forma, em 2017, Villibor e Alves propuseram a metodologia G-MCT, a qual classifica os solos tropicais de granulação grossa com frações retidas na peneira de 2mm. De forma geral, a metodologia G-MCT pode ser entendida como uma complementação da metodologia MCT. O G se refere a parte granular do solo, o qual é

realizado o ensaio de análise granulométrica e o MCT se refere aos procedimentos já utilizados para a classificação de solos tropicais finos (VILLIBOR e ALVES, 2017).

A classificação G-MCT, pode ser dividida em duas fases. Na Fase 1 é executado o ensaio de granulometria, classificando os solos de acordo com o percentual de partículas passante nas peneiras de 2mm e 0,075mm. Foram definidas três tipologias granulométricas para a matriz granular: Sp (solo com pedregulho), Ps (pedregulho com solo) ou Gf (granular fino). Com o tipo granulométrico estabelecido para o solo granular, prossegue-se para a Fase 2, a qual irá classificar a matriz de solos finos segundo a metodologia MCT. (VILLIBOR e ALVES, 2017). A Figura 14 apresenta um resumo das fases da classificação G-MCT.

Figura 14- Ensaio e parâmetros necessários para a classificação G-MCT.



Fonte: Villibor e Alves (2017).

2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PAVIMENTO

De acordo com DNIT (2006) e Bernucci *et al.* (2010) o pavimento pode ser definido como uma estrutura de múltiplas camadas com determinadas espessuras, executada sobre um terreno de fundação denominado de subleito. O pavimento deve resistir aos esforços provocados pelo tráfego de veículos e do clima, além de proporcionar boas condições de conforto, economia e segurança para os usuários. Existem três tipologias de classificação do pavimento, a saber: flexíveis, semirrígidos e rígido; dentre esses, a maior parte dos pavimentos rodoviários brasileiros são do tipo flexíveis, e serão considerados no presente trabalho.

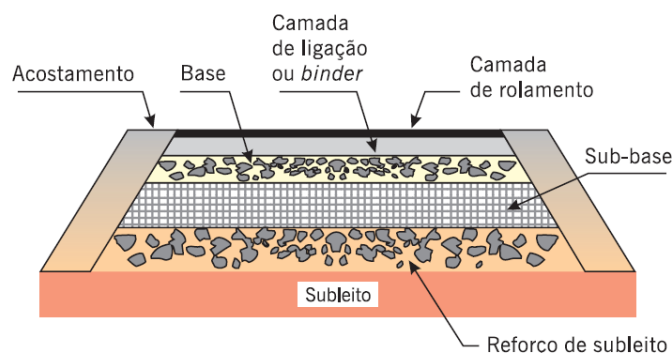
Os pavimentos flexíveis, comumente chamado de pavimento asfálticos, são constituídos basicamente por quatro camadas principais: camada de revestimento, base, sub-

base e subleito; sendo que, algumas dessas camadas podem ou não existir, dependo do tráfego local, bem como, da disponibilidade de materiais (DNIT, 2006; BERNUCCI *et al.*, 2010).

A camada de revestimento, se caracteriza, por ser constituída pela mistura entre ligante asfáltico e agregados. Também é responsável por resistir e transmitir as cargas, oriundas do tráfego, até as camadas inferiores, resistir aos esforços horizontais, melhorar as condições de rolamento e impermeabilizar o pavimento (DNIT, 2006; BERNUCCI *et al.*, 2010).

A Figura 15 apresenta um esquema da seção transversal de um pavimento flexível. Vale observar que, a camada de revestimento asfáltico pode ser constituída pela camada de rolamento e pela camada de ligação. Ainda, dependendo das condições estruturais do subleito, haverá casos em que será necessário a execução de uma camada de reforço de subleito.

Figura 15- Seção transversal de um pavimento flexível.



Fonte: Bernucci *et al.* (2010).

2.5.1 Tráfego

Um dos fatores principais que influenciam o bom desempenho de um pavimento flexível, bem como sua vida útil, é o tráfego que irá solicitá-lo. Uma vez que, durante o seu tempo de serviço, vários tipos de veículos com carregamentos diferentes irão passar repetidas vezes sobre a camada de revestimento (ADLINGE e GUPTA, 2013).

Nos casos de projeto de dimensionamento de pavimentos, em que as solicitações do tráfego não são devidamente calculadas, pode ocorrer situações em que, a capacidade de suporte do pavimento é inferior ou superior ao volume de tráfego que ocorrerá no local, provocando a diminuição da vida útil do pavimento ou o seu superdimensionamento, causando o aumento no orçamento da obra (MOTA *et al.*, 2018). Logo, o estudo do tráfego é um ponto importante a ser considerado no dimensionamento da estrutura do pavimento.

O Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006) é o instrumento base para a maioria dos estudos de tráfegos desenvolvidos no país. De acordo com o Manual (DNIT, 2006 p.19) o estudo sobre o tráfego “fornecem os dados sobre o tráfego atual, e através do conhecimento da forma de geração e distribuição desse tráfego obtém-se o prognóstico das necessidades de circulação no futuro, dado essencial para o planejamento da rede”.

No projeto de pavimentação de rodovias é necessário levar em consideração a carga dos veículos que solicitam o pavimento. De acordo com o DNIT (2006) a carga é limitada para cada categoria de eixo e segundo a Lei Federal nº 13.103/2015, existe uma tolerância de 10% a respeito do valor dessa carga por eixo, conforme é apresentado na Tabela 3.

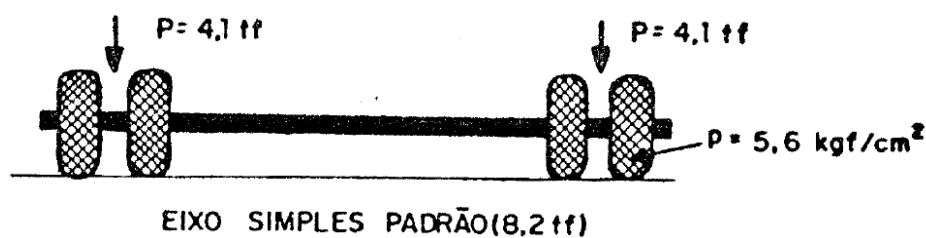
Tabela 3- Carga máximas admissíveis por eixo.

Eixo	Carga Máxima Legal	Com tolerância de 10%
Simples de Roda Simples	6,0t	6,6t
Simples de Roda Dupla	10,0t	11,0t
Tandem Duplo	17,0t	18,7t
Tandem Triplo	25,5t	28,1t
Duplo de Tribus	13,5t	14,9t

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Para o dimensionamento do tráfego que solicitará o pavimento flexível é levado em consideração o número equivalente “N”, que equivale ao número de repetições de cargas de um eixo padrão rodoviário de 8,2 t (80 kN), ao longo da vida útil de projeto do pavimento (DNIT, 2006). O eixo padrão considerado, refere-se a um eixo simples de rodas duplas, apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Eixo padrão rodoviário.



Fonte: Marques (2018).

Por meio do número “N” o tráfego considerado no dimensionamento teria o mesmo efeito do tráfego real solicitando o pavimento. O número “N” pode ser calculado pela Equação 2 (DNIT, 2006).

Equação 2

$$N = 365 \times P \times VMD \times FV \times FR$$

Onde:

P: corresponde ao período de projeto, em anos;

VMD: Volume médio diário de tráfego;

FV: Fator de Veículo;

FR: Fator Climático Regional.

O Volume médio diário de tráfego (VMD) é calculado com base em contagens volumétricas realizadas em trechos de análises, e corresponde ao número de veículos que passou pelo trecho em análise da rodovia durante um ano, dividido pelo número de dias do ano (DNIT, 2006).

Durante o período de projeto ou de vida útil (P) de um pavimento, ocorre um crescimento do tráfego no local, que deve ser levado em consideração no momento do seu dimensionamento. A previsão do crescimento do tráfego pode ser realizada por meio de previsões matemáticas, do tipo linear ou exponencial, levando em consideração o tráfego existente inicialmente, o período de projeto, a taxa de crescimento observados em estéticas de tráfego da região, entre outros. Na **Equação 2**, utilizada para o cálculo do número “N”, a multiplicação entre os três primeiros fatores da equação, representa o crescimento linear do tráfego durante o seu período de projeto (DNIT, 2006).

O Fator de Veículos (FV), de um modo geral, representa quão destrutivo o tráfego de veículos pode ser para o pavimento. Esse fator é dado pela Equação 3.

Equação 3

$$FV = FC \times FE$$

Onde:

FC: Fator de Carga;

FE: Fator de Eixo

O Fator de Carga ou Fator de Equivalência de Carga por Eixo (FC) representa a equivalência das cargas dos diferentes tipos de eixo, que circulam no pavimento rodoviário,

em um eixo padrão que deverá provocar o mesmo efeito no pavimento. O FC pode ser calculado com base no método da AASHTO ou USACE (*United States Army Corps of Engineers*), encontrados no Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (DNIT,2006). Já o Fator de Eixo (FE), determina o número médio de veículos que circula em uma determinada rodovia, uma vez que, o número de eixos por veículos varia muito (DNIT, 2006).

O Fator Climático Regional (FR) foi estabelecido para considerar as varrições de umidade dos materiais que constituem a estrutura do pavimento durante as diferentes estações do ano, entretanto, mediante algumas pesquisas desenvolvidas é considerado $FR=1,0$ (DNIT, 2006).

No projeto de dimensionamento do pavimento é considerado o tráfego que ocorre na faixa mais solicitada do pavimento. Observa-se que devido ao baixo valor do Fator de Veículo (FV) os carros de passeios e utilitários não são considerados no dimensionamento.

2.5.2 Pavimentos de baixo custo

Segundo Santana (1993 *apud* Bernucci, 1995) os pavimentos de baixo custo, são aqueles projetados considerando um volume de tráfego limitado, no qual o uso de materiais e tecnologias locais para a execução do pavimento são priorizadas, com o objetivo de se obter um resultado técnico e econômico satisfatório.

Bernucci (1995) considera que as camadas do pavimento, de base, sub-base e reforços do subleito, devem ser construídas utilizando materiais alternativos, como por exemplo, solos lateríticos, misturas granulométricas descontínuas de solos lateríticos com agregados, lateritas, alguns tipos de solos saprolíticos e solos estabilizados granulometricamente. Ainda, a camada de revestimento asfáltico deve ser pouco espessa, tendo no máximo 3 cm.

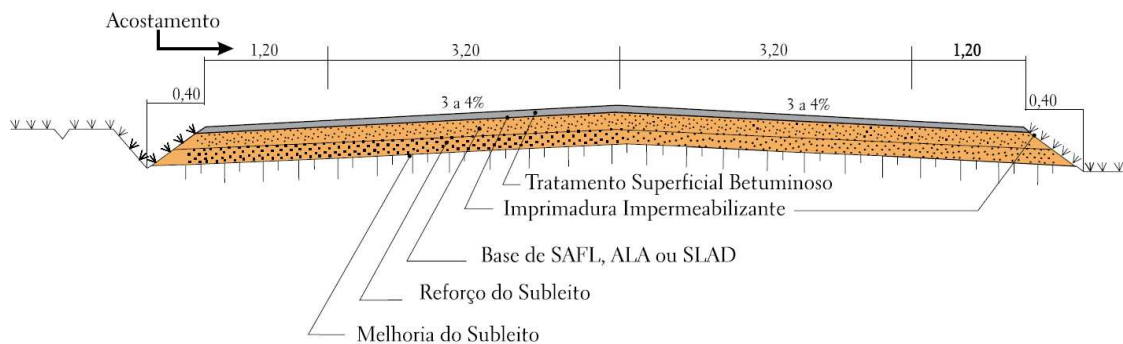
De acordo com Villibor *et al.* (2009) será considerado pavimento de baixo custo quando:

- As bases a serem utilizadas na estrutura do pavimento for constituída por solos locais “*in natura*”, ou em misturas, apresentando custo consideravelmente inferiores às bases convencionais, como por exemplo: brita graduada, solo-cimento, macadame hidráulico ou macadame betuminoso;

- A camada de revestimento asfáltico do pavimento deve ser executada com o uso de revestimento betuminoso esbelto do tipo tratamento superficial ou concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), apresentando espessuras máximas de 3,0 cm.
- O tráfego que os pavimentos de baixo custo podem atender são:
 - ✓ Se for Urbano: Deve ser de muito leve a leve, de acordo com a classificação da via;
 - ✓ Se for Rodoviário: Deve apresentar um valor de VDM inferior a 1500 veículos, dos quais a presença de veículos comerciais pode corresponder no máximo à 30% da frota, e o número $N < 5 \times 10^6$ solicitações do eixo padrão rodoviário de 8,2 t (80 kN).

O revestimento do tipo tratamento superficial, se caracteriza por ter pequena espessura e possuir baixa capacidade estrutural, o que contribui, para que, os esforços normais e tangenciais, que essa camada de revestimento recebe, seja transmitido quase que integralmente para a camada de base (MARANGON, 2004). A Figura 17 apresenta um perfil esquemático de um pavimento de baixo custo rodoviário.

Figura 17- Pavimento de baixo custo (sem escala).



Fonte: Nogami e Villibor (2009).

Os pavimentos de baixo custo apresentam vantagens econômicas e ambientais. As vantagens econômicas estão ligadas ao menor custo para execução da obra do pavimento, que pode chegar a uma economia de 53% no caso de base executada com solo brita ou 91% no caso de base executada com brita graduada, considerando pavimentos similares de rodovias vicinais (NOGAMI e VILLIBOR, 2009).

Em relação as vantagens ambientais, como as jazidas são de ocorrências naturais, então contribuem para elaboração e execução de projetos que visem a recuperação da área que

foi degradada, com sistema apropriado de drenagem superficial, bem como, reconstituição da camada de vegetação da superfície, com o reuso da camada que foi retirada no momento de limpeza da jazida (NOGAMI e VILLIBOR, 2009).

Segundo Villibor *et al.* (1994) os defeitos mais frequentes que ocorrem nesse tipo de pavimento podem ser encontrados: no revestimento (provocando desgaste, exsudação e superposição de agregados); na interface entre base revestimento (provocando exsudação, cravamento do agregado e lamela construtiva); no suporte das camadas do pavimento (provocando recalques no pavimento e ruptura da base na borda); também é observada defeitos como trincas de reflexão e erosão de borda.

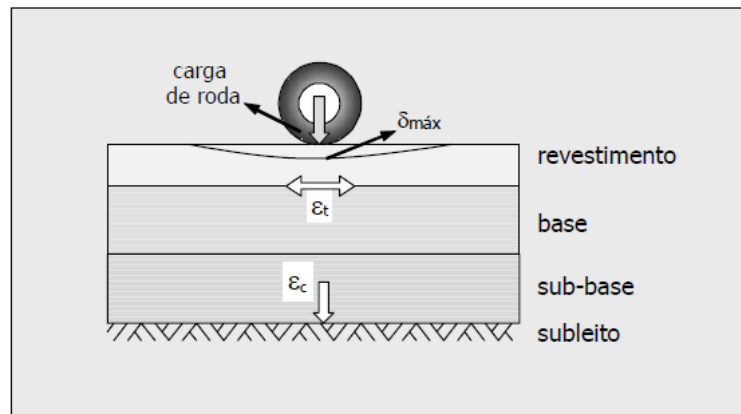
Os defeitos, em geral, evoluem para a formação de buracos ou panelas no pavimento, que podem ser corrigidos por meio de reparos na base ou no revestimento. A deterioração do pavimento está ligada aos problemas executivos do revestimento, bem como, os defeitos na interface entre a base e o revestimento (VILLIBOR *et al.*,1994).

No presente trabalho, para o dimensionamento do pavimento de baixo custo, será levado em conta a sua execução com o uso de solo fino laterítico como material alternativo para a sua composição, uma vez, que o Brasil, bem como a Zona da Mata Mineira, apresenta em seu território, grande quantidade desse tipo de solo.

2.6 DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS NOVOS

O pavimento asfáltico é uma estrutura composta por camadas, submetido a um carregamento superficial, proveniente dos pneus dos veículos, distribuído em uma área circular (Figura 18). Essa estrutura pode ser matematicamente modelada pela Teoria da Elasticidade, que irá fornecer dados para análise a respeito das solicitações de tensões, deformações e deslocamento, após a devida caracterização da estrutura e dos materiais utilizados em cada camada. Com o passar dos anos, vários estudos foram desenvolvidos de forma empírica ou embasados em experiências de trechos experimentais, para análise e dimensionamento dos pavimentos, até se chegar ao método mecanístico-empírico (FRANCO, 2007; MEDINA E MOTTA, 2015).

Figura 18- Estrutura de pavimento asfáltico submetido a tensão, deformação e deslocamento.



Fonte: Franco (2007)

Em 1885, Boussinesq, formulou expressões com base na teoria da elasticidade, para a análise de tensões, considerando o meio semi-infinito, homogêneo, elástico e isotrópico. Nas suas expressões, a estrutura possuía uma única camada, a carga era considerada pontual e o cálculo das tensões não dependiam das propriedades dos materiais utilizados. Posteriormente, foi considerado casos em que a carga era circular. Em 1942, Burmister, introduziu a análise considerando o pavimento composto por duas ou três camadas, sendo que, apenas a camada inferior era semi-infinita. A teoria das espessuras equivalentes, proposta por Odemark, surgiu em 1949, por meio de um procedimento analítico que permitia realizar o estudo de duas ou três camadas, como se fosse um sistema homogêneo (MEDINA e MOTA, 2015).

Até então todos esses estudos desenvolvidos, para a análise de tensão deformação e deslocamento, se basearam em dados empíricos, sem a utilização de programas computacionais, considerando pavimento com camadas limitadas e com uso da teoria da elasticidade linear (MEDINA e MOTA, 2015).

Em geral, os métodos empíricos, não consideram os principais danos como, o trincamento excessivo da camada de revestimento asfáltico (devido a fadiga e ação térmica) e os afundamentos de trilha de roda, causados respectivamente, devido a repetição de cargas no pavimento ou a aplicação de cargas elevadas, e acúmulo de deformação permanente nas camadas (FRANCO, 2007; MEDINA e MOTA, 2015).

Por basear em observações e experiências de pavimentos construídos em locais específicos, em geral de clima frio e temperado, o método empírico não pode ser reproduzido com total confiabilidade de resultado para locais com características diferentes, como por exemplo nos países de clima tropical. Portanto, os estudiosos da área de engenharia rodoviária

buscam o desenvolvimento de métodos, nos quais, se consiga uma análise mais realista da estrutura do pavimento, ponderando as reais situações de campo e os estudos de laboratórios (FRANCO, 2007).

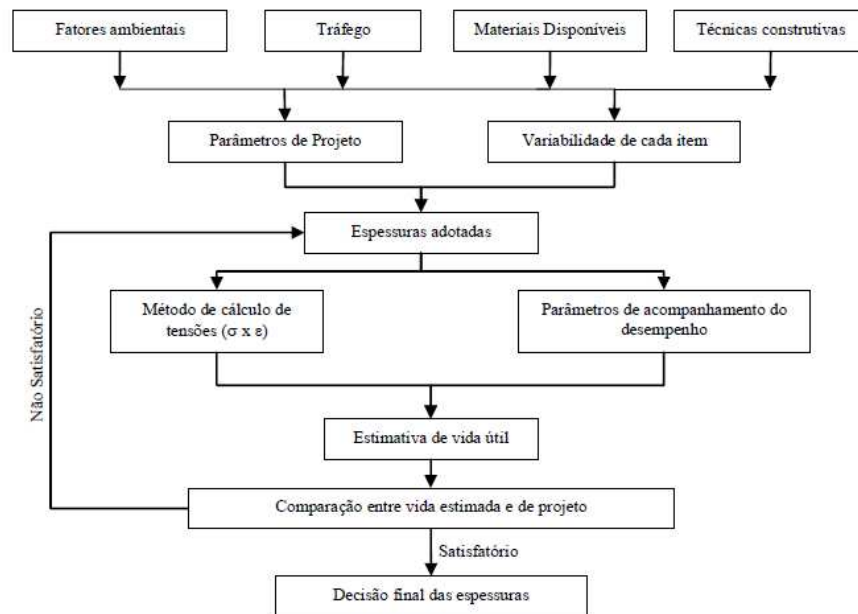
Segundo HUANG (2003), são divididos em cinco categorias, os métodos de projeto para dimensionamento de pavimentos asfálticos, à saber: os métodos empíricos; os métodos que limitam a ruptura por cisalhamento; os métodos que limitam a ruptura por deformação vertical; os métodos baseados no desempenho de pavimentos em pistas experimentais; e por fim os métodos mecanístico-empíricos.

No método de dimensionamento mecanístico-empírico é utilizado o princípio da mecânica dos pavimentos, o qual considera o pavimento uma estrutura estratificada de múltiplas camadas, sujeita a ação da carga imposta pelo tráfego e os fatores ambientais. Ainda, por meio da combinação de materiais e espessuras das camadas, será feita análise das tensões e deformações que ocorrem no pavimento, limitando-as de acordo com os parâmetros admissíveis no dimensionamento. Com a utilização de ensaios dinâmicos que tentam reproduzir condições mínimas de ambiente (umidade e temperatura) e os estados de tensões aos quais o pavimento será submetido em campo, é possível obter as características relativas ao comportamento dos materiais utilizados nas camadas. Entretanto, é fato que, como o próprio nome já diz, nesse método ainda é levado em consideração uma parcela de empirismo, para avaliação dos resultados (FRANCO, 2007; COUTINHO, 2011; LIMA, 2020).

De acordo com Franco (2007) Medina e Mota (2015) o método de dimensionamento mecanístico-empírico permite obter um pavimento com uma estrutura mais otimizada. A análise da estrutura, com a utilização de dados mais precisos, a respeito dos materiais utilizados, possibilita o uso mais racional de materiais, bem como, a consideração dos efeitos do tráfego e das condições ambientais. Ainda, foi possível de se observar que nem sempre a melhor resposta para um aumento do volume de tráfego será aumentar a espessuras das camadas.

Em sua tese de doutorado Motta (1991), apresentou um fluxograma representativo para o dimensionamento de um pavimento (Figura 19), ao qual o método mecanístico-empírico se enquadra.

Figura 19- Fluxograma representativo para dimensionamento de pavimento.



Fonte: Motta (1991).

Os projetos de pavimentação devem ser desenvolvidos a contemplar os danos causados no pavimento durante a sua vida útil de projeto, devido ao volume de tráfego, efeitos do clima, tensão das rodas impostas ao pavimento, a variação lateral da passagem dos veículos, características dos materiais utilizados, entre outros. Se não considerados corretamente, esses elementos, podem causar danos na estrutura do pavimento, comprometendo sua utilização ou levando à ruptura estrutural (FRANCO, 2007).

Segundo Yoder e Witzak (1975) e Franco (2007), durante o projeto de pavimento, um fator importante a ser levado em consideração é a avaliação da sua ruptura, que para pavimentos asfálticos, pode ocorrer de duas formas, estrutural ou funcional. A ruptura estrutural é quando o pavimento não consegue mais suportar as cargas impostas na superfície, ou seja, entra em colapso, podendo ocorrer como um todo ou pode ocorrer em uma certa camada. Já a ruptura funcional é quando o pavimento não consegue mais proporcionar boas condições de conforto, economia e segurança para os usuários, devido aos danos provocados pelas trincas ou deformações. É difícil de se ter uma previsão da condição funcional futura de um pavimento, mas espera-se que mesmo não sofra ruptura estrutural durante a sua vida útil de projeto.

Outro conceito importante é o de serventia de pavimento, que segundo o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006) pode ser traduzido como sendo a

capacidade que um pavimento tem de proporcionar ao usuário um bom desempenho, durante um dado momento, relativo ao conforto do rolamento e a segurança. A serventia varia entre zero (avaliando as condições de rolamento como péssimas) e cinco (avaliando as condições de rolamento como ótimas). O nível de aceitação da serventia pode variar, dependendo do uso e importância da rodovia, dessa forma, as rodovias de baixo volume de tráfego, em geral, aceitam um valor menor para a serventia.

Com o advento dos programas computacionais, foram desenvolvidos ao longo dos anos alguns softwares que permitem a determinação das tensões, deformações e deslocamentos em estruturas de pavimento. Alguns desses programas permitem o uso da modelagem elástico linear, como é o caso do ELSYM5 fazendo o cálculo pelo método das diferenças finitas, enquanto outros utilizam a modelagem elástico não linear, como por exemplo o FEPAVE2 que realiza o cálculo pelo método dos elementos finitos (MEDINA e MOTTA, 2015; LIMA; 2020).

Esses dois programas foram muito utilizados no Brasil durante muitos anos e contribuíram para o desenvolvimento de muitas pesquisas e projetos na área de pavimentação. Entretanto, vale observar que existem vários outros programas brasileiros que já foram e ainda são utilizados para o dimensionamento de pavimentos, cada um com suas peculiaridades, como pode ser observado na **Tabela 4** (MEDINA e MOTTA, 2015; LIMA; 2020).

Tabela 4- Programas utilizados para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

Programa	Ano	Base Teórica	Análise	Nº de Camadas	Nº de Cargas
ELSYM 5	1985	CEDF	EL	5	10
FEPAVE 2	1972	MEFAX	ENL	10	1
CIRCLY 5	2004	MEF3D	ENL	N	N
KENLAYER	1973	MEFAX	ENL – VE	19	N
ILLI-PAV	1980	CEIN	ENL	N	1
BISAR	1980	CEIN	EL	N	1
CHEVRON	1963	CEIN	EL	N	1
VESYS	1975	CEIN	VE	N	1
DAMA 2	1983	CEIN	ENL	4	2
ALISE	1970	CEIN	EL	N	N
SENOL	1981	MEFAX	ENL	N	1
MPAVE	-	MEFAX	EL	2	1
MECAF3D	1991	CEDF	EL	N	N
FLAPS	1998	CEDF	EL	N	N
DRESDEN+FENLAP	2003	MEFAX	ENL	N	N
VAGFEM	2003/04	MEFAX	ENL+EL	N	N
SISPAV	2007	CEDF	ENL	8	6
MEDINA	2018	CEDF	ENL	8	6

Legenda: CEDF = camadas elásticas, diferenças finitas; MEFAX = método dos elementos finitos axi-simétrico; CEIN = camadas elásticas interação numérica; EL = elástico linear; ENL = elástico não linear; VE = visco elástico.

Fonte: LIMA (2020).

Atualmente no Brasil o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis novos, considerando revestimento asfáltico e camadas granulares, mais utilizado é o “Método do DNER”, devolvido na década de 60 e atualizado em 1981 pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza. O método possui uma base empírica, fundamentada no uso dos dados obtidos pelo ensaio de CBR, ensaio no qual, foi desenvolvido com o uso de materiais norte americano. Esse método é uma adaptação do utilizado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, juntamente com o conceito de coeficiente de equivalência estrutural utilizado nas pistas experimentais da AASHTO, que consideravam o clima e os materiais representativos da região daquele país (DNER, 1981; MOTTA, 1991, FERNANDES, 2016).

Com o intuito de modificar esse cenário de dimensionamento de pavimentos brasileiro, uma equipe de pesquisadores do Instituto Aberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE- UFRJ) em parceria com o IPR/DNIT desenvolveram um programa computacional para o dimensionamento e verificação de estruturas de pavimentos, do tipo flexíveis e semirrígidos, bem como, projetos de reforço de pavimentos, utilizando o método mecanístico-empírico. Este programa foi denominado MeDiNa. O programa ainda apresenta mais duas sub-rotinas, o AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), para o cálculo de tensões e deformações e o BackMedina, para a retroanálise dos módulos de resiliência das camadas dos pavimentos.

MeDiNa além de ser uma homenagem ao professor Jacques de Medina, referência na área de geotecnia e pavimentos, significa Método de Dimensionamento Nacional. Tendo como base o SisPav, desenvolvido por Franco (2007), o MeDiNa utiliza a teoria da elasticidade considerando a modelagem linear e não linear (calculada por iterações elásticas lineares) para soluções de sistemas de multicamadas e contínuos (LIMA, 2020).

Os defeitos do pavimento considerados no programa são: defeitos por fadiga, para misturas asfálticas, misturas solo-cimento e materiais tratados com cimento; defeitos devido a deformação permanente para solos e materiais granulares (LIMA, 2020). Os resultados fornecidos pelo programa serão confiáveis, desde que, o profissional forneça dados coerentes e precisos em relação aos materiais, ao subleito e ao tráfego. A Tabela 5 apresenta um quadro com os dados de entrada necessário no programa MeDiNa.

Tabela 5- Dados de entrada no programa MeDiNa.

Informações	Materiais				
	Solos finos, siltosos ou argilosos	Granulares	Lateritas	Estabilizados com cimento	Asfálticos
Necessárias					
MR	x	x	x	x	x
Coef. de Poisson	x	x	x	x	x
RT (28 dias)				x	
Geometria da mistura					x
Viscosidade do ligante					x
Índices volumétricos					x
Espessura	x	x	x	x	x
DP	x	x	x		
Adicionais					
Identificação	x	x	x	x	x
Classificação	x	x	x	x	x
Tipo de ligante					x
Densidade máxima	x	x	x	x	x
Umidade ótima	x	x	x	x	
Energia de compactação	x	x	x	x	
Teor de cimento				x	
Percentual de silte	x				
Geral					
Eixo padrão rodoviário:	Carga de eixo	Pressão de pneus	Sx	Área	Raio
Dados de tráfego:	Tipo de Via	N anual total	Taxa de crescimento	% veículos na faixa de projeto	Período de projeto

Fonte: LIMA (2020).

2.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Na década de 30, Francis Hveem relacionou as deformações elásticas (recuperáveis) com a ocorrência de fissuras nos pavimentos asfálticos, se tornando o precursor dos estudos a respeito do comportamento resiliente de materiais empregados em pavimentação. Ainda, adotou o termo “resiliência” para se referir as deformações recuperáveis. Para Hveem era devido as deformações resilientes nas camadas inferiores dos pavimentos, principalmente no subleito, que apareciam crescentes fissuras nos revestimentos asfálticos (BERNUCCI *et al*, 2010; ZAGO, 2016).

Dentre os principais parâmetros utilizados para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis, encontra-se o módulo de resiliência (MR). Esse parâmetro está diretamente relacionado com a capacidade de um material após sofrer uma deformação durante a aplicação de uma carga retornar para o seu estado inicial. Ou seja, a resiliência refere-se as deformações recuperáveis de um material, de modo que, após a aplicação da carga não ocorra um histórico de deformações no mesmo (BALBO, 2007; MEDINA e MOTTA, 2015).

Ao contrário do módulo de Young comumente utilizado como parâmetro de dimensionamento estrutural, o módulo de resiliência não é determinado estaticamente, mas de forma dinâmica. Ainda, os materiais empregados em pavimentação, como britas e os solos, não possuem comportamento elástico linear, logo as equações da lei de Hooke, utilizada para determinação do módulo de Young não são válidas para a determinação do módulo de resiliência (BERNUCCI *et al*, 2010; MEDINA e MOTTA, 2015).

De modo geral, materiais com valores elevados para o módulo apresentam pouca deformabilidade, e são mais comumente empregados nas camadas superiores dos pavimentos, a fim de diminuir as tensões e deflexões que atingem o subleito. Já os materiais com baixos valores apresentam muita deformabilidade, sendo indesejado para uso em pavimentação.

O módulo de resiliência é determinado por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas, que consiste em aplicar verticalmente uma tensão desviadora no topo do corpo de prova, de forma cíclica no sentido do esforço de compressão; e ao mesmo tempo é aplicada uma tensão confinante constante, dentro da câmara triaxial. Ao executar esse ensaio, tenta-se reproduzir em laboratório condições semelhantes ao carregamento de tráfego que o material estará submetido, quando em serviço, na camada do pavimento (MEDINA e MOTTA, 2015).

O módulo de resiliência é uma propriedade mecânica do solo e pode ser determinado pela relação existente entre a tensão desvio e a deformação resiliente do corpo de prova, apresentado pela Equação 4.

Equação 4

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad \varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Onde:

MR: Módulo de Resiliência (MPa);

σ_d :tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

ε_r : deformação específica axial resiliente (mm/mm);

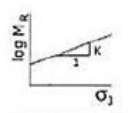
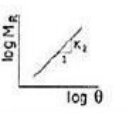
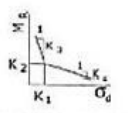
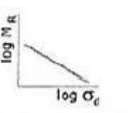
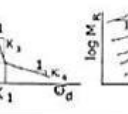
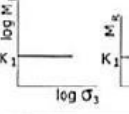
Δh : deslocamento vertical máximo (mm);

H_0 : altura de referência inicial do corpo de prova (mm).

Segundo Medina e Motta (2015), para solos, o módulo de resiliência depende de sua natureza e constituição, da massa específica aparente seca, umidade e as solicitações de tensões aplicadas repetidamente. Ao longo dos anos vários estudos foram desenvolvidos

buscando relacionar o estado de tensão com o módulo de resiliência para os tipos de solos brasileiros. Entretanto, para a utilização desses modelos, deve-se ter o conhecimento a respeito da granulometria desses solos, uma vez que, cada modelo é para um determinado tipo de solo. A Figura 20 mostra alguns modelos estudados na COPPE/UFRJ.

Figura 20- Modelos iniciais para o cálculo de módulo de resiliência de solos.

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
arenoso 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
argiloso 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
combinado 	$M_1 = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	constante 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Fonte: Motta e Medina (2015).

Macedo (1996), estudando alguns trechos de uma rodovia construída no estado de São Paulo, propôs um modelo para o cálculo do módulo de resiliência, em que é considerado, ao mesmo tempo, influência das tensões desvio e confinante, não ocorrendo a necessidade de conhecimento prévio a respeito da granulometria do solo. Ou seja, o modelo composto (Equação 5), assim denominado, proposto por Macedo (1996), pode ser utilizado para solos de qualquer granulometria.

Equação 5

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$$

Onde:

MR: módulo de resiliência (MPa);

σ_3 : Tensão confinante(MPa);

σ_d : Tensão desvio(MPa);

k_1 , k_2 , e k_3 : são os coeficientes de regressão, encontrados experimentalmente.

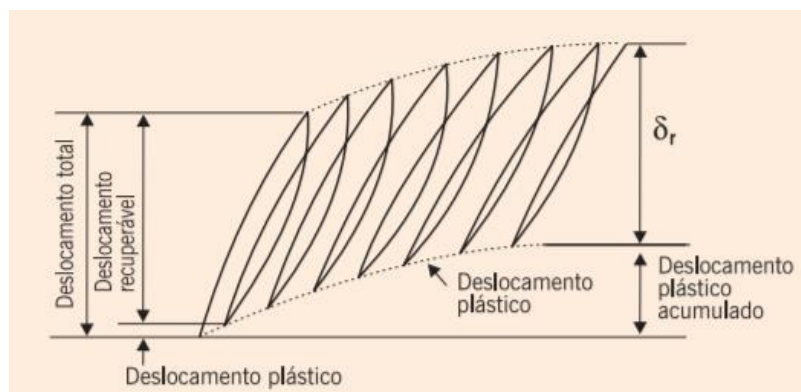
Observa-se que tanto os modelos apresentados na Figura 20, quanto o modelo composto, entre outros modelos existentes para representar o cálculo do MR, apresentam vantagens e desvantagens, dependendo das características dos materiais ensaiados e o nível de tensões que o material estará submetido, como foi observado em pesquisas desenvolvidas por Silva (2019), Roza (2018) e também mencionado em Medina e Motta (2015). Desta forma, fica a critério do projetista a escolha do modelo que melhor se adequa às suas necessidades para representar o comportamento do módulo de resiliência.

2.8 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Ao contrário das deformações resilientes, em que ocorre a volta do material para o seu estado inicial, após cessado a aplicação de carga, a deformação permanente (DP) corresponde aos deslocamentos não recuperáveis, ou seja, o material não retorna para o seu estado inicial após cessado a aplicação de carga. Sendo assim, a deformação permanente, também chamada de deformação plástica, se relaciona com o histórico de tensões e o acúmulo de deformações que ocorre ao longo da vida útil do pavimento. Assim como o módulo de resiliência os parâmetros da DP também são obtidos pelo ensaio triaxial de cargas repetidas (LIMA, 2016; LIMA, 2020).

Na Figura 21 pode-se visualizar a representação dos deslocamentos sofridos por um corpo de prova durante o ensaio triaxial de cargas repetidas. Ressalta-se que o deslocamento plástico acumulado, identificado na imagem, refere-se à deformação permanente e o deslocamento recuperável refere-se à deformação resiliente.

Figura 21- Representação da deformação permanente sofrida por um corpo de prova durante o ensaio triaxial de cargas repetidas.



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

Segundo Baldo (2007) os materiais empregados para compor as camadas dos pavimentos, como solos, misturas estabilizadas granulometricamente, britas e pedregulhos,

contribuem para a manifestação de deformações permanentes no pavimento, ao longo de sua vida útil, devido a aplicação de cargas que solicita o mesmo. Ainda, em geral, para as estradas que empregam matérias de baixa capacidade de resistência nas camadas inferiores, esse processo provoca ruptura na camada de rolamento diminuindo o conforto e segurança do motorista.

Guimarães (2009) também afirma que, no caso de pavimentos de baixo custo que emprega solos tropicais naturais nas camadas inferiores e possuem pequena espessura na camada de revestimento, os problemas causados pela deformação permanente, podem ser ainda maiores. Portanto, vê-se a necessidade de um estudo desse parâmetro para melhor compreensão das propriedades mecânicas dos solos lateríticos, auxiliando o projetista quando for utilizar o mesmo nos dimensionamentos de pavimentos.

As camadas que compõe o pavimento encontram-se compactadas, entretanto devido as cargas que solicitam o pavimento, pode ocorrer uma deformação volumétrica permanentes nas camadas, o que contribui com a variação da sua espessura. Quando a ocorrência desse efeito se prolonga longitudinalmente nas faixas de rolamento do pavimento, provoca um defeito indesejável para o pavimento, denominado de afundamento de trilha de roda (ATR). Esse afundamento irá ocorrer ao longo das faixas de tráfego que tenha elevada concentração de carregamento aplicado ao pavimento, em geral, nas regiões em que as rodas dos veículos passam (LIMA, 2016). A Figura 22 apresenta um exemplo de afundamento de trilha de roda.

Figura 22- Exemplo de afundamento de trilha de roda (ATR).



Fonte: Balbo (2007).

Dependendo da profundidade do afundamento de trilha de roda, esse defeito é considerado como uma falha estrutural grave. Além das deformações permanentes causadas no pavimento, o ATR também é responsável pelo acúmulo de água no pavimento, bem como a possibilidade de infiltração dessa água no pavimento, diminuindo a vida útil do mesmo e

comprometendo a segurança do motorista (GUIMARÃES, 2009). Na Figura 23 pode-se visualizar um exemplo de afundamento de trilha de roda em um trecho de rodovia.

Figura 23- Afundamento de trilha de roda em um trecho de uma rodovia.

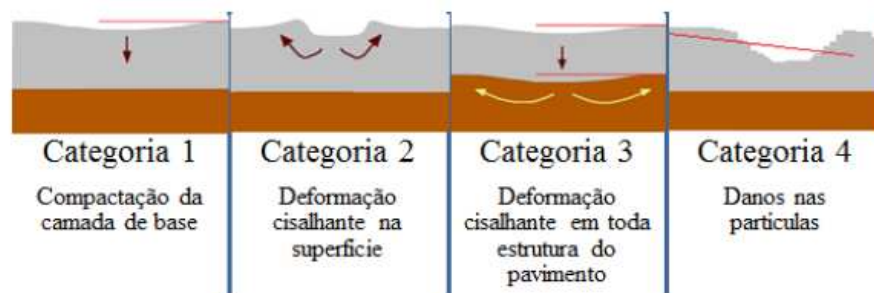


Fonte: Adaptado de Zago (2016).

De acordo com Ullidtz (1987 *apud* ZAGO, 2016) e Huang (1993) por meio de resultados de pistas experimentais dos Estados Unidos, foi possível determinar que o ATR ocorre principalmente devido a diminuição das espessuras das camadas do pavimento e que a ocorrência desse defeito é cerca de 32% no revestimento, 14% na base de brita graduada, 45% na sub-base granular e 9% no subleito argiloso.

De acordo com Dawson e Kolisoja (2004) o afundamento de trilha de roda pode ser classificado em quatro categorias, conforme observado na Figura 24. Em sua classificação foi considerado o ATR ocorrendo nas camadas granulares sem revestimento ou apresentando revestimento com baixa espessura.

Figura 24- Categorias do ATR, sendo que o cinza representa a cama granular e o marrom a camada de solo.



Fonte: Adaptado de Dawson e Kolisoja (2004) e de Guimarães (2009); Lima (2016) *apud* Lima (2020)

Observa-se que, em um pavimento, existem diferenças entre os mecanismos de deformações permanentes que ocorrem nas camadas geotécnicas, resultando no ATR, e na camada de revestimento asfáltico. Uma vez que, nos dimensionamentos, considera-se que o ATR no revestimento asfáltico é provocado devido problemas na dosagem da mistura asfáltica e não devido às espessuras das camadas (NORBACK, 2018; LIMA, 2020).

Ao longo dos anos foram desenvolvidos vários modelos para a previsão da deformação permanente para solos, com a utilização dos parâmetros obtidos no ensaio triaxial de cargas repetidas. Alguns desses modelos foram desenvolvidos com base em modelos anteriores, outros com bases de dados existentes sobre alguns materiais ensaiados.

Segundo Guimarães (2009) observa-se que nem sempre os modelos utilizam o mesmo conjunto de parâmetros para se fazer o cálculo da deformação permanente, não apresentando um consenso a respeito do melhor modelo a ser utilizado. Em sua tese o autor apresentou os principais modelos utilizados para a previsão da DP e Norback (2018) reuniu-os na Tabela 6.

Tabela 6- Modelos de previsão da deformação permanente em solos.

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

Fonte: Norback (2018).

Foi proposto por Guimarães (2009) um outro modelo para a previsão da deformação permanente. Durante o desenvolvimento de sua tese, Guimarães realizou vários ensaios de DP em solos tropicais compactados e britas. Para obter os parâmetros do seu modelo são realizados ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas, em que cada um dos nove corpos de prova é submetido à um par de tensão diferente.

Diferente dos outros modelos, apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o proposto por Guimarães (Equação 6) inclui diretamente no cálculo as tensões desvio e confinante a qual o material está submetido. O software MeDiNa utiliza esse modelo de deformação permanente para o dimensionamento mecanístico-empírico dos pavimentos.

Equação 6

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

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$: Deformação Permanente Específica;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$: Parâmetros de regressão;

σ_3 : tensão confinante em kgf/cm²;

σ_d : tensão desvio em kgf/cm²;

ρ_0 : tensão de referência, considerada com a pressão atmosférica igual a 1 kgf/cm²;

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Os quatro parâmetros de regressão utilizados no modelo de Guimarães (2009) são obtidos por meio de regressão múltipla não linear.

Lima (2020) fez uma análise estatística de três modelos, presentes na literatura, para o cálculo da deformação permanente levando em consideração a variação da umidade de compactação. Dois modelos consideravam diretamente o teor de umidade como dado de entrada na equação e o terceiro modelo é o apresentado na

Equação 6, que não inclui o teor de umidade na equação. Em sua análise foi constatado que esse modelo de Guimarães (2009) não apresentou o melhor resultado, entretanto, obteve uma elevada capacidade para ser empregado, permitindo o uso desse modelo para qualquer teor de umidade, desde que se atente à tolerância em relação a variação da umidade ótima de 0,5% para solos finos, estabelecida pela norma do DNIT (2018).

A autora ainda propôs um novo modelo para o cálculo da deformação permanente considerando a variação do teor de umidade acima da ótima, auxiliando na escolha preditiva de materiais mais adequados para essa variação do teor de umidade e identificação da faixa mais adequada a ser aceita em campo para essa variação de acordo com o solo utilizado.

Apesar do presente trabalho estudar a influência na deformação permanente considerando uma variação de 2% acima da umidade ótima, optou-se por utilizar o modelo de Guimarães (2009), uma vez que, como recomendou (LIMA, 2020), esse modelo apresenta bons resultados para vários tipos de solos; além de ser o modelo utilizado para o dimensionamento de pavimentos no programa MeDiNa.

2.8.1 A Teoria do *Shakedown*

Após aplicação de um considerável número repetidos de cargas, em alguns materiais, poderá ocorrer a estabilização da deformação permanente e o material passará a apresentar apenas deformações elásticas, isso ocorre devido ao surgimento das tensões residuais. Quando esse evento ocorre, diz-se que o material entrou em *shakedown*, ou seja, houve o acomodamento das deformações permanentes. Por meio do estudo do *shakedown* é possível prever se a deformação permanente, que ocorre nos materiais empregados nas camadas do pavimento, irá se estabilizar ou provocar a ruptura desse material. O primeiro estudo e aplicação dessa teoria em pavimentação foi desenvolvido por Sharp e Booker em 1984 e foi introduzido no Brasil, na década de 90, por Medina e Motta (WERKMEISTER, 2003; GUIMARÃES, 2001).

A razão entre o par de tensão desvio e confinante (σ_d/σ_3) em que a amostra é submetida no ensaio triaxial de cargas repetidas é o fator que determina o limite do *shakedown*, ou seja, quanto maior essa relação menor é a tendência do material entrar em *shakedown* podendo colapsar e no caso contrário maior é a tendência de ocorrer a acomodação da deformação permanente, levando a ocorrência do *shakedown* (NORBACK, 2018).

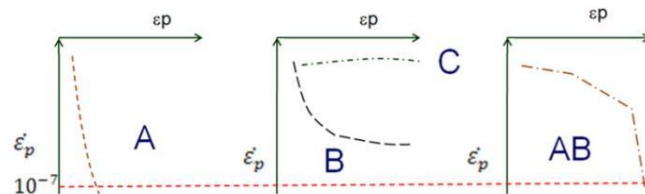
A ocorrência do fenômeno de *shakedown* é favorável para os pavimentos, uma vez que, diminui a probabilidade de ocorrência de trilhas de roda, favorecendo a sua vida útil. Pesquisas realizadas mostram que os solos tropicais lateríticos apresentam a tendência de entrar em *shakedown* (GUIMARÃES, 2009; DELGADO *et al.*, 2014).

Com os resultados obtidos no ensaio triaxial, pode-se traçar as curvas de acomodamento ou curvas de *shakedown* para o solo ensaiado. Segundo Werkmeister *et al.* (2001), pode ocorrer três tipos ou níveis de comportamento para os materiais, denominados de A, B e C. Guimarães (2009) observou mais um comportamento ao estudar os solos finos tropicais lateríticos, o tipo AB. Os quatro tipos de comportamento são apresentados no Gráfico 1.

Guimarães (2009) descreve os quatro tipos de comportamento da seguinte forma: O nível A chamado de *shakedown* ou acomodamento plástico, corresponde ao material que atingiu o acomodamento das deformações plásticas e ficando apenas as deformações plásticas, após um certo número de cargas repetidas aplicadas ao material. As curvas desse

nível tendem a ser paralelas ao eixo vertical do gráfico e devem apresentar taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga (ϵ_p) da ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros.

Gráfico 1 -Tipos de comportamento possíveis para materiais submetidos a cargas repetidas.



Fonte: LIMA e MOTTA (2016).

O nível B, é um nível intermediário, uma vez que, não se pode afirmar se o material entrou em *shakedown* ou colapsará. Durante os ciclos iniciais de aplicação de carga ocorre uma elevada taxa de acréscimo das deformações permanentes, que tende a diminuir consideravelmente tornando-se quase constante durante a aplicação dos ciclos de carga ao longo do ensaio.

O nível C chamado de colapso incremental, é aquele em que ocorre inúmeros incrementos de deformação permanente durante a aplicação dos ciclos de carga, podendo levar o pavimento à ruptura por excesso de afundamento de trilha-de-rodas.

O nível AB apresenta significativa deformação permanentes nos ciclos de carga iniciais, mas que se acomodam no decorrer do ensaio, entrando em *shakedown*.

2.8.2 A influência da umidade na Deformação Permanente nos solos

Segundo Guimarães (2009), quando as camadas dos pavimentos são submetidas aos carregamentos impostos pelo tráfego, alguns fatores que contribuem para a diminuição da resistência ao cisalhamento, dos materiais que compõem as camadas geotécnicas, podem causar o aumento da deformação permanente no pavimento. Para esse autor, os quatro fatores principais estão ligados à tensão, carregamento, agrado e a umidade. Se tratando da umidade deve-se atentar para a permeabilidade do material, grau de saturação, poro-pressão e seu percentual no solo, sendo este último o foco deste trabalho.

A dosagem correta da quantidade de água no solo que será empregado na execução da camada do pavimento, pode interferir positivamente na propriedade de coesão do material, enquanto erros de dosagem, em que o teor de umidade é elevado, contribui para a diminuição do módulo de resiliência e aumento da deformação permanente (RIBEIRO, 2013).

Durante os processos de umedecimento e homogeneização dos solos em campo podem ocorrer algumas falhas resultando em água em excesso ou em uma perda considerável, o que varia o resultado final do teor de umidade na camada do pavimento, interferindo na deformação permanente das camadas de base, sub-base, reforço de subleito e subleito (GUIMARÃES, 2009). Fato observado por Thuler (2005), em que solos compactados na umidade ótima obtiveram valores de deformação permanente menores, quando comparados com o solo compactado em umidade superior. Dessa forma vê-se a importância de estudos relacionados à influência da variação do teor de umidade nas camadas geotécnicas.

Estudos de Guimarães (2001), mostrou um aumento de 33% na deformação permanente específica de uma argila amarela do Rio de Janeiro, ao variar o teor de umidade de compactação em 1,8%, mantendo o mesmo nível de tensão no ensaio de deformação permanente (ensaio 6 e ensaio 13 considerando $\sigma_d = \sigma_3 = 1,2 \text{ kgf/cm}^2$). Em contrapartida, para o ensaio de DP, nesse mesmo solo, em que se manteve $\sigma_d = \sigma_3 = 0,5 \text{ kgf/cm}^2$ (ensaio 8 e ensaio 11) e variou o teor de umidade também em 1,8%, o corpo de prova com o menor teor de umidade de compactação obteve um valor de DP mais elevado.

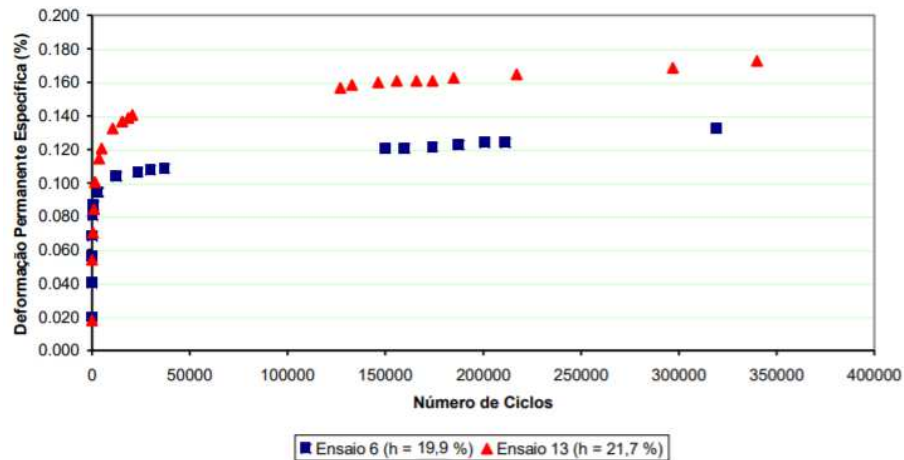
A Tabela 7 apresenta uma tabela com os dados do ensaio de deformação permanente e os Gráfico 2 e Gráfico 3 apresentam os aspectos das curvas de deformação permanente encontradas por Guimarães (2001) em sua dissertação.

Tabela 7- Dados ensaio de deformação permanente utilizados por Guimarães (2001).

Ensaio	σ_d (Kgf/cm ²)	σ_3 (Kgf/cm ²)	h (%)	N
6	1,2	1,2	19,9	319.000
8	0,5	0,5	20,6	310.000
11	0,5	0,5	18,4	303.000
13	1,2	1,2	21,7	340.000

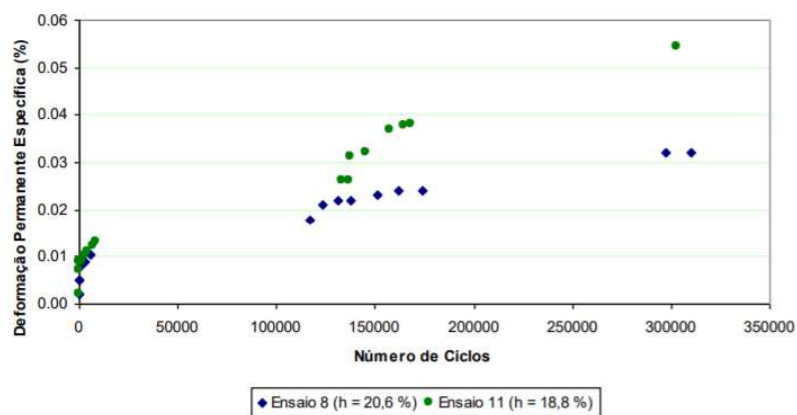
Fonte: Adaptado de Guimarães (2001).

Gráfico 2-Ensaio 6 e ensaio 13 obtidos por Guimarães (2001).



Fonte: Guimarães (2001).

Gráfico 3- Ensaio 8 e ensaio 11 obtidos por Guimarães (2001).



Fonte: Guimarães (2001).

Observa-se que os gráficos dos ensaios para o mesmo nível de tensão possuem curvas semelhantes entre si, diferindo apenas na magnitude do valor da DP. Guimarães (2001) conclui em seus estudos para o solo de argila amarela que, a deformação permanente específica sofre grande influência do estado de tensões e do teor de umidade de compactação do corpo de prova.

Ribeiro (2013) estudou um solo laterítico arenoso (LA') da região de Dois Córregos no estado de São Paulo, tendo como um dos objetivos verificar a influência da umidade na DP desse solo, variando o teor de umidade em relação à ótima em 1,5% para mais e para menos. A autora tirou como conclusão de sua pesquisa que a variação no teor de umidade não causou alterações significativas na deformação permanente, apesar de sempre ocorrer o aumento no valor da DP para os ensaios realizados nos corpos de provas compactados acima da ótima.

Lima *et al.* (2018) estudou um solo laterítico de subleito classificado como LG' segundo a metodologia MCT, coletado em diferentes segmentos da BR-493 localizada no estado do Rio de Janeiro. Nesse estudo o ensaio de módulo de resiliência foi realizado variado o valor do teor de umidade em até 2% acima e abaixo da umidade ótima. Como resultado foi possível de se observar que nos ensaios de módulo com corpo de prova acima da umidade ótima houve diminuição na rigidez do solo e conseqüentemente o aumento na deformação permanente. Porém os valores obtidos para o módulo de resiliência não foram consideravelmente baixos, estando esse material apto para ser utilizados na camada de base do pavimento.

Em sua tese Lima (2020) observou que os solos, classificados segundo a metodologia MCT como LG', LA', NA' e NG', compactados acima da umidade ótima tendem a apresentar maiores valores de deformação permanente, aumentando o valor de deformação a medida que a relação entre a tensão confinante e a tensão desvio (σ_d/σ_3) aumenta. Já os solos compactados abaixo da umidade ótima tendem a apresentar menores deformação, entretanto esses solos apresentam maior valores de vazios, o que pode causar uma maior variação na umidade, quando submetidos a uma infiltração do pavimento.

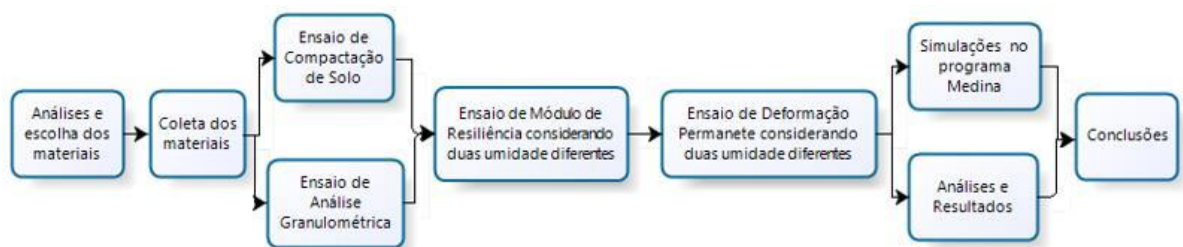
Nessa mesma tese, foi verificado que os solos lateríticos apresentaram maiores deformações permanentes em relação aos não lateríticos, fato que não era esperado de se ocorrer, uma vez que, os solos lateríticos apresentam melhores comportamento mecânico. Segundo a autora esse evento pode ter ocorrido devido ao formato mais fechado da curva de compactação desse solo, em que uma variação do teor de umidade de compactação em 2% pode ter colocado o solo em estado iminente de saturação. A autora também ressalta que a variação do teor de umidade compactação influencia cada solo de uma forma diferente, e por isso, a variação de umidade de compactação permitida em campo pela legislação brasileira de 2%, deve ser analisada com mais cautela.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os materiais e os métodos utilizados para o desenvolvimento do presente trabalho, contemplando os estudos para a escolha dos materiais a serem utilizados, bem como, sua coleta, os ensaios de laboratório com fins de caracterização mecânica e simulações no programa MeDiNa.

O fluxograma da Figura 25 apresenta uma sequência esquemática da metodologia proposta para o desenvolvimento da pesquisa. Essa sequência de atividades foi desenvolvida visando a obtenção de dados que permita cumprir com o objetivo deste trabalho.

Figura 25- Fluxograma esquemático da pesquisa



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Na Tabela 8 é apresentada uma estimativa da quantidade de corpos de prova que foram utilizados para a realização dos ensaios segundo as normas vigentes. De forma a se conseguir cumprir com o objetivo do presente trabalho, os ensaios de deformação e módulo foram realizados na umidade ótima e em uma umidade 2% superior à ótima, totalizando 18 corpos de prova para cada tipo de solo/amostra para o ensaio de deformação permanente (2 umidades x 9 níveis de tensão = 18) e 6 corpos de prova para o ensaio de módulo de resiliência (3 corpos de prova x 2 umidades = 6). Foram confeccionados 5 corpos de prova para cada tipo de solo/amostra para a execução do ensaio de compactação, com a finalidade de encontrar a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima.

Tabela 8 - Quantitativo de corpos de prova utilizado no presente trabalho.

Amostra	Quantidade de corpos de provas utilizados nos ensaios		
	Compactação de solos	Módulo de Resiliência	Deformação Permanente
ZM 09'	5	6	18
ZM 10'	5	6	18
ZM 16'	5	6	18

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Na Tabela 9 é apresentada a quantificação de material coletado em campo, ensaiado e que obtiveram resultados válidos, sendo assim, considerados nas análises e resultados do

presente trabalho. Ressalta-se que devido a contratempos durante a realização dos ensaios, como falha em equipamentos, problemas com a desmoldagem do corpo de prova e entre outros, alguns ensaios tiveram que ser repetidos.

Tabela 9- Quantificação de material

Ensaio	Quantidade de corpos de prova	Quantidade de material das três amostras (kg)
Compactação de Solo	15	37,5
Módulo de Resiliência	18	72,0
Deformação Permanente	54	216,0
Total	87	325,5

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

3.1 ESCOLHA DOS MATERIAIS

Para a escolha das amostras de solos, utilizadas para o desenvolvimento do presente trabalho, foi considerada a tese de doutorado de Marangon (2004). Em seu trabalho, Marangon realizou um amplo estudo a respeito dos solos tropicais da região centro-sul-sudeste do Estado de Minas Gerais, o qual contemplou a Zona da Mata Mineira. Com base nessa tese, dentre as várias amostras estudadas, foram escolhidas três amostras de solos finos lateríticos, pertencentes à região da Zona da Mata Mineira, e que fossem localizados na cidade de Juiz de Fora ou que estivessem bem próximos a mesma, uma vez que, a UFJF está localizada nessa cidade.

Uma das análises feitas por Marangon (2004), é a classificação dos solos segundo a Metodologia MCT. Dentre as 16 amostras de solo da Zona da Mata analisadas, apenas uma amostra teve sua classificação MCT como solo argiloso não laterítico (NG'), as outras 15 amostras foram classificadas como solos lateríticos argilosos (LG'). Dessa forma, devido à variedade de solos LG' encontrados na região optou-se por trabalhar com três amostras de solos com classificação LG'.

As amostras de solos escolhidas, estão nomeadas em Marangon (2004) como ZM 09, ZM 10 e ZM16. No presente trabalho, as amostras foram renomeadas recebendo um apóstrofo (') dessa forma as amostras passaram a ser reconhecidas, respectivamente, por: ZM 09', ZM 10' e ZM 16'.

Na Tabela 10 são apresentados os dados a respeito do local de coleta das amostras, bem como a condição do pavimento em dezembro de 2002, data em que Marangon realizou a coleta para o desenvolvimento de sua tese.

Tabela 10- Identificação do local de coleta das amostras apresentada na tese de Marangon (2004).

Amostra	Coordenadas UTM		Altitude de Coleta (m)	Rodovia	Trecho da Coleta	Condição do pavimento (dez/2002)
	Sul	Oeste				
ZM 09	7618845	688928	450	MG 353	Goianá - Rio Novo	Pavimentada
ZM 10	7589505	675500	624	BR 267	Juiz de Fora - Bicas	Pavimentada
ZM 16	7591987	667880	905	Urbana	São Pedro-Juiz de Fora	Em Pavimen.

Fonte: Adaptado de Marangon (2004).

A caracterização granulométrica dos solos estudados por Marangon (2004) é apresentada na Tabela 11. Como pode-se observar, os três solos apresentam porcentagem de material passante na peneira N°10 (com abertura da malha de 2mm) superior à 97%, o que representa uma característica dos solos a serem classificados pela metodologia MCT. As partículas que compõe o material são de predominância argilosa, com valores acima de 58%.

Tabela 11- Granulometria e relação silte/argila

Amostras	Granulometria (% Passante)					Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Relação Silte/Argila
	3/8"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200					
ZM 09	99,8	99,5	97,8	87,9	74,0	0,5	26,5	7,8	66,0	0,12
ZM 10	99,6	98,4	97,4	93,8	68,6	1,6	31,9	10,0	58,0	0,17
ZM 16	99,9	99,7	99,0	93,5	80,7	0,3	18,9	2,5	78,0	0,03

Fonte: Adaptado de Marangon (2004).

Os valores de limites de Atterberg, o índice de grupo (IG) e as classificações tradicionais segundo o SUCS e TRB, para as três amostras de solos estudadas por Marangon (2004), podem ser observados na Tabela 12. De acordo com a classificação SUCS o material estudado é uma argila inorgânica de alta plasticidade classificados como CH. Já para a classificação TRB as amostras são compostas de solos argilosos apresentando comportamento sofrível a mau, quando empregados na camada de subleito, sendo classificados como A-7-6.

Tabela 12- Limites de Atterberg e Classificações Tradicionais de solos

Amostras	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	Classificação	
					SUCS	TRB
ZM 09	74,2	31,9	42,3	20	CH	A - 7 - 6
ZM 10	73,8	27,5	46,3	18	CH	A - 7 - 6
ZM 16	66,5	28,5	38,0	20	CH	A - 7 - 6

Fonte: Adaptado de Marangon (2004).

A Tabela 13 apresenta os parâmetros obtidos por Marangon (2004) para a classificação MCT dos solos, como mencionado anteriormente, as três amostras de solo são classificadas como solo laterítico argiloso (LG').

Tabela 13- Dados da classificação MCT apresentados na tese de Marangon (2004).

Amostras	Parâmetros da Classificação MCT				Classe MCT	W _{ot} (Energia de 10 golpes)	MEAS _{max} (g/cm ³) (Energia de 10 golpes)
	c'	d'	Pi	e'			
ZM 09	2,11	36,04	40	0,98	LG'	27,7	1,450
ZM 10	2,23	40,0	25	0,91	LG'	26,5	1,520
ZM 16	2,42	62,9	98	1,09	LG'	27,0	1,550

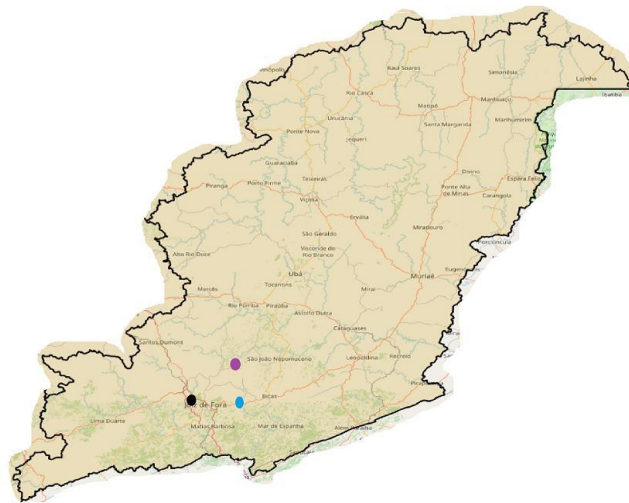
Fonte: Adaptado de Marangon (2004).

Ressalta-se que os três solos utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa foram amplamente estudados por Marangon (2004) logo, todas as análises referentes a caracterização do solo (pedológica, química, mineralógica e geotécnica) e sua classificação MCT são encontradas na tese desse autor. Em relação a caracterização mecânica Marangon (2004) fez seus ensaios e análises apenas considerando a umidade ótima. Portanto, para o desenvolvimento deste trabalho foram utilizados os dados obtidos por Marangon (2004), sendo realizado apenas os ensaios necessários para se fazer cumprir os objetivos propostos por esta pesquisa.

3.2 COLETA DOS MATERIAIS

Para que fosse possível fazer uma nova coleta de solo exatamente nos mesmos taludes coletados por Marangon (2004), foram utilizadas as coordenadas UTM da Tabela 10, e a disponibilidade de Marangon para ir novamente aos locais. Os materiais foram coletados na profundidade de 1,5m, a qual é representativa do horizonte B do solo. Na Figura 26 pode-se visualizar no mapa os locais da coleta.

Figura 26- Mapa da Zona da Mata com os locais de coleta das amostras ZM 09 (roxo) ZM 10 (azul) ZM 16 (preto).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As coletas de solo ocorreram em novembro 2020 para o solo ZM 16', junho de 2021 para o solo ZM 10' e agosto de 2021 para o solo ZM 09'. A Figura 27 mostra o aspecto do local de coleta das amostras de solo. Para a coleta dos solos ZM 09' e ZM 10' foi necessário fazer uma limpeza no local retirando a camada de material orgânico presente na superfície. Após a coleta, os materiais foram levados para o Laboratório de Pavimentação da UFJF e acondicionados em um local coberto, até o seu devido preparo para a realização dos ensaios mecânicos. A Figura 28 apresenta os três materiais secos e destorroados.

Figura 27- Aspecto geral do local de coleta das amostras: (A) ZM 09', (B) ZM 10', (C) ZM16'.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 28- Aspecto dos três solos secos e destorroados.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Ressalta-se que a coleta ocorreu de forma cautelosa, tomando os devidos cuidados para que fosse possível a obtenção de um solo sem contaminação de material superficial, e com características físicas semelhantes ao que foi obtido nos estudos de Marangon (2004). Sendo assim, foi considerado nesta pesquisa a classificação, segundo a metodologia MCT, obtida por Marangon (2004), no qual classificou as três amostras de solo como LG', bem como alguns parâmetros físicos característicos do material, quando se julgou necessário.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO

Nesse item são apresentados os ensaios realizados nos três solos para a determinação de suas características físicas e mecânicas. Observa-se que todos os ensaios foram executados no Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia da UFJF.

3.3.1 Caracterização física

Para a caracterização física das amostras de solo foi feito o ensaio de granulometria segundo a ABNT NBR 7181/2016, que tem por objetivo a determinação da porcentagem de material correspondente as faixas granulométricas do solo. O ensaio foi realizado pelo método de peneiramento em conjunto com o método de sedimentação, com o uso de defloculante. A utilização dos dois métodos foi necessária por ser tratar de solos finos com grande quantidade de material passante na peneira com abertura de 2mm. Realizado o ensaio de granulometria foi possível traçar a curva granulométrica dos solos.

3.3.2 Caracterização mecânica

Para a caracterização mecânica, primeiro foi feito a compactação do solo segundo a ABNT NBR 7182/2016, para a determinação da umidade ótima e massa específica aparente seca (MEAS) máxima dos materiais na energia Proctor Normal.

Ressalta-se que Marangon (2004) obteve os valores da umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima para o solo por meio do ensaio de compactação Mini-MCV, com a energia referente a 10 golpes desse ensaio, que aproximadamente equivale à energia Proctor Normal.

No presente trabalho, esses parâmetros foram obtidos por meio do ensaio convencional de compactação dos solos, porém com base nos dados obtidos na pesquisa de Marangon (2004), foi possível estimar preliminarmente a faixa de valores dos teores de umidades adotados para a execução do ensaio de compactação deste trabalho.

Determinado esses parâmetros prosseguiu-se para a preparação das amostras para os ensaios triaxiais de cargas repetidas. Nesse ensaio, é aplicada uma tensão desviadora no topo do corpo de prova, de forma repetida no sentido do esforço de compressão; ao mesmo tempo uma tensão horizontal (confinante) constante é aplicada dentro da câmara triaxial.

Os parâmetros de módulo de resiliência e deformação permanente dos solos, são obtidos, por meio de ensaios que ocorrem no equipamento triaxial de cargas repetidas. O módulo de resiliência e a deformação permanente são normatizados respectivamente por DNIT ME 134/2018 e DNIT IE 179/2018.

3.3.2.1 Ensaio de compactação

Conhecido por ser um dos principais procedimentos utilizados para o estudo e controle de solos compactados, o ensaio de compactação é normalizado pela ABNT NBR 7182/2016. Consiste em aplicar uma energia mecânica, por meio de golpes com um soquete, em uma amostra de solo dentro de um cilindro, o que resulta na melhoria das propriedades mecânicas do material.

O ensaio pode ser realizado em três energias diferentes: normal, intermediária e modificada; que variam de acordo com o número de golpes, altura de queda e o peso do soquete utilizado para a execução do ensaio. Como resultado, o ensaio fornece um gráfico no qual se obtém o valor da umidade ótima e a massa específica aparente seca máximo do solo.

A preparação das amostras foi realizada segundo as recomendações da ABNT NBR 6457/2016, em relação a secagem em estufa, destorroamento e quarteamento. Em seguida, o material foi separado em 5 porções de 2,5kg, homogeneizados, colocados em sacos plásticos devidamente vedados e deixados em repouso por 24h.

As porções foram homogeneizadas com teores de umidades crescentes. Tomando como base os resultados obtidos por Marangon (2004) foi possível fazer a homogeneização dos solos com dois pontos abaixo da presumível umidade ótima, variando o teor de umidade desses pontos em 3% em relação à ótima presumível, um ponto próximo à mesma, e dois pontos acima, variando o teor de umidade desses pontos em 2% à ótima presumível. Passado as 24h, cada uma das amostras foi compactada com a utilização do cilindro pequeno na energia normal, por meio do equipamento de compactação mecânica.

Após cada ensaio de compactação, foi retirada uma pequena porção do material, do centro do corpo de prova, colocados em duas cápsulas, pesados e levados à estufa, por um período de 24h. No dia seguinte, esse material foi novamente pesado, possibilitando a determinação do teor de umidade para cada uma das 5 amostras. A Figura 29 apresenta alguns procedimentos do ensaio de compactação.

Com os dados obtidos do ensaio de compactação foi possível traçar a curva teor de umidade x massa específica aparente seca e determinar o valor da umidade ótima e massa específica aparente seca máximo para cada um dos três solos ensaiados.

Observa-se que, para atingir o objetivo da pesquisa, os corpos de prova dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente foram moldados na umidade ótima e na umidade de 2% superior a mesma.

Figura 29- Procedimentos ensaio de compactação: (A) Solo destorroado (B) Amostra homogeneizadas com os cinco pontos de umidade (C) Compactação de um corpo de prova (D) Amostra do corpo de prova a ser levado para a estufa.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

3.3.2.2 Preparação das amostras para os ensaios de triaxiais de cargas repetidas

Neste item será apresentado o procedimento utilizado para a preparação dos corpos de provas utilizados nos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente.

Conhecido os valores de umidade para a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, a quantidade de água a ser adicionada na amostra foi calculada, misturada e homogeneizada na mesma, sendo posteriormente colocadas em sacos plásticos devidamente vedados, ficando em repouso por, no mínimo 12h. Após o tempo de repouso, prosseguiu para a compactação do material.

Nessa etapa, foi utilizado um molde cilíndrico tripartido com dimensões internas de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. O material foi adicionado, no molde, em dez camadas, sendo compactado por meio do compactador mecânico na energia normal. Terminada a compactação os corpos de prova foram colocados sobre uma pedra porosa, desmoldados e pesados. Em seguida, foram levados para a câmara triaxial.

Na câmara, os corpos de prova foram devidamente posicionados, envoltos por uma membrana de látex, com o auxílio de um encamisador, e colocado o cabeçote sobre os mesmos. Nas laterais da câmara, foram ajustados os LVDT's, ligados ao cabeçote, sendo responsáveis por medir os deslocamentos que ocorrem nos corpos de prova durante o ensaio. Por fim, colocou-se o corpo da câmara, as hastes de fixação e a sua tampa superior de vedação.

Após a preparação do corpo de prova na câmara triaxial, os mangotes de ar comprimido, responsáveis por aplicar as tensões desviadora e confinante, foram conectados. Por meio de um sistema de controle e aquisição de dados obteve-se os parâmetros nos ensaios de MR e DP. Os principais dados de entrada desse sistema são: informações sobre o corpo de prova, valores das tensões confinantes e desviadora e quantidade de ciclos a ser realizado o ensaio. A Figura 30 apresenta algumas etapas do procedimento do ensaio.

Figura 30- Preparo do corpo de provas a ser ensaiado no equipamento triaxial de cargas repetidas: (A) Cilindro tripartido montado (B) Compactação de um corpo de prova (C) Desmoldagem do corpo de prova (D) Corpo de prova dentro da câmara, apto para realizar o ensaio no equipamento triaxial.



3.3.2.3 *Ensaio de Módulo de Resiliência*

O ensaio foi realizado segundo a norma DNIT ME 134/2018, no equipamento triaxial de cargas repetidas. Para cada um dos três tipos de solo utilizados neste trabalho, optou por moldar três corpos de prova na umidade ótima e três corpos de prova com umidade 2% superior a ótima, totalizando 18 corpos de prova (3 solos x 3 corpos de prova x 2 umidades = 18).

O valor dos coeficientes do modelo composto (Equação 5) do módulo de resiliência utilizado no dimensionamento do pavimento de baixo custo foi adotado como sendo a média entre os três valores, para cada uma das umidades. Observa-se que os corpos de prova desse ensaio não foram utilizados no ensaio de deformação permanente.

O ensaio de módulo de resiliência pode ser dividido em duas fases, ambas executadas com a aplicação de cargas repetidas com frequência de 1Hz, correspondendo a 0,1 segundo de carregamento e 0,9 segundo de descarregamento.

A primeira fase é chamada de condicionamento do corpo de prova, responsável por eliminar algumas deformações permanentes iniciais que podem ocorrer. Nessa fase são aplicadas 500 repetições de carga para cada um dos três pares de tensão (confinante e desvio) propostos pela norma.

A segunda fase, consiste na obtenção dos valores do módulo de resiliência, no qual são aplicadas 10 repetições de cargas para cada um dos 18 pares de tensão (desvio e confinante) propostos pela norma. A Tabela 14 mostra as tensões aplicadas nos corpos de prova.

Tabela 14- Tensões confinante e desvio utilizadas no ensaio de módulo de resiliência.

Fase	Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)
Condicionamento	0,070	0,070	2
	0,070	0,210	4
	0,105	0,315	4
Carregamento	0,020	0,020	2
		0,040	3
		0,060	4
	0,035	0,350	2
		0,070	3
		0,105	4
	0,050	0,050	2
		0,100	3
		0,150	4
	0,070	0,070	2
		0,140	3
		0,210	4
	0,105	0,105	2
		0,210	3
		0,315	4
0,140	0,140	2	
	0,280	3	
	0,420	4	

Fonte: Adaptado de DNIT (2018).

3.3.2.4 Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio foi realizado segundo a norma DNIT IE 179/2018, no equipamento triaxial de cargas repetidas. Para cada um dos três tipos de solo utilizados neste trabalho, foram moldados um corpo de prova para cada um dos nove níveis de tensão na umidade ótima e nove corpos de prova com umidade 2% superior a ótima, totalizando 54 corpos de prova (3 solos x 9 corpos de prova x 2 umidades = 54).

O ensaio de deformação permanente também pode ser dividido em duas fases. Em ambas as fases o ensaio foi executado com a aplicação de cargas repetidas com frequência de 2 Hz, correspondendo à 0,1 segundo de carregamento e 0,4 segundo de descarregamento. A primeira fase é a de condicionamento do corpo de prova, responsável por garantir que ocorra contato efetivo entre o pistão e o cabeçote, evitando leituras errôneas de deformação ocasionadas por folgas ou por falta de ajustes superficiais. Nessa fase são aplicadas 50 repetições de carga para um único par de tensão (confinante e desvio) propostos pela norma.

A segunda fase, consiste na obtenção dos valores da deformação permanente, no qual são aplicadas, no mínimo de 150000 repetições de cargas, para cada um dos 9 pares de tensão (desvio e confinante) propostos pela norma. Observa-se que ao contrário do ensaio de módulo de resiliência, na segunda fase desse ensaio, cada corpo de prova é submetido a um único par de tensão, por isso são necessários a preparação de nove corpos de prova. A Tabela 15 apresenta as tensões aplicadas nos corpos de prova.

Tabela 15- Tensões confinante e desvio utilizadas no ensaio de deformação permanente.

Fase	Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)
Condicionamento	30	30	2
Carregamento	40	40	2
		80	3
		120	4
	80	80	2
		160	3
		240	4
	120	120	2
		240	3
		360	4

Fonte: Adaptado de DNIT (2018).

3.4 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO

Para essa etapa da pesquisa foram propostos alguns pavimentos dimensionados por meio do método mecanístico-empírico. Os materiais ensaiados foram utilizados para compor a camada do subleito e de base do pavimento e em alguns casos a camada de e sub-base, verificando-se o impacto que a variação da umidade no ensaio de deformação permanente, causaria nos pavimentos propostos.

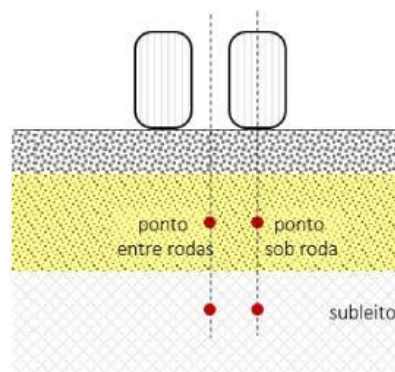
Para compor as outras camadas dos pavimentos foram adotados materiais que compõem a base de dados do MeDiNa, levando em consideração que se trata de um pavimento de baixo custo. Ainda, o valor do número N, que fornece uma ideia do tráfego sobre o pavimento, foi determinado considerando um baixo volume de tráfego, uma vez que, as estruturas propostas são de baixo custo.

O dimensionamento do pavimento foi realizado no programa MeDiNa *v.1.1.5.0*, disponibilizado para download no site do DNIT. Os valores adotados para o módulo de resiliência e deformação permanente foram aqueles encontrados nos ensaios realizados.

O MeDiNa considera para o cálculo da DP a

Equação 6 proposta por Guimarães (2009). Para se fazer esse cálculo é utilizando o estado de tensões calculados no centro de cada camada posicionados entre as rodas e sob as mesmas; e para o subleito o cálculo é feito em uma profundidade de 25cm do seu topo (Figura 31). A deformação permanente total é a soma das deformações permanentes encontrada em cada camada do pavimento, considerando o subleito. Um alerta é emitido pelo programa quando a DP no subleito é superior a 5mm (DNIT, 2021).

Figura 31- Consideração sobre o cálculo da DP no software MeDiNa.



Fonte: DNIT (2021).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os principais resultados obtidos durante o desenvolvimento do presente trabalho, dividido em dois itens principais. O primeiro item irá abordar o ensaio de caracterização física e caracterização mecânica. O segundo item irá abordar as simulações feitas no programa MeDiNa, para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos de baixo custo, realizadas de acordo com os objetivos do presente trabalho.

Em conjunto com a apresentação dos resultados serão feitas as discussões e análises dos mesmos, correlacionando com as referências encontradas na literatura pertinentes ao tema em estudo.

4.1 RESULTADO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA

Neste item serão apresentados os resultados obtidos em relação ao ensaio de granulometria e aos ensaios de laboratório para a obtenção dos parâmetros mecânicos dos solos e previsão do seu comportamento: ensaio de compactação, módulo de resiliência e deformação permanente.

4.1.1 Ensaio de granulometria

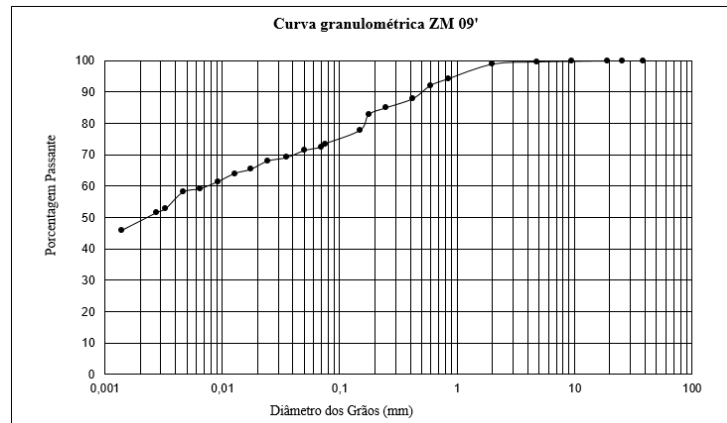
A Tabela 16 apresenta a porcentagem passante em algumas peneiras classificatórias, bem como a porcentagem de pedregulhos, areia, argila e silte, presentes nas três amostras ensaiadas. Nos Gráficos de 4 a 6 pode-se visualizar as curvas granulométricas para as três amostras de solo.

Tabela 16- Granulometria das amostras de solo ensaiadas.

Amostras	Granulometria (% Passante)					Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Relação Silte/Argila
	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200					
ZM09'	99,9	99,7	99,0	88,0	72,5	1,0	27,0	22,5	49,5	0,45
ZM10'	99,9	98,9	97,8	93,6	69,3	2,2	28,9	12,6	56,3	0,22
ZM16'	100,0	100,0	99,9	94,1	76,7	0,1	25,1	18,7	56,1	0,33

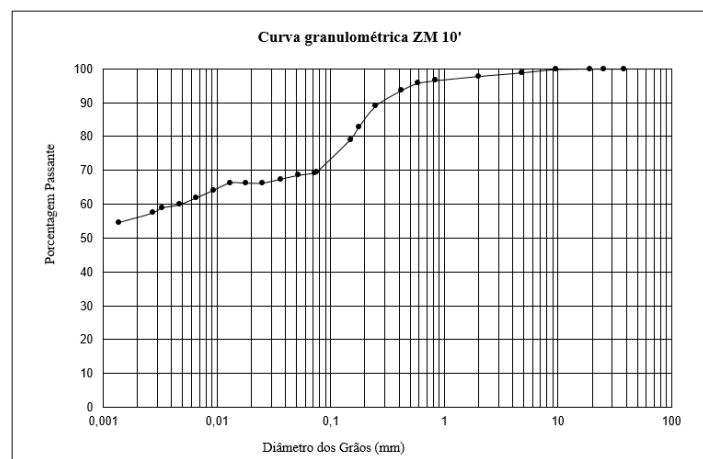
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 4- Curva granulométrica solo ZM 09' com defloculante.



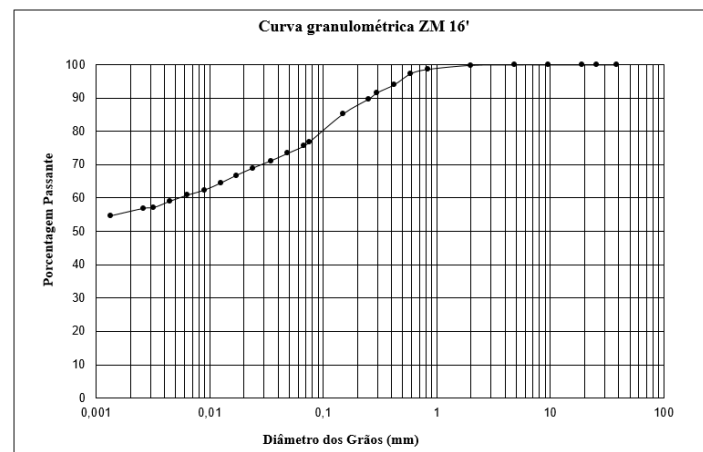
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 5- Curva granulométrica solo ZM 10' com defloculante.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

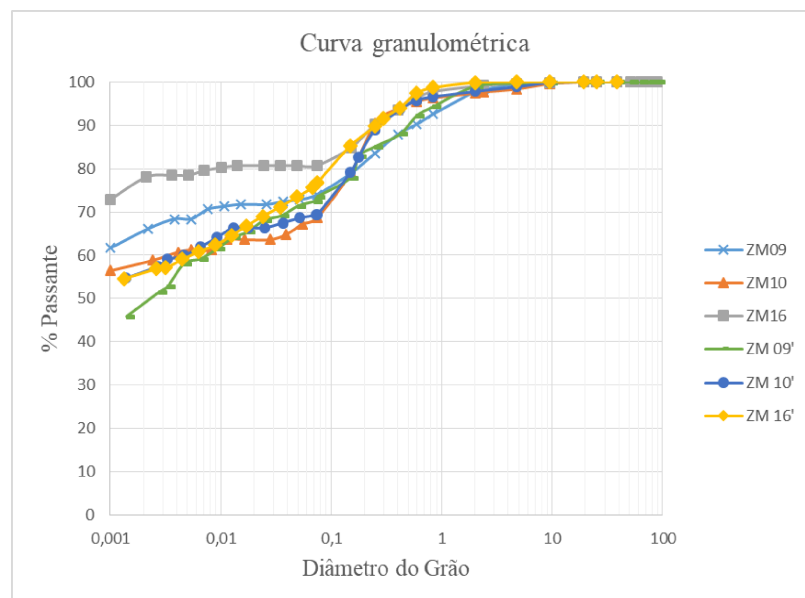
Gráfico 6- Curva granulométrica solo ZM 16' com defloculante.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

O Gráfico 7 apresenta as curvas granulométricas para as três amostras de solos encontradas por Marangon (2004) e neste presente trabalho. Analisando essa figura e as Tabelas 11 e 16, observa-se que não ocorrem grandes diferenças entre as duas pesquisas, estando a maior divergência ocorrendo para os solos ZM 16' (para fração menor que 0,3mm, aproximadamente) e ZM 09' (para fração menor que 0,01mm), que apresentam uma relação silte/argila um pouco maior em relação às amostras estudadas por Marangon (2004). Uma outra diferença é que a amostra ZM 16' apresentou uma porcentagem de areia um pouco maior em relação à amostra ZM 16.

Gráfico 7- Comparação entre as curvas granulométricas dos três solos, obtidos por Marangon (2004) e a Autora (2021).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.1.1 Resultados dos ensaios de compactação

O ensaio de compactação de solos foi executado para determinar a umidade ótima dos solos, bem como a sua massa específica aparente seca máxima ($MEAS_{MAX}$). Marangon (2004) obteve estes valores para os solos segundo o ensaio de compactação Mini-MCV, utilizando a energia referente a 10 golpes do ensaio, que aproximadamente equivale à energia Proctor Normal.

No entanto, neste trabalho optou-se por obter esses parâmetros por meio do ensaio convencional de compactação na energia Proctor Normal. Os resultados obtidos para as três amostras de solos são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17- Valores obtidos para a umidade ótima e massa específica aparente seca máximo para as três amostras de solo, na energia Proctor Normal.

Amostra	W_{ot} (%)	$MEAS_{max}$ (g/cm ³)
ZM 09'	27,5	1,492
ZM 10'	26,0	1,516
ZM 16'	27,0	1,487

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Apesar dos resultados de umidade ótima e $MEAS_{max}$ terem sido obtidos por meio de ensaios diferentes, em laboratórios diferentes e realizados anos depois, na Tabela 18 observa-se uma semelhança entre os resultados do presente trabalho e os de Marangon (2004). A maior diferença percentual para o teor de umidade ótima (1,89%) ocorreu para o solo ZM 09 e a maior diferença percentual para a $MEAS_{max}$ (4,06%) ocorreu para o solo ZM 16, o qual apresentou o mesmo valor de W_{ot} nas duas pesquisas.

Tabela 18- Comparativo entre os valores encontrados por Marangon (2004) e a Autora (2021)

Amostra	W_{ot} (%)	$MEAS_{max}$ (g/cm ³)	Diferença entre W_{ot} (%)	Diferença entre $MEAS_{max}$ (%)
ZM 09	27,7	1,450	0,72%	2,90%
ZM 09'	27,5	1,492		
ZM 10	26,5	1,520	1,89%	0,26%
ZM 10'	26,0	1,516		
ZM 16	27,0	1,550	0,00%	4,06%
ZM 16'	27,0	1,487		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Após obter os valores dos teores de umidade ótima foram preparados os corpos de prova de cada amostra para a execução dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, nessa umidade e na umidade de 2% acima. A Tabela 19 apresenta os teores de umidade utilizados nesses ensaios.

Tabela 19- Teores de umidade dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente

Amostra	W_{ot} (%)	W_{ot+2} (%)
ZM 09'	27,5	29,5
ZM 10'	26,0	28,0
ZM 16'	27,0	29,0

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.1.2 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência

Com os dados obtidos no ensaio triaxial de cargas repetidas foi possível determinar os parâmetros do módulo de resiliência (MR) para as amostras de solo segundo três modelos matemáticos de comportamento: tensão desvio - σ_d , tensão confinante - σ_3 e modelo composto. Para determinação dos parâmetros do modelo composto foi utilizado a ferramenta “MRCalc” do *software SysTrain 1.86*.

A Tabela 20 apresenta os valores dos parâmetros “k” e seus respectivos valores de R^2 , dos modelos de comportamento dos solos para o módulo de resiliência, para cada uma das amostras de solo ensaiada, tanto para a umidade ótima quanto para a umidade 2% acima da ótima.

Tabela 20- Valores dos parâmetros dos modelos de comportamento para o módulo de resiliência dos solos e os respectivos valores de R^2 .

Amostra	W (%)	$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$			
		k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
ZM 09'	27,5	38,1	-0,439	0,863	51,4	-0,254	0,243	41,3	0,080	-0,508	0,899
	29,5	27,4	-0,493	0,816	38,7	-0,305	0,183	24,1	0,120	-0,680	0,858
ZM 10'	26,0	41,1	-0,523	0,846	48,1	-0,388	0,317	43,1	0,133	-0,720	0,940
	28,0	18,6	-0,690	0,797	17,7	-0,62	0,362	6,3	-0,300	-0,660	0,952
ZM 16'	27,0	114,3	-0,231	0,434	146,5	-0,097	0,062	128,6	0,227	-0,467	0,637
	29,0	61,6	-0,290	0,685	68,1	-0,235	0,295	65,3	0,040	-0,333	0,781

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Como já foi mencionado, as três amostras de solo deste trabalho são pertencentes a região da Zona da Mata Mineira estando situadas na cidade de Juiz de Fora ou bem próximo à essa cidade, mesmo assim, observa-se que os valores encontrados para os parâmetros “k” desses solos apresentam diferenças. Segundo Marangon (2004) essas diferenças podem ser devido à classificação pedológica desses solos, uma vez que, os solos classificados pedologicamente como Latossolo Bruno (ZM 09 e ZM 16) vão apresentar valores de módulo de resiliência maiores que os solos classificados como Latossolos Vermelhos-Amarelos (ZM 10). Outro fator que pode influenciar é a granulometria dos solos, o qual segundo a Tabela 16, os solos ZM 09 e ZM 16 apresentam uma menor relação silte/argila em relação ao solo ZM10, embora esse solo apresente uma maior porcentagem de areia e pedregulho entre os três.

Considerando o modelo composto, o qual resultou em melhores valores de R^2 , pode-se observar na Tabela 21 os valores mínimos, máximos e médios, obtidos para o módulo de resiliência para as três amostras de solo nos dois teores de umidades deste estudo.

Tabela 21- Valores médios do módulo de resiliência considerando o modelo composto.

Amostra	W_{ot} (%)	$MR = k_1\sigma_3^{k_2}\sigma_d^{k_3}$		
		MR_{min}	$MR_{máx}$	$MR_{méd}$
ZM 09'	27,5	55	221	102
ZM 10'	26	62	428	146
ZM 16'	27	123	329	194

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 22 apresenta os valores dos parâmetros “k” e seus respectivos valores de R^2 , dos modelos de comportamento dos solos para o módulo de resiliência encontrados por Marangon (2004), para as amostras ensaiadas por esse autor na umidade ótima.

Tabela 22- Valores dos parâmetros dos modelos de comportamento para o módulo de resiliência dos solos e os respectivos valores de R^2 encontrados por MARANGON (2004).

Amostra	W_{ot} (%)	$MR = k_1\sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1\sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1\sigma_3^{k_2}\sigma_d^{k_3}$			
		k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	k_3	R^2
ZM 09	27,7	69,9	-0,489	0,974	53,5	-0,480	0,620	72	0,030	-0,512	0,997
ZM 10	26,5	80,3	-0,473	0,970	64,5	-0,446	0,568	90	0,086	-0,531	0,997
ZM 16	27,0	118,0	-0,426	0,959	97,4	-0,570	0,570	129	0,069	-0,472	0,997

Fonte: Adaptado de Marangon (2004).

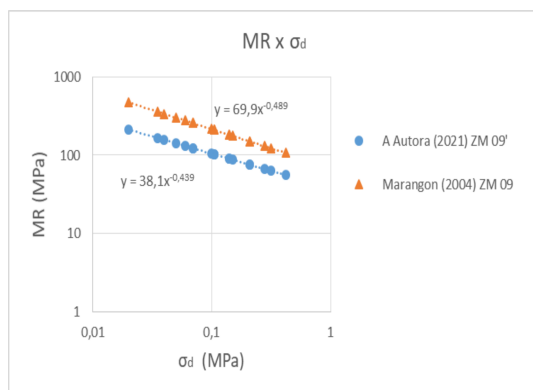
De imediato observa-se que os valores dos parâmetros “k” e de R^2 são diferentes, aos encontrados nesta pesquisa. Porém em ambas as pesquisas, os solos tendem a apresentar melhores correlações com o modelo da tensão desvio (σ_d) apresentando melhores valores de R^2 , em comparação ao modelo da tensão confinante (σ_3), fato que já era esperado de se ocorrer, uma vez que, segundo Medina e Motta (2015) os solos argilosos tendem a apresentar melhores correlação com o modelo da tensão desvio e os solos arenosos com a tensão confinante. Serra (2020) também obteve melhores correlações com o modelo da tensão desvio para solo laterítico argiloso.

De forma geral, entre os três modelos de comportamento, em ambas as pesquisas as melhores correlações foram obtidas para o modelo composto, obtendo sempre maiores valores de R^2 . Serra (2020) ao estudar os solos finos e fazer um comparativo entre os modelos

matemáticos mais utilizados para previsão do MR também constatou que o modelo composto foi o que obteve as melhores correlações.

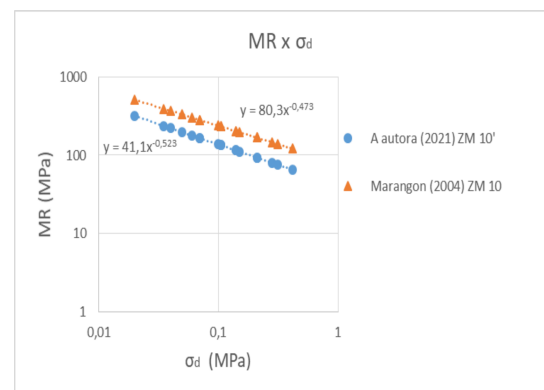
Entretanto, ao traçar as envoltórias dos MR com os valores encontrados por Marangon (2004) e os desta pesquisa percebe-se que ambos apresentam uma mesma tendência de comportamento, embora a equação formulada pelos parâmetros de Marangon (2004) resulte em valores mais elevados para o módulo de resiliência. Os Gráficos de 8 a 10 apresentam a envoltória do MR em função da tensão desvio para o solo ZM 09, ZM 10 e ZM 16, observa-se que todos os casos seguem uma mesma tendência.

Gráfico 8- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 09.



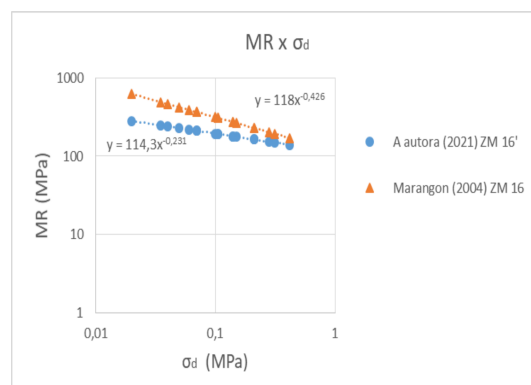
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 9- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 10.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

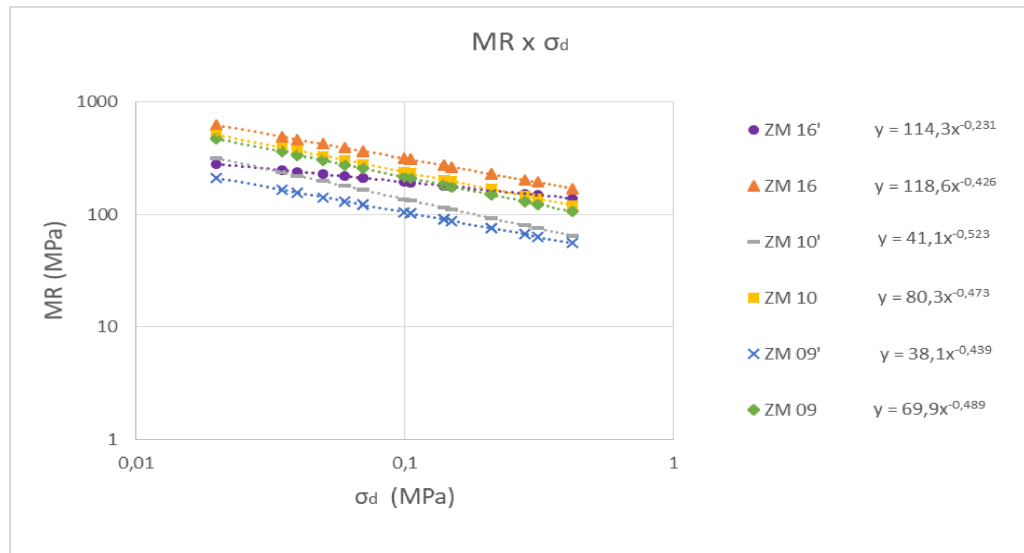
Gráfico 10- Comparativo entre as curvas do MR de Marangon (2004) e a Autora (2021) para o solo ZM 16.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

O Gráfico 11 apresenta um compilado com todas as curvas do modelo simples de representação do MR em função do σ_d , considerando os dados dos dois autores, e desse gráfico observa-se que todas as envoltórias são bem próximas entre si.

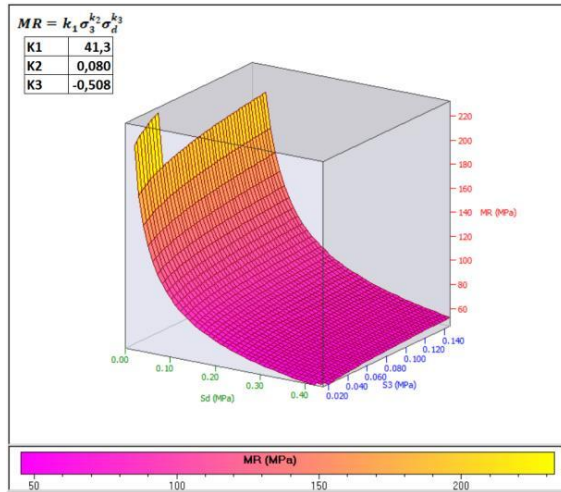
Gráfico 11- Curvas dos MR para os 3 solos com os dados obtidos por Marangon (2004) e a Autora (2021).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

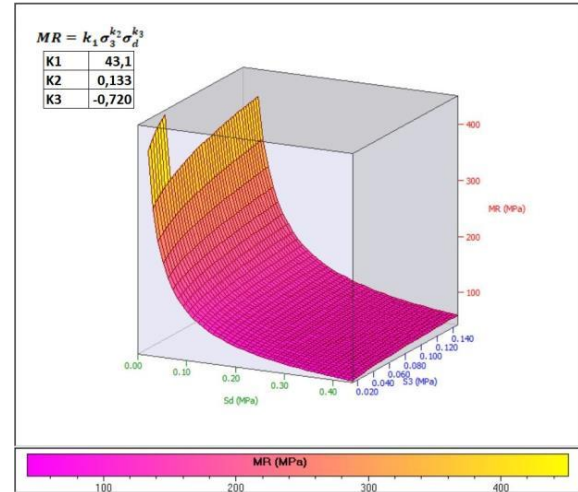
O modelo composto foi o que obteve as melhores correlações para as três amostras de solo, os Gráficos 12 a 14 apresentam as envoltórias do MR para esse modelo na umidade ótima, considerando valores obtidos nesta pesquisa. As envoltórias foram traçadas utilizando a ferramenta “MRCalc” do *software SysTrain 1.86*. Os maiores valores para o MR são encontrados para a pesquisa de Marangon (2004), obtendo valores da ordem de 600 MPa para o solo ZM 16 nos níveis mais baixos de tensões, enquanto no presente trabalho os maiores valores para o MR são da ordem de 400 MPa para o solo ZM 10’.

Gráfico 12- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' para a W_{ot} .



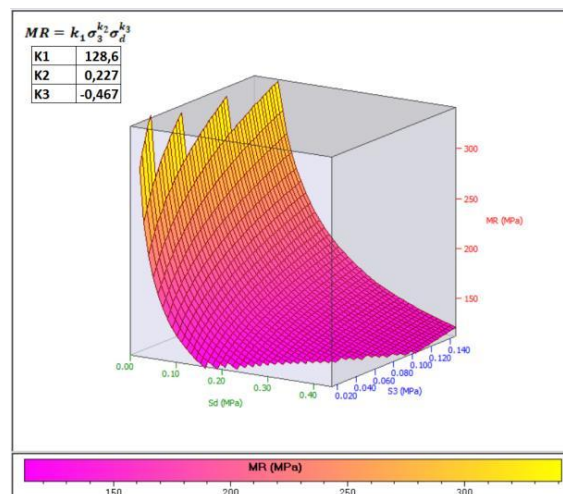
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 13- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' para a W_{ot} .



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 14- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' para a W_{ot} .



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Roza (2018) fez uma compilação dos dados referentes aos valores dos parâmetros “k” e R^2 do modelo composto para os solos classificados segundo a metodologia MCT de diferentes regiões brasileiras, estudados por diversos autores entre 1998 e 2018, considerando o solo na umidade ótima. Esses valores, especificamente para os solos LG’, podem ser visualizados na Tabela 23.

Tabela 23- Valores dos parâmetros k e R² para solos LG' de diversas regiões brasileiras.

Quantidade de solos analisados	Classificação MCT	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$				
			k ₁	k ₂	k ₃	R ²
133	LG'	Méd	277	0,13	-0,46	0,95
		Mín	22	-0,09	-1,08	0,1
		Máx	1938	0,96	0,1	1

Fonte: Adaptado de Roza (2018).

Ao se fazer uma análise entre os valores dos parâmetros “k” e R² encontrados para os três solos na umidade ótima, na presente pesquisa, em Marangon (2004) e na compilação de Roza (2018), considerando solos de classificação LG', de acordo com a Tabela 24 pode-se perceber que ocorre uma grande diferença entre os valores médios apresentados na compilação em relação aos outros dois estudos. As diferenças entre o presente trabalho e Marangon (2004) são menores, e podem ter ocorrido pelo fato do ensaio ter sido realizado em laboratórios diferentes, com operadores diferentes e alguns anos depois.

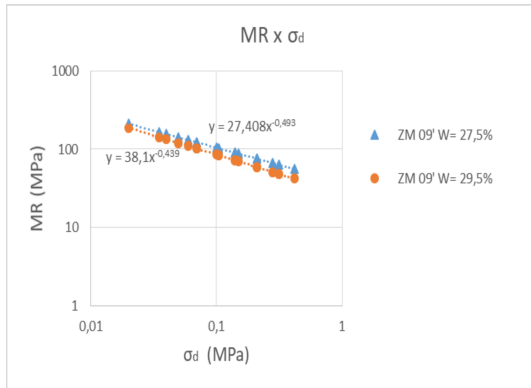
Tabela 24- Comparação entre os valores médios dos parâmetros "k" e R², para o modelo composto.

Estudo	Valores médios do modelo composto			
	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
A Autora	85,8	0,180	-0,593	0,788
Marangon (2004)	109,5	0,078	-0,502	0,997
Roza (2018)	277	0,13	-0,46	0,95

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

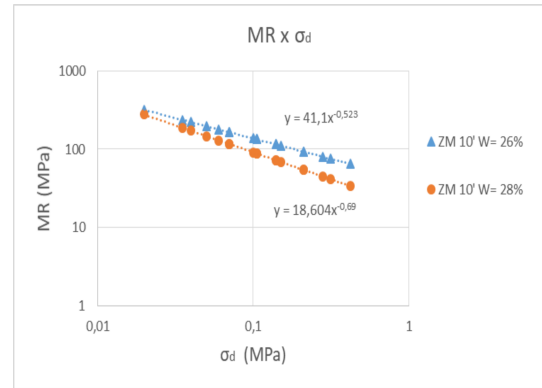
Em relação aos solos ensaiados com o teor de umidade 2% acima da umidade ótima, ao traçar as envoltórias para o MR em função da tensão desvio, observa-se que os valores para os MR sempre serão menores. Segundo DNIT (2006) os solos finos vão ter seus valores de módulo de resiliência diminuídos consideravelmente a medida que se aumenta o teor de umidade de compactação. Os Gráficos 15 a 17 apresentam as envoltórias do MR nas duas umidades para cada uma das amostras de solo ensaiadas e o Gráfico 18 apresenta todas as envoltórias em um único gráfico.

Gráfico 15- Envoltórias do MR para o solo ZM 09' nos dois teores de umidade.



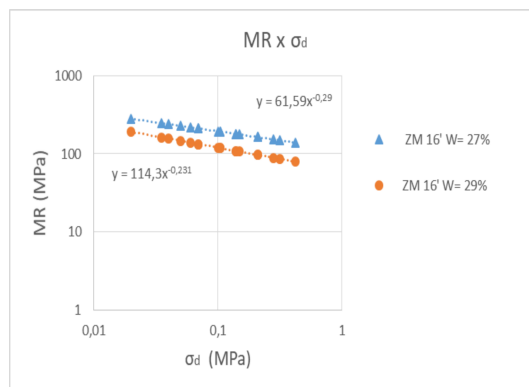
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 16- Envoltórias do MR para o solo ZM 10' nos dois teores de umidade.



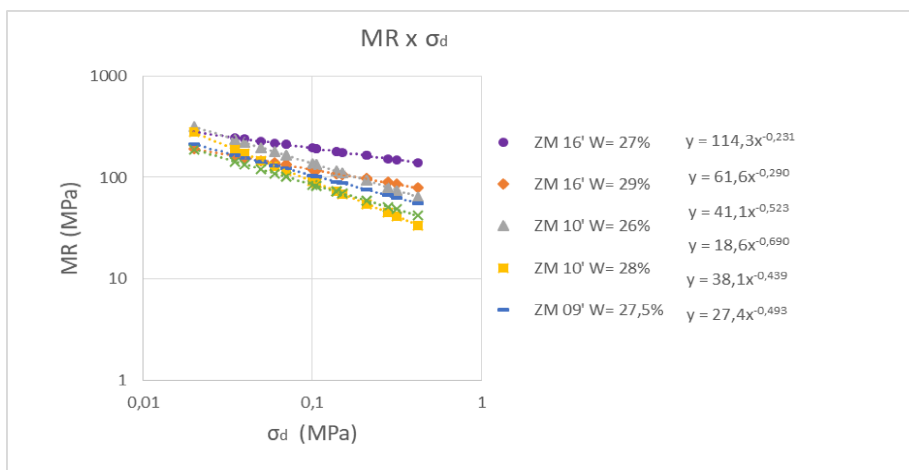
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 17- Envoltórias do MR para o solo ZM 16' nos dois teores de umidade.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 18- Envoltórias dos MR para as três amostras de solo nos dois teores de umidade.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Considerando o modelo composto para apresentação do MR, a Tabela 25 apresenta os valores de MR para os solos com $W_{ot+2\%}$, sendo sempre menores que os valores encontrados na W_{ot} (Tabela 21). Considerando o MR médio, a redução de valores foi da ordem de 24 MPa para solo ZM 09' (47,95 %), 76 MPa para solo ZM 10' (47,95%) e 71 MPa para solo ZM 16' (36,60%).

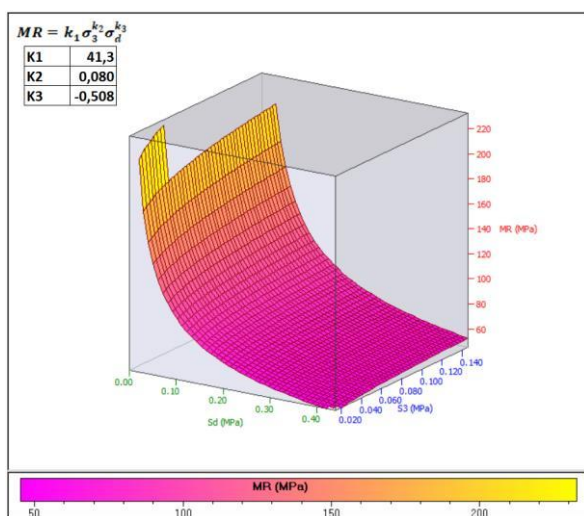
Tabela 25- Valores médios do módulo de resiliência considerando o modelo composto para a $W_{ot+2\%}$.

Amostra	$W_{ot+2\%}$ (%)	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$		
		MR _{min}	MR _{máx}	MR _{méd}
ZM 09'	29,5	34	216	78
ZM 10'	28	20	267	76
ZM 16'	29	81	206	123

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

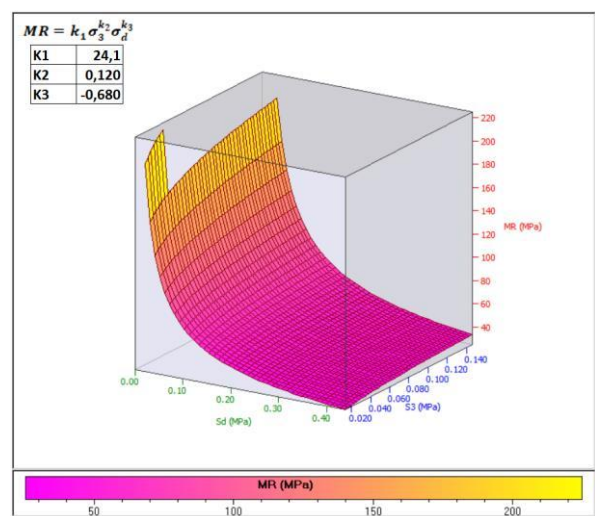
Como forma de comparação, os Gráficos de 19 a 24 apresentam as envoltórias do MR para esse modelo na W_{ot} e na $W_{ot+2\%}$, considerando valores obtidos. Observa-se que os valores encontrados para o MR na condição de umidade ótima são bem maiores do que na umidade acima, exceto para a amostra de solo ZM 09' em que essa diferença não foi tão acentuada.

Gráfico 19- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' na W_{ot} .



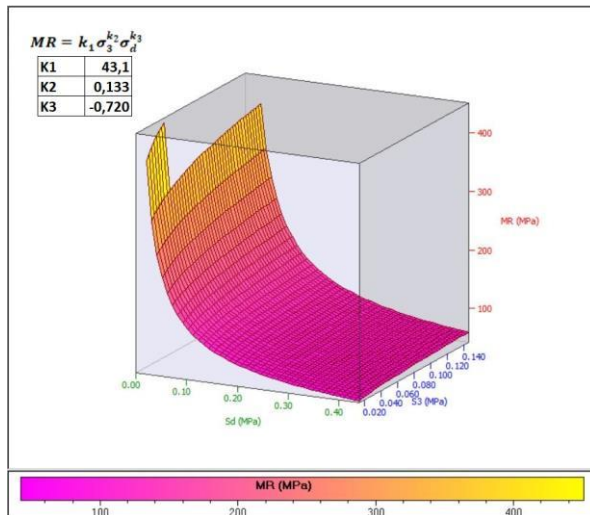
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 20- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 09' na W_{ot+2} .



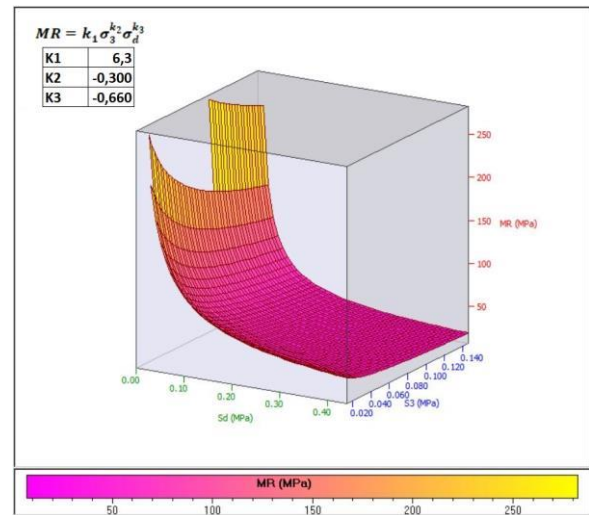
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 21- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' na W_{ot} .



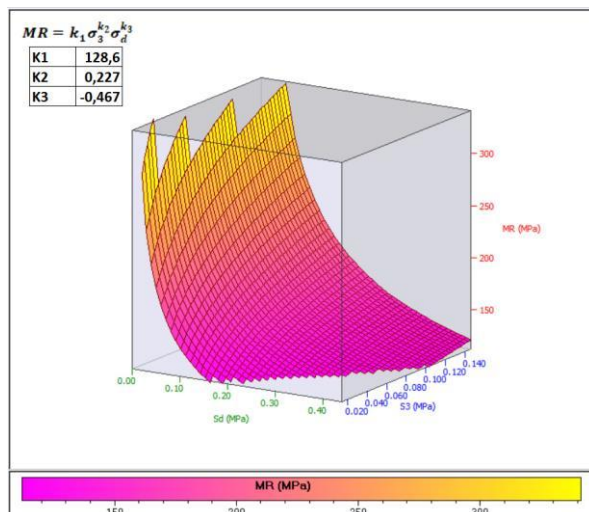
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 22- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 10' na W_{ot+2} .



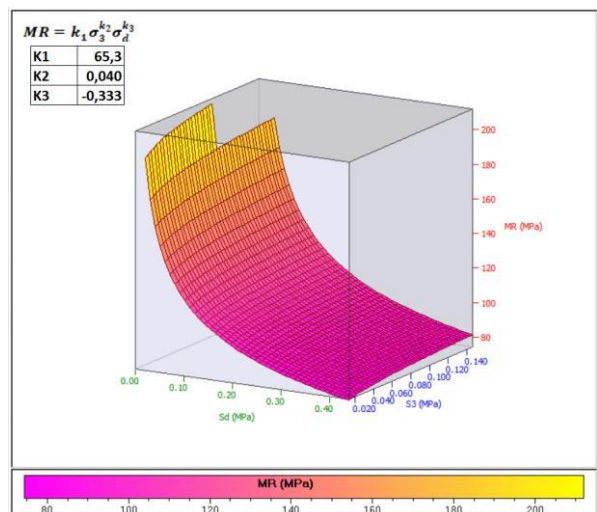
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 23- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' na W_{ot} .



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 24- Envoltória MR segundo o modelo composto ZM 16' na W_{ot+2} .



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.1.3 Resultados dos ensaios de deformação permanente

Observa-se que como prevê a norma do ensaio de deformação permanente (DNIT IE 179/2018), os solos ensaiados na umidade ótima foram submetidos aos nove níveis de tensão (Tabela 15), com exceção do solo ZM 09' que rompeu nos ciclos iniciais de aplicação de carga do oitavo nível de tensão. Já para os solos ensaiados na $W_{ot+2\%}$ não foi possível

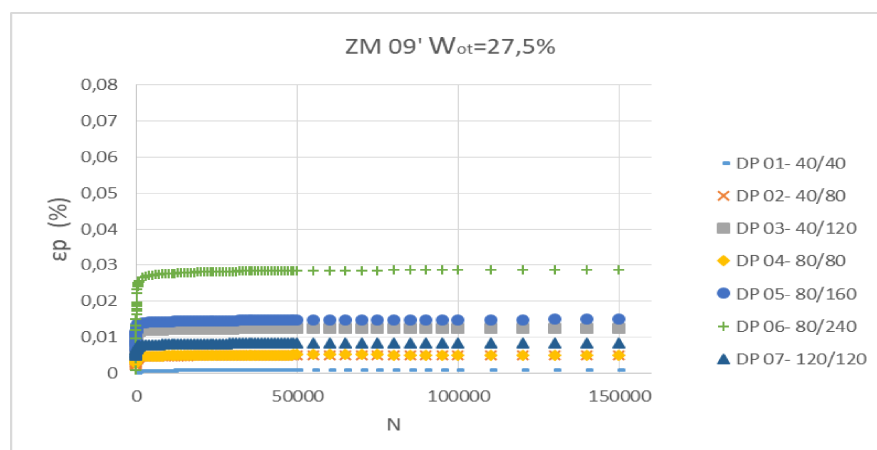
submeter os mesmos a todos os níveis de tensão, uma vez que, ocorria o rompimento dos corpos de prova já nos primeiros ciclos de aplicação de carga, para os níveis mais elevados. Entretanto, em todos os casos conseguiu-se realizar os ensaios com pelo menos seis níveis de tensão, como previsto na norma.

Nos Gráficos de 25 a 30 são apresentadas as curvas da deformação permanente obtida para os três solos, na umidade ótima e na umidade de 2% acima da ótima.

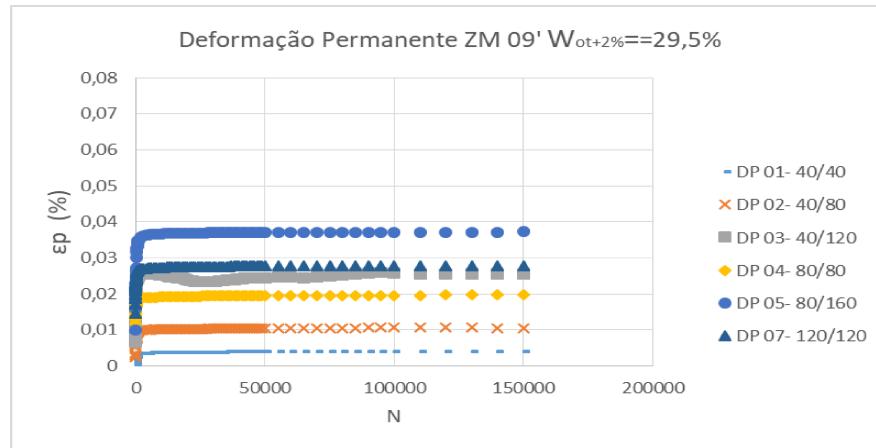
De modo geral, ao analisar essas curvas, observa-se que houve um aumento nos valores da DP para as três amostras de solo compactadas com o teor de umidade 2% acima da ótima, fato que já era esperado de se ocorrer, e quanto maior a relação σ_d/σ_3 maiores são as deformações permanentes. Estudos realizados por Guimarães (2001), Thuler (2005), Ribeiro (2013) e Lima (2020), por exemplo, mostram essa tendência no aumento da deformação permanente em solos ensaiados acima da umidade ótima.

A amostra de solo ZM 09' para a W_{ot} (Gráfico 25) obteve uma maior deformação permanente específica para o ensaio realizado no nível de tensão 80/240 kPa (DP- 06), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,029\%$. Já o solo ensaiado na $W_{ot+2\%}$ (Gráfico 26) apresentou a maior deformação permanente específica para o solo submetido ao quinto nível de tensão 80/160kPa (DP-05), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,038\%$.

Gráfico 25- Curvas de deformação permanente ZM 09' $W_{ot}=27,5\%$.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

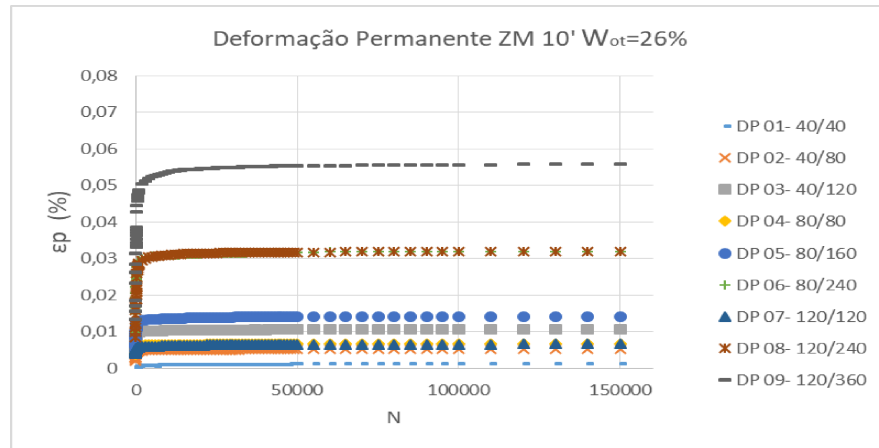
Gráfico 26- Curvas de deformação permanente ZM 09' $W_{ot+2\%} = 29,5\%$.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

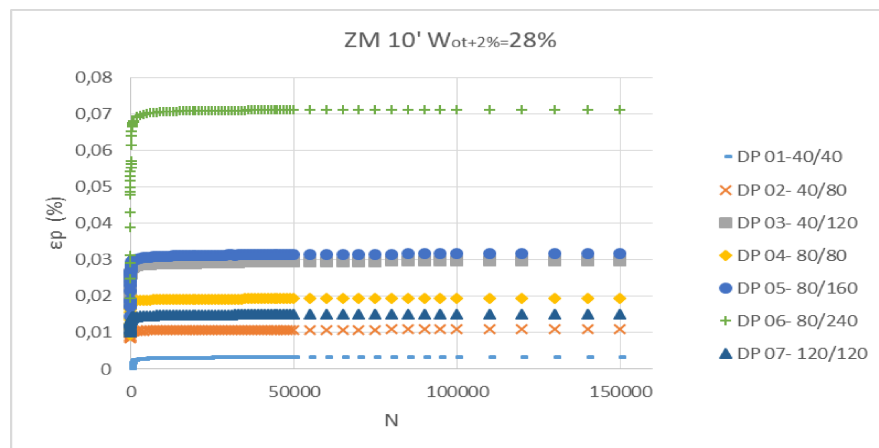
Ainda nos Gráficos 25 e 26, observa-se que a amostra de solo ZM 09' na W_{ot} e $W_{ot+2\%}$ não obteve a maior ϵ_p no último nível de tensão de aplicação de carga. No caso da W_{ot} a maior deformação permanente específica foi registrada no sexto nível de tensão, isso pode ter ocorrido devido ao fato de nesse nível a relação de tensões ($\sigma_1/\sigma_3 = 4$) ser mais alta do que no sétimo nível ($\sigma_1/\sigma_3 = 2$). Já no caso da $W_{ot+2\%}$ a maior ϵ_p foi registrada no quinto nível de tensão o qual apresenta uma relação de tensões ($\sigma_1/\sigma_3 = 3$) mais alta do que no sétimo nível ($\sigma_1/\sigma_3 = 2$).

Para o terceiro nível de tensão com $W_{ot+2\%}$ a curva de deformação permanente apresentou algumas irregularidades até atingir o ciclo 100.000 de carga, se estabilizando nos ciclos seguintes.

A amostra de solo ZM 10' para a W_{ot} (Gráfico 27) obteve uma maior deformação permanente específica para o ensaio realizado no último nível de tensão 120/360 kPa (DP-09), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,056\%$. Já o solo ensaiado na $W_{ot+2\%}$ (Gráfico 28) obteve a maior deformação permanente específica para o solo submetido ao quinto nível de tensão 80/240 kPa (DP-08), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,071\%$. Nesta amostra o maior nível de deformação também não ocorreu para o maior nível de tensão em que o solo foi submetido, semelhante ao que ocorreu para o solo ZM 09'.

Gráfico 27- Curvas de deformação permanente ZM 10' $W_{ot}=26\%$.

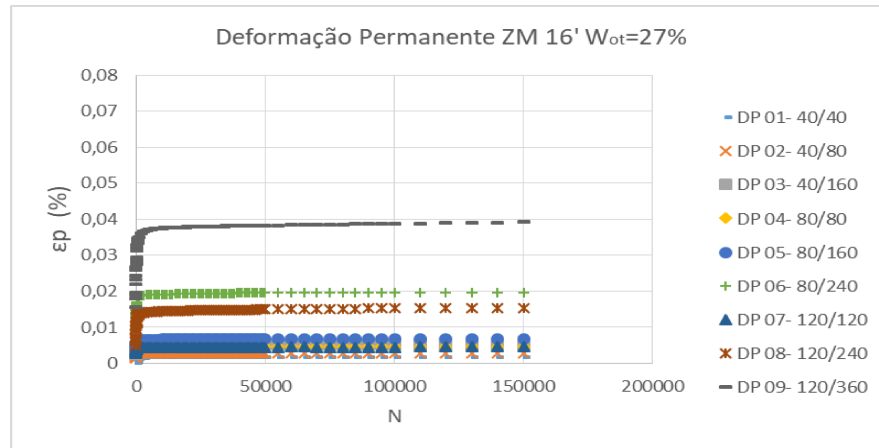
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 28- Curvas de deformação permanente ZM 10' $W_{ot+2\%}=28\%$.

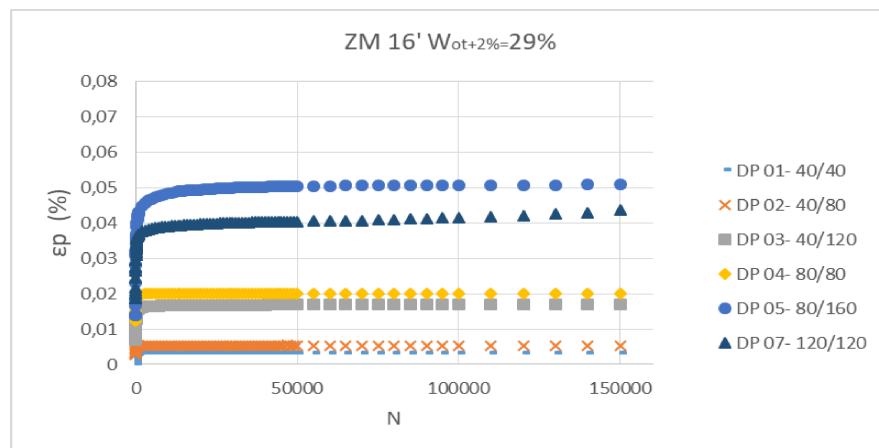
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Por fim, a amostra de solo ZM 16' para a W_{ot} (Gráfico 29) obteve uma deformação permanente específica para o ensaio realizado no último nível de tensão 120/360 kPa (DP-09), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,039\%$. Já o solo ensaiado na $W_{ot+2\%}$ (Gráfico 30) apresentou a maior deformação permanente específica para o solo submetido ao quinto nível de tensão 80/160 kPa (DP-05), sendo da ordem de $\epsilon_p = 0,051\%$.

Observa-se que em ambos os casos (W_{ot} e $W_{ot+2\%}$) o maior nível de deformação também não ocorreu para o maior nível de tensão em que o solo foi submetido. Além disso, para a $W_{ot+2\%}$ a curva referente ao nível de tensão 120/120 kPa (DP-07), aparentemente não atingiu a condição de estabilização da deformação permanente com a aplicação de 150.000 ciclos de carga, uma vez que ela ainda continua a crescer.

Gráfico 29- Curvas de deformação permanente ZM 16' $W_{ot}=27\%$.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 30- Curvas de deformação permanente ZM 16' $W_{ot+2\%}=29\%$.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Tabela 26 apresenta um resumo com os maiores valores de deformação permanente encontrados nos ensaios, considerando os dois teores de umidade. Observa-se que a maior diferença ocorreu para a amostra de solo ZM09'.

Tabela 26- Resumo para os maiores valores de DP nas duas umidades.

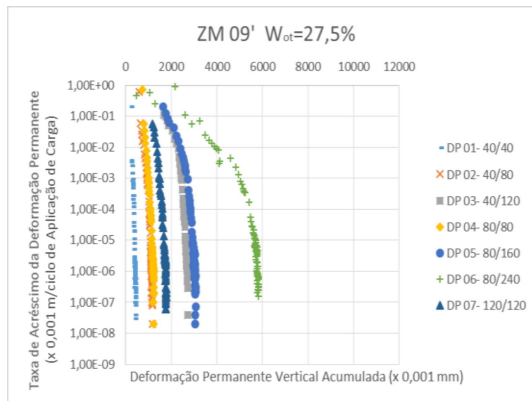
Amostra	Valores DP (%)		Diferença (%)
	Wot	Wot+2	
ZM09'	0,029	0,038	31,0%
ZM10'	0,056	0,071	26,8%
ZM16'	0,039	0,051	30,8%

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Em relação à teoria do *Shakedown*, de forma geral, as três amostras de solo ensaiadas nas duas condições de teor de umidade assumiram comportamento do tipo nível A, em geral, para os níveis de tensão abaixo de 80/160 kPa, e acima desse nível de tensão obtiveram o

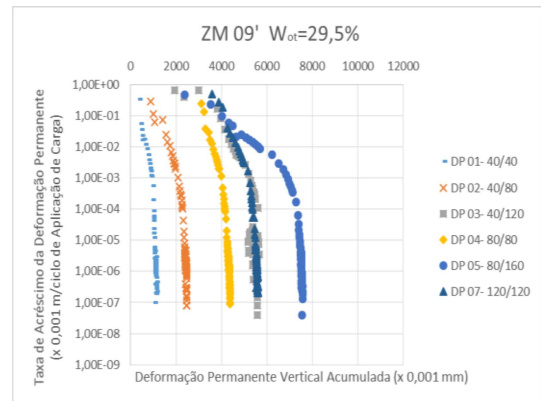
comportamento do tipo AB. Os Gráficos 31 a 36 apresentam as curvas da taxa de acréscimo da deformação permanente obtidas para os três solos, na umidade ótima e na umidade de 2% acima da ótima.

Gráfico 31- Taxa de acréscimo DP ZM 09'
 $W_{ot+2\%}=27,5\%$.



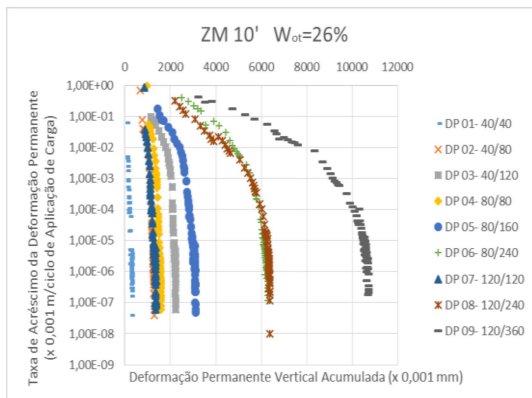
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 32- Taxa de acréscimo DP ZM 09'
 $W_{ot+2\%}=29,5\%$.



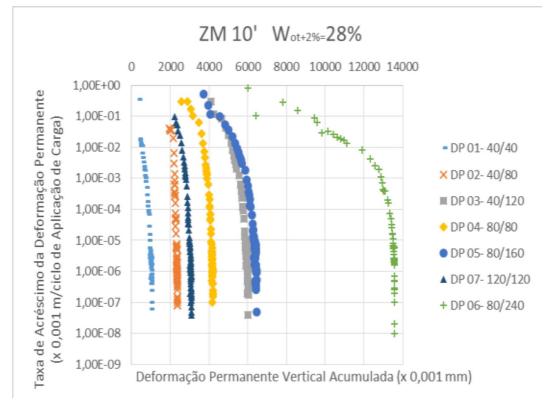
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 33- Taxa de acréscimo DP ZM 10'
 $W_{ot}=26\%$.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

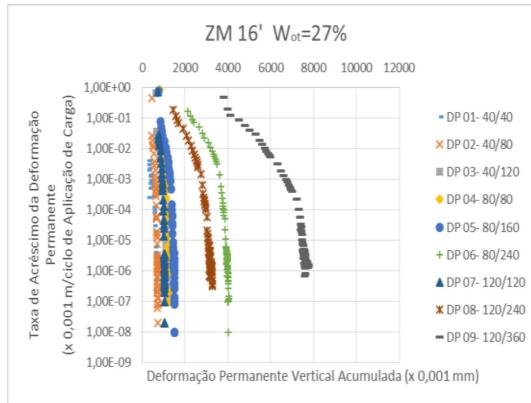
Gráfico 34- Taxa de acréscimo DP ZM 10'
 $W_{ot+2\%}=28\%$.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 35- Taxa de acréscimo DP ZM 16'

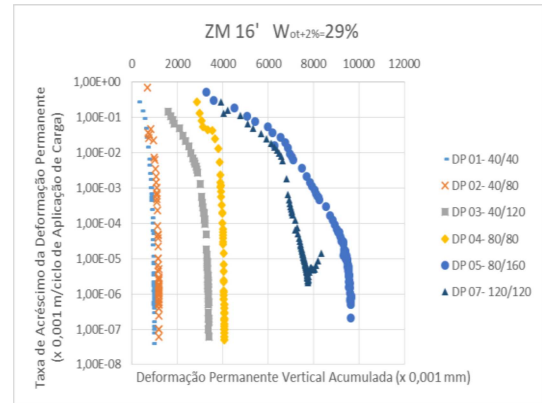
$$W_{ot}=27\%.$$



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 36- Taxa de acréscimo DP ZM 16'

$$W_{ot+2\%}=29\%.$$



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os ensaios que não atingiram o *Shakedown*, ou seja, apresentaram taxas de acréscimos da deformação permanente maiores que 10^{-7} (x0,001m) para as 150.000 aplicações de carga foram os seguintes: para ZM 09' na W_{ot} : ensaios DP-06, ZM 10' na W_{ot} : ensaio DP-09, ZM 16' na W_{ot} : ensaios DP-08 e DP-09, ZM 16' na $W_{ot+2\%}$: ensaios DP-05 e DP-07.

Os parâmetros da deformação permanente foram calculados segundo o modelo de GUIMARÃES (2009), com a utilização do *software IBM SPSS Statistics 21*, por meio da regressão não linear múltipla e estão apresentados na Tabela 27. Em todos os casos obteve-se uma boa correlação entre os dados do ensaio e o modelo utilizado para o cálculo dos parâmetros da DP, apresentando sempre um R^2 superior a 0,92. Ressalta-se que o parâmetro ψ_2 , que está relacionado com a tensão confinante, exceto para o solo ZM 09' e ZM 16' na $W_{ot+2\%}$ obteve valores negativos.

Tabela 27- Parâmetros da DP para os três solos segundo o modelo de Guimarães (2009).

Amostra	Umidade	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
ZM 09'	27,5	0,003	-0,336	1,580	0,063	0,961
	29,5	0,014	0,222	1,223	0,043	0,927
ZM 10'	26,0	0,004	-0,16	1,631	0,067	0,976
	28,0	0,008	-0,451	1,713	0,050	0,937
ZM 16'	27,0	0,002	-0,441	2,130	0,050	0,961
	29,0	0,016	0,803	1,540	0,055	0,961

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.2 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO MECANÍSTICO- EMPÍRICO

Neste item serão apresentadas as simulações para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos de baixo custo, o qual foi simulado no programa para dimensionamento de pavimentos: MeDiNa. Nessas simulações foram observados a influência da variação do teor de umidade na deformação permanente, quando utiliza solo laterítico argiloso como material constituinte na estrutura de pavimentos. Ressalta-se que em alguns pavimentos foi utilizado o solo em estudo para compor a camada de subleito, base ou sub-base do pavimento. Os cálculos do programa são realizados considerando um período de projeto de 10 anos.

Os parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, deformação permanente e módulo de resiliência para as amostras de solo ZM 09', ZM 10' e ZM 16', bem como algumas características físicas obtidas por Marangon (2004) foram inseridos no programa MeDiNa. A Figura 32 apresenta, como exemplo, uma tela do programa com a inserção dos dados do solo ZM 09' na umidade ótima.

Figura 32- Tela do programa MeDiNa com a inserção dos dados do solo ZM 09'.

The screenshot displays the MeDiNa software interface with two main panels. The left panel, titled 'BASE DE DADOS', contains a list of soil samples with their respective moisture content (W). The right panel, titled 'SUBLEITO', shows the input fields for the selected soil (ZM 09' W=27,5%), including parameters, modulus, characteristics, and permanent deformation data.

BASE DE DADOS	
Projeto	
Solo Siltoso NS'	
Solo Fino NA	
ZM 09' W=27,5%	
ZM 09' W=29,5%	
ZM 10' W=26%	
ZM 10' W=28%	
ZM 16' W=27%	
ZM 16' W=29%	

SUBLEITO	
Material	ZM 09' W=27,5%
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,40
Contato	-
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	41,30
Coefficiente de Regressão (k2):	0,080
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,508
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
Características	
Descrição do Material	Juiz de Fora - Goianá
Grupo MCT	LG'
MCT - Coeficiente c'	2,11
MCT - Índice e'	0,98
Massa específica (g/cm³)	1,492
Umidade Ótima (%)	27,5
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^psi2).(sd^psi3).(N^psi4)$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...)	0,003
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...)	-0,336
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...)	1,580
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...)	0,063

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tratando-se de pavimento de baixo custo algumas características devem ser levadas em consideração: a base deve ser composta de solos lateríticos locais “*in natura*”, ou em misturas com agregados. A camada de revestimento deve ser executada com tratamento

superficial ou concreto betuminosos usinado a quente com espessura máxima de 3cm. Em relação ao tráfego deve-se considerar um valor de $N < 5 \times 10^6$ (VILLIBIR *et al.*, 2009)

Levando em consideração as características de um pavimento de baixo custo, as análises e simulações dos pavimentos feitas no programa MeDiNa foram divididas em cinco grupos. Em todos os grupos considerou um tráfego equivalente a $N=10^6$, por ser o valor máximo aceito pelo programa quando se considera a camada de revestimento executada em tratamento superficial.

Foram testados na camada de revestimento o tratamento superficial duplo (TSD), o tratamento superficial triplo (TST) e o concreto asfáltico classe 1 (CA Classe 1), ambos pertencentes à base de dados do MeDiNa, o qual adota espessura mínima de 2cm, 3 cm e 5cm, respectivamente. Em se tratando de base a espessura mínima considerada no programa é de 15 cm. Esses valores mínimos foram considerados como as espessuras das camadas dos pavimentos propostos. Os itens a seguir apresentam os resultados obtidos nos cinco grupos de simulações propostos neste trabalho, discriminados na Tabela 28. Observa-se que, apenas o grupo de simulações 5 não se trata de uma estrutura de pavimento de baixo custo.

Tabela 28- Grupos de simulações.

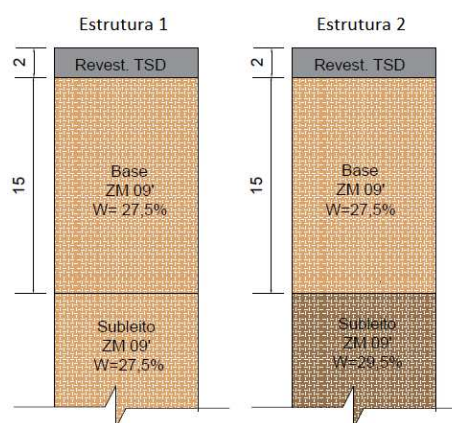
Grupo de simulações	Materiais empregado nas camadas			
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
Grupo 1	TST/ TSD/ CA CLASSE 1	Amostras estudadas na umidade ótima	Não tem	Amostras estudadas nas duas umidades
Grupo 2	TST/ TSD/ CA CLASSE 1	Solo LA' - Constante na base do MeDiNa	Não tem	Amostras estudadas nas duas umidades
Grupo 3	TST/ TSD/ CA CLASSE 1	Amostras estudadas nas duas umidades	Não tem	Solo NA - Constante na base do MeDiNa
Grupo 4	TST/ TSD/ CA CLASSE 1	Amostras estudadas nas duas umidades	Não tem	Solo NS' - Constante na base do MeDiNa
Grupo 5- Caso 1	CAP 50/70	Brita Graduada C1	Solo NA - Constante na base do MeDiNa	Amostras estudadas nas duas umidades
Grupo 5- Caso 2	CAP 50/70	Brita Graduada C1	Amostras estudadas nas duas umidades	Solo NA - Constante na base do MeDiNa

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.2.1 Grupo de simulações 1 (grupo 1)

O primeiro grupo de simulações considerou os solos em estudo na camada de base na W_{ot} e no subleito na W_{ot} e W_{ot+2} . Para a camada de revestimento foram testados o TSD, o TST e o concreto asfáltico classe 1. A Figura 33 apresenta um exemplo do pavimento tipo utilizado nesse grupo, considerando a amostra de solo ZM 09' e o TSD na camada de revestimento.

Figura 33- Exemplo de pavimento tipo do grupo 1.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Figura 34 apresenta uma tela do MeDiNa com a inserção dos dados no programa para a simulação de um pavimento tipo idêntico ao apresentado na Figura 33. Nessa mesma tela é possível de se observar, no seu canto inferior direito, o resultado da análise feita pelo programa, o qual informa a deformação permanente total (afundamento de trilha de roda), calculada pelo programa, que é apresentada pelo pavimento ao final do período de projeto (10 anos), neste caso o resultado obtido pelo programa foi de 0,1mm.

Já a Figura 35 apresenta uma tela do MeDiNa com os resultados da deformação permanente, calculada em cada uma das camadas do pavimento, exceto para a camada de revestimento, uma vez que o programa não considera esse cálculo para revestimento asfáltico.

Figura 34- Tela do MeDiNa com a inserção de dados para a simulação do pavimento.

MeDiNa - v.1.1.5.0 - dezembro/2020

Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

RESPONSÁVEL: Marilene Gomes EMPRESA: UFJF

PROJETO: Identificação da via, rodovia, trecho, km, estaca, etc MODO: Pavimento Novo (Nível A)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
1	TRATAMENTO SUPERFICIAL	Tratamento Superficial Duplo	2,0	1000	0,25
>> 2 <<	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	ZM 09' W=27,5%	15,0	Resiliente Não Linear	0,40
SL	SUBLEITO	ZM 09' W=27,5%	0,0	Resiliente Não Linear	0,40

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO
DADOS DO TRÁFEGO
 Tipo de Via: Sistema Arterial Primário
 VMD (1º ano): 274
 FV: 1.000
 N anual (1º ano): 1.00e+05
 % Veículos na faixa de projeto: 100
 N Anual da faixa: 1.00e+05
 Taxa de crescimento (%): 0,0
 Período de projeto (anos): 10
 N Total: 1.00e+06
 N anual (1º ano): Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano)

--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO ---
 Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.
 Nível de confiabilidade da análise: 85%
 Análise realizada não considerou o dano relativo à fadiga.
 Afundamento de Trilha de Roda: 0,1mm

Projeto novo NÍVEL <A>

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 35- Tela do MeDiNa com os valores de DP para cada uma das camadas do pavimento.

MeDiNa - v.1.1.5.0 - dezembro/2020

Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

Danos Mensais ATR Bacias de campo Completo

CAMADA	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
TRATAMENTO SUPERFICIAL	0,00
SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,03
SUBLEITO	0,11
TOTAL	0,1

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As Tabelas de 29 a 31 apresentam as deformações encontradas para cada tipo de pavimento proposto no grupo 1. Observa-se que nos casos em que se utilizou o solo na $W_{ot+2\%}$, os valores encontrados para DP foram levemente maiores, com as maiores diferenças ocorrendo sempre para a amostra de solo ZM 10'.

Tabela 29- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 considerando o TSD.

TSD					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,03	ZM09' W=27,5	0,03	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,11	ZM09' W=29,5	0,16	0,05	45,45
Total	0,14	Total	0,19	0,05	35,71

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,04	ZM10' W=26%	0,04	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,12	ZM10' W=28%	0,27	0,15	125,00
Total	0,16	Total	0,31	0,15	93,75

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,02	ZM10' W=27%	0,02	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,08	ZM10' W=29%	0,10	0,02	25,00
Total	0,10	Total	0,12	0,02	20,00

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 30- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 considerando o TST.

TST					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=27,5	0,05	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,11	ZM09' W=29,5	0,16	0,05	45,45
Total	0,16	Total	0,21	0,05	31,25

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=26%	0,06	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,12	ZM10' W=28%	0,27	0,15	125,00
Total	0,18	Total	0,33	0,15	83,33

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,03	ZM10' W=27%	0,03	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,08	ZM10' W=29%	0,10	0,02	25,00
Total	0,11	Total	0,13	0,02	18,18

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 31- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 1 com concreto asfáltico classe 1

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=27,5	0,05	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,08	ZM09' W=29,5	0,12	0,04	50,00
Total	0,13	Total	0,17	0,04	30,77

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=26%	0,06	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,09	ZM10' W=28%	0,19	0,10	111,11
Total	0,15	Total	0,25	0,10	66,67

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,04	ZM10' W=27%	0,04	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,05	ZM10' W=29%	0,08	0,03	60,00
Total	0,09	Total	0,12	0,03	33,33

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Para os revestimentos em TSD e TST o MeDiNa não calcula os danos relativos à fadiga, não informando assim o valor da área trincada no pavimento no período de projeto proposto (10 anos). Já para o revestimento em concreto asfáltico esse cálculo é feito, os valores encontrados para o grupo 1 são apresentados na Tabela 32.

Observa-se que para os pavimentos com $W_{ot+2\%}$ ocorreu um leve aumento na área trincada, com a maior variação ocorrendo sempre para o solo ZM10', embora o solo ZM09' apresente um maior valor para $W_{ot+2\%}$.

Tabela 32- Área trincada do pavimento em revestimento concreto asfáltico classe 1 do grupo 1.

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	14,00	CA CLASSE 1	15,10	1,10
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=27,5		
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	11,89	CA CLASSE 1	13,30	1,41
ZM10' W=26%		ZM10' W=26%		
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	10,20	CA CLASSE 1	11,00	0,80
ZM16' W=27%		ZM10' W=27%		
ZM16' W=27%		ZM10' W=29%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Analisando as simulações do grupo 1, observa-se que em todas as situações foram obtidas deformações permanentes muito pequenas para a estrutura do pavimento utilizando as amostras de solo ZM 09', ZM 10' e ZM 16', em virtude disso, não foram apresentadas neste trabalho simulações em que se alternavam os solos estudados nas camadas de subleito e base, uma vez que, as DP apresentadas também teriam a mesma tendência, ou seja, seriam muito pequenas.

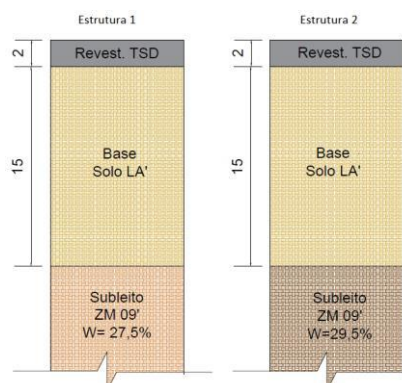
Portanto, nos próximos grupos de simulações as análises foram realizadas utilizando solos constantes na base de dados do MeDiNa para compor a camada de base, e em alguns casos, para compor a camada do subleito e sub-base. Essas análises foram desenvolvidas com o objetivo de avaliar se as DP que ocorrem nas camadas continuariam sendo pequenas quando utilizado as amostras dos solos ensaiadas.

4.2.2 Grupo de simulações 2 (grupo 2)

O segundo grupo de simulações considerou na camada de base o solo disponível no MeDiNa com classificação MCT LA', sendo esse um bom solo para ser empregado na camada de base, e para o subleito foi utilizado os solos desta pesquisa na W_{ot} e na W_{ot+2} . Para a camada de revestimento foram testados o TSD, o TST e o concreto asfáltico classe 1. A

Figura 36 apresenta um exemplo do pavimento tipo utilizado nesse grupo, considerando a amostra de solo ZM 09' e o TSD na camada de revestimento.

Figura 36- Exemplo de pavimento tipo do grupo 2.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As tabelas de 33 a 35 apresentam as deformações encontradas nos pavimentos propostos no grupo 2. Quando utilizou o solo na $W_{ot+2\%}$, na camada de subleito os valores encontrados para DP foram levemente maiores, com as maiores diferenças ocorrendo sempre para a amostra de solo ZM 10'.

Tabela 33- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 considerando o TSD.

TSD					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,24	Solo LA'	0,22	-0,02	-8,33
ZM09' W=27,5%	0,07	ZM09' W=29,5%	0,12	0,05	71,43
Total	0,31	Total	0,34	0,03	9,68

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,26	Solo LA'	0,23	-0,03	-11,54
ZM10' W=26%	0,09	ZM10' W=28%	0,19	0,10	111,11
Total	0,35	Total	0,42	0,07	20,00

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,27	Solo LA'	0,25	-0,02	-7,41
ZM16' W=27%	0,06	ZM10' W=29%	0,08	0,02	33,33
Total	0,33	Total	0,33	0,00	0,00

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 34- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 considerando o TST.

TST					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,28	Solo LA'	0,27	-0,01	-3,57
ZM09' W=27,5%	0,07	ZM09' W=29,5%	0,12	0,05	71,43
Total	0,35	Total	0,39	0,04	11,43

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,30	Solo LA'	0,28	-0,02	-6,67
ZM10' W=26%	0,09	ZM10' W=28%	0,18	0,09	100,00
Total	0,39	Total	0,46	0,07	17,95

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,31	Solo LA'	0,30	-0,01	-3,23
ZM16' W=27%	0,05	ZM10' W=29%	0,08	0,03	60,00
Total	0,36	Total	0,38	0,02	5,56

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 35- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 2 CA classe 1.

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,42	Solo LA'	0,39	-0,03	-7,14
ZM09' W=27,5%	0,06	ZM09' W=29,5%	0,10	0,04	66,67
Total	0,48	Total	0,49	0,01	2,08

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,45	Solo LA'	0,41	-0,04	-8,89
ZM10' W=26%	0,08	ZM10' W=28%	0,16	0,08	100,00
Total	0,53	Total	0,57	0,04	7,55

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
Solo LA'	0,46	Solo LA'	0,43	-0,03	-6,52
ZM16' W=27%	0,05	ZM10' W=29%	0,07	0,02	40,00
Total	0,51	Total	0,50	-0,01	-1,96

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Analisando as tabelas 33 a 35 do grupo 2, as deformações permanentes ocorridas na camada de base, a qual foi utilizado o solo LA', sempre foram menores nas situações em que se utilizou os solos em estudo na W_{ot} . Já as DP ocorridas na camada de subleito, no qual foram utilizados os solos desta pesquisa, sempre foram maiores nas situações em que se utilizaram os solos em estudo na $W_{ot+2\%}$. Para o pavimento com revestimento em concreto asfáltico classe 1, com o uso do solo ZM 16', a DP total no pavimento foi menor quando utilizou o solo na $W_{ot+2\%}$, sendo esse o único caso em que ocorreu esse fato para o grupo 2.

Em relação a área trincada do grupo 2 os valores são apresentados na Tabela 36. Observa-se que para os pavimentos com $W_{ot+2\%}$ ocorreu um leve aumento na área trincada, com a maior variação ocorrendo sempre para o solo ZM10', embora o solo ZM09' apresente um maior valor para $W_{ot+2\%}$.

Tabela 36- Área trincada do pavimento em revestimento concreto asfáltico classe 1 do grupo 2.

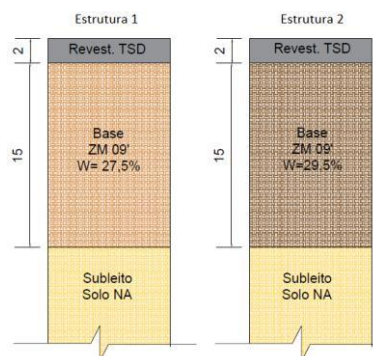
CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	7,10	CA CLASSE 1	7,60	0,50
Solo LA'		Solo LA'		
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5%		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	6,60	CA CLASSE 1	7,30	0,70
Solo LA'		Solo LA'		
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	6,40	CA CLASSE 1	6,80	0,40
Solo LA'		Solo LA'		
ZM16' W=27%		ZM10' W=29%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.2.3 Grupo de simulações 3 (grupo 3)

O terceiro grupo de simulações considerou na camada de base os solos em estudo na W_{ot} e na W_{ot+2} , para a camada de subleito utilizou o solo disponível no MeDiNa com classificação MCT NA. Para a camada de revestimento foram testados o TSD, o TST e o concreto asfáltico classe 1. A Figura 37 apresenta um exemplo do pavimento tipo utilizado nesse grupo, considerando a amostra de solo ZM 09' e o TSD na camada de revestimento.

Figura 37- Exemplo de pavimento tipo do grupo 3.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As tabelas de 37 a 39 apresentam as deformações encontradas nos pavimentos propostos no grupo 3. As deformações permanentes totais apresentadas nesse grupo foram bem maiores que as encontradas nos dois grupos anteriores. Observa-se que as maiores deformações ocorreram na camada do subleito o qual utilizou um solo arenoso não laterítico, e são superiores a DP de 5mm limitado no dimensionamento, pelo programa MeDiNa, ou seja, um pavimento executado com essa configuração teria um afundamento de trilha de roda (ATR) muito grande, configurando assim uma estrutura cujo dimensionamento não é recomendado.

Tabela 37- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 considerando o TSD.

TSD					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,04	ZM09' W=29,5%	0,08	0,04	100,00
Solo NA	19,55	Solo NA	19,93	0,38	1,94
Total	19,59	Total	20,01	0,42	2,14

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,04	ZM10' W=28%	0,10	0,06	150,00
Solo NA	19,04	Solo NA	19,96	0,92	4,83
Total	19,08	Total	20,06	0,98	5,14

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,02	ZM10' W=29%	0,06	0,04	200,00
Solo NA	18,53	Solo NA	19,22	0,69	3,72
Total	18,55	Total	19,28	0,73	3,94

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 38- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 considerando o TST.

TST					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=29,5%	0,10	0,05	100,00
Solo NA	19,10	Solo NA	19,30	0,20	1,05
Total	19,15	Total	19,4	0,25	1,31

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=28%	0,16	0,10	166,67
Solo NA	18,79	Solo NA	19,28	0,49	2,61
Total	18,85	Total	19,44	0,59	3,13

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,03	ZM10' W=29%	0,09	0,06	200,00
Solo NA	18,28	Solo NA	18,81	0,53	2,90
Total	18,31	Total	18,90	0,59	3,22

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 39- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 3 com CA classe 1

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=29,5%	0,08	0,03	60,00
Solo NA	13,05	Solo NA	12,34	-0,71	-5,44
Total	13,10	Total	12,42	-0,68	-5,19

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,07	ZM10' W=28%	0,14	0,07	100,00
Solo NA	13,40	Solo NA	12,45	-0,95	-7,09
Total	13,47	Total	12,59	-0,88	-6,53

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,05	ZM10' W=29%	0,08	0,03	60,00
Solo NA	13,80	Solo NA	13,50	-0,30	-2,17
Total	13,85	Total	13,58	-0,27	-1,95

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Em relação aos solos ZM 09', ZM 10' e ZM 16', empregado na camada de base, observa-se que ocorreu um leve aumento na DP nas situações de $W_{ot+2\%}$, entretanto essas deformações ainda continuaram pequenas e com as maiores diferenças ocorrendo sempre para a amostra de solo ZM 10'. Para o pavimento com revestimento em concreto asfáltico classe 1, nas três situações observa-se que as deformações na camada de subleito são menores, quando se utiliza o solo em estudo na $W_{ot+2\%}$ na camada de base, fazendo com que a DP total no pavimento seja menor nessa situação.

Os valores encontrados para a área trincada do grupo 3 são apresentados na Tabela 40. Observa-se que para os pavimentos com $W_{ot+2\%}$ ocorreu um leve aumento na área trincada, com a maior variação ocorrendo sempre para o solo ZM10', embora o solo ZM09' apresente um maior valor para com $W_{ot+2\%}$.

Tabela 40- Área trincada do pavimento em revestimento asfáltico classe 1 do grupo 3.

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	11,50	CA CLASSE 1	13,30	1,80
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5%		
Solo NA		Solo NA		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	10,50	CA CLASSE 1	12,90	2,40
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Solo NA		Solo NA		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	9,30	CA CLASSE 1	10,30	1,00
ZM16' W=27%		ZM10' W=29%		
Solo NA		Solo NA		

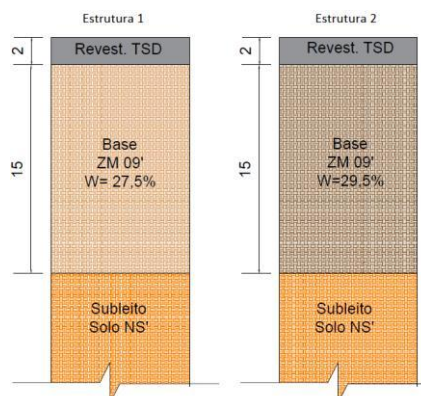
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.2.4 Grupo de simulações 4 (grupo 4)

No quarto grupo de ensaios optou-se por continuar utilizando na camada de base o solo em estudo na W_{ot} e na W_{ot+2} , e para a camada de subleito utilizou um outro solo disponível no MeDiNa com classificação MCT NS'. Para a camada de revestimento foram testados o TSD, o TST e o concreto asfáltico classe 1. A Figura 38 apresenta um exemplo do

pavimento tipo utilizado nesse grupo, considerando a amostra de solo ZM 09' e o TSD na camada de revestimento.

Figura 38- Exemplo de pavimento tipo do grupo 4.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As Tabelas de 41 a 43 apresentam as deformações encontradas nos pavimentos propostos no grupo 4. As deformações permanentes totais apresentadas nesse grupo foram menores que as encontradas no grupo 3, ao substituir o material utilizado no subleito. Observa-se que as maiores DP também ocorreram na camada do subleito, mas não foram superiores a 5mm.

Tabela 41- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 considerando o TSD.

TSD					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,04	ZM09' W=29,5%	0,08	0,04	100,00
Solo NS'	3,67	Solo NS'	3,74	0,07	1,91
Total	3,71	Total	3,82	0,11	2,96

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,04	ZM10' W=28%	0,10	0,06	150,00
Solo NS'	3,59	Solo NS'	3,75	0,16	4,46
Total	3,63	Total	3,85	0,22	6,06

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TSD	0,00	TSD	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,02	ZM10' W=29%	0,06	0,04	200,00
Solo NS'	3,50	Solo NS'	3,61	0,11	3,14
Total	3,52	Total	3,67	0,15	4,26

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 42- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 considerando o TST.

TST					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=29,5%	0,10	0,05	100,00
Solo NS'	3,65	Solo NS'	3,69	0,04	1,10
Total	3,70	Total	3,79	0,09	2,43

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=28%	0,15	0,09	150,00
Solo NS'	3,60	Solo NS'	3,69	0,09	2,50
Total	3,66	Total	3,84	0,18	4,92

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
TST	0,00	TST	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,03	ZM10' W=29%	0,09	0,06	200,00
Solo NS'	3,51	Solo NS'	3,60	0,09	2,56
Total	3,54	Total	3,69	0,15	4,24

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 43- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 4 com CA classe 1

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=29,5%	0,08	0,03	60,00
Solo NS'	2,82	Solo NS'	2,72	-0,10	-3,55
Total	2,87	Total	2,8	-0,07	-2,44

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=28%	0,14	0,08	133,33
Solo NS'	2,87	Solo NS'	2,75	-0,12	-4,18
Total	2,93	Total	2,89	-0,04	-1,37

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CA CLASSE 1	0,00	CA CLASSE 1	0,00	0,00	0,00
ZM16' W=27%	0,05	ZM10' W=29%	0,07	0,02	40,00
Solo NS'	2,91	Solo NS'	2,88	-0,03	-1,03
Total	2,96	Total	2,95	-0,01	-0,34

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Nesse grupo os solos em estudo foram mais uma vez empregados na camada de base, observa-se que ocorreu um leve aumento na DP nas situações de $W_{ot+2\%}$, entretanto essas deformações ainda continuaram pequenas e com as maiores diferenças ocorrendo sempre para a amostra de solo ZM 10'.

Para o pavimento com revestimento em concreto asfáltico classe 1, igualmente ao que aconteceu no grupo 3, nas três situações observa-se que as deformações na camada de subleito são menores quando se utiliza na camada de base o solo em estudo na $W_{ot+2\%}$, fazendo com que a DP total no pavimento seja menor nessa situação. Porém as DP nas camadas de base são sempre maiores quando se usa a $W_{ot+2\%}$.

Em relação a área trincada do grupo 4 os valores são apresentados na Tabela 44. Observa-se que para os pavimentos com $W_{ot+2\%}$ ocorreu um leve aumento na área trincada, com a maior variação ocorrendo sempre para o solo ZM10'.

Tabela 44- Área trincada do pavimento em revestimento asfáltico classe 1 do grupo 4.

CONCRETO ASFÁLTICO CLASSE 1				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	12,00	CA CLASSE 1	13,70	1,70
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5%		
Solo NS'		Solo NS'		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	11,00	CA CLASSE 1	13,40	2,40
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Solo NS'		Solo NS'		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CA CLASSE 1	9,80	CA CLASSE 1	10,80	1,00
ZM16' W=27%		ZM10' W=29%		
Solo NS'		Solo NS'		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

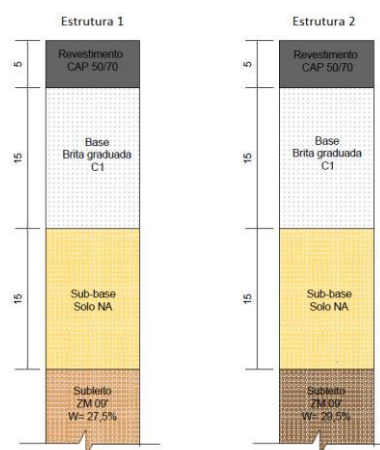
4.2.5 Grupo de simulações 5 (grupo 5)

Por fim no grupo cinco optou-se por simular um pavimento contendo revestimento, base, sub-base e subleito. Para o revestimento utilizou um concreto asfáltico CAP 50/70 #12,5 mm Sepetiba e para a base utilizou uma brita graduada C1, ambos materiais de menor qualidade e constantes na base de dados do MeDiNa, conforme podem ser facilmente

consultados no programa. Já para a sub-base e subleito, foram simulados dois casos: no primeiro empregou os solos em estudo no subleito variando o seu teor de umidade, e na sub-base utilizou um solo constante no MeDiNa classificado como NA, de acordo com a MCT; no segundo caso fez o inverso, empregou os solos em estudo variando o seu teor de umidade na sub-base e o solo NA no subleito.

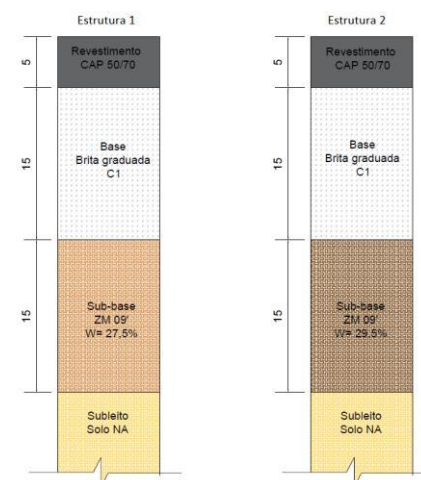
As Figuras 39 e 40 apresentam um exemplo do pavimento tipo utilizado nesse grupo, para os dois casos de configurações de sub-base e subleito, considerando a amostra de solo ZM 09'. Observa-se que foram aplicadas as espessuras mínimas admitidas no programa nas camadas do pavimento, e foi adotado o mesmo tráfego equivalente utilizado nos grupos anteriores considerando um $N=10^6$.

Figura 39- Exemplo de pavimento tipo do grupo 5, caso 1.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 40- Exemplo de pavimento tipo do grupo 5, caso 2.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As tabelas de 45 e 46 apresentam as deformações encontradas nos pavimentos propostos no grupo 5 nos dois casos. As deformações permanentes totais apresentadas nesse grupo foram sempre maiores que 5mm. Entretanto, para o caso 1 as maiores deformações ocorreram na camada de sub-base e para o caso 2 as maiores deformações ocorreram na camada de subleito, e em ambos os casos o material empregado na camada foi o Solo NA.

Apesar das DP totais serem maiores que 5 mm, apenas no caso 2 que a camada de subleito apresentou uma deformação maior que o limite permitido pelo MeDiNa, desta forma, essa segunda opção de configuração do pavimento não seria ideal para ser executada, por apresentar um ATR superior ao limite permitido.

Tabela 45- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 5 no caso 1.

CASO 1					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,49	Brita Graduada C1	1,48	-0,01	-0,67
Solo NA	5,24	Solo NA	5,10	-0,14	-2,67
ZM09' W=27,5%	0,05	ZM09' W=29,5%	0,09	0,04	80,00
Total	6,78	Total	6,67	-0,11	-1,62

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,51	Brita Graduada C1	1,48	-0,03	-1,99
Solo NA	5,48	Solo NA	5,16	-0,32	-5,84
ZM10' W=26%	0,06	ZM10' W=28%	0,12	0,06	100,00
Total	7,00	Total	6,76	-0,24	-3,43

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,51	Brita Graduada C1	1,50	-0,01	-0,66
Solo NA	5,54	Solo NA	5,33	-0,21	-3,79
ZM16' W=27%	0,03	ZM16' W=29%	0,06	0,03	100,00
Total	7,08	Total	6,89	-0,19	-2,68

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Em relação à deformação permanente, quando foi variando o teor de umidade dos solos estudados, observou-se que as deformações totais nas duas situações foram menores quando utilizou o solo na $W_{ot+2\%}$. Entretanto, em ambas as situações, na camada em que os solos ZM09', ZM10' e ZM 16' foram empregados, houve um aumento na DP para essa camada para o solo empregado na $W_{ot+2\%}$.

Nesse grupo de ensaio, assim como nos outros quatro grupos, as deformações encontradas na camada em que se empregou o solo do presente estudo foram consideravelmente menores, quando comparada com as DP em que utilizou os materiais constantes na base de dados do MeDiNa, com exceção da camada de revestimento que não apresentou deformação em nenhum grupo, uma vez que o programa não considera esse cálculo para ATR.

Tabela 46- Resultados das simulações para o pavimento tipo do grupo 5 no caso 2.

CASO 2					
Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,44	Brita Graduada C1	1,41	-0,03	-2,08
ZM09' W=27,5%	0,04	ZM09' W=29,5%	0,06	0,02	50,00
Solo NA	7,88	Solo NA	7,46	-0,42	-5,33
Total	9,36	Total	8,93	-0,43	-4,59

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,46	Brita Graduada C1	1,42	-0,04	-2,74
ZM10' W=26%	0,05	ZM10' W=28%	0,10	0,05	100,00
Solo NA	8,17	Solo NA	7,58	-0,59	-7,22
Total	9,68	Total	9,10	-0,58	-5,99

Estrutura 1	DP (mm)	Estrutura 2	DP (mm)	Diferença na DP (mm)	Diferença na DP (%)
CAP 50/70	0,00	CAP 50/70	0,00	0,00	0,00
Brita Graduada C1	1,48	Brita Graduada C1	1,46	-0,02	-1,35
ZM16' W=27%	0,03	ZM16' W=29%	0,05	0,02	66,67
Solo NA	8,41	Solo NA	8,16	-0,25	-2,97
Total	9,92	Total	9,67	-0,25	-2,52

Fonte Elaborado pela autora (2021).

As Tabelas 47 e 48 apresentam os valores referentes à área trincada para o pavimento do grupo 5 nas duas situações. Observa-se que, em ambas as situações, para os pavimentos com $W_{ot+2\%}$ ocorreu um leve aumento na área trincada, com a maior variação ocorrendo sempre para o solo ZM10'.

Ressalta-se que em todos os 5 grupos de ensaio, quando se utilizou o solo com o teor de umidade acima da ótima, os valores da área trincada foram maiores, esse aumento está ligado diretamente à variação do MR, uma vez que, nessa condição os valores dos módulos para as amostras de solo foram menores, o que refletiu na rigidez da camada de revestimento.

Tabela 47 - Área trincada do pavimento tipo do grupo 5 no caso 1.

CASO 1				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CAP 50/70	5,30	CAP 50/70	5,40	0,10
Brita Graduada C1		Brita Graduada C1		
Solo NA		Solo NA		
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5%		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CAP 50/70	5,10	CAP 50/70	5,30	0,20
Brita Graduada C1		Brita Graduada C1		
Solo NA		Solo NA		
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Estrutura	Área Trincada (%)	Estrutura	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CAP 50/70	5,10	CAP 50/70	5,20	0,10
Brita Graduada C1		Brita Graduada C1		
Solo NA		Solo NA		
ZM16' W=27%		ZM16' W=29%		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 48- Área trincada do pavimento tipo do grupo 5 no caso 2.

CASO 2				
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CAP 50/70	5,30	CAP 50/70	5,50	0,20
Brita Graduada C1		Brita Graduada C1		
ZM09' W=27,5%		ZM09' W=29,5%		
Solo NA		Solo NA		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
Brita Graduada C1	5,30	Brita Graduada C1	5,30	0,40
ZM10' W=26%		ZM10' W=28%		
Solo NA		Solo NA		
Estrutura 1	Área Trincada (%)	Estrutura 2	Área Trincada (%)	Diferença Área Trincada
CAP 50/70	4,90	CAP 50/70	5,20	0,30
Brita Graduada C1		Brita Graduada C1		
ZM16' W=27%		ZM16' W=29%		
Solo NA		Solo NA		

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões, obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho foi desenvolvido tendo como objetivo principal analisar a influência da umidade na deformação permanente com a utilização de solo laterítico na camada de pavimento, quando ocorresse uma variação do teor de umidade em 2% acima em relação à umidade ótima.

O estudo foi realizado com a utilização de três amostras de solos finos lateríticos (ZM 09', ZM 10' e ZM 16'), amplamente estudados por Marangon (2004) e classificados por esse autor como LG', segundo a metodologia MCT.

A análise da influência da deformação permanente foi feita com o auxílio do programa MeDiNa, que é o novo método brasileiro utilizado para se fazer o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. Essa análise foi dividida em cinco grupos diferentes, entretanto, em todas as simulações realizadas considerou o valor para o tráfego equivalente a $N=10^6$ e as camadas dos pavimentos possuíam as espessuras mínimas permitidas pelo programa, para um período de projeto de 10 anos.

Contrariando a hipótese proposta no presente trabalho, observou-se que, as amostras de solo ZM 09', ZM 10' e ZM 16' possuem boas características mecânicas e as camadas do pavimento quando se empregam esses materiais apresentam baixos valores de DP, tanto na W_{ot} , quanto na $W_{ot+2\%}$. Logo, observa-se que esses solos são de boa qualidade e devem ser utilizados de forma mais apropriada e não ignorados na prática da engenharia de pavimentos.

A seguir serão apresentadas as principais conclusões encontradas no decorrer do desenvolvimento deste trabalho, em relações aos ensaios realizados e as simulações feitas no MeDiNa:

a) Com relação aos ensaios de granulometria e compactação de solos:

- O ensaio de granulometria foi feito para conferir se as amostras de solo deste trabalho possuíam a mesma granulometria daquelas trabalhadas por Marangon (2004). Com o resultado foi constatado que as amostras ZM 09' e ZM 16' apresentaram uma maior relação silte/ argila e a amostra ZM 16' também possui uma quantidade de areia um

pouco maior em sua composição, entretanto essas diferenças são consideradas pequenas.

- Pelos resultados dos ensaios de compactação dos solos observou-se que as amostras apresentaram pouca diferença em relação aos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, quando comparados com os valores obtidos por Marangon (2004). A maior diferença na umidade ótima ocorreu para o solo ZM 10', que apresentou um valor 1,89% maior que o encontrado por Marangon. Já a maior diferença para a massa específica aparente seca máxima ocorreu para o solo ZM 16' que apresentou um valor de 4,06% maior.

b) Com relação ao ensaio de módulo de resiliência:

- O ensaio de módulo de resiliência nesta pesquisa foi realizado para as três amostras de solo em duas umidades (W_{ot} e $W_{ot+2\%}$). Ao comparar os valores encontrados nesta pesquisa e por Marangon (2004) observou-se que, em ambas, os materiais seguiam as mesmas tendências de comportamento e sendo melhor representado pelo modelo composto.
- Os resultados dos ensaios de MR para as amostras ensaiadas na $W_{ot+2\%}$ também mostraram que o modelo composto descrevia melhor o comportamento dos solos, apresentando R^2 superior à 0,78. Ao comparar com os solos ensaiados na W_{ot} , os solos ensaiados na umidade acima sempre apresentaram valores menores para o MR, como já era de se esperar, uma vez que, o solo nessa condição é mais deformável.

c) Com relação ao ensaio de deformação permanente:

- Nos resultados do ensaio de deformação permanente foi observado que, para as três amostras de solo, as deformações permanentes específicas foram sempre maiores quando os corpos de provas foram ensaiados na $W_{ot+2\%}$. Dentre as três amostras de solo, a ZM09' foi a que apresentou a maior variação na DP, seguida respectivamente das amostras ZM 16' e ZM 10'.
- Foi observado nos ensaios de DP que nem sempre o maior valor de deformação permanente para uma amostra de solo ocorria quando se aplicava o último nível de tensão, mas sim para os níveis em que a relação σ_1/σ_3 eram iguais a 3 ou 4.
- Nos ensaios de DP, a amostra de solo ZM 10' apresentou os maiores valores de deformação permanente específica, considerando os dois teores de umidade. Já o solo

ZM 09', apresentou a maior variação no valor da deformação permanente específica quando comparado os valores encontrados para DP nos dois teores de umidade.

- Em relação à teoria do *Shakedown* em geral as amostras de solo apresentaram comportamento do nível A para quando submetidos aos níveis de tensão abaixo de 80/160 kPa e comportamento do tipo AB, para os níveis de tensão superiores. Ressalta-se que apenas algumas curvas no ensaio de DP não entraram em *Shakedown*.
- O ensaio de deformação permanente foi realizado com a aplicação de 150.000 ciclos de cargas repetidas na frequência de 2 Hz e os seus parâmetros foram calculados segundo a equação de Guimarães (2009), apresentando sempre uma boa correlação para as amostras de solos em estudo, possuindo um R^2 superior à 0,92 em todos os casos.

d) Com relação às simulações realizadas no MeDiNa:

- Os resultados encontrados para a deformação permanente no subleito para o pavimento tipo do grupo 1 foram muito pequenos, em ambas as umidades de estudo e para os três tipos de revestimento testados (TST, TSD e concreto asfáltico classe 1). A maior deformação encontrada na camada de subleito foi de 0,27mm para o solo ZM 10' na situação de $W_{ot+2\%}$, para os pavimentos com revestimentos em TSD e TST.
- De modo geral, para os cinco grupos de simulações, observou-se que as camadas em que se empregou as amostras de solo ZM 09', ZM 10' e ZM 16' apresentaram em todas as simulações valores baixos de DP, mesmo nas situações de $W_{ot+2\%}$, sendo o maior valor de deformação permanente aquele encontrado no grupo 1.
- A área trincada é um parâmetro calculado pelo MeDiNa nos casos em que se utiliza na camada de revestimento o concreto asfáltico. Foi observado um baixo valor desse parâmetro em todas as simulações, sendo o maior valor de 15,10% encontrado no grupo 1, quando se utilizou o solo ZM 09' na $W_{ot+2\%}$.
- As estruturas de pavimentos propostas foram avaliadas considerando espessuras mínimas nas camadas, obtendo resultados satisfatórios em todos os casos, exceto para o grupo de simulações 3 e o grupo de simulações 5 no caso 2, em que foram obtidas deformações permanentes maiores que o limite de 5mm permitido no programa MeDiNa para a camada de subleito.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Fazer um estudo com os materiais trabalhados considerando pavimentos comuns e um maior nível de tráfego e sua aplicabilidade nas outras camadas do pavimento, verificando também a interferência da variação do teor de umidade no módulo de resiliência e na deformação permanente dos solos.
- Realizar os ensaios de deformação permanente para os demais solos estudados por Marangon (2004) a fim de se obter os parâmetros da DP e incrementar a base de dados do MeDiNa, para auxiliar os projetistas no momento do dimensionamento.

REFERÊNCIAS

ADLINGE, S. S; GUPTA, A. K. Pavement Deterioration and Its Causes. **International Journal of Innovative Research & Development**, v. 2, p. 437-450, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. São Paulo. ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182**: Solo - Ensaio de compactação. São Paulo. ABNT, 2016.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica**: Projetos e Restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo São Paulo, São Paulo, 1995.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. 3. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobras, ABEDA, 2010.

BRASIL. Lei nº 13.103, de 2 de março de 2015. Dispõe sobre o exercício da profissão de motorista; altera a Consolidação das Leis do Trabalho - CLT, aprovada pelo Decreto-Lei nº 5.452, de 1º de maio de 1943, e as Leis nº 9.503, de 23 de setembro de 1997 - Código de Trânsito Brasileiro, e 11.442, de 5 de janeiro de 2007 (empresas e transportadores autônomos de carga), para disciplinar a jornada de trabalho e o tempo de direção do motorista profissional; altera a Lei nº 7.408, de 25 de novembro de 1985; revoga dispositivos da Lei nº 12.619, de 30 de abril de 2012; e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**. Brasília, DF, 2 mar. 2015. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2015-2018/2015/Lei/L13103.htm>. Acesso em: 25 set. 2020.

CAMAPUM, J. C., REZENDE, L. R., CARDOSO, F. B. F., LUCENA, L. C., GUIMARÃES, R. C.; VALENCIA, Y. G. Tropical soils highway construction: Peculiarities and considerations. **Transportation Geotechnics Journal**, 5, p.3–19, 2015.

COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de pavimento asfáltico: Comparação do método do DNER com o método mecanístico- empírico aplicada a um trecho**. 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P. **“Permanent Deformation”**. ROADDEX II, Northern Periphery, 2004.

DELGADO, B. G.; GUIMARAES, A. C. R. ; MOTTA, L.M.G . **A Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentação com Solos Tropicais**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 17, 2014, Goiânia.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM- DNER. Método de projeto de pavimentos flexíveis. 3ed. Rio de Janeiro, 1981.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **MeDiNa**. Disponível em: < <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina>>. Acesso em: 08 nov. 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Pavimentação Rodoviária**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos**. 2 ed. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Estudos de Tráfego**. 1 ed. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 134/2018- ME**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 18p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 179/2018- ME**: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 20p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 108/2009- ES**: Terraplenagem- Aterro- Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009. 13p.

EMBRAPA (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AROPECUÁRIA). **O novo mapa de solos do Brasil: legenda atualizada**. Rio de Janeiro, RJ, 2011.

EMBRAPA (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AROPECUÁRIA). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 5 ed. Brasília, DF, 2018.

EMMERT, F.; PEREIRA, R. S. **Caracterização geotécnica e classificação de solos para estradas florestais**: Estudo de caso. Ciência Florestal, Santa Maria, v. 26, n. 2, p.601-613, 2016.

FERNANDES, W. D. **Análise comparativa entre os métodos de dimensionamentos de pavimentos flexíveis do Brasil e o método da AASHTO**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav**. 2007. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 2009. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; CASTO, C. D. Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils. **Road Materials and Pavement Design**, 20:7, p. 1664-1681, 2019.

GUIMARÃES, A.C.R. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis**. 2001. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. 2 ed, New Jersey: Prentice Hall, 2003.

HUANG, Y.H. **Pavement analysis and design**. New Jersey: Prentice Hall Inc. New Jersey, 1993.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Manual Técnico de pedologia**. 3 ed. Rio de Janeiro, RJ, 2015.

LIMA, C. D. A. **Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de carga repetida**. 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G. (2016) “**Study of Permanent Deformation and Granulometric Distribution of Graded Crushed Stone Pavement Material Advances**.” In: Transportation Geotechnics 3. The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016). Guimarães, Portugal.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; GUIMARÃES, A. C. R.; ARAGAO, F. T. S. (2018) “**Contribution to the Study of Brazilian Tropical Soils as Pavement Materials**” In: ISAP (International Society for Asphalt Pavements) Conference on Asphalt Pavements, 13, 2018. Fortaleza, 2018.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. 1996. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

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

MARQUES, G. L. O. **Notas de Aula da disciplina Pavimentação TRN 075**. Faculdade de Engenharia. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2018.

MARSON, L. A. **Correlações entre Ensaios CBR E Mini-CBR para Solos Lateríticos de Textura Fina**. 2004. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, 2004.

MASCARENHAS, I. M. N.; BARROSO, S. H. A. Caracterização geotécnica dos solos da região metropolitana do Cariri/CE para uso em pavimentação. In: Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, 29. 2015, Ouro Preto, MG. **Anais [...]** ANPET, 2015.

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

MINAS GERAIS. GOVERNO DE MINAS GERAIS. **RODOVIAS**. Disponível em: <https://www.mg.gov.br/conheca-minas/rodovias>. Acesso em: 17 set. 2020.

MOTA, R. V.; BOSSO, M.; BESSA, I. S.; VASCONCELOS, K.; BERNUCCI, L. L. B. Efeito do tráfego no dimensionamento de pavimentos asfálticos utilizando dados de pedágio. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 32, 2018, Gramado. Anais [...]. Gramado, 2018.*

MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. 1991. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NETTO, M. M.; DINIZ, A. M. A. A Formação Geohistórica da Zona da Mata de Minas Gerais. **Raega: O Espaço Geográfico em Análise**, Curitiba, v. 12, p. 21-34. 2006.

NOGAMI, J. S., & VILLIBOR, D. F. Use of lateritic fine-grained soils in road pavement base courses. **Geotechnical and Geological Engineering**, 9(3/4), p. 167–182, 1991.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. 1 ed. São Paulo: Editora Villibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. 1 ed. São Paulo: Editora Arte & Ciência, 2009.

NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solos-brita**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1978.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo de deformação permanente dos solos de subleito**. 2013. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

ROZA, A. E. D. **Contribuição para projeto mecanístico - empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SANTOS, E. F. D. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. 2006. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

SERRA, G. A. **Análise da influência da umidade na deformação permanente de solos finos da ilha de São Luís para emprego em camadas de pavimento**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2020.

SILVA, B. E. **Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários**. 2019. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

SILVA, L. C. L.; OLIVEIRA, F. S.; RAMOS, V. D. V.; SCHAEFER, C. E. G. R. Pedodiversidade no estado de Minas Gerais - Brasil. **Caderno de Geografia**, Belo Horizonte, v. 28, n. 1, p. 18-39, 25. 2018.

SILVA, T. O.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; CALIJURI, M. L.; LANI, J. L.; OLIVEIRA, T. M. Sistemas de classificações geotécnicas de solos: estudo de caso aplicado à rodovia não pavimentada VCS 346, Viçosa, MG. **Revista Árvore**, Viçosa, v. 34, n. 2, p. 313-321, 2010.

SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SOUZA, E.; TOLEDO, C. C.; FERNANDES-FILHO, E. I. Uso do solo da Zona da Mata, Minas Gerais. *In*: Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, 12, 2009, Viçosa. **Anais [...]**. Viçosa: UFV, 2009.

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

THULER, R. B. **Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

ULLIDTZ, P. **Pavement analysis**. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1987.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente**. Tese (Doutorado em Ciências) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, 1988.

VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. **Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa**. *Revista Pavimentação*. ABPV, Rio de Janeiro, nº 43, p. 16-37, 2017.

VILLIBOR, D. F.; FORTES, F. Q.; NOGAMI, J. S. **Defeitos de pavimentos de baixo custo e sua conservação**. *In*: Reunião Anual de Pavimentação, 28, 1994, Belo Horizonte, 1994.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, M. P. R.; NETO, A. Z. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2 ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Dresden. 2003.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. **Transportation Research**, Washington, DC, record nº 01-0152, 2001.

YODER, E.J. e WITCZAK, M.W. **Principles of pavement design**, 2 ed, New York: John Wiley & Sons, 1975.

ZAGO, J. P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria- RS**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.