

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

João Paulo Zago

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS
TÍPICOS DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS DE SANTA MARIA-RS**

**Santa Maria, RS
2016**

João Paulo Zago

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE
SUBLEITOS RODOVIÁRIOS DE SANTA MARIA - RS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS
2016

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Zago, João Paulo

Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria - RS / João Paulo Zago.- 2016.

225 p.; 30 cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Coorientador: Luciano Pivoto Specht

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2016

1. Deformação permanente 2. Afundamento na trilha de roda 3. Ensaio triaxial de cargas repetidas 4. Shakedown 5. Módulo de resiliência I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa II. Specht, Luciano Pivoto III. Título.

João Paulo Zago

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE
SUBLEITOS RODOVIÁRIOS DE SANTA MARIA - RS**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 24 de Novembro de 2016:



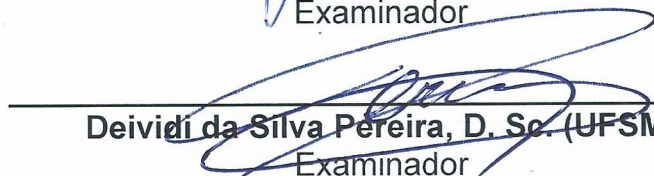
Rinaldo José Barbosa Pinheiro, D. Sc. (UFSM)
Presidente / Orientador



Luciano Pivoto Specht, D. Sc. (UFSM)
Coorientador



Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, D. SC (IME)
Examinador



Deividi da Silva Pereira, D. Sc. (UFSM)
Examinador

Santa Maria, RS
2016

DEDICATÓRIA

À minha família pelo apoio, incentivo e compreensão nos momentos de minha ausência, sem os quais, certamente, essa jornada teria sido muito mais difícil.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida, pela minha família e pelas oportunidades oferecidas.

Ao Excelentíssimo Senhor General de Divisão Marcelo Eschiletti Caldas Rodrigues, aos Coronéis Pellanda e Jolival, todos da Diretoria de Obras Militares do Exército, pela oportunidade e apoio a este aperfeiçoamento profissional.

A todos os integrantes do Comando da 3ª Divisão de Exército, pela receptividade na Guarnição de Santa Maria, além de todo o apoio para o cumprimento de mais essa missão. Em especial, agradeço ao Coronel Marcelo Lopes Fernandes, chefe da 4ª Seção, pela viabilização do transporte dos solos até o Rio de Janeiro-RJ.

Ao Cel Mariano e aos meus amigos, já de outras jornadas, Tenente - Coronéis César de Oliveira Soares e Luiz Roberto Câmara, pelo fundamental apoio na operacionalização do transporte dos solos da cidade de Santa Maria - RS ao Rio de Janeiro - RJ.

Ao Cel Queiroz e ao amigo, tenente - coronel Eickoff, pela disponibilização do solo do Campo de Instrução para estudo nessa pesquisa.

Aos meus orientadores, Prof. Rinaldo Pinheiro e Prof. Luciano Specht, pela confiança depositada por ocasião do processo seletivo para a pós graduação, pelos ensinamentos transmitidos, pela dedicação e atenção nesses quase dois anos.

Aos membros do GEPPASV e aos colegas de turma do mestrado: Priscylla de Paiva, Rodrigo Henrique, Kátia Aline e Gabriela Meller pela parceria nesses dois anos. Foi um privilégio conviver com vocês nesse período; desejo-lhes muito sucesso.

À Professora Laura Maria Goretti da Motta, engenheiros Mariluce Ubaldo, Carlos Correia, Maria da Glória, Caroline Dias e laboratoristas Washington, Allan e Roberto, pela receptividade na COPPE e por todo o apoio na realização dos ensaios de ataque sulfúrico e triaxiais de cargas repetidas.

Ao major Guimarães, do Instituto Militar de Engenharia (IME), por todo o apoio, orientação e, ainda, pela participação na Banca Examinadora.

Ao IME, pelo apoio logístico durante a execução dos ensaios na COPPE.

Ao Professor Deivid Pereira, Vice-Diretor do Centro de Tecnologia da UFSM, por ter aceito participar da Banca Examinadora, em meio a tantas atribuições funcionais.

Às Professoras Tatiana Cervo e Andréa Nummer, pelas orientações e sugestões dadas na Qualificação do Mestrado, além do auxílio na caracterização geológica das áreas estudadas.

Ao Coronel Luis Alfredo Ventorini, pelo auxílio na elaboração do Abstract.

Aos laboratoristas Sr João e Alison, da UFSM, por toda a ajuda e atenção dispensadas nessa longa jornada de ensaios. Agradeço, também, a distinção do convite para compartilhar os almoços de sexta-feira, tipicamente gaúchos!

Enfim, agradeço a todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste estudo.

RESUMO

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS DE SANTA MARIA - RS

AUTOR: João Paulo Zago
ORIENTADOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
COORDENADOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Pesquisas realizadas no ano de 2016 mostram que 58,2 % das rodovias de todo o país apresentam alguma deficiência no pavimento, na sinalização ou na geometria da via. Em média, esses defeitos são responsáveis por cerca de 6% do número de acidentes, além de aumentar o custo operacional das vias em até 91,6%. Dentre essas anomalias, destaca-se a deformação permanente denominada de afundamento na trilha de roda (ATR), que prejudica a dinâmica das cargas, afeta o conforto ao rolamento e causa risco à segurança. Para o adequado dimensionamento de um pavimento, é fundamental o conhecimento dos materiais que o compõem. Neste contexto, destaca-se o subleito, por ser a fundação sobre a qual são assentes todas as camadas, motivo pelo qual o objetivo geral desta pesquisa é analisar três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria, estado do Rio Grande do Sul, em especial quanto aos parâmetros de deformação permanente. A metodologia aplicada neste trabalho consistiu na localização, coleta e caracterização das jazidas de solos, realização de ensaios laboratoriais e dimensionamento mecânico - empírico. Assim, além da caracterização física, química e mecânica, foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência e dos parâmetros de deformação permanente, segundo recomendações do manual de execução de trechos monitorados da empresa Petróleo Brasileiro Sociedade Anônima (PETROBRAS). O modelo composto do módulo de resiliência apresentou os melhores resultados, a partir de ensaios com frequência de 1 Hz e 2 Hz, sendo que a presença de silte em um dos solos afetou seu comportamento resiliente. Os ensaios de deformação permanente foram conduzidos a 2 Hz, com 150.000 ciclos de aplicação de carga, cuja correlação estatística média, empregando a metodologia de Guimarães (2009), foi de 0,91 – superior a dos modelos de Monismith e Barksdale. Entretanto, a predominância de materiais finos, aliada à baixa energia de compactação (normal), resultaram em elevadas taxas de deformação, o que motivou o estudo de um dos solos também com uso da energia intermediária. Esse procedimento reduziu a deformação permanente em 40% e elevou o módulo de resiliência em 78,8%. Entretanto, a simulação numérica do pavimento sob a ótica mecanicista, a partir das espessuras calculadas pelo método do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), aplicando-se a carga padrão de 8,2 toneladas, mostrou que o ATR seria pequeno, em face das baixas tensões atuantes no subleito, em contraposição ao desempenho à fadiga, que reduziu sensivelmente a vida útil de projeto. Constatou-se a ocorrência de *shakedown* nos domínios A, B e C.

Palavras-chave: Subleito. Deformação permanente. Afundamento na trilha de roda. Ensaio triaxial de cargas repetidas. Módulo de resiliência. *Shakedown*.

ABSTRACT

PERMANENT DEFORMATION STUDY ABOUT THREE TYPICAL ROAD SUBGRADE SOILS FROM SANTA MARIA - RS

AUTHOR: João Paulo Zago
ADVISOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
CO ADVISOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Studies conducted in 2016 show that 58% of the highways in Brazil presents any deficiency in the pavement, signaling or in its geometry. These deficiencies are, on average, the cause for about 6% of the accidents and for the increase of the operational cost by 91,6%. Among them we can stress the permanent deformation, the so called wheel tracks, which is harmful to the dynamic of the loads, to the comfort provided by the pavement, increasing its risk. To the correct design of the pavement it is very important to better know the characteristics of the materials to be used. In this context, stands out the subgrade, the foundation for the whole structure of the pavement, which one is studied in the present research by considering three typical soils used as highway subgrade in Santa Maria, Rio Grande do Sul State, and having the permanent deformations as the main focus. The methodology applied in this work consisted in the location, sampling and characterization of the soil fields, lab tests and empirical mechanistic design. Besides the physical, chemical and mechanical characterizations, it was performed the repeated triaxial load test aiming to obtain the resilient modulus and the permanent deformation parameters, according to the Brazilian Petroleum Corporation Manual (PETROBRAS). The Resilient Modulus model presented the better results with frequencies of 1 Hz and 2 Hz, and the presence of silt in one of the soils affected its resilient behaviour. The permanent deformation tests were performed with the frequency of 2 Hz and 150.000 load cycles. The average statistic correlation, according to Guimaraes (2009)'s methodology, was 0.91, bigger than the one provided by the Monismith and Barksdale's models. However, the dominance of fine grained soils, along with low compactation energy, lead to a higher deformation rates, motivating the use of intermediate energy. With this new approach the permanent deformation was reduced 40% and the resilient modulus increased 78,8%. However, the numerical simulation according to the mechanistic approach, and using the layer thickness obtained from the Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) method, under 8,2 ton standard axle load, showed that the wheel tracks deeping would be small, based on the low stresses observed in the subgrade. On the other hand, the fatigue behaviour presented an inferior performance, reducing the project's useful life. It was observed the presence of shakedown in the ranges A, B and C.

Keywords: Subgrade. Resilient Modulus. Deeping of wheel tracks. Repeated-load triaxial test. *Shakedown*.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Camadas de um pavimento e tensões solicitantes	26
Figura 2.2 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel	29
Figura 2.3 – Deformações em trilhas de rodas de pavimento flexível	44
Figura 2.4 – Afundamento na trilha de roda por consolidação (ATC) na RS 509.....	45
Figura 2.5 – Medição do ATR com treliça - RS 509 (área urbana Santa Maria)	47
Figura 2.6 – Escanner de pavimento e perfilógrafo a laser	48
Figura 2.7 – Modelo de Monismith (adaptado)	51
Figura 2.8 – Domínios de deformação permanente vertical (granodiorite).....	56
Figura 2.9 – Diferentes categorias de desenvolvimento da DP.....	58
Figura 2.10 – Trincas no revestimento asfáltico de uma via urbana de Santa Maria	61
Figura 3.1 – Planejamento do trabalho.....	65
Figura 3.2 – Locais de coleta dos solos – Santa Maria-RS	67
Figura 3.3 – Mapa de localização da jazida do CISM	68
Figura 3.4 – Vista do perfil da jazida e do solo do CISM	69
Figura 3.5 – Mapa de localização da jazida Distrito Industrial e da coleta do solo....	70
Figura 3.6 – Perfil da jazida Distrito Industrial e local coleta de solo (BR 287/RS)....	71
Figura 3.7 – Mapa de localização da jazida Canabarro e da duplicação da RS 509.	72
Figura 3.8 – Vista da Jazida Canabarro, perfil do solo e local da obra (RS 509)	73
Figura 3.9 – Fluxograma dos ensaios tradicionais, por solo.....	74
Figura 3.10 – Visão dos solos em estudo, secos ao ar e peneirados	75
Figura 3.11 – Etapas do ensaio de granulometria.....	76
Figura 3.12 – Detalhes da confecção do CP para ensaio de ISC	83
Figura 3.13 – Fluxograma dos ensaios triaxiais de cargas repetidas	84
Figura 3.14 – Esquema de aplicação de carregamento e fotografia do equipamento triaxial de cargas repetidas da COPPE	85
Figura 3.15 – Processo de homogeneização do solo para os ensaios triaxiais	87
Figura 3.16 – Etapas do ensaio de módulo de resiliência	92
Figura 3.17 – Modelo esquemático do registro dos deslocamentos verticais.....	96
Figura 3.18 – Vista da tela de dados de saída do equipamento triaxial	97
Figura 3.19 – Arquivo extensão (<i>txt</i>) e relatório gerado pelo equipamento triaxial....	98
Figura 3.20 – Planilha para plotagem de comparação do <i>shakedown</i>	100
Figura 3.21 – Pesquisa de ocorrência de <i>shakedown</i>	100
Figura 3.22 – Fluxograma da análise mecanicista	101
Figura 3.23 – Esquema de dimensionamento mecânico de pavimentos.....	102
Figura 3.24 – Camadas de pavimento adotadas.....	104
Figura 3.25 – Simbologia da espessura das camadas.....	106
Figura 3.26 – Pontos de análise de tensões e deformações.....	110
Figura 4.1 – Ensaio granulométrico do solo TR com e sem defloculante.....	115
Figura 4.2 – Ensaio de perda por imersão dos solos	120
Figura 4.3 – CPs com excesso de umidade, não submetidos ao ensaio de M_R	134
Figura 4.4 – CP após ensaio nº 9 ($\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa) - solo Cl.....	154

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Modelo de gráfico de deformação permanente.....	98
Gráfico 4.1 – Curva granulométrica do solo CI (com e sem defloculante).....	117
Gráfico 4.2 – Curva granulométrica do solo TR (com e sem defloculante)	118
Gráfico 4.3 – Curva granulométrica do solo JC (com e sem defloculante).....	119
Gráfico 4.4 – Ábaco de classificação MCT e MCT–M dos solos	121
Gráfico 4.5 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo CI	125
Gráfico 4.6 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo TR	127
Gráfico 4.7 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo JC.....	129
Gráfico 4.8 – Gráfico de ISC com MEAS - três solos	130
Gráfico 4.9 – Variação do ISC (sem imersão) com a umidade - três solos	131
Gráfico 4.10 – Comparação de valores de ISC (com e sem imersão) – três solos ..	132
Gráfico 4.11 – Influência da umidade no M_R (3 pontos da curva de compactação) ..	135
Gráfico 4.12 – Variação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) - três solos	141
Gráfico 4.13 – Comparação da variação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) - três solos.....	144
Gráfico 4.14 – Valores médios de módulo de resiliência - três solos	144
Gráfico 4.15 – Influência do aumento da frequência no M_R - energia normal.....	147
Gráfico 4.16 – Valores de M_R para as energias normal e intermediária - solo JC... ..	149
Gráfico 4.17 – Gráfico em barras dos valores de M_R - solo JC (EN x EI).....	149
Gráfico 4.18 – Influência da variação de frequência no M_R - solo JC (EI)	151
Gráfico 4.19 – Deformação permanente acumulada - solo CI.....	155
Gráfico 4.20 – Deformação permanente acumulada - solo TR	155
Gráfico 4.21 – Deformação permanente acumulada - solo JC.....	156
Gráfico 4.22 – Deformação permanente aos 150.000 ciclos - três solos	157
Gráfico 4.23 – Influência da tensão desvio na DP - três solos	158
Gráfico 4.24 – Influência da tensão desvio na DP - três solos	160
Gráfico 4.25 – Influência do acréscimo da tensão confinante na DP - três solos....	161
Gráfico 4.26 – Influência da tensão desvio na DP - três solos	163
Gráfico 4.27 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo CI.....	165
Gráfico 4.28 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo TR.....	165
Gráfico 4.29 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo JC.....	165
Gráfico 4.30 – Comparação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) antes e após DP - três solos	167
Gráfico 4.31 – Gráfico de análise de <i>shakedown</i> - três solos.....	170
Gráfico 4.32 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 10 - solo CI.....	174
Gráfico 4.33 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 3 - solo TR	174
Gráfico 4.34 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 2 - solo JC.....	175
Gráfico 4.35 – Variação de $\epsilon_p \times N$ (regressão logarítmica) - ensaio 10 - solo CI	176
Gráfico 4.36 – Variação de $\epsilon_p \times N$ (regressão logarítmica) - ensaio 3 - solo TR	176
Gráfico 4.37 – Variação de $\epsilon_p \times N$ (regressão logarítmica) - ensaio 2 - solo JC.....	177
Gráfico 4.38 – Distribuição normal e de frequências dos resíduos – três solos	180
Gráfico 4.39 – Percentual da DP a 10.000 ciclos em relação a 150.000 ciclos.....	182
Gráfico 4.40 – Deformação permanente acumulada - solo JC (E. Intermediária) ...	184
Gráfico 4.41 – Comparação das deformações - solo JC (EN x EI) - 10.000 ciclos ..	185
Gráfico 4.42 – Comparação das deformações - solo JC (EN x EI) - 150.000 ciclos	185
Gráfico 4.43 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo JC (EI).....	187
Gráfico 4.44 – Comparação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) antes e após DP - solo JC(EI)....	188
Gráfico 4.45 – Análise de <i>shakedown</i> - solo JC (EI)	189
Gráfico 4.46 – Comparação entre o N de projeto do DNIT (USACE) e os modelos de desempenho à fadiga (COPPE e FHWA).....	195

Gráfico 4.47 – Comparação entre modelos de desempenho à fadiga (COPPE e FHWA) para variadas deformações de tração na fibra inferior do CA.....	196
Gráfico 4.48 – Relação $\epsilon t \times N$ para dimensionamento pelo DNIT e mecânico ...	197
Gráfico 4.49 – Comparação das espessuras dos revestimentos (método do DNIT x mecânico - empírico – fadiga COPPE).	197

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Resumo das causas e tipos de deformação permanente.....	32
Quadro 2.2 – Valores médios de M_R para diversos tipos de solos	41
Quadro 2.3 – Níveis de severidade de ATR em aeródromos (ASTM D 5340-98).....	46
Quadro 2.4 – Parâmetros de deformabilidade permanente ψ de alguns solos finos	54
Quadro 3.1 – Ensaio de módulo de resiliência realizados.....	89
Quadro 3.2 – Relação de tensões e golpes do ensaio de módulo de resiliência	90
Quadro 3.3 – Relação de tensões dos ensaios de deformação permanente.....	95
Quadro 3.4 – Roteiro de dimensionamento mecânico - empírico.....	103
Quadro 3.5 – Classificação dos materiais granulares empregados no pavimento..	105
Quadro 3.6 – Espessura mínima de revestimento e N adotado dimensionamento.	106
Quadro 3.7 – Coeficientes de equivalência estrutural.....	108
Quadro 3.8 – Dados de entrada da ferramenta AEMC.....	109
Quadro 4.1 – Ensaio de caracterização dos solos	114
Quadro 4.2 – Principais resultados da análise química dos solos.....	122
Quadro 4.3 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo CI..	124
Quadro 4.4 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo TR	126
Quadro 4.5 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo JC.	128
Quadro 4.6 – Resultado da classificação resiliente - três solos	133
Quadro 4.7 – Características dos CPs submetidos ao ensaio de M_R , na w_{ot}	137
Quadro 4.8 – Parâmetros de M_R de vários modelos matemáticos – três solos	139
Quadro 4.9 – Características dos CPs submetidos ao ensaio M_R a 2 Hz, na w_{ot} ...	146
Quadro 4.10 – Características dos CPs - solo JC (EI) - M_R a 1 Hz e a 2 Hz.....	148
Quadro 4.11 – Parâmetros de M_R do modelo composto e desvio - solo JC (EI)	150
Quadro 4.12 – Principais resultados do M_R - três solos	151
Quadro 4.13 – Resultados do ensaio de deformação permanente - três solos.....	153
Quadro 4.14 – Variação da DP devido ao aumento da σ_d - três solos	159
Quadro 4.15 – Variação da DP devido ao aumento da σ_3 - três solos.....	162
Quadro 4.16 – Resultados da ocorrência de <i>shakedown</i> - três solos	171
Quadro 4.17 – Parâmetros de Monismith - três solos	172
Quadro 4.18 – Parâmetros de Monismith (adaptado) – três solos	173
Quadro 4.19 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009) - três solos (tensões em MPa)	178
Quadro 4.20 – Dados de saída do software Estatística - três solos.....	179
Quadro 4.21 – Análise de parâmetros estatísticos excluindo três golpes de cada ensaio.....	181
Quadro 4.22 – Resultados do ensaio de DP – solo JC (E. Intermediária).....	183
Quadro 4.23 – Variação da DP ao aumentar de EN para EI – solo JC	186
Quadro 4.24 – Parâmetros de Monismith para o solo JC (Energia Intermediária) ..	190
Quadro 4.25 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009)-solo JC (EI)	190
Quadro 4.26 – Principais resultados da deformação permanente dos três solos....	191
Quadro 4.27 – Parâmetros ψ_i da DP (modelo de Guimarães (2009) - três solos (tensões em MPa)	192
Quadro 4.28 – Espessuras das camadas dimensionadas pelo método DNIT.....	193
Quadro 4.29 – Dimensionamento à fadiga - três solos.....	194
Quadro 4.30 – Valores de DP dos subleitos (dimensionamento DNIT).....	200
Quadro 4.31 – Valores de DP dos subleitos (dimensionamento mecânico - empírico)	201

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Atividade do Solo
AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ALC	Afundamento Local por Consolidação
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASTM	American Society for Testing Materials
ATC	Afundamento por Consolidação em Trilha
ATR	Afundamento na Trilha de Roda
BGS	Brita Graduada Simples
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	California Bearing Ratio
CCR	Centro de Ciências Rurais
CDH	Califórnia Division of Highways
CD	Com defloculante
CI	Campo de Instrução
CISM	Campo de Instrução de Santa Maria
CNT	Confederação Nacional de Transportes
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CP(s)	Corpo(s) de Prova(s)
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
EI	Energia Intermediária
EM	Energia Modificada
EN	Energia Normal
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
ETCR	Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas
EUA	Estados Unidos da América
f	Frequência
FA	Fração de Argila
FCL	Fator Campo – laboratório
FHWA	Federal Highway Administration
FLC	Fator de Laboratório-campo
GC	Grau de Compactação
HRB	Highway Research Board
Hz	Hertz
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
JC	Jazida Canabarro
kPa	quilo Pascal

L	Laterítico
LA'	Laterítico Arenoso
LG'	Laterítico Argiloso
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
LVDT(s)	Linear Variable Differential Transformer(es)
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MCT-M	Miniatura Compactado Tropical Modificada
MCV	Moisture Condition Value
MEAS	Massa Específica Aparente Seca
MEPDG	Mechanistic Empirical Procedure Design Guide
MO	Matéria orgânica
MPa	Mega Pascal
MS	Manual Series
MS	Macadame Seco
N	Número de repetições do eixo padrão
NA'	Não Laterítico Arenoso
NG'	Não Laterítico Argiloso
NS'	Não Laterítico Siltoso
NBR	Norma Brasileira Referenciada
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
Nº, nº	Número
PETROBRAS	Petróleo Brasileiro Sociedade Anônima
PER	Programa de Exploração de Rodovia
pH	Potencial Hidrogeniônico
RCD	Resíduos de Construção e Demolição
S	Silte
SD	Sem defloculante
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TA'G'	Transicional Arenoso Argiloso
TR	Travessia Urbana
TRB	Transportation Research Board
TS	Tratamento Superficial
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
USACE	United States Army Corps of Engineers
USCS	Unified Soil Classification System

LISTA DE SÍMBOLOS

ALFABETO BRASILEIRO

a, b	Parâmetros experimentais
A, B	Parâmetros experimentais
C, D	Parâmetros experimentais
d_0, d_1	Constantes do material
$d_{p_{total}}$	Deformação permanente total das camadas
E_p^n	Deformação plástica após "n" ciclos de aplicação de carga
E_p^1	Deformação plástica após 1 golpe
$E_p^{1.000}$	Deformação plástica acumulada após 1.000 golpes
$E_p^{10.000}$	Deformação plástica acumulada após 10.000 golpes
$E_p^{150.000}$	Deformação plástica acumulada após 150.000 golpes
E_r	Deformação elástica (resiliente)
E_{adm}	Deformação plástica ad missível
h_0	Altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico
h_i	Espessura de cada camada do pavimento
K_1, K_2, K_3, K_4	Constantes determinadas experimentalmente
K_i	Coefficiente de intemperismo - relação sílica/alumina
K_r	Coefficiente de intemperismo - relação sílica/sesquióxidos
M_R	Módulo de deformação resiliente ou módulo de resiliência
N_f	Número admissível de aplicações de carga até a fadiga
N_{SD}	Número de ciclos para atingir shakedown
N_v	Número admissível de repetições de carga para que ocorra um certo nível de afundamentos em trilha de roda
R^2	Coefficiente de correlação entre variáveis independentes e a variável dependente
$w_{ót}$	Umidade ótima
w_{cp}	Umidade do corpo de prova seco em estufa

ALFABETO GREGO

Δh	Deslocamento vertical máximo
ϵ_p	Deformação específica permanente plástica
$\epsilon_p^{150.000}$	Deformação específica plástica após 150.000 golpes
ϵ_{p_i}	Espessura específica de cada camada do pavimento
$\epsilon_{p(N)}$	Deformação específica permanente total na n-ésima repetição de carga
ϵ_r	Deformação específica resiliente ou elástica
ϵ_t	Deformação específica de tração
ϵ_{tot}	Deformação específica total
ϵ_v	Deformação vertical de compressão no topo do subleito
ϵ_{ve}	Deformação específica viscoelástica

$\gamma_{d_{max}}$	Massa específica aparente seca máxima
γ_s	Peso específico dos sólidos
$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$	Parâmetros de regressão múltipla não linear
ρ_0	Tensão de referência
σ_1	Tensão principal axial
σ_2	Tensão principal
σ_3	Tensão confinante
σ_d	Tensão-desvio
σ_h	Tensão normal horizontal
σ_v	Tensão normal vertical
τ_h	Tensão horizontal de cisalhamento
τ_{hv}	Tensão cisalhante no plano horizontal e direção vertical
τ_{vh}	Tensão cisalhante no plano vertical e direção horizontal
θ	Soma das tensões principais

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	22
1.1.1	Objetivo geral	22
1.1.2	Objetivos específicos	22
1.2	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	PAVIMENTO	25
2.1.1	Estrutura dos pavimentos	25
2.1.2	Esforços no pavimento	27
2.1.3	Simulação dos esforços no laboratório	30
2.1.4	Deterioração do pavimento	31
2.2	DEFORMAÇÕES	33
2.2.1	Deformação elástica (resiliência)	33
2.2.2	Deformação plástica (permanente)	41
2.2.3	Modelos de previsão de deformação permanente para solos	48
2.3	TEORIA DO <i>SHAKEDOWN</i>	55
2.4	MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	58
2.4.1	Modelos de desempenho	60
3	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	65
3.1	LOCALIZAÇÃO, CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS E COLETA DAS AMOSTRAS	66
3.1.1	Jazida do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM) – solo “CI”	67
3.1.2	Jazida Distrito Industrial – solo “TR”	70
3.1.3	Jazida Canabarro - solo “JC”	72
3.2	ENSAIOS TRADICIONAIS	74
3.2.1	Ensaio de caracterização	75
3.2.2	Ensaio de compactação	81
3.2.3	Ensaio de índice de suporte Califórnia e expansão	82
3.3	ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS	84
3.3.1	Equipamento	84
3.3.2	Preparo das amostras	86
3.3.3	Determinação do módulo de resiliência	88
3.3.4	Determinação dos parâmetros de deformação permanente	94
3.4	PESQUISA DE OCORRÊNCIA DO <i>SHAKEDOWN</i>	99
3.5	MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	101
3.5.1	Roteiro genérico de dimensionamento	102
3.5.2	Dimensionamento pelo método do DNIT	104
3.5.3	Cálculo das tensões e deformações	109
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	113
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	113
4.1.1	Análise granulométrica, limites, massa específica real e classificação	113
4.1.2	Análise química	122
4.2	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO	124
4.3	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	133
4.3.1	Classificação resiliente	133
4.3.2	Influência da umidade no M_R (curva de compactação)	134

4.3.3	Especificidades dos ensaios realizados	136
4.3.4	Parâmetros de M_R dos modelos matemáticos.....	138
4.3.5	Influência do aumento da frequência no módulo de resiliência	145
4.3.6	Influência do aumento da energia (EN para EI) no M_R - solo JC	148
4.4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	152
4.4.1	Deformação permanente total.....	152
4.4.2	Influência da deformação permanente no módulo de resiliência.....	164
4.4.3	Pesquisa de ocorrência de <i>shakedown</i>	169
4.4.4	Parâmetros de Monismith, de sua adaptação por Guimarães <i>et al.</i> (2004) e Barksdale (1972)	172
4.4.5	Parâmetros de Guimarães (2009).....	177
4.4.6	Influência do aumento da energia (EN para EI) na DP - solo JC.....	181
4.4.7	Consolidação dos resultados da deformação permanente.....	191
4.5	DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO - EMPÍRICO	192
4.5.1	Cálculos das espessuras iniciais (método do DNIT)	193
4.5.2	Análise das tensões e deformações.....	194
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	204
5.1	CONCLUSÕES	204
5.1.1	Relativas aos ensaios tradicionais.....	204
5.1.2	Relativas aos ensaios triaxiais – módulo de resiliência.....	205
5.1.3	Relativas aos ensaios triaxiais – deformação permanente	206
5.1.4	Relativas à pesquisa de ocorrência de <i>shakedown</i>	207
5.1.5	Relativas ao dimensionamento mecanístico - empírico	208
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	208
	REFERÊNCIAS	210
	APÊNDICE A – RESULTADOS DO SOLO “CI”	220
	APÊNDICE B – RESULTADOS DO SOLO “TR”	221
	APÊNDICE C – RESULTADOS DO SOLO “JC”	222
	ANEXO A – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “CI”	224
	ANEXO B – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “TR”	225
	ANEXO C – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “JC”	226

1 INTRODUÇÃO

O Brasil possui uma malha rodoviária de cerca de 1,72 milhões de quilômetros, segundo dados da pesquisa realizada pela Confederação Nacional dos Transportes (CNT), no ano de 2016 (CNT, 2016), por onde trafegam 95% do transporte de passageiros e 61% do transporte de cargas.

Essa mesma pesquisa constatou que, dos 103.259 quilômetros (Km) de rodovias pavimentadas por todo o país, em 58,2 % deste montante foi detectada alguma deficiência no pavimento, na sinalização ou na geometria da via (estados de conservação classificados como regular, ruim ou péssimo).

Esses defeitos das vias são responsáveis por cerca de 6% dos acidentes nas rodovias federais, de acordo com Transitobr (2015).

Dentre as diversas deficiências nas rodovias, destacam-se as deformações causadas pela ação repetitiva das cargas: a deformação resiliente, relacionada à vida de fadiga do revestimento (evidenciada pela presença de trincas na superfície) e a deformação permanente, associada ao afundamento na trilha de roda (ATR).

Essa última anomalia traz grandes consequências para o usuário e para o pavimento, pois aumenta o custo operacional do transporte, afeta o conforto ao rolamento e prejudica a segurança, devido à instabilidade causada nos veículos e, principalmente, nas motos.

O acúmulo de água pluvial na trilha formada na superfície do revestimento afeta a segurança, pois aumenta sensivelmente a chance de ocorrência de acidentes, uma vez que reduz o atrito entre o pneu e o pavimento, possibilitando a ocorrência de derrapagens e a aquaplanagem.

Além disso, essa retenção hídrica pode afetar a durabilidade do pavimento, uma vez que favorece a infiltração para as camadas subjacentes, com consequente redução da resistência, promovendo um processo contínuo de deterioração.

Por esses motivos, o ATR constitui-se em um dos mais graves defeitos das rodovias, sendo um critério de vida útil estrutural e funcional de um pavimento.

A evolução tecnológica, principalmente na área do setor automotivo pesado, trouxe como consequência o expressivo acréscimo do peso dos caminhões, além da maior quantidade de veículos em circulação, impactando diretamente todas as camadas do pavimento.

Além disso, mesmo nas vias sujeitas a um baixo volume de tráfego, a fundação do pavimento é bastante exigida, pois a espessura do revestimento geralmente é pequena ou é utilizado somente o tratamento superficial.

Assim, considerando que o subleito constitui-se na fundação sobre a qual são construídas as demais camadas do pavimento, torna-se necessário que seja adequadamente dimensionado e protegido.

Nesse sentido, observa-se uma tendência mundial de se fortalecer o subleito, até mesmo com adição de cal ou cimento, já que o ganho de resistência resultará em menores custos futuros de conservação, manutenção e reforço das rodovias.

A rigor, já desde a década de 1940 que recebe especial atenção, haja vista o critério básico para dimensionamento de pavimento pelo método do *California Bearing Ratio* (CBR) consistir na determinação das camadas sobre o subleito, de maneira a protegê-lo da ruptura por cisalhamento.

Entretanto, o aperfeiçoamento das técnicas de laboratório e de cálculo possibilitaram a evolução da metodologia semiempírica para a mecanística, que passou a considerar outros parâmetros intervenientes, entre eles a deformabilidade.

O Brasil, coerente com essa tendência internacional, tem buscado o desenvolvimento de métodos mecanísticos - empíricos de dimensionamento de pavimentos próprios, adequados às características tropicais, em que pese o método do CBR ainda ser utilizado no país.

Assim, de acordo com Medina e Motta (2015), no dimensionamento de um pavimento novo pelo método mecanístico – empírico, há que se atentar para a predição do efeito da fadiga das camadas de maior rigidez, para o afundamento na trilha de roda (deformação permanente acumulada) e para a ruptura plástica (a poucas repetições).

Nesse sentido, Franco (2007) desenvolveu um programa de computador para dimensionamento de pavimento asfáltico, chamado SisPav, que utiliza-se da análise elástico-linear e elástico não linear.

O programa considera que a ruptura no pavimento asfáltico pode ocorrer por danos relativos à fadiga no revestimento, ao acúmulo de deformação permanente nas suas diversas camadas ou, ainda, por ruptura do subleito. No entanto, no software não há metodologia específica para a previsão da deformação permanente, utilizando-se outros parâmetros para a avaliação indireta dessa medida.

Nesse sentido, em 2009 o engenheiro Antônio Carlos Rodrigues Guimarães defendeu sua tese de doutorado no Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), na qual propôs um método mecanístico – empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais e em outros materiais que compõem os pavimentos.

Essa metodologia foi endossada pelo Projeto Rede Temática de Asfalto, patrocinado pela empresa Petróleo Brasileiro Sociedade Anônima (PETROBRAS), cujo objetivo é conhecer melhor os materiais empregados e o desempenho de pavimentos em diversas regiões do Brasil, com vistas a criar-se um banco de dados de abrangência nacional para subsidiar o desenvolvimento de um método mecanístico - empírico próprio.

Ressalta-se também que, recentemente, o DNIT firmou parceria com a COPPE para execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecanístico - empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Assim, considerando que a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) participa da Rede Temática de Asfalto, esta pesquisa busca levantar os parâmetros de deformação permanente dos solos do subleito das obras de duplicação da rodovia federal BR 287/RS (Rodovia da Integração) e da rodovia estadual RS-509 (trecho conhecido como Faixa Velha de Camobi), ambas na área urbana da cidade de Santa Maria - RS.

Inclui-se neste trabalho, ainda, o solo do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM), haja vista constituir-se também em um possível subleito típico sul rio grandense.

Além de comporem o banco de dados da PETROBRAS, os parâmetros obtidos serão utilizados neste trabalho para simulação da deformação permanente do subleito de um perfil de pavimentação comum na malha viária do RS, empregando um método mecanístico - empírico de dimensionamento, fomentando estudos dessa nova metodologia.

Por fim, os resultados obtidos serão úteis tanto para trabalhos acadêmicos, quanto para projetos de engenharia concebidos do ponto de vista da mecânica dos pavimentos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

A pesquisa tem por objetivo geral estudar a deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do estudo são:

- a) identificar e caracterizar geológica e geotecnicamente três jazidas de solos em Santa Maria;
- b) determinar as características de resistência e deformabilidade dos solos;
- c) aplicar a metodologia prevista no manual de execução de trechos monitorados da PETROBRAS, para obtenção de parâmetros de deformação permanente desses solos;
- d) aplicar os valores de deformação permanente obtidos no modelo de Monismith e Barksdale;
- e) analisar o efeito da mudança de energia de compactação, da normal para a intermediária, na deformação permanente de um dos solos estudados;
- f) pesquisar a ocorrência de *shakedown* (estabilização da deformação permanente, depois de determinado número de ciclos);
- g) analisar mecanisticamente os três solos para emprego como subleito rodoviário.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estruturação da dissertação consta de 5 capítulos, conforme descrito a seguir:

O Capítulo 1 - Introdução – mostra um panorama do precário estado atual das rodovias brasileiras, relacionando-o com um dos principais defeitos - o afundamento

na trilha de roda – limitando-se ao estudo da contribuição de subleitos terrosos. Enfatiza que essa deformação plástica constitui-se em um sério problema, e que, por isso, traz grandes consequências.

Cita, ainda, que o Brasil tem buscado métodos mecanísticos - empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis que considerem características mecânicas de materiais ensaiados sob solicitações dinâmicas. Nesse contexto, destaca-se a necessidade de levantamento de parâmetros de deformação permanente de solos típicos de subleito de rodovias de Santa Maria, estado do Rio Grande do Sul, fruto de parceria da UFSM com a PETROBRAS, por intermédio da Rede Temática de Asfalto.

Apresenta, ainda, o objetivo geral e os objetivos específicos da dissertação.

O Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica - trata de alguns conceitos básicos a respeito dos pavimentos, abordando sua estrutura e os esforços que sobre eles atuam. Apresenta alguns tipos de deterioração de pavimentos e suas causas.

Trata também de aspectos relacionados às deformações, tanto sua componente elástica quanto a plástica. Mostra as consequências do afundamento na trilha de roda, bem como alguns modelos de previsão dessa deformação sobre os solos.

Apresenta também conceitos sobre *shakedown* (acomodamento da deformação plástica).

Por fim, apresenta um roteiro genérico de dimensionamento mecanístico - empírico de pavimentos e modelos de desempenho, com critérios de ruptura por fadiga e por deformação permanente.

O Capítulo 3 – Procedimentos Metodológicos - apresenta a localização e a caracterização das três áreas das jazidas, além dos ensaios a serem realizados nos solos. Trata, também, da metodologia empregada para pesquisa da ocorrência do *shakedown* e do método mecanístico - empírico de dimensionamento. Neste último, é apresentada a metodologia do cálculo mecanicista deste trabalho a partir de um modelo genérico.

Salienta-se que os ensaios foram divididos em dois grandes grupos: ensaios tradicionais e os triaxiais de cargas repetidas. O primeiro trata daqueles ensaios fundamentais para conhecimento geral do comportamento de engenharia dos solos.

O segundo grupo aborda a metodologia dos ensaios mais específicos para avaliação dos parâmetros de deformabilidade dos solos (módulo de resiliência e parâmetros de deformação permanente).

O Capítulo 4 – Resultados e Discussões – apresenta os resultados dos ensaios de resistência e deformabilidade. São realizadas, também, análises da influência do aumento da frequência no módulo de resiliência e, ainda, influência do aumento da energia de compactação nos resultados do módulo de resiliência e na deformação permanente de um dos solos estudados.

Por fim, os resultados dos ensaios são empregados no cálculo da deformação permanente do subleito de um pavimento dimensionado pelo método do DNIT e, também, pela mesma estrutura, porém alterada por um recorte metodológico do dimensionamento mecanístico – empírico (aumento da espessura do revestimento).

O Capítulo 5 – Conclusão e sugestões – apresenta a conclusão e as sugestões para trabalhos futuros.

APÊNDICES: Apresentam os principais resultados dos ensaios de cada solo.

ANEXOS: Estão anexados os laudos de análise de solos realizados pelo Departamento de Solos do Centro de Ciências Rurais (CCR) da UFSM.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo contempla a revisão da literatura, abordando os principais assuntos a serem tratados neste trabalho, de forma a subsidiar as discussões e análise de dados.

Primeiramente, apresentam-se alguns conceitos básicos a respeito dos pavimentos, abordando sua estrutura, os esforços que sobre eles atuam e sua deterioração, com ênfase para o defeito da deformação permanente.

Além disso, trata de aspectos relacionados às deformações a que os pavimentos estão sujeitos, tanto sua componente elástica (também chamada de deformação resiliente), quanto a componente plástica (também conhecida como deformação permanente). Entre as consequências dessa última, enfatiza-se o afundamento na trilha de roda, bem como alguns modelos de previsão dessa deformação sobre os solos.

Apresenta, também, alguns conceitos necessários para verificar a ocorrência de *shakedown* (acomodamento da deformação plástica) nos solos.

Por fim, aborda os modelos de desempenho com critérios de ruptura por fadiga e deformação permanente utilizados na análise mecanicista deste trabalho.

2.1 PAVIMENTO

2.1.1 Estrutura dos pavimentos

O pavimento constitui-se em uma estrutura formada por várias camadas sobrepostas de diferentes materiais. Esses materiais são compactados a partir da fundação do corpo estradal (subleito), e dimensionados para atender aos esforços gerados pelo tráfego de maneira duradoura e com baixo custo, desde que respeitados os níveis de serviços de manutenção (BALBO, 2007).

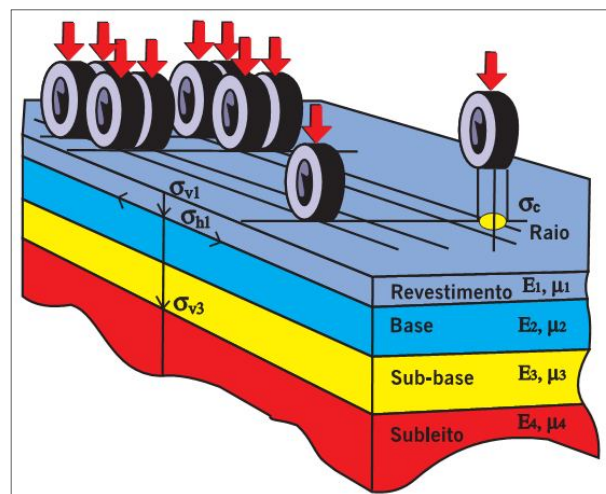
Bernucci *et al.* (2008, p. 9), ressalta também que o pavimento deve “propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento com conforto, economia e segurança”.

Nessa linha de raciocínio, Santana (1992, p. 3) reforça que o pavimento tem a “[...] função principal de fornecer ao usuário segurança e conforto [...]”.

De acordo com Huang (1993), o pavimento é estruturado de forma que os materiais melhores fiquem no topo, no qual a intensidade da tensão é maior, e os materiais inferiores fiquem na base, onde as tensões são menores. Esse procedimento de projeto geralmente permite o uso de materiais locais e frequentemente resultam em pavimentos mais econômicos.

A ação das cargas externas provocam esforços solicitantes que devem ser suportados pelas camadas do pavimento, individualmente e em conjunto, sob qualquer condição climática. Essas camadas devem sofrer deformações compatíveis com sua natureza e resistência, de forma a não ocorrer ruptura ou danos prematuros. Assim, cada camada tem uma ou mais funções específicas, de forma a dar as melhores condições de suporte e rolamento (BALBO, 2007). A Figura 2.1 ilustra, de forma genérica, as camadas dos pavimentos e tensões solicitantes.

Figura 2.1 – Camadas de um pavimento e tensões solicitantes



Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

O revestimento tem por finalidade resistir à ação dos veículos, oferecendo melhores condições de rolamento, quanto ao conforto e à segurança. É importante que seja impermeável e não apresente excessivas deformações plásticas ou elásticas.

A base e sub-base destinam-se a resistir aos esforços oriundos dos veículos, distribuindo-os de forma aliviada para o subleito. Também possibilitam a drenagem subsuperficial do pavimento.

O subleito é o terreno de fundação do pavimento, sendo um maciço, teoricamente, infinito. Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), constante em DNIT (2005), as cargas impostas pelo tráfego são expressivas, em termos práticos, até a profundidade de 0,6 a 1,5 metros abaixo do topo do pavimento, sendo de maior magnitude na sua parte superior.

No caso dos cortes, o subleito pode ser composto pelo material próprio do terreno natural, porém consolidado e compactado. Nos aterros é constituído por material transportado e compactado. No entanto, caso o material do corte (subleito) tenha pequena ou medíocre resistência aos esforços verticais (cisalhamento), pode ser conveniente a execução de uma camada de solo de melhor qualidade, chamada de reforço do subleito.

É exigido de cada uma dessas camadas e de todo o sistema, um determinado desempenho funcional e estrutural, dimensionado a partir dos esforços a que o pavimento está sujeito.

2.1.2 Esforços no pavimento

Na maioria dos casos, a área de contato do pneu com o pavimento é admitida como circular e a pressão nessa superfície deve ser igual à pressão de inflação do pneu, assumindo-se que seja uniforme na área de contato (HUANG, 1993; YODER e WITCZAK, 1975).

Na década de 1940 essa pressão girava em torno de 0,5 MPa, no entanto, as pressões típicas atuais têm sido da ordem de 0,6 a 0,7 MPa (BALBO, 2007).

No dimensionamento do pavimento, aplicam-se as equações de Boussinesq, admitindo-se que as cargas dos pneus serão absorvidas por um semi-espaço infinito, considerado como um sólido contínuo, homogêneo, isotrópico, linear e elástico.

O movimento do veículo impõe à estrutura do pavimento tensões verticais de compressão, que são distribuídas por todas as camadas. A Figura 2.1, mostrada anteriormente, ilustra as tensões verticais no topo do revestimento (σ_c), da base (σ_{v1}) e subleito (σ_{v3}). Mostra também outro parâmetro fundamental no dimensionamento, que é tensão horizontal de cisalhamento (τ_{h1}), no fundo do revestimento. Existe também tensão na sub-base, mas que não foi indicada.

A partir dessa hipótese, são calculadas as camadas do pavimento, definindo-se a quantidade, espessura, tipo e qualidades técnicas de seus materiais constituintes, uma vez que os esforços solicitantes de cada camada variam.

Balbo (2007) destaca que os esforços verticais resultam em solicitações de compressão e cisalhamento e que os esforços horizontais podem, inclusive, tracionar determinados materiais ou confinar outros.

De acordo com Santana (2002), no topo do revestimento surge uma tensão horizontal de cisalhamento referente à abrasão do tráfego, devido aos esforços gerados pela aceleração, frenagem e mudanças de direção, por exemplo. Essa tensão, atuando sobre o revestimento, exige que o mesmo tenha uma coesão mínima e que seja bastante impermeável.

Ainda segundo o mesmo autor, as tensões verticais são gradativamente absorvidas pelas camadas do pavimento, de forma que alcançam o subleito com intensidade muito menor, mas que deve ser suportada por este.

Outro esforço atuante é o confinamento horizontal que, de acordo com Balbo (2007), ocorre quando uma camada é limitada nas faces inferior ou superior por um material de rigidez maior, o que a trava naquela posição. Aliando a isso, a própria camada, por ser extensa e contínua, sofre contenção lateral do próprio material, principalmente se não estiver estabilizada pela presença de ligantes.

Os esforços atuantes no pavimento também influenciam na escolha do tipo de material a ser usado. Nesse sentido, verifica-se que, por exemplo, uma camada de material britado compactado é adequada para resistir a esforços de cisalhamento, mas imprópria para combater esforços de tração, sendo contra indicada também para uso como revestimento, pois não é impermeável.

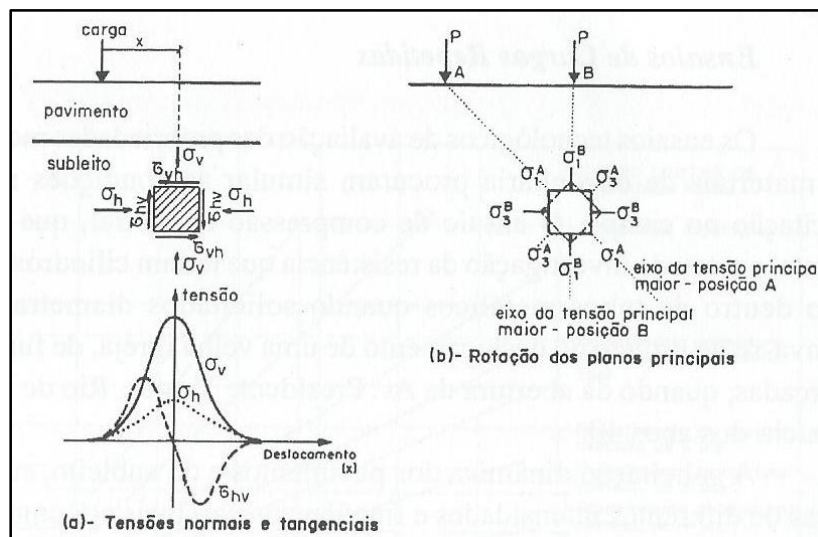
Nesse sentido, o concreto asfáltico é adequado como revestimento, uma vez que resiste às solicitações de tração e é impermeável, protegendo a base dos efeitos deletérios da água.

No entanto, a solicitação sobre os pavimentos e subleito é dinâmica e variável, uma vez que as cargas não são constantes e a frequência de aplicação varia ao longo do dia e do ano. Além disso, a própria posição da aplicação da carga móvel provoca alteração dos esforços.

Nesse contexto, a Figura 2.2 ilustra a variação do estado de tensões em um elemento do pavimento ou do subleito em função da posição de uma carga móvel. Constata-se que, quando a carga está exatamente na linha vertical acima do

elemento, tem - se as tensões normais principais, horizontal ($\sigma_3 = \sigma_h$) e vertical ($\sigma_1 = \sigma_v$). Verifica-se também que as tensões cisalhantes são iguais e de sentido opostos ($\tau_{vh} = \tau_{hv}$) e que se anulam quando a carga está exatamente acima do ponto considerado.

Figura 2.2 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel



Fonte: Medina e Motta (2015, p.181).

Na Figura 2.2 (b), constata-se que os planos principais mudam de ângulo de acordo com a posição da carga móvel P. Em planos inclinados em relação ao plano principal horizontal existem tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados pelo Círculo de Mohr.

Dessa forma, segundo Guimarães (2009), durante o período de operação, o pavimento experimenta um grande número de pulsos de tensões, sendo que cada um deles pode ser decomposto em vertical, horizontal e cisalhante. Nesse caso é importante considerar que a tensão cisalhante é reversa ao longo da passagem da carga de roda, ou seja, ela muda de sinal. Além disso, a própria massa específica da camada pode sofrer alteração devido à rotação das tensões principais.

2.1.3 Simulação dos esforços no laboratório

De acordo com Medina e Motta (2015), os ensaios triaxiais de cargas repetidas foram introduzidos nos estudos de pavimentação pelo Professor H. Bolton Seed, na década de 1950, com o objetivo de avaliar a deformabilidade de solo do subleito da pista experimental da *American Association of State Highway Officials* (AASHO).

Eles buscam reproduzir em laboratório as condições de campo, por meio da aplicação continuada de tensões que geram um estado de tensões semelhante ao desenvolvido no pavimento, em condições reais, sob a ação do tráfego.

Embora sejam de aceitação mundial, existem limitações quanto aos seus métodos e resultados, além da própria dificuldade relativa à heterogeneidade do material utilizado: o solo ou brita.

Nesse sentido, no local da obra o comportamento dos solos e materiais rochosos *in-situ* é passível, muitas vezes, de ser governado e controlado por juntas, fraturas e descontinuidades, particularidades difíceis de serem reproduzidas no laboratório.

Diversas teorias disponíveis para a análise do comportamento mecânico dos materiais admitem que os materiais são homogêneos, isótropos e obedecem a leis lineares de tensão-deformação. Materiais comuns, tais como o concreto e o aço, não se desviam significativamente desse ideal e, portanto, pode-se usar teorias simples lineares para prever respostas aos carregamentos de engenharia.

Entretanto, as curvas tensão-deformação dos solos não são linhas retas e, quando num projeto admite-se uma resposta linear do terreno, deve - se aplicar grandes correções empíricas ou fatores de segurança para considerar-se o real comportamento do material. Há que se salientar que o solo constitui-se em um meio anisotrópico, ou seja, as propriedades elásticas variam com a direção considerada.

Além disso, os solos são influenciados pelo seu histórico de tensões e isso afeta fortemente seu comportamento de engenharia, o que é de difícil simulação.

Nesse contexto, segundo Balbo (2007), o estudo das deformações permanentes em laboratório é complexa, uma vez que, para representar corretamente o material em pista, é imprescindível que as amostras em ensaio tenham a estrutura de vazios parecida com o material em campo.

Além disso, de acordo com Medina e Motta (2015), é difícil simular-se a solicitação dinâmica dos pavimentos e do subleito, devido às cargas de diferentes intensidades e frequências variáveis a que os pavimentos estão sujeitos ao longo do dia e do ano.

O ensaio também não simula a inversão de sinal da tensão cisalhante que ocorre em situações reais, que depende da posição da roda do veículo sobre o terreno. A própria massa específica da camada pode sofrer alteração devido à rotação das tensões principais.

No entanto, estas limitações devem ser compreendidas e consideradas, uma vez que é sabido que os modelos matemáticos buscam simular o comportamento real dos materiais, mas que hipóteses e simplificações são necessárias, em todas as áreas do conhecimento científico.

Assim, apesar dessas limitações, os ensaios triaxiais de carga repetidas são os mais empregados para determinação dos parâmetros de deformabilidade e resiliência dos solos e britas, pois são os que mais se aproximam dos esforços reais que ocorrem nos pavimentos, considerados indiretamente através do fator campo laboratório.

2.1.4 Deterioração do pavimento

Nos diversos métodos de dimensionamento, os pavimentos são calculados para durarem por um determinado período de vida útil estabelecido no projeto.

No entanto, imediatamente após o término de sua construção e também pós compactação, o pavimento inicia um processo de perda de suas características originais, causada pela ação do tráfego e das intempéries. Esse fenômeno é chamado de deterioração ou danificação.

De acordo com DNIT (2005), a deterioração resulta em falhas ou defeitos nos pavimentos, que podem ser agrupados em três categorias: trincamento, deformação e desagregação. O conhecimento dos mecanismos que governam os processos de deterioração é importante para determinar as causas e balizar os processos de recuperação.

Nesse sentido, ao analisar-se com mais detalhe o defeito da deformação permanente, constata-se que um tipo de defeito estrutural associado com o carregamento é o afundamento na trilha de roda, conforme Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Resumo das causas e tipos de deformação permanente

Causa Geral	Causa Específica	Exemplo de defeito
Associada com o carregamento	Carregamento concentrado ou em excesso	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento)
	Carregamento de longa duração ou estático	Deformações ao longo do tempo (creep)
	Grande número de repetições de carga	Afundamento nas trilhas de roda (*)
Não associada com o carregamento	Subleito constituído de solo expansivo	Inchamento ou empolamento
	Solos compressivos na fundação do pavimento	Recalque diferencial

Legenda: (*) grifo nosso.

Fonte: DNIT (2005, p. 309).

O afundamento da trilha de roda compromete os aspectos funcionais e estruturais os pavimentos, e deve ser convenientemente avaliado para orientar ações preventivas e corretivas, com vistas ao restabelecimento das condições originais da estrutura projetada.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), a avaliação estrutural está ligada à capacidade de carga, relacionada com o projeto e com o dimensionamento do pavimento. Ao longo de sua vida de serviço, após repetitivas solicitações das cargas, naturalmente surgem os defeitos estruturais, causados pelas deformações permanentes e elásticas.

As primeiras são acumulativas e permanentes, causando o afundamento localizado ou ao longo das trilhas de roda. A mensuração desse defeito constitui-se em um critério de definição da vida útil estrutural e funcional do pavimento, uma vez que, conforme citado anteriormente, uma das funções básicas de qualquer pavimento é proporcionar segurança e conforto ao rolamento dos veículos. As deformações elásticas provocam trincas na superfície do pavimento, podendo causar a fadiga do revestimento.

Nesse contexto, cabe um estudo pormenorizado dessas deformações.

2.2 DEFORMAÇÕES

Ao receber as solicitações das rodas dos veículos, o pavimento sofre uma deformação específica total (ε_{tot}) composta pela soma de três parcelas: a deformação específica resiliente ou elástica (ε_r), e a deformação específica permanente (ε_p), e a deformação viscoelástica (ε_{ve}), que podem ser indicadas pela Equação 2.1.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_r + \varepsilon_p + \varepsilon_{ve} \quad (2.1)$$

A deformação elástica cessa após a aplicação da carga, ao passo que a plástica origina a deformação permanente, que é irreversível. No entanto, ambas afetam a vida útil do pavimento, motivo pelo qual merecem atenção neste trabalho, em especial a última. A deformação viscoelástica, que ocorre nas misturas asfálticas, não será tratada neste trabalho.

2.2.1 Deformação elástica (resiliência)

A deformação elástica ocorre durante a aplicação da carga nos pavimentos e cessa após sua influência, sendo chamada de deflexão e constituindo-se em uma das principais formas de avaliação estrutural de um pavimento. Essa deformabilidade provoca a deterioração prematura de pavimentos submetidos ao carregamento dinâmico, antes de acontecer a ruptura plástica considerada no dimensionamento pelo método do CBR. Essa consequência danosa ensejou estudos de resiliência desses materiais.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), as primeiras pesquisas que relacionaram as deformações recuperáveis (resiliência) com fissuras do revestimento asfáltico foram iniciadas na década de 1930 pelo engenheiro Francis Hveem, integrante do *California Division of Highways* (CDH). No entendimento dele, as fissuras crescentes que surgiam nos revestimentos asfálticos ocorriam devido à deformação elástica (resiliente) das camadas inferiores, principalmente do subleito.

No Brasil, os primeiros trabalhos científicos desse assunto foram realizados por Preussler (1978), que estudou solos arenosos (arenito do Rio Grande do Sul) e

Svenson (1980), que pesquisou solos argilosos empregados na BR 040/RJ, BR 116/MG e BR 277/PR.

De acordo com Balbo (2007, p. 227), o módulo de resiliência (M_R) ou de elasticidade refere-se à “capacidade do material não resguardar deformações depois de cessada a ação das cargas”. Medina e Motta (2015) complementam, ainda, que a resiliência corresponde à energia potencial de deformação.

Essa energia pode ser calculada pelas relações da Equação 2.2:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} ; \varepsilon_r = \frac{\Delta_h}{h_0} \quad (2.2)$$

sendo:

M_R : módulo de deformação resiliente;

σ_d : tensão-desvio aplicada repetidamente;

ε_r : deformação específica axial resiliente correspondente a um número particular de repetição da tensão-desvio;

Δ_h : deslocamento vertical máximo;

h_0 : altura inicial de referência.

Essas relações permitem prever e analisar estados de tensão-deformação nas estruturas de pavimentos. No entanto, apesar das deformações resilientes serem consideradas elásticas, uma vez que podem ser recuperadas, elas dependem de vários fatores. Além disso, há que se salientar que os solos e britas não são materiais elásticos lineares.

2.2.1.1 Fatores que afetam a resiliência de solos granulares e argilosos

De acordo com DNIT (2006a), diversos fatores afetam o módulo resiliente de solos granulares (arenosos e pedregulhosos) e argilosos.

Uma vez que os tipos de solos a serem estudados neste trabalho são somente terrosos, não serão abordados os conceitos envolvidos na obtenção de módulo resiliente para as britas e lateritas.

O número de repetições da tensão desvio pode aumentar ou diminuir o valor do módulo resiliente (M_R). Isso pode ocorrer em função do índice de vazios crítico, densidade do material, grau de saturação e do valor da tensão desvio.

Nos solos argilosos as deformações resilientes diminuem com o número de repetições de carga, possivelmente em função do enrijecimento que o corpo de prova (CP) sofre pelo aumento do peso específico e rearranjo estrutural das partículas.

Nesse sentido, Ribeiro (2013) constatou o acréscimo do valor do módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente em um solo arenoso laterítico da região de Dois Córregos, estado de São Paulo. Conclusões semelhantes também foram obtidas por Guimarães (2001, 2009) e Lima (2016).

É importante reduzir o efeito da história de tensões sobre uma amostra para realizar o ensaio de determinação do M_R a vários níveis de tensão. Para isso, são aplicadas tensões prévias para que haja o pré-adensamento do material, provocando grandes deformações permanentes nesses primeiros ciclos de carga.

Com esse procedimento o material adquire rigidez e as deformações permanentes passam a ser pequenas ou quase nulas. A partir de então, o material apresenta um comportamento elástico, deformando-se com a aplicação do carregamento, mas recuperando seu comprimento inicial quando este é retirado. Nessas condições o M_R torna-se praticamente constante.

Outro fator que influencia é a duração e a frequência do carregamento. A duração da aplicação da carga repetida é calculada a partir da velocidade do veículo e do ponto do interior do pavimento de onde se quer obter o M_R . A frequência está relacionada com as condições do tráfego da rodovia.

No estudo de uma argila amarela oriunda da BR-040/RJ, Guimarães *et al.* (2001) constataram que o valor do módulo de resiliência desse solo típico de subleito, ensaiado com 2 Hz, foi menor do que com frequência de 1 Hz.

De acordo com Preussler (1978), para os solos arenosos, os resultados têm mostrado que, para frequências menores do que 40 aplicações por minuto, há pouca influência da frequência da tensão-desvio no módulo resiliente. No entanto, a partir de 60 aplicações por minuto (frequência de 1 Hz), os módulos ficam consideravelmente maiores.

Para os solos argilosos, constata-se pequena influência no módulo resiliente em função dessas variáveis - para frequências de 20 a 60 aplicações por minuto, com durações de 0,86 e 2,86 segundos e umidade em torno da ótima (SVENSON, 1980).

A umidade e massa específica de moldagem dos solos finos coesivos afetam consideravelmente o módulo resiliente, reduzindo muito o valor com o aumento da umidade. Dessa forma, deve buscar-se a compactação na umidade ótima, ou pouco abaixo dela o que, inclusive, reduz sensivelmente a influência do método utilizado no resultado final (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

Marangon (2004) estudou diversos solos finos lateríticos, predominantemente argilosos, da região de Minas Gerais e constatou que há um ganho do módulo de resiliência com o aumento da energia de compactação. Esse fato também foi constatado por outros autores, como Bernucci (1995) citado por Bernucci *et al.* (2008). Ressalta-se que esse comportamento aplica-se mais a solos argilosos.

Yoder e Witczak (1975) citam que, para materiais granulares, o módulo depende do estado de tensões imposto e eleva-se de acordo com o aumento do grau de angularidade das partículas, o acréscimo da densidade e a diminuição do grau de saturação. Isso ocorre, principalmente, em função da granulometria.

Nesse sentido, de acordo com Papagiannakis e Massad (2007), o teor de umidade e o grau de saturação são fatores críticos que influenciam o módulo de resiliência. A baixos teores de umidade, a sucção pode aumentar a coesão aparente entre as partículas e resultar em aumento do M_R . Por outro lado, para valores elevados de umidade a poropressão pode reduzir a tensão efetiva, com a conseqüente redução do módulo. Os finos, ainda, podem ter um efeito “lubrificante”, mesmo sem o efeito da poropressão, reduzindo o módulo.

Li e Selig (1994) pesquisaram solos finos argilosos de subleito e constataram que o módulo tende a se tornar constante à medida que aumenta o número de aplicações da tensão desvio, desde que abaixo do nível de ruptura. Relatam, ainda, que o módulo pode variar significativamente com a massa específica aparente seca e com o teor de umidade.

Huang (1993) cita que, para os solos finos, o módulo de resiliência diminui com o aumento da tensão desvio.

Outro aspecto a ser considerado é que, em solos tropicais, particularmente os argilosos, após algumas repetições de carga pode haver ganho tixotrópico de rigidez ou resistência durante o período de repouso ou cura.

Com relação ao nível de tensão aplicada, para os solos granulares, estudos realizados por intermédio de ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR) apontam que o módulo resiliente aumenta muito com acréscimo da tensão confinante

(HUANG, 1993). No entanto é pouco afetado pelo aumento da tensão desvio, desde que essa tensão não provoque excessivas deformações plásticas.

2.2.1.2 Principais modelos de determinação de módulo de resiliência

Várias são as fórmulas que correlacionam constantes determinadas experimentalmente com as tensões aplicadas para cálculo do M_R dos solos.

Segundo Medina e Motta (2015), os modelos arenosos ou granulares têm sido observados naqueles solos que possuem menos de 50% passando na peneira nº 200 (0,075 mm), de origem saprolítica (residual jovem) ou laterítica e sedimentar. Já o modelo argiloso ocorre nos solos finos ou com mais de 50% passante na peneira nº 200.

Para os solos arenosos, Preussler (1978) utilizou a Equação 2.3, proposta por Biarez, em 1962. Segundo Ferreira (2008), essa expressão ainda é muito utilizada, uma vez que esse tipo de solo sofre grande influência da tensão confinante.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.3)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

k_1, k_2 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

De acordo com Medina e Motta (2015), nos solos arenosos o módulo resiliente depende, além da tensão confinante (σ_3), também da soma das tensões principais (θ), conforme citado também por Preussler (1978), a partir de estudos realizados por Biarez, em 1962.

A Equação 2.4 expressa essa relação, sendo que $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, significando σ_1, σ_2 e σ_3 as tensões principais. Assim, no caso de compressão triaxial, tem-se $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$, tendo em vista que $\sigma_2 = \sigma_3$. Considerando também que $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ pode-se inferir que $\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (2.4)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

θ : tensão principal;

k_1 e k_2 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

Por outro lado, nos solos finos o módulo depende muito mais da tensão desvio do que da tensão confinante. Assim, Svenson (1980) propôs a Equação 2.5:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (2.5)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

σ_d : tensão desvio;

k_1 e k_2 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente

Para os solos coesivos, Aranovich (1985) propôs o modelo combinado ou misto, que considera também a tensão confinante, a partir da formulação de M. Wang, da Universidade da Califórnia, em 1968. Embora tenha sido muito utilizado, de acordo com Ferreira (2008), havia grande dificuldade para determinação de suas constantes experimentais.

Os modelos supracitados ensejam o comportamento resiliente do material a partir da condição de serem granulares ou coesivos. No entanto, conforme alerta Balbo (2007), há que se ter cuidado, pois um solo laterítico concrecionado, embora tenha composição granulométrica típica de material granular, pode comportar-se como solo fino coesivo.

A partir do estudo de trechos da construção da rodovia SP-70, no estado de São Paulo, Macêdo (1996) propôs um modelo que dispensa a necessidade de julgamento prévio do comportamento resiliente, por considerar as tensões desvio e confinante simultaneamente, calculado por regressão não linear, conforme indicado na Equação 2.6:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.6)$$

sendo:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

2.2.1.3 Classificação de solos granulares e argilosos quanto à resiliência

Diversas pesquisas das propriedades resilientes dos solos possibilitaram qualificá-los quanto ao comportamento mecânico de deformabilidade elástica.

Para fins classificatórios quanto à resiliência, solos granulares são aqueles que têm 35% em peso ou menos passando na peneira (0,075 mm) e os finos são aqueles que possuem mais de 35% em peso passando nessa malha.

Medina e Preussler (1980) estudaram as características resilientes de solos de subleitos e de sub-bases de várias estradas do país. Constataram que o comportamento resiliente dos solos granulares guardava relação com sua granulometria, permitindo inferir os possíveis valores de M_R , de acordo com sua faixa granulométrica. Esses resultados balizaram a classificação resiliente de solos granulares adotada pelo DNIT (2006a), dividida nos grupos A, B e C.

No caso dos solos de comportamento argiloso convencional, dentro do contexto de metodologia proposta para reforço de pavimentos, Preussler e Pinto (1982) propuseram a classificação resiliente desses materiais em tipos I, II e III.

Contudo, na impossibilidade de realizar os ETCR, pode-se estimar o comportamento resiliente de forma indireta, por intermédio da porcentagem de silte (S%) e do valor de CBR (DNIT, 2006a, p.72). O solo tipo I apresenta valor elevado de M_R , o tipo II um valor intermediário e o tipo III é o pior deles, com baixo módulo de resiliência.

Nesse contexto, ainda que não seja propriamente uma classificação específica resiliente dos solos, Nogami e Villibor (1995) descrevem o comportamento esperado dos grupos de classificação MCT (Miniatura Compactado Tropical), incluindo suas características resilientes. Essa classificação MCT pode ser considerada uma classificação brasileira de solos.

Assim, para o solo NS', por exemplo, espera-se baixo módulo de resiliência, assim como, também, o NA' pode ser muito resiliente. O solo NG', quando compactado, possui característica bilinear em função da tensão desvio, sendo pouco dependente da pressão de confinamento. O solo LA' possui elevado módulo de resiliência, sendo que o LG', mesmo com maior porcentagem de areia, apresenta módulos menores do que o primeiro.

Balbo (2007) cita que, em estudos realizados em diversos solos do estado de São Paulo, o comportamento resiliente dos solos lateríticos mostrou-se superior aos dos não lateríticos.

É oportuno citar também que, além da realização de ensaios laboratoriais, é possível inferir os módulos das camadas dos pavimentos e do subleito por meio da chamada retroanálise.

Esse método baseia-se na interpretação das bacias de deformação resultantes da aplicação de uma carga externa controlada sobre um pavimento em que se conhecem as características básicas dos tipos de materiais constituintes e espessuras.

Essa bacia pode ser obtida por meio de ensaios não destrutivos, tais como a viga Benkelman ou o equipamento conhecido como FWD (*Falling Weight Deflectometer*).

2.2.1.4 Valores médios de módulo de resiliência para diversos tipos de solos

Conforme exposto, o módulo de resiliência depende de diversos fatores. Desde a década de 1980 têm sido realizados diversos estudos visando a determinação de módulos de resiliência típicos de materiais de pavimentação.

É fundamental que se realizem ensaios nos materiais a serem utilizados na pavimentação. No entanto, a título de orientação ao projetista, é possível a adoção de valores obtidos em pesquisas, principalmente aquelas publicadas nas Reuniões Anuais de Pavimentação. Contudo, o engenheiro deve sempre usar seu senso crítico e experiência para analisar os dados.

Nesse sentido, o Quadro 2.2, extraído de Balbo (2007), apresenta valores médios de módulos de resiliência para diversos tipos de solos, a partir de ensaios laboratoriais realizados por Salí Franzoi, em 1990. Esses valores foram obtidos com tensão confinante de 0,02 MPa e tensão desvio de 0,03 MPa.

De acordo com Balbo (2007), as argilas lateríticas (LG') da capital paulista e de regiões de solos com alterações de basalto, que ocorrem também no Rio Grande de Sul, porém em camadas menos espessas, possuem elevado módulo de resiliência, geralmente acima de 200 MPa.

Quadro 2.2 – Valores médios de M_R para diversos tipos de solos

Procedência	Textura	MCT	HRB	w _{ót} (%)	M _R (MPa)
SP - 310 / km 222	Areia siltosa	LA	A-2-4	10	150
SP - 425 / E280	Areia	LA'	A-6	11	250
SP - 255 / km 63	Areia argilosa	LA'	A-6	12	340
Jazida em S. André (SP)	Argila	LG'	A-7-5	27	200
SP - 333 / km 320	Argila siltosa	LG'	A-7-5	23	500
SP - 310 / km 257	Argila siltosa	LG'	A-7-5	24	300
SP - 55 / km 94,9	Areia	NA'	A-1-B	14	45
SP - 280 / km 40	Silte arenoso	NS'	A-6	21	32
SP - 280	Silte	NS'	A-7-5	22	80
SP - 310 / km 168,8	Argila	NG'	A-7-5	30	125

Fonte: Franzoi (1990), citado por Balbo (2007, p. 236).

2.2.2 Deformação plástica (permanente)

Como o próprio nome indica, a deformação permanente trata-se de uma deformação irreversível que ocorre no pavimento, sendo muito comum nas trilhas onde há o contato das rodas, nos corredores de ônibus urbanos e nos pátios de estacionamento revestidos com concreto asfáltico.

Estas deformações ocorrem por que:

Solos, misturas estabilizadas granulometricamente, pedras britadas e pedregulhos, a cada aplicação de carga, apresentarão uma componente de **deformação residual**, que, de forma cumulativa no decorrer da vida de serviço de um pavimento, contribuirá para a manifestação de deformações. (BALBO, 2007, p. 275, grifo nosso).

Ainda de acordo com o autor supracitado, este processo constitui-se em um tipo de ruptura que provoca perda de qualidade do rolamento, sendo mais comum onde há baixa capacidade de resistência das camadas inferiores. Ocorre, ainda, quando o fluxo de veículos pesados é canalizado em faixas estreitas de tráfego, quando se empregam materiais dúcteis de revestimento.

De acordo com Yoder e Witczak (1975), a deformação permanente é a combinação de dois diferentes mecanismos: densificação (redução do volume) e deformações cisalhantes repetidas.

2.2.2.1 Fatores que afetam a deformação permanente

De acordo com Guimarães (2009), os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos são:

- a) tensão: estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões;
- b) carregamento: magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga;
- c) umidade: percentual de umidade, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão;
- d) agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

Outros estudos tratam da influência desses fatores na deformação permanente.

Nesse sentido, as deformações permanentes aumentam expressivamente com o acréscimo da tensão desvio (DELGADO, 2012; GUIMARÃES, 2001; NERVIS, 2016; PERAÇA, 2007; RIBEIRO, 2013).

Além disso, a taxa de acréscimo da deformação permanente diminui à medida que aumenta o número de ciclos (DELGADO, 2012; GUIMARÃES, 2001; LEKARP ET AL., 1996; LEKARP e DAWSON, 1998; LIMA, 2016; NERVIS, 2016).

Com relação à umidade, à medida que esse parâmetro aumenta, também cresce a deformação (NERVIS, 2016; PERAÇA, 2007; REZENDE, 2009).

Após os ensaios de deformação permanente ocorre um enrijecimento do corpo de prova, o que resulta no aumento do módulo de resiliência durante e após o ensaio (DELGADO, 2012; LIMA, 2016; RIBEIRO, 2013).

O aumento da massa específica contribui para a redução da deformação permanente, uma vez que maior quantidade de grãos no mesmo volume proporcionam maior contato entre eles e intertravamento (VON DER OSTEN, 2012).

No estudo de dois solos saprolíticos de rochas vulcânicas da região de Santa Maria, Peraça (2007) constatou que a redução do grau de compactação de 100% para 90% resultou no aumento da deformação permanente específica de um solo de 4% para 15% e no outro de 4% para 12%.

Nesse sentido, Núñez *et al.* (2011) constatou que o aumento de 2% acima da umidade ótima elevou a DP de uma areia siltosa com pedregulho, típica da região central do estado do RS, do patamar de 4% até a ruptura plástica.

2.2.2.2 Afundamento na trilha de roda

De acordo com DNIT (2003a, p.2), o afundamento na trilha de roda é uma “deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de levantamento¹, podendo apresentar-se sob a forma de afundamento plástico ou de consolidação”.

O afundamento plástico pode ser definido como:

Afundamento causado pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, acompanhado de levantamento¹. Quando ocorre em extensão de até 6 m é denominado afundamento plástico local; quando a extensão for superior a 6 m e estiver localizado ao longo da trilha de roda é denominado **afundamento plástico da trilha de roda** (DNIT, 2003a, p.3, grifo nosso).

O afundamento de consolidação pode ser definido como:

Afundamento de consolidação é causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento ou subleito sem estar acompanhado de levantamento¹. Quando ocorre em extensão de até 6 m é denominado afundamento de consolidação local; quando a extensão for superior a 6m e estiver localizado ao longo da trilha de roda é denominado **afundamento de consolidação da trilha de roda** (DNIT, 2003a, p.3, grifo nosso).

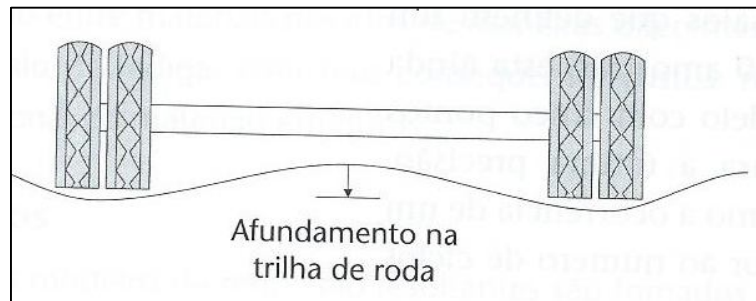
A Figura 2.3 ilustra um desenho esquemático do ATR, na qual as deformações na pista evidenciam o problema que causa à segurança e à trafegabilidade da rodovia.

Ullidtz (1987)) cita resultados da pista experimental da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), entre 1958 e 1960, nos Estados Unidos da América (EUA), na qual foi possível determinar-se a

¹ Solevamento é um tipo de levantamento lateral ao eixo da rodovia.

porcentagem de contribuição de cada camada do pavimento para o afundamento na trilha de roda: revestimento com 32%; base de brita graduada com 14%; sub-base granular com 45% e subleito argiloso com 9%.

Figura 2.3 – Deformações em trilhas de rodas de pavimento flexível



Fonte: Balbo (2007).

Considerando que o subleito é, em tese, a parte componente da estrutura do subleito que se tem menor controle de suas características, será focado o estudo da deformação permanente nesse semi - espaço, considerado composto por material granular terroso, haja vista as características dos materiais estudados nesta pesquisa. Além disso, há que se considerar que o solo também pode ser incorporado às outras camadas do pavimento, estendendo os benefícios desse conhecimento.

2.2.2.3 Causas do afundamento na trilha de roda

De forma geral, o afundamento pode ocorrer por deformação plástica do revestimento asfáltico ou das camadas granulares de base, sub-base e subleito.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), o afundamento local por consolidação (ALC), caracteriza-se pelas depressões ocasionadas por densificação diferencial, devido a falhas construtivas, insuficiência de compactação, presença de solo “borrachudo”; drenagem ineficiente e rupturas por cisalhamento localizadas. É comum o surgimento de trincas nas depressões.

O afundamento por consolidação em trilha (ATC) é causado por afundamento decorrente do aumento da densidade ou ruptura por cisalhamento de camadas abaixo do revestimento. Pode ocorrer, ainda, pelo descolamento do asfalto junto ao

agregado (*stripping*). Frequentemente aparecem trincas dentro das trilhas de roda ou à sua borda. Normalmente não há compensação volumétrica lateral, exceto em alguns casos de ruptura por cisalhamento (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Figura 2.4 ilustra o afundamento na trilha de roda por consolidação com trincas em um trecho da rodovia RS 509, na área urbana de Santa Maria - RS.

Figura 2.4 – Afundamento na trilha de roda por consolidação (ATC) na RS 509



Fonte: Autor.

Constata-se que a água pluvial penetra pela trinca no fundo da trilha, o que pode acelerar o processo de deterioração das camadas subjacentes.

Por outro lado, verifica-se também que a presença da água acumulada pode causar derrapagem dos veículos, com risco de ocorrência da aquaplanagem, em que há perda de aderência entre os pneus e o revestimento.

2.2.2.4 Limites aceitáveis

Embora não seja normatizado no Brasil, de acordo com Medina e Motta (2015), em alguns países o valor máximo para ATR para autoestradas é de 10 mm. Nas estradas com tráfego menos intenso, o limite tolerável pode ser de 16 mm, mas ao se atingir 20 mm, recomenda-se o reparo imediato.

Motta (1991) cita que em muitos países o valor máximo admitido é de 16 mm, com vistas a prevenir o desconforto aos usuários e acidentes.

Os EUA adotam o método chamado de *Mechanistic Empirical Procedure Design Guide* (MEPDG), que admite ATR máximo de 10 mm para rodovias

interestaduais, 13 mm para primárias e, para as demais - com velocidade inferior a 75 Km/h - o limite é de 17 mm (MEDINA e MOTTA, 2015).

Huang (1993) considera tolerável o valor de afundamento na trilha de roda como sendo de 0,5 polegada (13 mm).

De acordo com a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2016), cerca de 11.200 Km de rodovias brasileiras estão cedidas à iniciativa privada, que passam a responsabilizar-se pela recuperação e manutenção da estrada.

Para cada rodovia concessionada existe um programa de exploração de rodovia (PER), que estabelece condições técnicas mínimas que os pavimentos devem apresentar. Por exemplo, segundo Moura (2010), o limite aceitável para o afundamento na trilha de roda da concessão da rodovia BR 116/376 PR e BR 101/SC é de 7 mm. Acima desse limite deve ser feita intervenção na pista.

Como parâmetro de comparação, a norma norte americana ASTM D 5340-98 (ASTM, 1998), classifica três níveis de severidade para o afundamento na trilha de roda em aeródromos construídos com concreto asfáltico, indicados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Níveis de severidade de ATR em aeródromos (ASTM D 5340-98)

Nível de severidade	Afundamento total
Leve	6 a 13 mm
Média	entre 13 e 25 mm
Alta	maior do que 25 mm

Fonte: ASTM D 5340-98 (1998, p. 21).

Observa-se que a tolerância de 7 mm, admitida nas rodovias concessionadas supracitadas, enquadra-se no patamar inferior do nível de severidade leve de um aeródromo norte americano, o que pode ser considerado bastante razoável.

Na estrada de ferro Carajás, por exemplo, quando ocorre afundamento plástico superior a 7 mm, já é recomendada a correção da geometria da via.

O software *AASHTOWare Pavement ME Design* é utilizado para dimensionamento de pavimentos, com base nas recomendações do Guia AASHTO, que adota uma metodologia mecanicista empírica. A deformação permanente total padrão sugerida é de 19 mm, sendo que o concreto asfáltico limita-se a 6 mm.

No caso de reforço de pavimento, conforme preconizado pela norma DNER –

PRO 010/79, referente à avaliação estrutural de pavimentos flexíveis – procedimento A (DNER, 1979), o valor do ATR - maior ou menor do que 30 mm - constitui um critério para o estabelecimento das diretrizes para o projeto de reforço.

Segundo Medina e Motta (2015), no uso de métodos de dimensionamento mecânico, os valores admissíveis para ATR estão entre 10 e 20 mm. Esses autores sugerem o valor de 13 mm como referência para rodovias de alto volume de tráfego e máximo de 16 mm, para não comprometer a segurança.

Nesse sentido, DNIT (2006b) adverte que, em pavimentos com pequena seção transversal, os afundamentos superiores a 13 mm criam condições para que o armazenamento de água seja suficiente para situação potencial de aquaplanagem.

Assim, entende-se que o limite de 13 mm para o ATR é bastante apropriado.

2.2.2.5 Medição em campo

A Norma DNIT 006/2003 – PRO (DNIT, 2003b) detalha os procedimentos executivos para avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, no qual a medida do ATR é um dos critérios. Nesse procedimento, o índice de gravidade individual da ocorrência da trilha de roda possui fator de ponderação 0,9 de uma escala máxima de 1,0 – o que evidencia a importância desse defeito.

De acordo com essa Norma, o ATR é medido por uma treliça de alumínio de 1,20 m de base, que possui uma régua vertical corrediça no centro que, ao tocar o fundo da depressão, indica o afundamento com precisão de 0,5 mm (Figura 2.5).

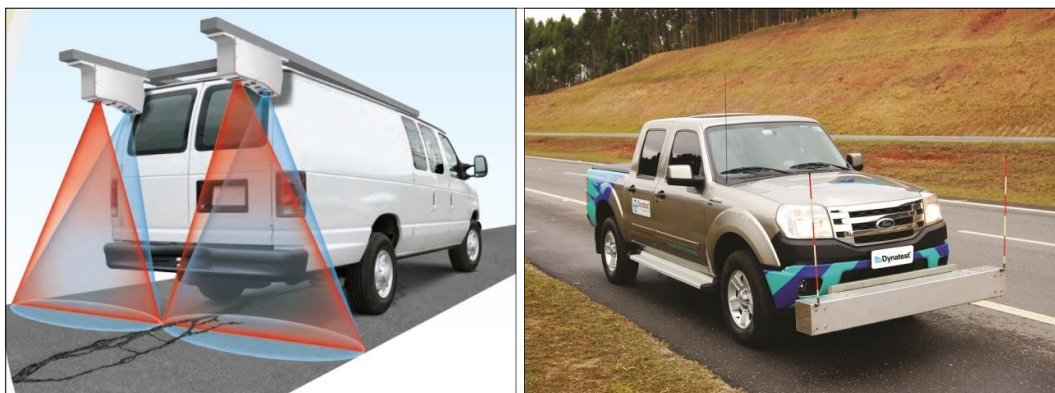
Figura 2.5 – Medição do ATR com treliça - RS 509 (área urbana Santa Maria)



Fonte: Autor.

Ainda que não sejam normatizados pelo DNIT, existem outros métodos mais modernos de levantamento das deformações permanentes, como escanners de pavimentos e perfilógrafos inerciais a laser, instalados sobre veículos, conforme pode ser visualizado na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Scanner de pavimento e perfilógrafo a laser



Fonte: <http://www.dynatest.com.br/>.

Os escanners, por exemplo, captam automaticamente dados que permitem obter o perfil de uma rodovia em três dimensões, com uso de linhas de projeção de laser, câmeras de alta velocidade e óptica avançada.

Os perfilógrafos a laser podem ser instalados em vários tipos de veículos, com um barra de vários sensores que medem a profundidade do afundamento à medida que o veículo se desloca.

2.2.3 Modelos de previsão de deformação permanente para solos

O cálculo da deformação permanente dos pavimentos é obtido a partir do somatório da contribuição de cada camada, conforme Equação 2.7:

$$d_{p_{total}} = \sum (\varepsilon_{p_i} \cdot h_i) \quad (2.7)$$

sendo:

$d_{p_{total}}$: deformação permanente total;

ε_{p_i} : deformação específica de cada camada do pavimento;

h_i : espessura da cada camada do pavimento.

Assim, todas as camadas dos pavimentos estão sujeitas a essas deformações, o que demanda pesquisas acerca do comportamento dos variados materiais que compõem o pavimento, com vistas a subsidiar os cálculos mecânicos de previsão de desempenho.

Nesse contexto, o estudo da deformação permanente tem sido priorizado nos trabalhos científicos nos últimos anos, no exterior e no Brasil.

Cita-se, por exemplo, a tese de Malysz (2009) que desenvolveu um equipamento triaxial de cargas repetidas de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos.

Delongui (2016) utilizou esse equipamento para análise do comportamento em relação às deformações elásticas e plásticas de resíduos de construção e demolição (RCD), para emprego em camadas de base e sub-base de pavimentos.

Em seu estudo sobre duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos, Lima (2016) faz um resumo de muitos modelos e métodos mais atuais de ensaio da deformação permanente de solos e britas.

Dentre esses, cita-se a metodologia proposta por Guimarães (2009), de um método mecânico - empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais e em outros materiais que compõem os pavimentos. Essa metodologia foi inserida no Procedimento Rede 03/2010 (PETROBRAS, 2010).

Em função disso, será empregada a metodologia desse último autor, que se aplica ao tipo de material estudado nesta pesquisa.

Esta pesquisa apresenta, também, outros quatro modelos de cálculo de deformação permanente aplicáveis aos solos, uma vez que a composição granulométrica obtida não justifica a abordagem de materiais granulares.

Cabe destacar que não existe um padrão nacional para cálculo desse parâmetro, havendo somente os protocolos de grupos de pesquisa.

Conforme ressaltado por Guimarães (2009), os vários modelos existentes utilizam formulações distintas que incluem um conjunto de variáveis, nem sempre as mesmas em cada caso.

Assim, não existe um consenso a respeito da modelagem matemática mais adequada para a deformação permanente de solos, e tais formulações estão ficando cada vez mais sofisticadas.

2.2.3.1 Modelo de Monismith

De acordo com Medina e Motta (2015), o modelo conhecido como de “Monismith” (descrito por Monismith, Ogawa e Freeme em 1975), tem sua expressão indicada pela Equação 2.8 e constitui-se em um das primeiras abordagens sobre o tema.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (2.8)$$

sendo:

ε_p : deformação específica plástica;

A e B: parâmetros experimentais;

N: número de repetições de carga.

Os resultados de deformação são obtidos por meio dos ensaios triaxiais de cargas repetidas, sendo os parâmetros experimentais A e B calculados por intermédio da estatística ou planilhas eletrônicas. Os estudos encontrados nas referências bibliográficas geralmente adotaram um número de aplicação de ciclos de carga, número N, quase sempre inferior a 100.000 ciclos.

Segundo Guimarães (2009), esse modelo adota parâmetros que podem ser obtidos na literatura, tanto por comparação com experimentos realizados, quanto gerados a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Assim, possibilita contribuições a partir de novos ensaios tecnológicos.

No entanto, de acordo com Medina e Motta (2015), este modelo foi desenvolvido com poucos ciclos de aplicação de carga em relação ao valor previsto de projeto. Isso pode levar a um valor maior de deformação em relação ao medido no equipamento, principalmente para alguns solos que apresentam um acomodamento das deformações permanentes – *shakedown* – que será explicado posteriormente.

Para corrigir esta deficiência, Guimarães *et al.* (2004) propuseram uma complementação que consiste em limitar o uso da equação de Monismith até o número de ciclos do *shakedown* (N_{SD}) ou seja, utilizar a equação enquanto houver uma taxa de deformação não nula.

Dessa forma, a Equação 2.8 desmembra-se nas Equações 2.9 e 2.10:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \text{ para } N \leq N_{SD} \text{ e} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_p = C \cdot N + D \text{ se } N > N_{SD} \quad (2.10)$$

sendo:

A e B: parâmetros experimentais;

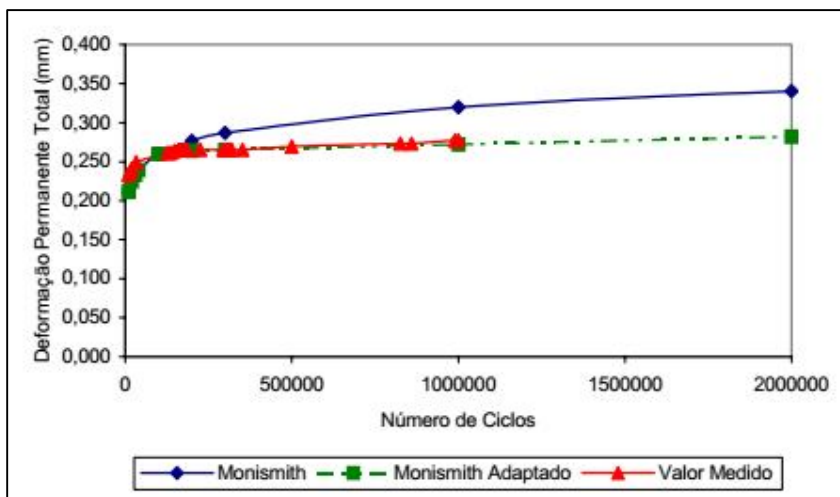
C e D: coeficientes de uma reta de declividade muito pequena ou nula;

N: número de ciclos de carregamento;

N_{SD} : número de ciclos para atingir o *shakedown*.

A Figura 2.7 ilustra o modelo ajustado de Monismith, em que se verifica que a complementação proposta é praticamente idêntica ao valor real medido no ensaio.

Figura 2.7 – Modelo de Monismith (adaptado)



Fonte: Guimarães *et al.* (2004).

Os valores medidos de deformação da Figura 2.7 são relativamente pequenos, por tratar-se de uma laterita de Brasília (pouco deformável), mas no caso de solos com elevada porcentagem de silte e argila, certamente essas diferenças serão maiores.

2.2.3.2 Modelo de Uzan

Outro modelo foi proposto por Uzan (1985) mencionado por Medina e Motta (2015), relacionando o acúmulo da deformação permanente (ε_p) com a deformação resiliente (ε_r), originado do modelo de Monismith, conforme Equação 2.11:

$$\frac{\varepsilon_{p(N)}}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha} \quad (2.11)$$

sendo:

$\varepsilon_{p(N)}$: deformação específica permanente total na n-ésima repetição de carga;

ε_r : deformação resiliente ou elástica, independente de N;

$\mu = A \cdot B / \varepsilon_r$, onde A e B são obtidos da equação $\varepsilon_p = A \cdot N^B$;

$\alpha = 1 - B$.

Guimarães (2001) realizou ensaios em uma argila do Rio de Janeiro e constatou que, para ciclos de 1.000 a 10.000 repetições, o enquadramento desse modelo foi bom, no entanto para 100.000 a 300.000 ciclos, foi ruim.

2.2.3.3 Modelo de Rezende

Rezende (2009) propôs um método para a previsão da DP de solos da região de Viçosa-MG, destinados ao emprego em subleito e reforço de subleito.

Ele ensaiou cinco solos utilizando o equipamento triaxial de cargas repetidas com 10.000 ciclos, frequência de 1 Hz e duração de 0,1 s. A tensão de confinamento foi de 7 kPa e as tensões desvio foram de 50 kPa e 75 kPa para as amostras compactadas na energia normal (EN).

Para as amostras compactadas com energia intermediária foi adotada a mesma tensão de confinamento, de 7 kPa, e as tensões desvios foram de 75 kPa e 100 kPa.

Os corpos de prova possuíam 73 mm de diâmetro e 152 mm de altura, moldados nas $w_{ot} \pm 2\%$, compactados pelo método dinâmico. A tolerância para a variação de umidade foi de $\pm 0,3\%$ em relação à umidade pretendida.

Ele propôs a Equação 2.12, incorporando a tensão desvio (σ_d) ao modelo de Monismith.

$$\varepsilon_p = a.N^b.\sigma_d \quad (2.12)$$

sendo:

ε_p : deformação específica plástica;

a, b: parâmetros experimentais;

N: número de repetições de carga;

σ_d : tensão desvio.

A correlação entre as variáveis independentes e dependente (R^2) foi de 0,85.

2.2.3.4 Modelo de Barksdale (1972)

Barksdale (1972), citado por Guimarães (2009), estudou a deformação permanente de diferentes materiais de base, a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas, e observou que a função logarítmica representava adequadamente a variação da deformação com o número de aplicações de cargas (Equação 2.13):

$$\varepsilon_p = a + b.\log(N) \quad (2.13)$$

sendo:

ε_p : deformação específica plástica;

a, b: parâmetros experimentais;

N: número de repetições de carga.

2.2.3.5 Modelo de Guimarães

Guimarães (2009) propôs um método mecanístico - empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais e outros materiais que compõem os pavimentos.

O padrão de comportamento dos variados materiais pesquisados por ele quanto à influência das tensões na deformação permanente acumulada, conduziu à Equação 2.14:

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right) \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right) \psi_3 N \psi_4 \quad (2.14)$$

sendo:

ε_p (%): deformação específica permanente;

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

σ_3 : tensão confinante em kgf/cm²;

σ_d : tensão desvio em kgf/cm²;

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

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Os parâmetros de deformabilidade permanente (ψ_i) foram obtidos por meio de regressão múltipla não linear, utilizando o método da minimização da soma dos quadrados dos resíduos, calculados a partir do programa Estatística 8.0.

Essa metodologia, empregando o ETCR, foi incorporada ao Procedimento Rede 03/2010 - deformação permanente em solos e britas – contido no manual de execução de trechos monitorados da PETROBRAS e constituiu o foco principal deste trabalho. O Quadro 2.4 apresenta os parâmetros de deformabilidade permanente de alguns solos finos de diversas regiões do país.

Quadro 2.4 – Parâmetros de deformabilidade permanente ψ_i de alguns solos finos

Classificação MCT	Material	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right) \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right) \psi_3 N \psi_4$				Autor
		ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	
LG'	Argila de Ribeirão Preto/SP	0,206	-0,24	1,34	0,038	Guimarães (2009)
LG'	Areia Argilosa / ES	0,643	0,093	1,579	0,055	Guimarães (2009)
NS'	Solo Siltoso Papucaia	0,244	0,419	1,309	0,069	Guimarães (2009)
NA	Areia Fina de Campo Azul/MG	0,050	-1,579	1,875	0,064	Guimarães (2009)
LA'	Solo Arenoso Fino Laterítico	0,021	-0,086	1,37	0,116	Medrado (2012)
LG'	Solo Argiloso Maranhão (EFC)	0,088	-0,146	1,618	0,0623	Von der Osten (2012)
LG'	Solo Argiloso Maranhão (EFC)	0,021	0,606	2,048	0,091	Delgado (2012)

Observação: Tensões em kgf/cm²; EFC: Estrada de Ferro Carajás.

Fonte: Motta *et al.* (2016).

Lima (2016) também aplicou essa metodologia em duas britas graduadas para camadas de pavimento, e concluiu que não há interferências e impactos nos resultados de deformação permanente ao elevar-se a frequência de 1 Hz para 2 Hz.

As referências internacionais adotam variados valores de frequência, a exemplo da Norma Européia EN 13286-7 (2004), em que a frequência de carregamento deve ser mantida entre 0,2 Hz e 10 Hz. Outro exemplo refere-se à tese de Werkmeister (2003), em que os ensaios foram conduzidos a 5 Hz.

2.3 TEORIA DO *SHAKEDOWN*

Algumas obras de engenharia, tais como fundações de máquinas, estruturas *offshore*, cravação de estacas, ferrovias e rodovias estão sujeitas a carregamentos cíclicos, mas não no sentido de perfeita regularidade de frequência e intensidade de cargas, mas sim relativo à aplicação de cargas não estáticas.

Em obras de pavimentação, após elevado número de ciclos de aplicação da carga, pode ocorrer a ruptura ou estabilização da deformação permanente. Essa estabilização da deformação permanente, depois de determinado número de ciclos, é denominada de *shakedown*, que é de especial interesse para a pavimentação, porque, na prática, significa que o ATR não aumentará.

Segundo Medina e Motta (2015), isso ocorre quando o corpo desenvolve um campo autoequilibrado de tensões residuais que começa a interagir com as cargas aplicadas em cada ciclo. De acordo com os parâmetros de escoamento plástico do material e das tensões aplicadas, entre outros intervenientes, as tensões residuais podem alcançar uma intensidade de forma a impedir que as tensões aplicadas excedam o limite de elasticidade do material. Dessa forma, as respostas ficam estritamente elásticas.

Segundo Guimarães (2001), essa teoria foi desenvolvida inicialmente para o estudo de metais submetidos a cargas deslizantes ou rolantes, sendo que a primeira aplicação ao estudo de pavimentos foi realizada por Sharp e Booker (1984).

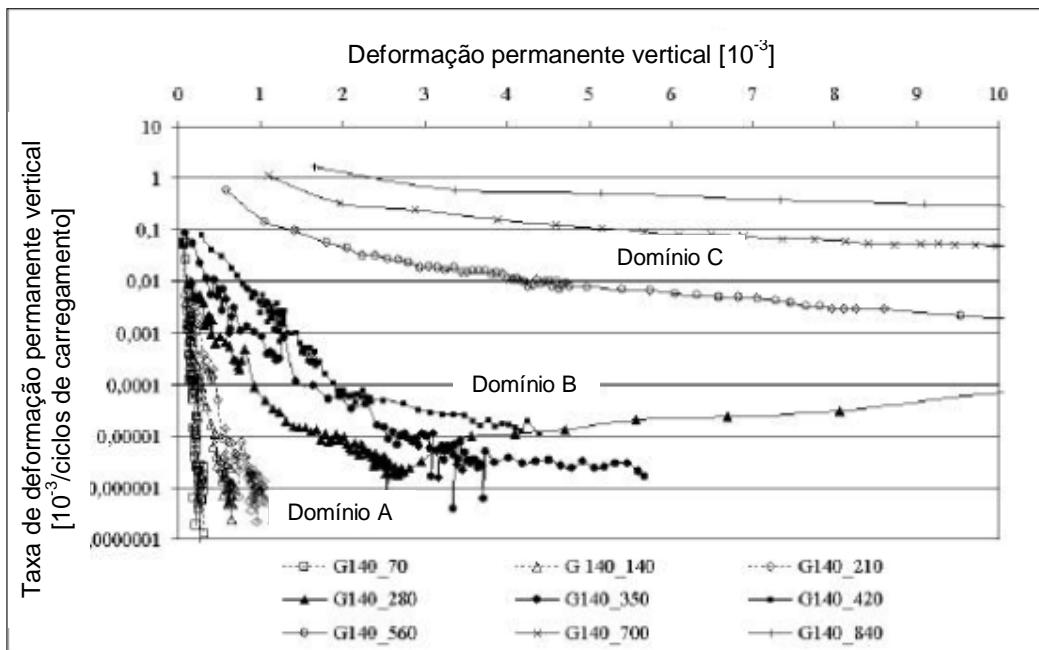
Uma das formas de se pesquisar o *shakedown* do material é por meio de equipamento triaxial de cargas repetidas. O objetivo é tentar identificar para que nível de tensões, aplicadas no ensaio, os corpos de prova submetidos a cargas

cíclicas apresentam somente deformações elásticas, a partir de um determinado número de aplicações de cargas (GUIMARÃES, 2001).

Werkmeister (2003) realizou diversos ensaios de deformação permanente (DP) em solos granulares, variando-se os níveis de tensões. Os resultados destes experimentos foram plotados seguindo o modelo de Dawson e Wellner (1999), conforme ilustrado na Figura 2.8.

No eixo horizontal é apresentada a deformação permanente total (vertical) e, no eixo vertical, a taxa de acréscimo de DP. Nesse modelo são verificados três tipos de comportamento, ou domínios, também chamados de níveis (A, B e C):

Figura 2.8 – Domínios de deformação permanente vertical (granodiorite)



Fonte: Autor, adaptado de Werkmeister (2003).

O domínio A – *Shakedown* ou acomodamento plástico

Neste domínio, verifica-se que a resposta é plástica e elástica para um finito número de aplicações de carga e, após um período de pós-compactação, torna-se inteiramente elástica e não mais ocorrem deformações plásticas (acomodamento). Dentro do modelo de Dawson e Wellner, este tipo de comportamento tende a gerar curvas paralelas ao eixo das taxas de deformação permanente acumulada.

O pavimento é dito estar em *shakedown* e, conseqüentemente, a deformação permanente acumulada total é ínfima. Normalmente ocorre nos menores níveis de tensão.

Segundo Guimarães (2009), para se configurar efetivamente o *shakedown* a taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga deve ser da ordem de 10^{-7} metros por ciclo de aplicação de carga. Ocorre o acomodamento plástico e não haverá problema de afundamentos na camada do pavimento com este material.

O domínio C – Colapso

Neste domínio, acontece o sucessivo incremento de DP para cada ciclo de carregamento. Mesmo para elevados níveis de carga, a resposta do material é sempre plástica.

Na Figura 2.8 observa-se que a taxa de deformação permanente está relacionada com o nível de carregamento e diminui mais lentamente, se comparada com os domínios A e B. Esse comportamento poderia provocar o rompimento do pavimento pelo excesso de afundamento na trilha de roda.

O domínio B – Escoamento plástico

Neste domínio há contribuição da camada do pavimento com este material para o ATR. No entanto, de acordo com Medina e Motta (2015), por meio da análise do *shakedown* não é possível determinar a magnitude dessa contribuição, sendo necessária a utilização de modelos de deformação permanente.

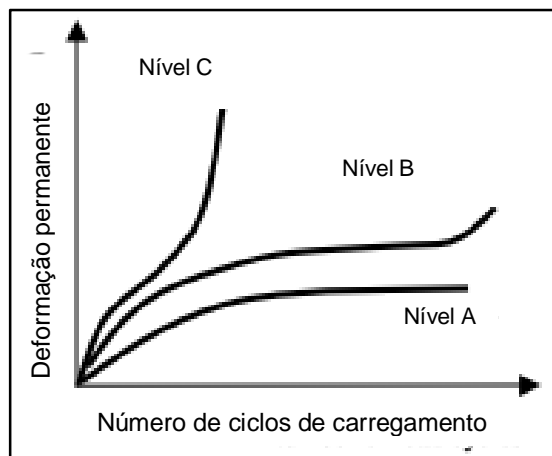
De acordo com Werkmeister *et al.* (2004), na estrutura de um pavimento o nível A é permitido, o comportamento B deve ser aceito para um número limitado de ciclos e o domínio C não deve ser aparecer de nenhuma forma.

Perez *et al.* (2009) classificaram como domínio B algumas curvas de materiais granulares de vias de baixo volume de tráfego que aparentemente eram verticais, mas que apresentaram ligeiro acréscimo das deformações nos ciclos finais. Os autores argumentaram que a tendência seria de aumento das deformações com maior número de ciclos de carregamento, contrariando os requisitos para o nível A.

A Figura 2.9, extraída de Werkmeister *et al.* (2004) citado por Rahman e Erlingsson (2015) ilustra a relação entre a deformação permanente acumulada e o

número de ciclos, na qual se observa a horizontalidade da curva referente ao enquadramento no nível A, a partir de determinado N.

Figura 2.9 – Diferentes categorias de desenvolvimento da DP



Fonte: Autor, adaptado de Werkmeister *et al.* (2004), citado por Rahman e Erlingsson (2015).

Para encontrar o limite do *shakedown* plástico, a Norma Europeia EN 13286-7 (2004), considera as deformações específicas obtidas a 3.000 e 5.000 ciclos. Nesse sentido, Soliman e Shalaby (2015) estudaram os efeitos da porcentagem de finos e do teor de umidade na deformação permanente de calcário moído e cascalho, e concluíram que essa metodologia deve associada à análise das deformações resilientes para caracterização correta dos limites de *shakedown*.

Reforçando a importância do estudo desse assunto, Medina e Motta (2015) enfatizam que o estudo da deformação permanente e a priorização dos materiais que apresentem *shakedown* devem ser considerados na seleção de materiais para pavimento rodoviário e, conseqüentemente, na elaboração do dimensionamento mecânico - empírico dos pavimentos.

2.4 MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

De acordo com Balbo (2007), dimensionar um pavimento significa calcular as espessuras e os tipos de materiais que irão compor sua estrutura, em condições de suportar um determinado volume de tráfego, sob as condições climáticas locais, de modo a desempenhar satisfatoriamente suas funções.

Nesse contexto, se o pavimento deixar de atender suas funções, pode-se considerar que houve ruptura. Se o pavimento não mais suportar as cargas aplicadas e apresentar deformação plástica acentuada, considera-se que sofreu ruptura plástica e estrutural. A fadiga é a causa mais comum de ruptura estrutural em diversos métodos.

Porém, se antes de chegar nesse ponto, o pavimento apresentar deficiência quanto ao conforto e segurança ao rolamento, admite-se que houve ruptura de natureza funcional (ULLITZ, 1987).

Os diversos métodos de dimensionamento - empíricos, semiempíricos e semiteóricos (ou empírico-mecanicistas) - apresentam aspectos positivos e negativos, dependendo da consideração de parâmetros físicos e numéricos, campos de aplicação e facilidade de emprego (BALBO, 2007).

No entanto, o uso dos métodos semiteóricos está em franca expansão, uma vez que permitem o ajuste dos modelos teóricos a partir de dados experimentais obtidos em campo ou em laboratório.

Neste trabalho é empregado o termo mecanístico - empírico em contraposição ao empírico - mecanicista, uma vez que entende-se que primeiramente deve ser dimensionada a estrutura e, então, devem ser realizadas aferições em campo para ajuste dos modelos matemáticos adotados.

Esse acompanhamento é fundamental, pois a modelagem de um pavimento é complexa, tendo em vista as incertezas relativas à diferença das características físicas dos insumos de construção envolvidos, à solicitação de tráfego que de fato o pavimento estará submetido, além da insegurança quanto ao comportamento da estrutura em função dos fatores climáticos (MEDINA e MOTTA, 2015).

Ainda de acordo esses autores, os métodos mecanísticos - empíricos permitem melhor aproveitamento de recursos específicos de projeto, compatibilizando materiais e testando vários arranjos, o que permite reduzir a duração da obra e as despesas.

Ressalta-se que o pavimento não rompe repentinamente, mas sim por um processo gradativo causado pelo excesso de cargas e de repetições, além da ação deletéria dos fatores climáticos.

Assim, os critérios de rupturas devem estar muito bem esclarecidos no método de dimensionamento e são definidos a partir dos modelos de desempenho.

2.4.1 Modelos de desempenho

De acordo com Fontes (2008), os métodos mecanicistas de dimensionamento de reforço de pavimentos englobam como critérios de ruptura a fadiga, por intermédio do controle da deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica e, ainda, as deformações permanentes na área de passagem das rodas dos veículos.

Devem ser avaliadas as tensões e as deformações no sistema de multicamadas elásticas e isotrópicas, e comparadas com as solicitações e deformações admissíveis que os materiais constituintes dos pavimentos são capazes de resistir.

Porém, há necessidade de se conhecer os modelos que regem esses processos de ruptura.

2.4.1.1 Resistência à fadiga

Segundo Balbo (2007), o fenômeno da fadiga está ligado a alterações na estrutura interna de materiais causadas por solicitações menores do que às que causariam a ruptura, mas que resultam em prejuízo das características estruturais originais. Isso provoca um processo de microfissuração crescente que enseja o aparecimento de fraturas que conduzem ao rompimento do material.

A resistência à fadiga é a “habilidade intrínseca de um material resistir a condições de carregamento cíclico antes da sua ruptura” (BALBO, 2007, p.496).

Nos materiais betuminosos e cimentados, o dano por fadiga é causado pela repetição da aplicação das cargas oriundas do tráfego de veículos sobre os pavimentos, gerando micro-fissuras na estrutura que resultam na perda de rigidez do material.

A Figura 2.10 ilustra o pavimento de uma via urbana de Santa Maria - RS com ruptura por fadiga, evidenciado pelo aparecimento de trincas na superfície do revestimento asfáltico.

Figura 2.10 – Trincas no revestimento asfáltico de uma via urbana de Santa Maria



Fonte: Autor.

Existem diversos modelos de desempenho à fadiga, sendo que neste trabalho será adotado o do software SisPavBR, versão 2.0.8.1, para as misturas asfálticas com ligantes convencionais, desenvolvido na COPPE em 2014, conforme indicado na Equação 2.15:

$$N_f = fcl \cdot 2,328 \cdot 10^{-9} \cdot (\epsilon_t)^{-2,623} \cdot (M_R)^{0,223} \quad (2.15)$$

sendo:

N_f : número admissível de aplicações de carga até a fadiga;

fcl: fator campo laboratório;

ϵ_t : deformação específica resiliente de tração;

M_R : módulo de resiliência.

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), para compensar variações que ocorrem nos ensaios e no cálculo das tensões geradas nos corpos de prova é corrente o uso de um valor numérico de correção (denominados de fator de laboratório-campo - flc ou fator campo-laboratório - fcl), que multiplicam a Equação 2.15.

Em sua tese, Franco (2007) propõe o valor de 10^4 para o fcl, que também será usado neste trabalho.

Para efeito de comparação de modelos de desempenho à fadiga, será também utilizado nesta pesquisa o modelo desenvolvido pela *Federal Highway Administration* – FHWA (Equação 2.16):

$$N_f = 1,092 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,512} \quad (2.16)$$

sendo:

N_f é o número de solicitações admissíveis ao trincamento por fadiga;

ε_t é a deformação horizontal de tração no fundo do revestimento.

No entanto, o número de solicitações (N) obtido através desse modelo é calculado pelo método da AASHTO, sendo que, para fins de comparação com o N de projeto, calculado pelo método do DNIT (preconizado pela USACE), torna-se necessário utilizar a correlação obtida por Klamt (2014), da Equação 2.17:

$$N_{USACE} = 3 \cdot N_{AASHTO} \quad (2.17)$$

Este fator multiplicativo varia de 2 a 4, dependendo da composição dos eixos que compõem o tráfego, sendo adotado o valor de 3 nas situações em não se tem um tráfego real, como é o caso em estudo.

Segundo Carpenter *et al.* (2003) citado por Bernucci *et al.* (2008), para níveis de deformação de tração menores do que 70×10^{-6} , não há interferência na vida de fadiga de um concreto asfáltico e, assim, a mistura suporta o trincamento por fadiga durante a vida útil de projeto.

A ferramenta de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), inserida no programa SisPav, possibilita calcular a tração na fibra inferior do revestimento asfáltico. Cabe salientar que o critério de ruptura por modelo de fadiga é obrigatório nesse software.

2.4.1.2 Ruptura devido à deformação permanente

O cálculo da deformação permanente pode ser obtido por formulações que consideram a tensão normal admissível no topo do subleito ou por modelos que

determinam o limite de ruptura plástica em função da deformação elástica vertical atuante no subleito.

No primeiro caso cita-se a formulação proposta por Heukelom e Klomp, em 1962, conforme Equação 2.18:

$$\sigma_v \text{ adm} = \frac{0,006 MR}{1 + 0,7 \log (N)} \quad (2.18)$$

sendo:

$\sigma_v \text{ adm}$: tensão vertical admissível no topo do subleito;

MR : módulo de resiliência;

N : número de ciclos de carga.

Segundo Medina e Motta (2015), existem algumas fontes de consulta que atribuem o valor de 0,008 ao invés de 0,006 na formulação supracitada.

Para o segundo caso, de acordo com Huang (1993), existem dois métodos de controlar o afundamento: um pelo limite da deformação vertical de compressão no topo do subleito e outro por limitar o afundamento a um valor tolerável, como 13 mm, por exemplo.

Assim, para o 1º método, existem diversos modelos de determinação do limite de ruptura plástica em função da deformação vertical atuante no subleito, dentre os quais cita-se o do *Asphalt Institute* (Instituto do Asfalto), conforme indicado na Equação 2.19:

$$N_v = 1,365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_v^{-4,477} \quad (2.19)$$

sendo:

N_v : o número admissível de repetições de carga para que ocorra um certo nível de afundamento na trilha de roda;

ε_v : deformação vertical de compressão no topo do subleito.

Esses coeficientes correspondem à “ruptura”, definida por afundamentos em trilha de roda na superfície, considerando apenas a deformação do subleito, na faixa entre 13 e 19 mm.

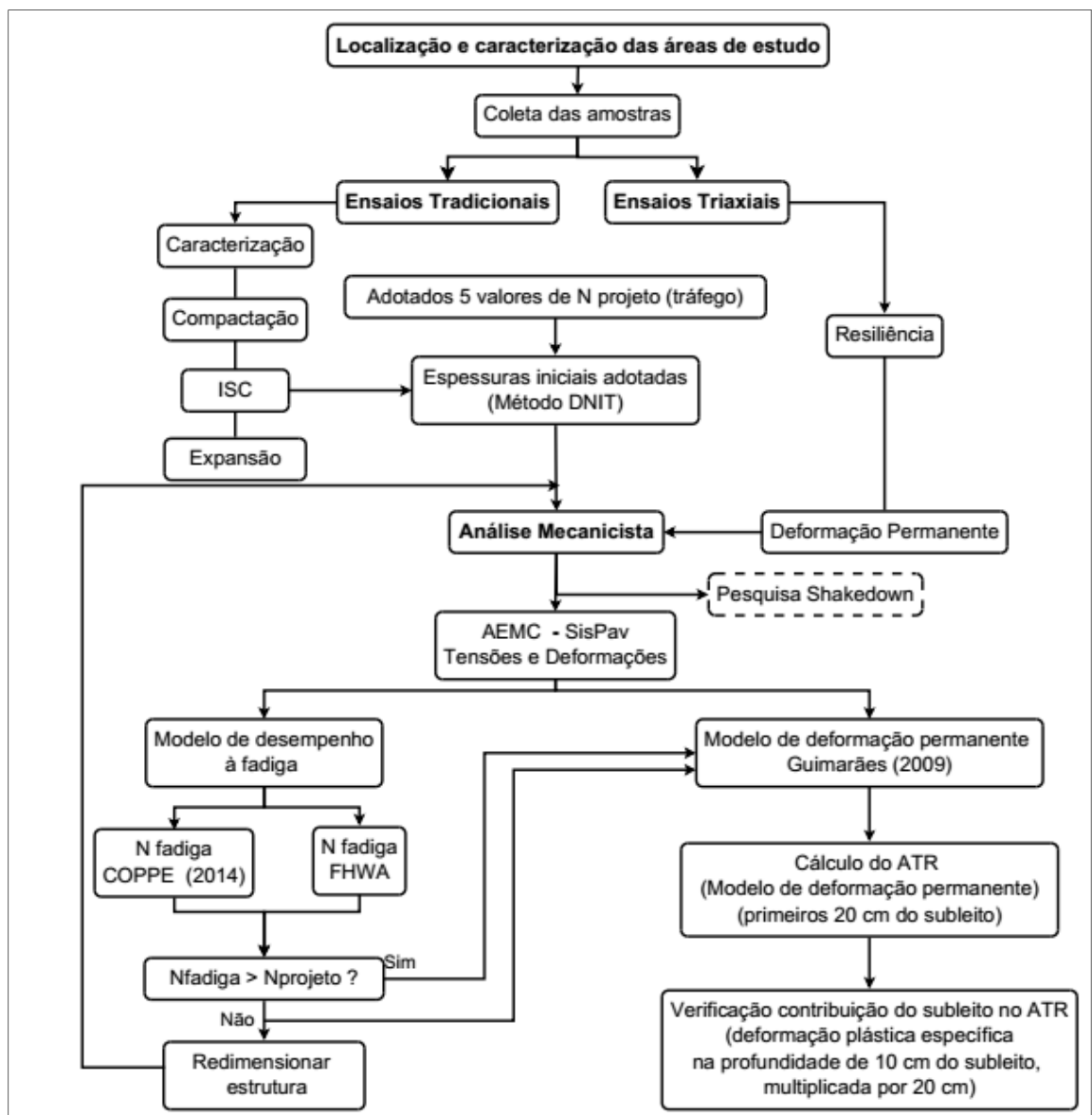
Neste trabalho, foi adotado procedimento condizente com o segundo método, no qual foi calculada a deformação permanente do subleito, até a profundidade de 20 cm, a partir dos dados obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas, segundo o modelo de Guimarães (2009), indicado na Equação 2.14. Esse valor, então, foi comparado com o limite estabelecido para o afundamento.

Cabe destacar que a ruptura por deformação permanente é um critério opcional de modelo de desempenho no programa SisPav.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste capítulo é apresentada a metodologia empregada para o estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS, cujo planejamento está indicado no fluxograma da Figura 3.1.

Figura 3.1 – Planejamento do trabalho



Fonte: Autor.

Em linhas gerais, a metodologia de pesquisa empregada neste trabalho consistiu das seguintes etapas:

- a) etapa de campo, na qual foram definidos os locais de interesse e coletados os solos nas jazidas e na pista, conforme o caso, para posterior realização dos ensaios;
- b) etapa de laboratório, na qual foram realizados os ensaios (subdivididos em tradicionais e triaxiais de cargas repetidas), com objetivo de fornecer as características mecânicas e de deformabilidade dos solos em estudo para análise posterior;
- c) etapa de gabinete, na qual os resultados dos ensaios foram consolidados e utilizados na análise mecanicista do desempenho como solos de subleitos rodoviários.

3.1 LOCALIZAÇÃO, CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS E COLETA DAS AMOSTRAS

O município de Santa Maria está localizado na depressão central do estado do Rio Grande do Sul, em uma área de clima subtropical úmido. De acordo Heldwein *et al.* (2009), a temperatura média, no período de 1912 a 2004, foi de 19,1°C, sendo que no verão a temperatura máxima diária ultrapassou os 29,5°C (meses de dezembro a fevereiro). O regime pluviométrico foi bem distribuído ao longo dos meses do ano, acumulando-se uma média anual normal de 1.712,4 mm nesse período medido.

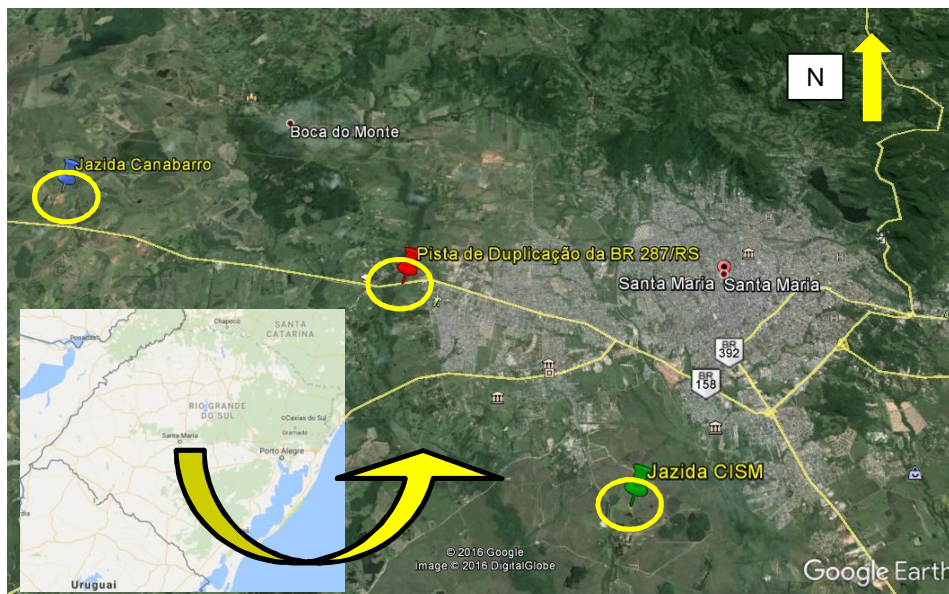
Nessas regiões tropicais e subtropicais, a ocorrência de chuvas mais intensas e frequentes, aliadas às altas temperaturas, acelera a decomposição das rochas, pela ação do intemperismo químico. Os solos formados nessas condições são denominados de “tropicais” e possuem peculiaridades que os diferem daqueles de clima temperado.

De acordo com Toll e Caicedo (2015), as peculiaridades dessas alterações físico-químicas, a mineralogia diferenciada e a complexa estrutura dos solos, devido à cimentação provocada pelos sesquióxidos de alumínio e ferro, proporcionam muitos desafios para os engenheiros geotécnicos e geólogos.

Foram definidos três solos da cidade para serem estudados nesta pesquisa, sendo que dois deles foram retirados diretamente das jazidas de empréstimo e o

outro foi coletado na obra da pista ora em duplicação, conforme pode ser visualizado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Locais de coleta dos solos – Santa Maria-RS



Fonte: Autor, adaptado de Google Earth e Google Maps (14 set. 2016).

Esses locais de coleta dos solos, ilustrados na Figura 3.2, são caracterizados a seguir.

3.1.1 Jazida do Campo de Instrução de Santa Maria (CISM) – solo “CI”

A jazida do Campo de Instrução de Santa Maria situa-se na latitude $29^{\circ}43'54,06''S$ e longitude $53^{\circ}50'26,56''W$ e pertence a uma organização militar do Exército Brasileiro, denominada de Campo de Instrução de Santa Maria (CISM).

O CISM localiza-se na parte sul da área urbana do município de Santa Maria, na porção média da bacia hidrográfica do Arroio Cadena, na margem direita. Possui área total de 5.866,9 hectares e destina-se ao adestramento de tropas blindadas.

Em julho de 2010, o Exército Brasileiro firmou convênio com a UFSM para realização de diagnóstico ambiental e plano de manejo do CISM, com atividades de ensino, pesquisa e extensão, com objetivo de auxiliar na preservação desse patrimônio público a si jurisdicionado. Nesse contexto insere-se o estudo desse solo nesta dissertação, com vistas a juntar-se ao acervo dos diversos trabalhos

científicos já realizados naquela área, possibilitando melhor caracterização de sua localização e dos condicionantes geológico geotécnicos.

A Figura 3.3 ilustra uma visão geral de parcela da área do quartel, com destaque para a jazida, doravante denominada “Jazida CISM”.

Figura 3.3 – Mapa de localização da jazida do CISM



Fonte: Autor, adaptado de Google Earth (14 set. 2016).

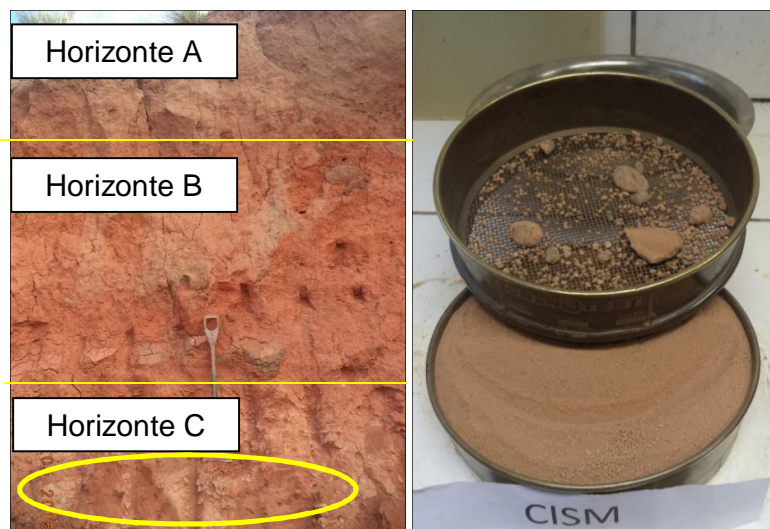
De acordo com a Carta Geotécnica de Santa Maria, elaborada por Maciel Filho (1990), a área em questão está englobada pela Formação Santa Maria e pela Formação Caturrita. Essa última tem sua base constituída de arenito, muitas vezes grosseiro e até conglomerático, possuindo espessuras que podem atingir 10 metros, sobre os quais podem ocorrer solos transportados (depósitos fluviais de terraço, depósitos fluviais de várzea e depósitos coluvionares).

Os solos da Formação Caturrita apresentam baixa resistência à erosão, principalmente o saprolítico, particularmente quando retira-se a camada superficial. Esse processo forma sulcos no terreno, conforme constatado nas pesquisas acerca daquele local. (FERNANDES, 2015; PITTELKOW, 2013; SANT'ANA, 2012).

De acordo com Sant'Ana (2012), o local é formado por argissolos da Unidade de solo São Pedro (argissolo vermelho distrófico arênico), desenvolvidos sobre depósitos de terraço fluvial. Abaixo dos materiais do terraço ocorrem os arenitos da Formação Caturrita.

O material explorado na Jazida compreende aos horizontes A e B do argissolo e um horizonte C de alteração, que corresponde ao próprio terraço (onde se vê grânulos de calcedônia e quartzo), com cerca 4 metros de altura (Figura 3.4).

Figura 3.4 – Vista do perfil da jazida e do solo do CISM



Fonte: Autor.

O horizonte A possui cerca de 1 metro de espessura, caracterizado por uma coloração mais escura, de tom amarronzado. Abaixo dele encontra-se o horizonte B, de textura argilosa, com até 2 metros de espessura, cuja coloração assemelha-se a tons de marrom-avermelhado. O horizonte C, composto de material de alteração, situa-se na base da escavação.

Destaca-se na Figura 3.4 a presença de algumas unidades de frações de grânulos de grandes dimensões, característicos do terraço em que a jazida se encontra.

O material, representativo do horizonte C, foi coletado em duas ocasiões, totalizando cerca de 200 kg, em pontos distintos da jazida e foram denominados, nesse estudo, de “solo CI”.

Os solos dessa jazida são utilizados na manutenção das estradas de terra do aquartelamento.

3.1.2 Jazida Distrito Industrial – solo “TR”

A jazida do Distrito Industrial situa-se na latitude $29^{\circ}40'53,75\text{S}$ e longitude $53^{\circ}52'29,58\text{W}$, na área urbana, a oeste do município de Santa Maria - RS, no bairro de mesmo nome, com acesso pela BR 287/RS.

A Figura 3.5 indica o local da jazida e do ponto de coleta do solo, na obra.

Figura 3.5 – Mapa de localização da jazida Distrito Industrial e da coleta do solo



Fonte: Autor, adaptado de Google Earth (14 set. 2016).

O solo dessa área de empréstimo foi escolhido para estudo por estar sendo empregado na obra de duplicação da pista da BR 287 (Rodovia da Integração), lote 2, no trecho Ulbra – Trevo da Uglione, conhecida como “Travessia Urbana”. O material foi coletado diretamente da obra da pista, na posição latitude $29^{\circ} 41' 18,64697\text{S}$ e longitude $53^{\circ} 53' 56,61186\text{W}$.

A área geológica do Distrito Industrial está englobada pela Formação Santa Maria – arenito basal, sendo que o substrato rochoso dessa unidade geotécnica é formado por arenito grosseiro, feldspático e poroso (MACIEL FILHO, 1990).

Sua origem é fluvial e o feldspato é evidenciado por pontos brancos correspondentes a este mineral já em estado alterado (caolinitas). Possui pouca resistência à erosão.

Ainda segundo Maciel Filho (1990), os horizontes pedológicos do solo atingem profundidades de 2 a 3 metros, e são do tipo podzólico vermelho amarelo, com textura arenosa argilosa. Ressalta-se que a nomenclatura atual do solo, segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA (2006), é argissolo vermelho amarelo.

A Figura 3.6 retrata uma vista do perfil do terreno da jazida, no Distrito Industrial, e do ponto de coleta do solo, na obra de duplicação da BR 287/RS.

Figura 3.6 – Perfil da jazida Distrito Industrial e local coleta de solo (BR 287/RS)



Fonte: Autor.

A jazida constitui-se em um perfil de solo com aproximadamente 4,5 metros de altura, conforme ilustrado na Figura 3.6. O horizonte A possui cerca de 1 metro de espessura, caracterizado por uma coloração mais escura, de tom marrom acinzentado. Abaixo dele encontra-se o horizonte B, argiloso, com cerca de 1,5 m de espessura, cuja coloração assemelha-se a tons de vermelho amarelado. Na base da escavação há o horizonte C ou material de alteração, com aproximadamente 2 metros de espessura, com presença de manchas esbranquiçadas de cor branca.

O solo estudado foi denominado de “solo TR” e foi coletado na pista em duas oportunidades, somando cerca de 200 kg. É provável que as amostras pertençam a diferentes horizontes de solo da jazida, mas que foram devidamente homogeneizados e compactados, conforme os procedimentos normatizados de execução de aterro.

3.1.3 Jazida Canabarro - solo “JC”

A jazida Canabarro está localizada a oeste do município de Santa Maria, distante aproximadamente 18 Km do centro da cidade, próxima à divisa com São Pedro do Sul, cujas coordenadas geográficas são: latitude 29° 40' 07,41169S” e longitude 53° 58' 08,60354W”.

O solo oriundo dessa jazida, denominado de solo “JC”, foi empregado como reforço de subleito rodoviário na duplicação da RS-509, no perímetro urbano de Santa Maria – RS (trecho conhecido como “Faixa Velha de Camobi”), cuja obra encontra-se em execução (set. 2016). A Figura 3.7 ilustra o local da jazida e da obra.

Figura 3.7 – Mapa de localização da jazida Canabarro e da duplicação da RS 509



Fonte: Autor, adaptado de Google Earth (14 set. 2016).

Com base no mapa geológico do estado do RS, elaborado pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), conforme CPRM (2006), constatou-se que a área da jazida está sobre a Formação Santa Maria, cuja unidade inferior é o Membro Passo das Tropas, composto por arenitos e arenitos conglomeráticos com lamitos subordinados.

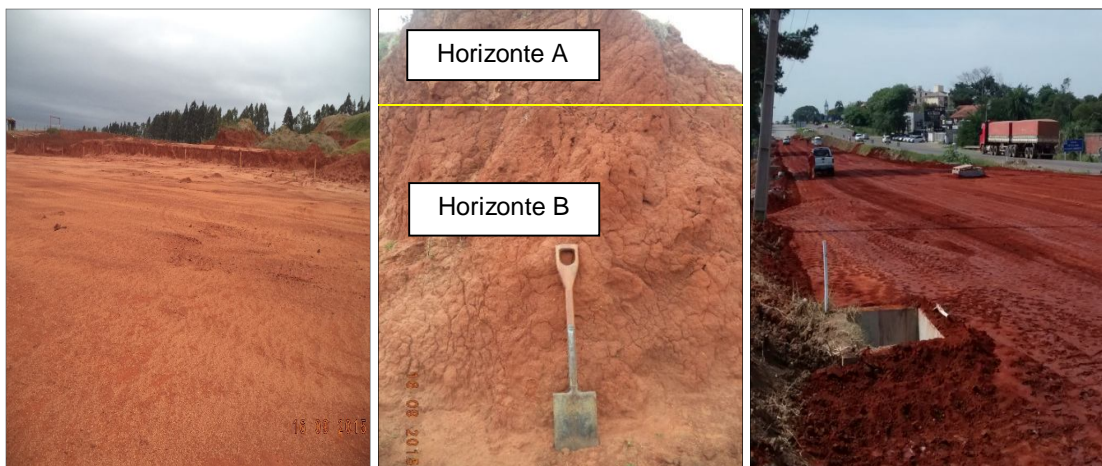
A Unidade superior, o Membro Alemoa é composto por siltito argiloso maciço, correspondendo a depósitos de canais fluviais de moderada sinuosidade, de planície de inundação e lacustre. Sobre estas Unidades desenvolve-se um argissolo vermelho.

Por ocasião da coleta das amostras, verificou-se que o volume até então escavado da jazida para emprego nas obras atingia somente até o horizonte B, não sendo identificado o horizonte C (material de alteração). Foram coletados cerca de 250 kg, em duas oportunidades.

O horizonte A possui cerca de 1 m de espessura, caracterizado por uma coloração mais escura, de tom amarronzado. O horizonte B possui altura de cerca de 2 m, cuja coloração assemelha-se a tons de marrom-avermelhado, sem presença de matéria orgânica.

A Figura 3.8 ilustra uma visão geral da área da jazida, do perfil de onde foi retirado o material e do local de emprego do solo, na obra de duplicação da rodovia RS 509.

Figura 3.8 – Vista da Jazida Canabarro, perfil do solo e local da obra (RS 509)



Fonte: Autor.

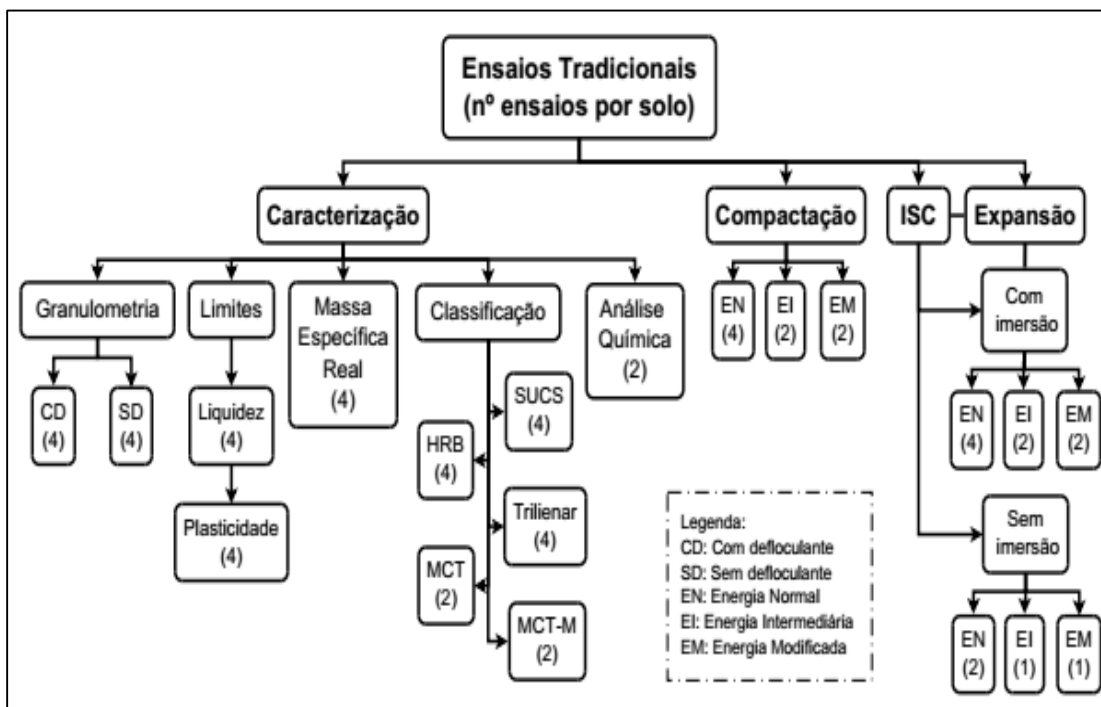
A fotografia do emprego do material como reforço de subleito foi cedida por Thaís Aquino dos Santos.

3.2 ENSAIOS TRADICIONAIS

Após a coleta, os solos foram trazidos ao Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM e secos ao ar. Em seguida, foram destorroados, peneirados na malha de 4,8 mm, acondicionados em sacos plásticos e armazenados no depósito para realização de todos os ensaios (tradicionais e triaxiais).

Com vistas à obtenção dos parâmetros de comportamento mecânico, foram realizados diversos tipos de ensaios, denominados de “tradicionais”, conforme esquematizado na Figura 3.9. O número entre parênteses, indicado abaixo da descrição, indica a quantidade de experimentos realizados por solo.

Figura 3.9 – Fluxograma dos ensaios tradicionais, por solo



Fonte: Autor.

As especificidades desses ensaios serão pormenorizadas nos itens correspondentes.

3.2.1 Ensaios de caracterização

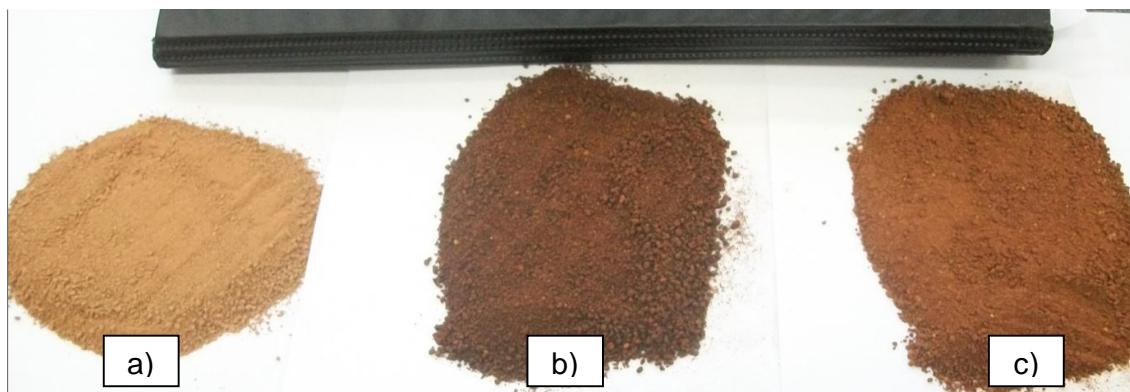
Foram realizados os ensaios de análise granulométrica, limites de Atterberg (limites de liquidez e plasticidade), massa específica real dos grãos, classificação dos solos e análise química.

3.2.1.1 Granulometria, limites e massa específica real dos grãos

Foram realizados quatro tipos de ensaios por solo, adotando-se a média dos valores encontrados como representativa do material.

A Figura 3.10 permite a comparação visual da cor dos materiais, secos ao ar e peneirados na malha de 4,8 mm, nomeados como “solo CI”- pertencente à jazida do CISM (a), “solo TR”, oriundo da jazida do Distrito Industrial e coletado na pista (b) e “solo JC”, pertencente à jazida Canabarro (c).

Figura 3.10 – Visão dos solos em estudo, secos ao ar e peneirados



Legenda: a) solo CI; b) solo TR; c) solo JC.
Fonte: O autor.

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 6457:2016 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização).

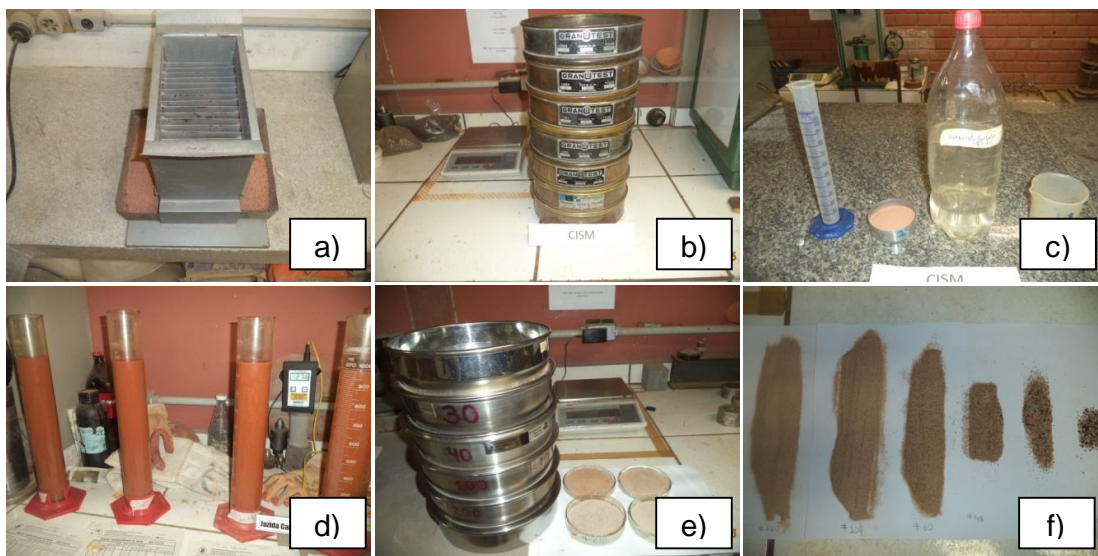
Obedecendo aos preceitos da ABNT NBR 6502:1995 – Rochas e solos, as amostras foram classificadas granulometricamente, conforme as dimensões dos seus grãos. Para obtenção das diferentes percentagens de ocorrências de cada fração de solo, foram cumpridas as orientações contidas na ABNT NBR 7181:1984 –

Solos – análise granulométrica, com uso do hexametáfosfato de sódio como defloculante. Adicionalmente foi realizado o mesmo ensaio, porém empregando-se água em substituição ao produto químico.

Para o ensaio granulométrico, as amostras coletadas foram secas ao ar, destorroadas, quarteadas e peneiradas em malha grossa (50 – 38 – 25 – 19 - 9,5 - 4,8 e 2 mm). Foram separadas 2 porções do material passante na peneira de 2 mm, de cerca de 90 gramas por amostra, adicionando-se defloculante em uma delas e água na outra, e deixadas em repouso por 12 horas.

Após agitação por dispersor mecânico, realizou-se a sedimentação e as amostras foram lavadas e submetidas ao peneiramento fino (malhas 1,2 - 0,6 – 0,42 – 0,25 – 0,15 e 0,075 mm). A Figura 3.11 ilustra alguns passos do ensaio.

Figura 3.11 – Etapas do ensaio de granulometria



Legenda: a) quarteamento da amostra; b) peneiramento grosso; c) homogeneização com e sem defloculante; d) sedimentação; d) peneiramento fino; e) frações granulométricas.

Fonte: Autor.

Os limites de Atterberg foram obtidos de acordo com a norma ABNT NBR 6459:2016 (Solo – Determinação do limite de liquidez) e a norma ABNT NBR 7180:2016 (Solo – Determinação do limite de plasticidade).

A influência da fração argila nas propriedades do solo foi calculada por intermédio da atividade coloidal, proposta por Skempton (1953) citado por Massad (2016), obtida da seguinte equação:

$$A = \frac{IP}{FA} \quad (3.1)$$

sendo:

A = atividade do solo;

IP = índice de plasticidade;

FA = fração de argila (% menor do que 2 μ m).

Valores de “A” menores que 0,75 indicam atividade baixa, entre 0,75 e 1,25 – atividade normal e acima de 1,25 sugerem atividade elevada.

Determinou-se a massa específica real dos grãos empregando-se um picnômetro, obedecendo ao prescrito na norma ABNT NBR 6508:1984 (Grãos de solo que passam pela peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica), que foi cancelada em 2014, uma vez que sua substituta, a norma ABNT NBR 6458:2016, de mesmo nome, ainda não havia sido publicada por ocasião da execução dos ensaios.

3.2.1.2 Classificação dos solos

Os resultados da granulometria, associados aos limites, possibilitaram as classificações geotécnicas dos solos de acordo com Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) ou Classificação Universal de Casagrande, oriunda de *Unified Soil Classification System* (USCS), normatizado pela ASTM D 2487 (2008) e também pela classificação do *Transportation Research Board* (TRB), antigo *Highway Research Board* (HRB) ou AASHO.

A proporção das frações de areia, silte e argila permitiu também a classificação granulométrica dos solos utilizando-se o diagrama trilinear, proposto por Folque (2008), citado por Maciel Filho e Nummer (2014).

Como mencionado, as classificações SUCS e TRB são baseadas na granulometria e características plásticas dos solos, e foram desenvolvidas na década de 1940. Entretanto, de acordo com Cozzolino e Nogami (1993), a utilização dessas classificações para solos tipicamente tropicais, que apresentam peculiaridades mineralógicas e estruturais, leva a resultados que não reproduzem o desempenho real verificado nas obras.

Por esse motivo, já na década de 1980, Nogami e Villibor propuseram uma metodologia de classificação para solos tropicais, denominada de MCT (Miniatura Compactado Tropical), baseada em propriedades obtidas em corpos de prova (CPs) cilíndricos compactados em equipamento miniatura. Basicamente consiste na divisão em duas grandes classes de comportamento: os solos de comportamento laterítico (L) e os de comportamento não-laterítico (N).

O ensaio, que utiliza amostras passantes na peneira de nº 10 (2 mm), seguiu as normas rodoviárias: DNER-ME 256/94, DNER-ME 258/94 e DNER - CLA 259/96.

No entanto, a metodologia MCT foi desenvolvida com base em estudos sobre solos residuais lateríticos e saprolíticos mais representativos do estado de São Paulo, sem considerar os solos existentes nessa transição.

Assim, Vertamatti (1988) – orientado por Nogami – pesquisou solos tropicais amazônicos e propôs uma modificação no ábaco da metodologia MCT, de forma a acrescentar os solos transportados ou pouco afetados por processos pedogenéticos. Esses solos são chamados de transicionais, por encontrarem-se em um estágio intermediário de evolução entre os solos lateríticos e os não lateríticos.

Diante disso, julgou-se oportuno também classificar os solos de acordo com essa metodologia, uma vez que utilizam os mesmos índices da classificação MCT.

3.2.1.3 Análise química

Ao contrário dos solos grossos, nos solos finos a curva granulométrica não é suficiente para prever suas propriedades mecânicas. Nesse sentido, nem todo solo cuja composição granulométrica apresenta elevada porcentagem da fração argila possui as propriedades características dos solos argilosos, como plasticidade, coesão, baixa permeabilidade e compressibilidade. Isso pode ocorrer, por exemplo, porque areias pulverizadas e partículas de poeira de rocha, embora de granulação muito fina, não conferem ao solo propriedades coesivas.

Por isso, é fundamental o conhecimento da caracterização química do solo, haja vista que pode auxiliar na justificativa do seu comportamento de engenharia.

Em função disso, alguns parâmetros químicos foram analisados pelo Laboratório de Análise de Solo, do Centro de Ciências Rurais (CCR) da UFSM e outros pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE, por intermédio do ensaio de ataque sulfúrico.

Na CCR foram considerados os seguintes parâmetros: pH, quantidade de cálcio, magnésio, alumínio, alumínio mais hidrogênio, capacidade de troca catiônica (CTC), porcentagem de saturação em alumínio e bases, índice SMP (Shoemaker, Mac Lean e Pratt), porcentagem de matéria orgânica e de argila, textura, porcentagem de enxofre, potássio, cobre, zinco, boro, ferro, manganês e sódio.

Para melhor compreensão dos resultados da análise química, ressalta-se alguns conceitos extraídos de EMBRAPA (2006): a saturação por bases refere-se à proporção de cátions básicos trocáveis em relação à capacidade de troca determinada a pH 7. Os solos com saturação por bases igual ou superior a 50% são classificados como eutróficos, enquanto que os de baixa saturação (inferior a 50%) são chamados de distróficos.

A saturação por alumínio com taxa maior ou igual a 50% classifica o solo como aluminico, sendo chamado de alítico quando ocorre a situação inversa.

De acordo Ronquim (2010), a capacidade de troca de cátions (CTC) indica a quantidade total de cátions que estão em condições permutáveis na superfície dos solos, argilas ou húmus ($\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + \text{K}^+ + \text{H}^+ + \text{Al}^{3+}$).

Por intermédio do ensaio de ataque sulfúrico foi possível extrair importantes indicativos a respeito do grau de laterização do solo.

Segundo Cozzolino e Nogami (1993), os solos tropicais possuem duas grandes classes: os lateríticos e os saprolíticos. Os primeiros constituem a camada superficial da crosta terrestre (espessura de 2 a 10m) e caracterizam-se pela predominância das matizes amarela e vermelha. Seus grãos na fração areia e pedregulho são muito resistentes mecânica e quimicamente. Possuem elevada porcentagem de fração argila, composta por hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio, sendo a caulinita o argilomineral mais abundante, sendo quase exclusivo.

Os solos saprolíticos ficam subjacentes à camada laterítica, ou a outros solos, podendo atingir dezenas de metros de espessura. Possuem grande número de minerais, decorrentes do processo de intemperização e/ou da rocha matriz. Pode, ainda, conter vários tipos de minerais de argila.

De acordo com Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos resultam da transformação da parte superior do subsolo em virtude do intemperismo, por um processo denominado de laterização. Os solos de comportamento laterítico apresentam coloração típica amarela, vermelha, marrom e alaranjada.

O ensaio de ataque sulfúrico permite avaliar o estágio de intemperização do solo, por intermédio das relações moleculares K_i e K_r . O princípio do ensaio é de que somente os minerais secundários (argilominerais) são dissolvidos e assim os percentuais de ferro, alumínio, silício e titânio são próximos aos da fração coloidal do solo (EMBRAPA, 2011).

Para obtenção desses parâmetros, as amostras dos solos foram secas à 105°C e queimadas a 550°C, sendo posteriormente solubilizadas com ácido sulfúrico. No extrato obtido, foram analisados os teores de alumínio e ferro, por titulação complexométrica.

O resíduo desse ataque foi tratado com hidróxido de sódio e a percentagem de sílica foi determinada nesse extrato alcalino, por colorimetria.

O resíduo final foi calcinado a 1.000 ° C, calculando-se então a percentagem de material primário que não foi atacado pelo tratamento.

O coeficiente de intemperismo K_i expressa a relação sílica/alumina e é calculado pela equação 3.2, sendo que as constantes numéricas referem-se às proporções moleculares (DNER, 1994a):

$$K_i = \left(\frac{\left(\frac{\% SiO_2}{60} \right)}{\left(\frac{\% Al_2O_3}{102} \right)} \right) \quad (3.2)$$

Os solos muito intemperizados apresentam $K_i \leq 2,0$ - e aqueles pouco intemperizados possuem $K_i > 2,0$.

O coeficiente de intemperismo K_r indica a relação sílica/sesquióxidos e é calculado pela equação 3.3, cujas constantes numéricas indicam as proporções moleculares (DNER, 1994a):

$$K_r = \frac{\left(\frac{\% SiO_2}{60}\right)}{\left[\left(\frac{\% Al_2O_3}{102}\right) + \left(\frac{\% Fe_2O_3}{160}\right)\right]} \quad (3.3)$$

A laterita apresenta $K_r \leq 1,33$, o solo laterítico $1,33 < K_r \leq 2$ e solo não laterítico $K_r > 2$.

Assim, de posse desses dados, foi possível concluir sobre o grau de intemperização dos solos.

3.2.2 Ensaios de compactação

A preparação das amostras para os ensaios de compactação seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 6457:1986 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização), uma vez que sua substituta, a norma ABNT NBR 7182:2016, de mesmo nome, ainda não havia sido publicada.

Os procedimentos do ensaio cumpriram as diretrizes da norma ABNT NBR 7182:1986 (Solo – Ensaio de compactação), uma vez que sua substituta, a norma ABNT NBR 7182:2016, de mesmo nome, também ainda não havia sido publicada.

Assim, foi possível obter-se a massa específica aparente seca máxima do solo ($\gamma_{d_{max}}$) e seu respectivo teor de água, chamado de umidade ótima (w_{ot}). Os solos foram compactados nas três energias: (Proctor normal: 5,7 kg.cm/cm³ - cilindro de diâmetro 10 cm), Proctor intermediária: 12,8 kg.cm/cm³ - cilindro de diâmetro 15,24 cm) e Proctor modificada: 27,1 kg.cm/cm³ - cilindro de diâmetro 15,24 cm).

No entanto, priorizou-se a energia normal, conforme pode ser constatado na Figura 3.9, haja vista que a Norma DNIT 108/2009 preconiza que a compactação do corpo do aterro (caso do subleito) seja executada nessa condição.

3.2.3 Ensaio de índice de suporte Califórnia e expansão

O ensaio do CBR foi desenvolvido em 1939, com vistas ao dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis, sendo mais tarde adaptado pelo Corpo de Engenheiros dos EUA para o projeto de pavimentos de aeroportos. No Brasil, é normatizado como índice de suporte Califórnia (ISC).

Ainda que esteja em desuso no mundo e tenha suas restrições para emprego em solos tropicais, o Brasil ainda utiliza esse método, pois seus parâmetros são referenciados nas especificações de serviços de órgãos rodoviários e baliza o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNIT (extinto DNER).

Além disso, seu emprego ainda está enraizado na cultura dos projetistas e laboratoristas brasileiros, devido ao custo reduzido e por servir como estimativa de parâmetro prévio da resistência e aplicabilidade de engenharia do solo.

Dessa forma, foram realizados os citados ensaios, atendendo ao prescrito na NBR 9895:1987: Solo – Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio A.

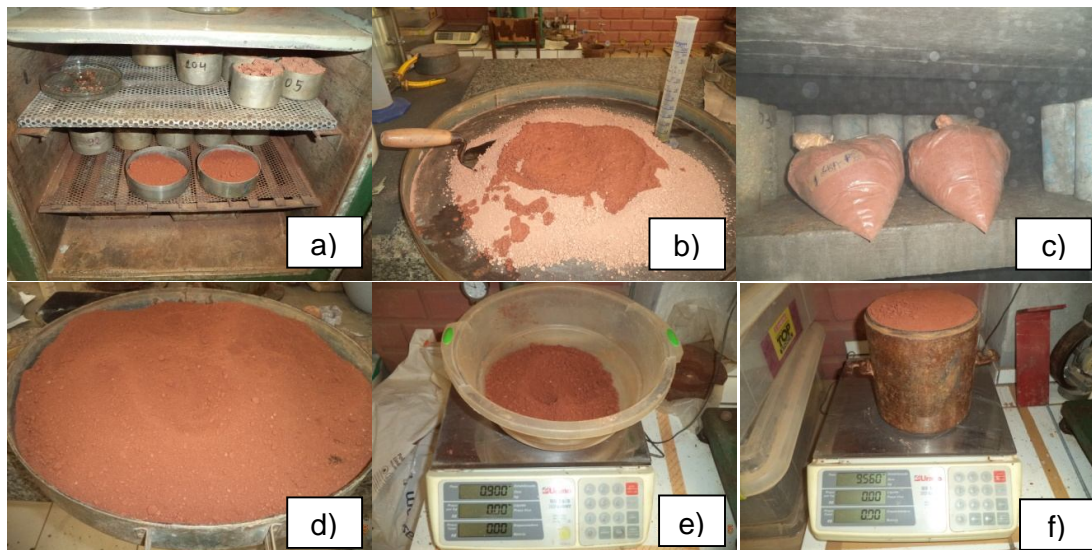
Todas as amostras foram compactadas na umidade ótima obtida na curva de compactação, com vistas a se alcançar a densidade máxima aparente seca obtida em laboratório, de acordo com a quantidade representada na Figura 3.9.

Os corpos de prova foram moldados nessa mesma umidade, tendo em vista que estudos demonstraram que esse teor de água se aproxima da umidade de equilíbrio dos solos nas pistas, com drenagem eficiente (MEDINA, 2006).

A tolerância foi de $\gamma_{d_{max}} \pm 2\%$, e para a w_{ot} foi de $\pm 1\%$, em valor absoluto. Assim procedeu-se da forma descrita a seguir, ilustrada na Figura 3.12:

- a) cálculo da umidade higroscópica do solo;
- b) acréscimo de água até atingir a umidade ótima (com acréscimo de 0,3% para compensar perdas de evaporação) e homogeneização manual;
- c) ensacamento e repouso em câmara úmida por 24 horas;
- d) retirada da câmara e nova homogeneização rápida;
- e) cálculo da quantidade de solo, por camada, para atingir a $\gamma_{d_{max}}$, admitindo-o na umidade ótima, considerando altura adicional do corpo de prova de 0,5 cm para arrasamento com régua biselada;
- f) compactação e pesagem do CP.

Figura 3.12 – Detalhes da confecção do CP para ensaio de ISC



Fonte: Autor.

A metodologia supracitada mostrou-se bastante eficiente, resultando em pequena variação entre o peso esperado do CP e o valor obtido, o que se refletiu em boa aproximação da γ_{dmax} e, conseqüentemente, baixa rejeição dos corpos de provas.

Após a moldagem do corpo de prova, ele ficou imerso por 4 dias, período no qual foi medida sua expansão e, em seguida, foi realizado o ensaio na prensa de ISC.

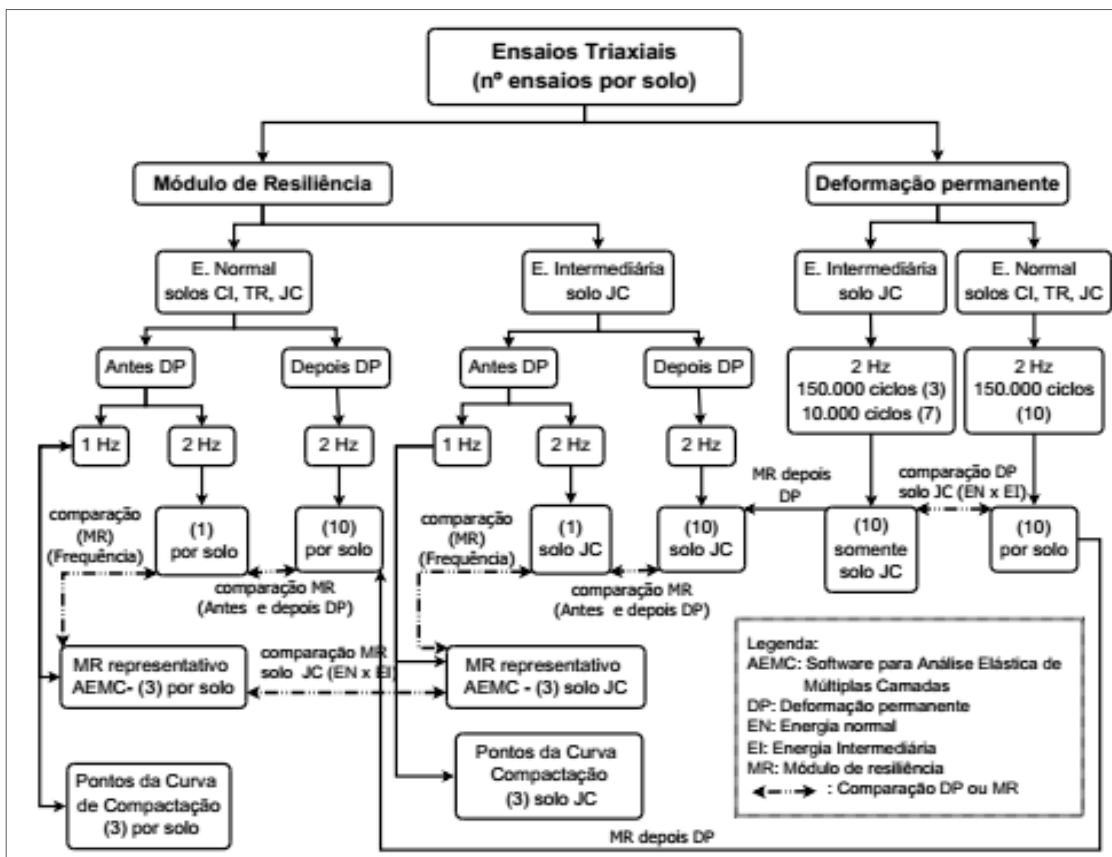
Além dessa forma executiva tradicional, obteve-se o índice de suporte Califórnia do corpo de prova sem imersão, ou seja, em cada ponto da curva de compactação, imediatamente após a adição da água e compactação conforme a energia requerida, conforme a quantidade de ensaios indicada anteriormente na Figura 3.9.

Esses resultados permitiram comparar os valores de índice de suporte Califórnia na condição saturada e não saturada, além de verificar a variação nas diversas umidades.

3.3 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

Foram realizados diversos ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR) para obtenção dos parâmetros de deformabilidade necessários aos cálculos mecânicos, conforme Figura 3.13.

Figura 3.13 – Fluxograma dos ensaios triaxiais de cargas repetidas



Fonte: Autor.

3.3.1 Equipamento

Em linhas gerais, os equipamentos triaxiais de cargas repetidas possuem o seguinte princípio de funcionamento: uma força atua sempre no mesmo sentido, de compressão, devido à uma tensão principal (σ_1), variando de zero até um valor máximo estabelecido e depois é reduzida até anular-se, ou atingir um valor menor, para atuar novamente após um período de repouso (que pode ser fração de segundo). É possível também incluir uma tensão que atua confinando o CP ($\sigma_2; \sigma_3$),

sendo que no equipamento utilizado, a pressão confinante era gerada pelo ar comprimido, sendo, então, $\sigma_2 = \sigma_3$. A diferença entre σ_1 e σ_3 é chamada de tensão desvio (σ_d).

A Figura 3.14 ilustra essas tensões, bem como o equipamento da COPPE, que possui uma parte mecânica, relacionada aos componentes de aplicação das cargas, um sistema pneumático e um sistema automatizado de aquisição de dados.

Figura 3.14 – Esquema de aplicação de carregamento e fotografia do equipamento triaxial de cargas repetidas da COPPE



Fonte: Bernucci *et al.* (2008) e autor, respectivamente.

A tensão confinante é proporcionada pela pressão do ar comprimido na câmara triaxial. O sistema de medição do deslocamento vertical do corpo de prova é constituído de dois transdutores mecânico – eletromagnéticos, tipo LVDT (*linear variable differential transformer*).

O princípio de funcionamento dos transdutores consiste em transformar as deformações axiais durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é registrado no microcomputador.

O *software* considera a média das leituras dos dois LVDTs como deslocamento representativo daquele golpe. No entanto, é necessária uma pré-calibração, a fim de correlacionar as deformações com os valores dos registros.

Os LVDTs instalados no equipamento da COPPE limitavam-se à medição máxima de 4 mm (o que exigia ajuste manual quando esse limite era ultrapassado).

No entanto, existem outros modelos que permitem maiores magnitudes, porém quanto maior a amplitude, menor é a precisão das leituras.

No estudo da deformação permanente de solos de pista experimental em São Gabriel - RS, Nervis (2016) utilizou um transdutor de deslocamento resistivo do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transduce*), que possibilitava leituras de até 5 cm.

3.3.2 Preparo das amostras

Os sacos plásticos armazenados no depósito da UFSM contendo os solos foram transportados por meio rodoviário até o Laboratório de Geotecnia da COPPE/RJ, para a realização dos ensaios triaxiais.

Haja vista a similaridade entre os ensaios de resiliência e deformação permanente, adotou-se um procedimento único de preparo das amostras e moldagem dos corpos de prova, atendendo às recomendações dos Procedimentos Rede 03/2010 e 04/2010 (PETROBRAS, 2010).

Nesse sentido, esse último recomenda que se trace a curva de compactação a partir dos valores obtidos com o próprio cilindro tripartido do ensaio triaxial.

Dessa forma, partindo-se do valor referencial do teor de água obtido no LMCC, foi traçada nova curva de compactação para obtenção da umidade ótima, empregando-se a metodologia de aplicação dos golpes recomendada pelo Procedimento Rede 04/2010 (soquete de 2,5 kg, com altura de queda de 30,5 cm - em 10 camadas - sendo 12 golpes por camada para a energia normal e 27 golpes para a energia intermediária).

Após a obtenção da umidade ótima, partiu-se para a preparação das amostras, baseado no Procedimento Rede 03/2010. Assim, após a obtenção do teor de água higroscópico, o material foi separado em 16 sacos plásticos contendo 4.500 gramas e fechados com elástico. Desse montante, 12 sacos são destinados aos ensaios de deformação permanente, já inclusos 2 de reserva para o caso de necessidade de repetição, e os 4 restantes (sendo 1 de reserva) para os ensaios de resiliência, por solo.

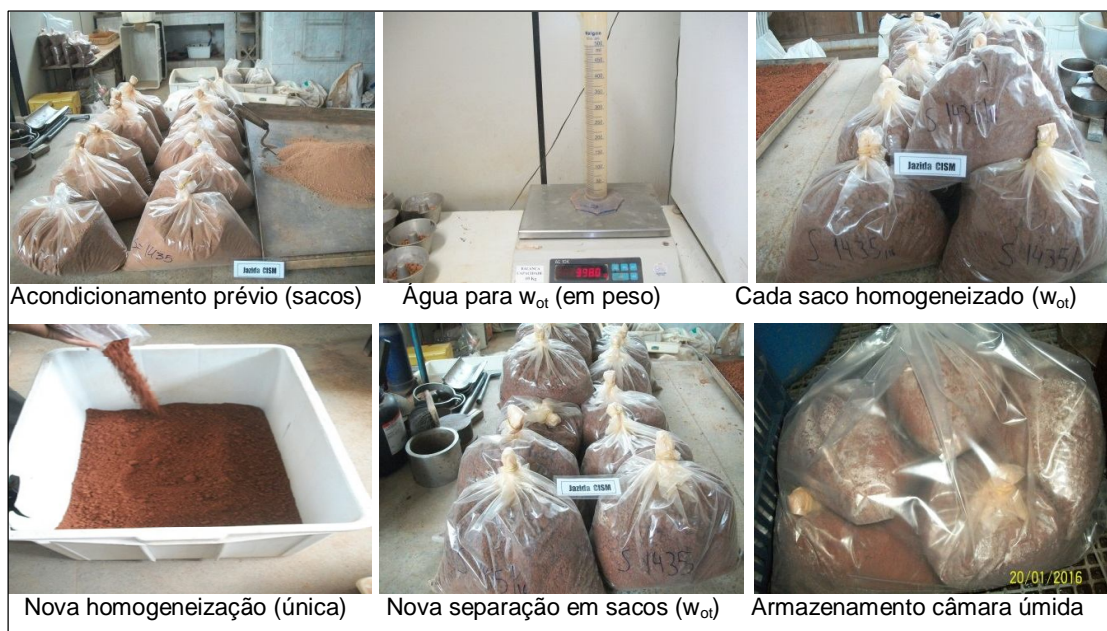
Em seguida, as amostras foram homogeneizadas na umidade ótima, uma a uma, ensacando-se novamente o material para não haver perda de umidade. A quantidade de água a acrescentar foi medida em peso, para obter maior precisão. Após a última amostra ser homogeneizada, todos os sacos foram esvaziados em

uma caixa de volume aproximado de $0,5 \text{ m}^3$, sendo o conjunto de porções revolvidas diversas vezes (o mais rapidamente possível, a fim de evitar a evaporação da água), até a formação de uma massa única de material.

Assim, o material foi novamente dividido em sacos plásticos e fechados com elástico. Esse procedimento também visou reduzir as chances de discrepância significativa dos resultados de deformação permanente devido à variação de umidade, por menor que seja ela, conforme recomendado por Guimarães (2009).

Em seguida, essas amostras individualizadas foram inseridas em outro saco maior, ficando hermeticamente fechadas, e conduzidas até a câmara úmida para armazenamento até a data de realização do ensaio (período mínimo de 12 horas e máximo de 30 dias). A Figura 3.15 ilustra o processo de homogeneização dos solos ensaiados no equipamento triaxial.

Figura 3.15 – Processo de homogeneização do solo para os ensaios triaxiais



Fonte: Autor.

No dia previsto para a realização do ensaio, o saco plástico com a porção da amostra foi retirado da câmara úmida e compactado em um molde cilíndrico tripartido de aço de $100 \times 200 \text{ mm}$, uma vez que os solos passaram integralmente na peneira de $25,4 \text{ mm}$ (1").

3.3.3 Determinação do módulo de resiliência

Os procedimentos metodológicos estão estabelecidos na Norma DNIT 134/2010 – ME - Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio, em conjunto com as recomendações do Procedimento Rede 04/2010 - detalhamento do ensaio triaxial de módulo de resiliência de solos (PETROBRAS, 2010).

As amostras foram compactadas conforme a metodologia do Procedimento Rede 04/2010, já citado, de acordo com a energia requerida. A tolerância máxima admitida foi de $w_{ot} \pm 1\%$, conforme preconiza aquela documentação. Considerando que não há recomendação quanto a critérios de aceitação para $\gamma_{d_{max}}$, foram aceitos CPs com grau de compactação maior ou igual a 98% ($GC \geq 98\%$).

Considerando que os resultados dos ensaios compactados na energia normal apresentaram altas deformações, tanto elásticas quanto plásticas, decidiu-se selecionar um dos materiais para avaliação da influência da energia de compactação nesses parâmetros. Assim, foi escolhido o solo JC, por haver maior disponibilidade de material no laboratório.

Em função disso, foram também moldados CPs do solo JC, na energia intermediária, com as mesmas características daqueles conformados na energia normal, de modo a possibilitar as comparações. O Quadro 3.1 ilustra todos os ensaios realizados.

A realização do ensaio de módulo de resiliência nos CPs moldados para obtenção da curva de compactação permitiu avaliar a influência do teor de umidade nesse parâmetro (itens 1 e 6 do Quadro 3.1). Entretanto, só foi possível para os 3 primeiros pontos, devido ao excesso de umidade dos demais.

Os valores representativos do M_R dos solos foram obtidos atendendo à norma DNIT 134/2010, que preconiza frequência de 1 Hz, com tempo de aplicação da carga de 0,1 s (itens 2 e 7 do Quadro 3.1). Esses valores subsidiaram os cálculos subsequentes da análise mecanicista. Após o ensaio, os CPs foram descartados.

Em sua tese, Guimarães (2009) sugere o cálculo do módulo durante o ensaio de DP (para avaliar o comportamento resiliente decorrente da aplicação das cargas) e imediatamente depois do experimento, permitindo estimar o comportamento resiliente ao longo de toda a vida útil do pavimento (itens 4/5 e 9/10 do Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Ensaio de módulo de resiliência realizados

Nº	Solo	E	DP	f	Quantidade	Observações
1	CI TR JC	Energia Normal	Antes DP	1 Hz	3 (por solo)	Realizado por ocasião da obtenção das curvas de compactação.
2					3 (por solo)	M_R representativo do solo - uso na análise mecanicista – software de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC).
3				1 (por solo)	Antes do ensaio de DP, com todo o rito preconizado por DNIT 134/2010.	
4			Durante DP	2 Hz	10 (por solo)	M_R calculado <u>durante</u> o ensaio de DP, a partir das deformações elásticas e da altura do CP.
5			Depois DP		10 ¹ (por solo)	<u>Depois</u> do ensaio de DP, com todo rito preconizado por DNIT 134/2010.
6	JC	Energia Intermediária	Antes DP	1 Hz	3	Realizado por ocasião da obtenção da curva de compactação.
7					3	M_R representativo do solo - uso na análise mecanicista - software AEMC.
8				1	<u>Antes</u> do ensaio de DP, com todo o rito preconizado por DNIT 134/2010.	
9			Durante DP	2 Hz	10	M_R calculado <u>durante</u> o ensaio de DP, a partir das deformações elásticas e altura do CP.
10			Depois DP		10	<u>Depois</u> do ensaio de DP, com todo rito preconizado por DNIT 134/2010.

Observação: ¹ A metodologia prevê 10 ensaios, porém só possível a realização de 9 (1 CP rompeu).

Legenda: f = frequência.

Fonte: Autor.

Além disso, julgou-se oportuno e viável também moldar 1 CP de cada solo (itens 3 e 8 do Quadro 3.1) para ser ensaiado na mesma frequência do experimento de deformação (2 Hz), de modo a avaliar o M_R antes da DP e a influência da elevação da frequência, de 1 Hz para 2 Hz.

O valor obtido do M_R antes da DP foi comparado com o depois da DP (comparação entre itens 3 e 5 para EN e entre 8 e 10 para EI), em que pese não serem, de fato, os mesmos CPs submetidos ao ensaio de deformação. Para analisar a influência da elevação da frequência de 1 Hz para 2 Hz, foram comparados os itens 2 e 3 para EN e 7 e 8 para EI.

No entanto, há que se destacar que essas comparações visam tão somente obter-se uma noção da ordem de grandeza dos valores envolvidos, haja vista tratar-

se de apenas um único CP de referência, ensaiado a 2 Hz, suscetível às variações características dos solos. O corpo de prova foi descartado após o ensaio.

O Quadro 3.2 ilustra os pares de tensão e os golpes aplicados nas fases de condicionamento e ensaio propriamente dito, com base na Norma DNIT 134/2010.

Quadro 3.2 – Relação de tensões e golpes do ensaio de módulo de resiliência

1ª Fase: CONDICIONAMENTO					
Ciclo	σ_3 (confinante) (kPa)	σ_d (desvio) (kPa)	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$ (kPa)	Razão σ_1/σ_3	Nº golpes
1	68,9	68,9	137,8	2	500
2	68,9	206,8	275,7	4	500
3	102,9	309,0	411,9	4	500
2ª Fase: ENSAIO PROPRIAMENTE DITO					
Pares de tensões	σ_3 (confinante) (kPa)	σ_d (desvio) (kPa)	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$ (kPa)	Razão σ_1/σ_3	Nº golpes(*)
1	20,7	20,7	41,4	2	10
2		41,4	62,1	3	10
3		62,1	82,8	4	10
4	34,5	34,5	68,9	2	10
5		68,9	102,9	3	10
6		102,9	137,4	4	10
7	50,4	50,4	102,9	2	10
8		102,9	155,2	3	10
9		155,2	205,6	4	10
10	68,9	68,9	137,9	2	10
11		137,9	206,8	3	10
12		206,8	275,7	4	10
13	102,9	102,9	205,8	2	10
14		206,8	309,7	3	10
15		309,0	411,9	4	10
16	137,9	137,9	275,8	2	10
17		274,7	412,6	3	10
18		412,0	549,9	4	10

Legenda: (*) Pode ser reduzido para 5 golpes, desde que diferença de leitura de deformações seja menor do que 5%.

Fonte: Adaptado de DNIT (2010).

Cabe destacar que o LVDT permitia leituras de até 4 mm. Assim, esse limite operacional correspondia à deformação crítica - correspondente às deformações elásticas mais plásticas - a partir da qual o equipamento não conseguia realizar

medições, sendo o ensaio interrompido até o ajuste manual no parafuso de regulagem. O equipamento permitia até 3 ajustes para todo o ensaio.

Assim, por configuração do equipamento, na fase de condicionamento eram admitidos até 2 ajustes (o primeiro ajuste quando atingia 4 mm de deformação total e a segunda intervenção quando era alcançado o valor de 8 mm de deformação total acumulada). Caso a deformação total alcançasse mais 4 mm além daqueles 8 mm já acumulados, o condicionamento era automaticamente encerrado, independente do número de golpes aplicados, por excesso de deformação naquela fase.

Em seguida, ao término do condicionamento o ensaio paralisava, aguardando o último ajuste de LVDT para início do ensaio propriamente dito. Iniciada essa 2ª fase, o número de golpes para cada par de tensão podia ser 5 ou 10. Caso a variação da deformação resiliente dos primeiros 5 golpes fosse inferior a 5%, a série era concluída. Caso negativo, eram automaticamente aplicados mais 5 golpes, encerrando com o total de 10 golpes e passando para o par de tensões seguinte.

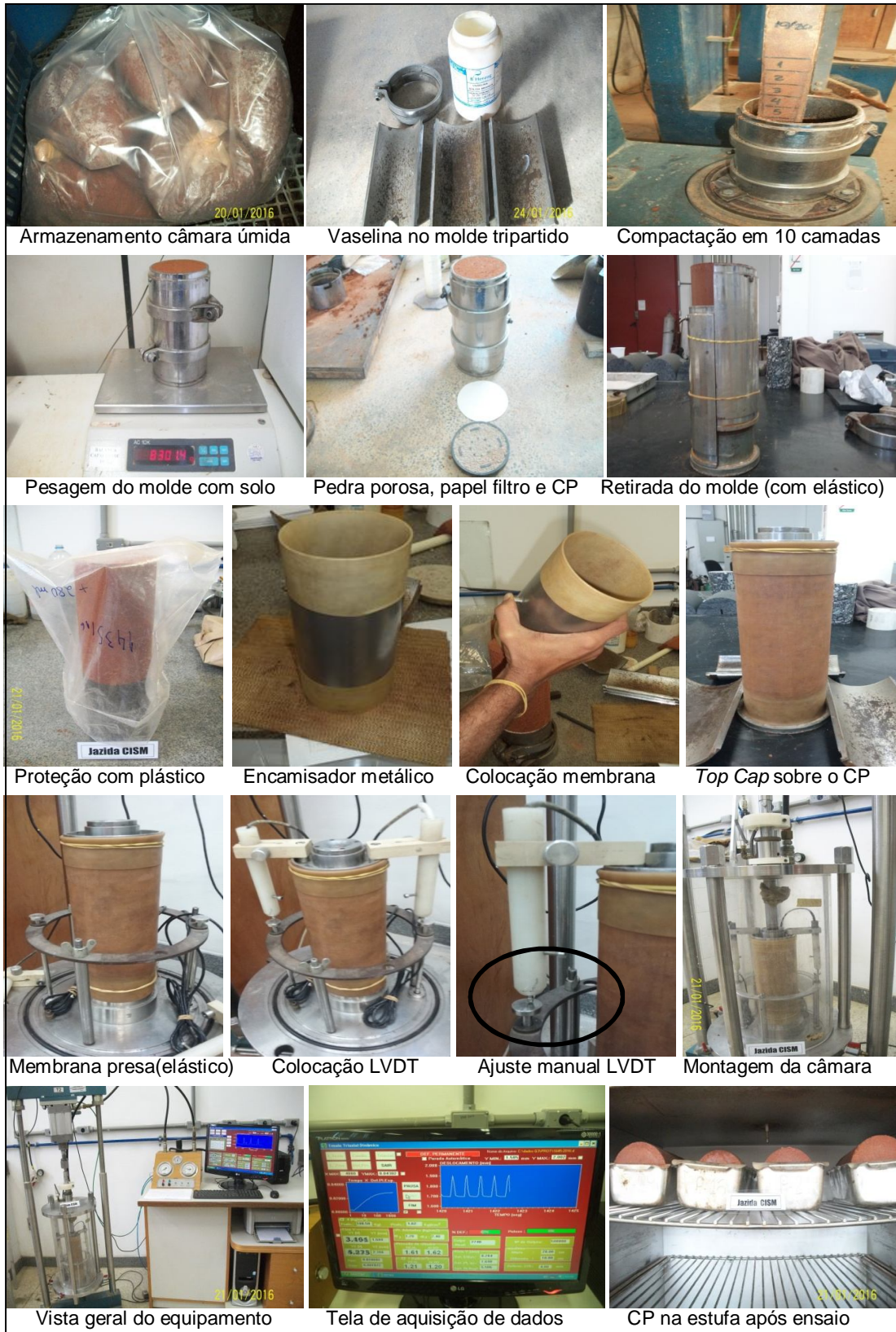
O ensaio era automaticamente finalizado após a aplicação de todos os pares de tensão previstos ou até aquele no qual atingia-se o limite de deformação total acumulada de 4mm.

3.3.3.1 Procedimento executivo do ensaio

Seguiu-se o seguinte procedimento para execução do ensaio, com base nas recomendações de PETROBRAS (2010), parcialmente ilustrados na Figura 3.16:

- (a) determinação da curva de compactação utilizando o molde tripartido;
- (b) homogeneização do solo na umidade ótima e armazenamento na câmara úmida por pelo menos 24 horas;
- (c) aplicação de vaselina no molde tripartido;
- (d) compactação atendendo à recomendação do Procedimento Rede, em 10 camadas, retirando 3 cápsulas para verificação da umidade;
- (e) obtenção da massa do CP sem soltá-lo do molde, pesando o conjunto e descontando a massa do cilindro. Esse peso era utilizado para cálculo da massa específica aparente seca;
- (f) colocação do CP sobre pedra porosa, sem retirá-lo do cilindro tripartido, estando esta apoiada sobre base metálica de mesmo diâmetro do CP;

Figura 3.16 – Etapas do ensaio de módulo de resiliência



Fonte: Autor.

- (g) retirada do molde tripartido do CP, com o cuidado de envolver as partes metálicas com elástico antes de soltar as abraçadeiras. Essa precaução teve por finalidade evitar a queda brusca das partes do molde, com possível dano à superfície do CP;
- (h) envolvimento do CP com a membrana elástica impermeável, utilizando o encamisador metálico para não danificar a amostra (foi apoiado sobre superfície macia para não danificar a membrana). Nos casos em que não foi possível encamisar o CP de imediato, ele foi envolvido em saco plástico, de forma a minimizar as perdas de umidade;
- (i) apoio do cabeçote (*top cap*) do equipamento triaxial sobre o CP;
- (j) colocação do elástico envolvendo a membrana, na altura do cabeçote;
- (k) colocação do CP sobre a base da célula do equipamento triaxial;
- (l) envolvimento da membrana da base da célula com outro elástico;
- (m) fixação dos dois LVDTs ao cabeçote e ajuste inicial, rosqueando o parafuso com mesa de apoio do êmbolo até seu curso máximo e recuando 2 voltas;
- (n) montagem do cilindro transparente da célula triaxial, limpando eventuais sujeiras no anel de borracha de vedação;
- (o) encaixe das hastes de fixação da célula triaxial;
- (p) colocação da tampa metálica da célula triaxial, prendendo-a firmemente às hastes;
- (q) conexão da haste ao pistão de carga, rosqueando a porca de união firmemente e colocando grampo no pino;
- (r) conexão do mangote de ar comprimido da tensão confinante e abertura de registro;
- (s) inicialização do sistema de aquisição e reprodução de dados, com preenchimento dos parâmetros do ensaio;
- (t) Ajuste dos LVDTs para enquadramento dentro da faixa de voltagem especificada para a medição dos deslocamentos (entre 0,5 e 1,0 volts). Se não houvesse curso suficiente do parafuso, havia necessidade de desmontagem do conjunto e reposicionamento da fixação LVDT;
- (u) ajuste/conferência da frequência de realização do ensaio;
- (v) realização do condicionamento da amostra, conforme Quadro 3.2. Nos casos em que ocorreu vazamento de ar comprimido da tensão

confinante durante a pressurização inicial da câmara, antes do início do ensaio, o processo foi interrompido e o problema sanado. Na maioria das vezes houve necessidade de ajuste dos LVDTs durante o condicionamento, principalmente no 3º ciclo (nesse caso, o ensaio paralisava aguardando ajuste manual). Nos ensaios prévios em que se verificou que o CP não suportaria integralmente determinado ciclo de condicionamento, padronizou-se a aplicação de somente 1 golpe, uma vez que o sistema não admitia “pular” determinado ciclo. Esse procedimento foi adotado em todos os ensaios do mesmo solo;

- (w) novo ajuste manual dos LVDTs para zerar as leituras de deformação, após a fase de condicionamento, seguido da realização do ensaio propriamente dito, com a aplicação sequencial automática dos pares das tensões indicados no Quadro 3.2. Por protocolo do laboratório, o ensaio era automaticamente encerrado após a aplicação de todos os pares de tensão previstos ou até golpe no qual atingia-se o limite de deformação total de 4mm;
- (x) determinação da umidade do CP, colocando-o em uma cuba metálica por 48 horas dentro da estufa, para secagem a 110°C. Era essa a umidade representativa do ensaio, sendo o teor de água obtido das cápsulas reservado somente como alternativa;
- (y) Cópia do arquivo com os dados registrados pelo software, de extensão “.dat”, para análise e elaboração dos gráficos.

3.3.4 Determinação dos parâmetros de deformação permanente

Empregou-se a metodologia preconizada pelo Procedimento Rede 03/2010 - deformação permanente em solos e britas (PETROBRAS, 2010), baseada na tese de Guimarães (2009), que constou das seguintes etapas:

- a) Etapa 1: Coleta e preparo das amostras;
- b) Etapa 2: Moldagem dos corpos de prova;
- c) Etapa 3: Realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração, superior a 150.000 ciclos, seguida da avaliação da deformação permanente total, empregando o modelo de Guimarães (2009);
- d) Etapa 4: análise dos resultados e conclusões.

As etapas 1) e 2) já foram descritas anteriormente, por serem comuns aos ensaio de módulo de resiliência e, portanto, não serão comentadas.

3.3.4.1 Etapa 3: realização do ensaio de deformação permanente

A montagem física do experimento seguiu a sequência do ensaio de resiliência, já descrito anteriormente, sendo as diferenças relacionadas às configurações do *software*.

Assim, de acordo com a metodologia preconizada, não existe condicionamento do corpo de prova, uma vez que todas as deformações permanentes observadas são importantes para a pesquisa.

No entanto, é prevista a aplicação inicial de um primeiro e único golpe ao CP, de tensão desvio (σ_d) e tensão confinante (σ_3) iguais a 30 kPa, com vistas a corrigir eventuais folgas entre a haste de aplicação de carga e seu encaixe no *Top Cap*.

Na sequência, o ensaio foi iniciado automaticamente, de acordo com o par de tensões definido. O Procedimento Rede 03/2010 sugere a aplicação dos 10 pares de tensão, relacionados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Relação de tensões dos ensaios de deformação permanente

Ensaio	Tensão (kPa)			N
	σ_3	σ_d	σ_d/σ_3	
0 (*)	30	30	1	1
1	40	40	1	150.000
2		80	2	
3		120	3	
4	80	80	1	
5		160	2	
6		240	3	
7	120	120	1	
8		240	2	
9		360	3	
10	70	70	1	

Legenda: (*) golpe inicial, comum a todos os ensaios.

Fonte: Autor, adaptado de Petrobras (2010).

Esta distribuição engloba as possíveis combinações de tensões as quais o material poderá ser solicitado no pavimento. No entanto, os dados do Quadro 3.3 podem ser considerados como dados iniciais e, portanto, factíveis de sofrerem alterações, na medida em que as interpretações dos resultados forem sendo elaboradas. O número de ciclos de aplicação de cargas foi de 150.000 ciclos.

A frequência de aplicação de cargas sugerida pelo Procedimento Rede 03/2010 é de 1 (um) Hertz, mas admite-se frequência maior (até 5 Hz), desde que todos os ensaios para a amostra sejam realizados na mesma frequência.

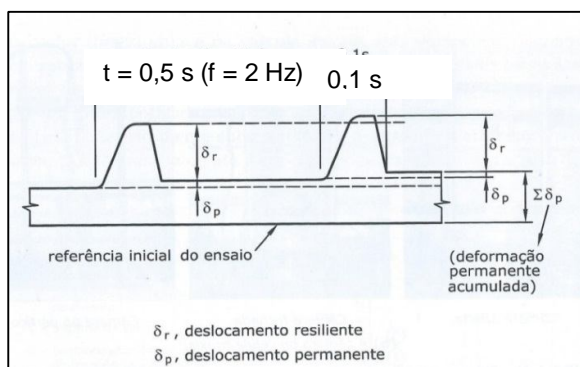
O próprio autor da metodologia reconhece que a adoção de frequência de 1 Hz é passível de questionamentos, haja vista o longo tempo demandado para execução de todos os ensaios, de quase dois dias para cada par de tensão.

Nesse sentido, a própria COPPE, precursora dos estudos de pavimentação no país, tem utilizado a frequência de 2 Hz em seus ensaios, haja vista pesquisa realizada por Lima (2016) naquela instituição, em que ela constatou que a elevação da frequência de 1 Hz para 2 Hz não alterou os resultados de deformação permanente de duas britas graduadas para camada de pavimentação.

Além disso, encontra-se em estudo uma proposta de norma pelo DNIT para determinação da DP de solos e britas, na qual recomenda-se a frequência de 2 Hz.

Do exposto e, ainda, em função das dificuldades inerentes à realização desses ensaios de longa duração fora da UFSM, adotou-se a frequência de 2 Hz (120 ciclos por minuto), com duração de 0,1 segundo de carregamento e de 0,4s para o repouso. A Figura 3.17 ilustra o modelo esquemático do registro dos deslocamentos verticais, para 2 Hz, adaptado a partir de Medina e Motta (2015).

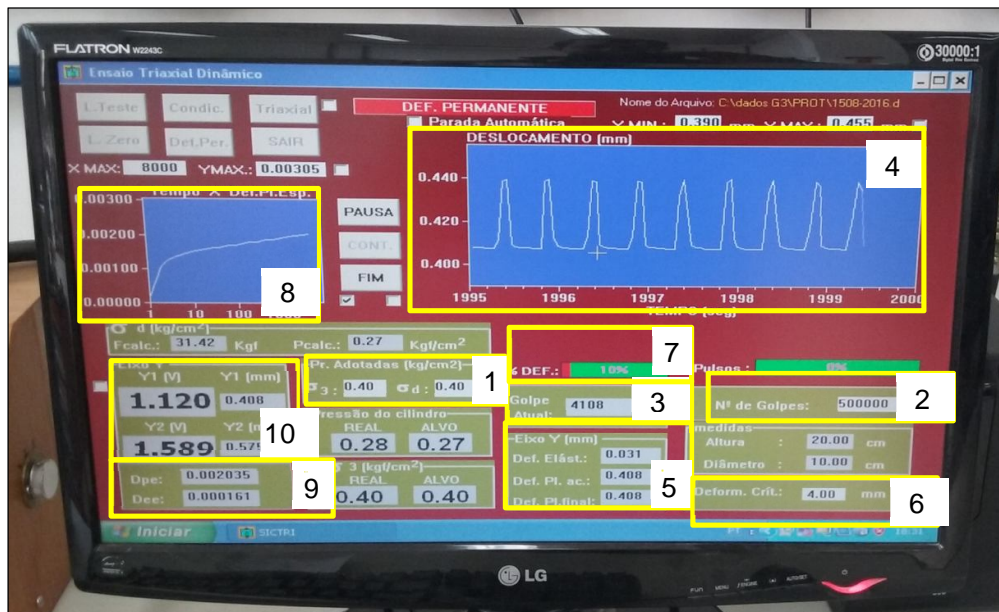
Figura 3.17 – Modelo esquemático do registro dos deslocamentos verticais



Fonte: Autor, adaptado de Medina e Motta (2015, p. 184).

A Figura 3.18 ilustra e detalha a tela de saída dos dados do software do microcomputador pertencente ao equipamento da COPPE.

Figura 3.18 – Vista da tela de dados de saída do equipamento triaxial



Legenda:

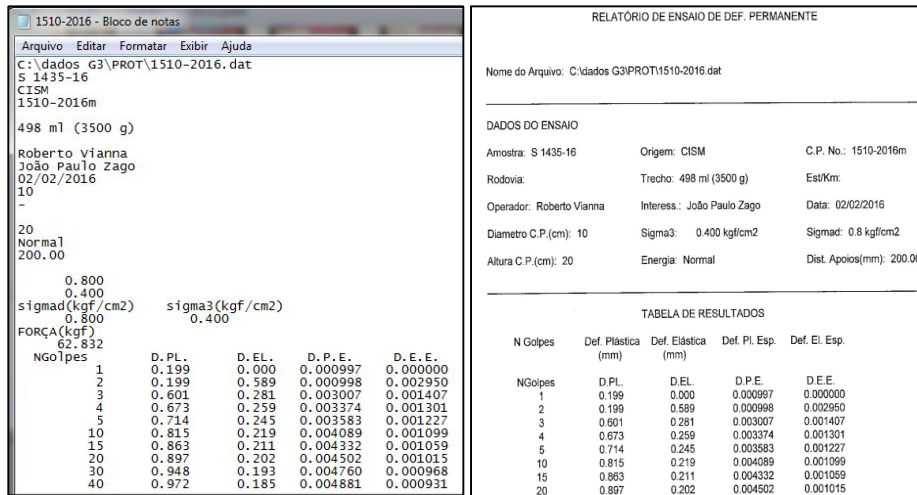
1. Pares de tensão do ensaio (σ_3 e σ_d) em kgf/cm²;
2. Quantidade total de golpes estipulada para ensaio;
3. Quantidade de golpes efetuados até aquele instante (em tempo real);
4. Gráfico com deslocamento vertical (mm) decorrente da aplicação das cargas (2 Hz);
5. Leitura das deformações elástica, permanente e acumulada (mm);
6. Deformação crítica adotada (mm), a partir da qual o LVDT deve ser ajustado;
7. Gráfico de barras da deformação (plástica + elástica) em relação à deformação crítica;
8. Gráfico da deformação permanente acumulada;
9. Deformações plástica e elástica específicas naquele instante (golpe);
10. Leitura instantânea dos dois LVDT (Volts e mm).

Fonte: Autor.

Durante a execução do ensaio, o software foi gravando todas as leituras em arquivo tipo texto (extensão *txt*), sendo possível também imprimir o relatório gerado diretamente pelo equipamento.

A Figura 3.19 ilustra o arquivo de extensão *txt*, com os dados de saída, que que serviu de base para a elaboração dos gráficos, bem como o modelo do relatório gerado pelo software ao final do experimento.

Figura 3.19 – Arquivo extensão (txt) e relatório gerado pelo equipamento triaxial



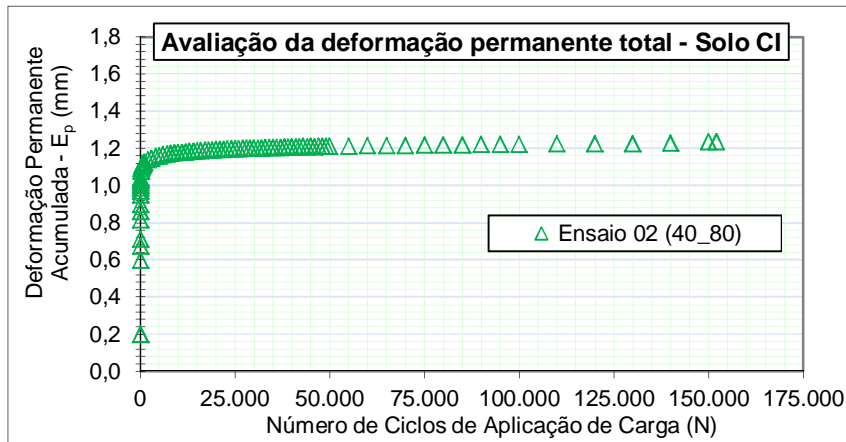
Fonte: Autor.

A partir do arquivo de extensão *txt* foi possível transferir-se os dados para uma planilha eletrônica, do tipo Excel - da *Microsoft Office*.

3.3.4.2 Etapa 4: análise dos resultados e conclusões

De posse desses dados, foram elaborados gráficos de variação da DP acumulada em função do número N. O Gráfico 3.1 ilustra esse comportamento para o ensaio nº 2 ($\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 80$ kPa), referente ao solo CI.

Gráfico 3.1 – Modelo de gráfico de deformação permanente



Fonte: Autor.

Os gráficos permitiram também analisar a influência das tensões desvio e confinante, isoladamente.

Por fim, a partir dos valores de deformação permanente específica e por intermédio do software Estatística 8.0, foi realizada regressão não-linear múltipla para obtenção dos parâmetros ψ_i do modelo proposto por Guimarães (2009), conforme a Equação 2.14, já citada no capítulo 2 e transcrita abaixo.

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

As tensões desvio e confinante foram inseridas em MPa e a tensão de referência, considerada a pressão atmosférica, igual a 0,1 MPa, de acordo com recomendação do Procedimento Rede 03/2010.

3.4 PESQUISA DE OCORRÊNCIA DO SHAKEDOWN


De acordo com Guimarães (2009), dos estudos de ensaios triaxiais de cargas repetidas, podem ocorrer dois comportamentos quanto à deformação permanente: (a) a deformação ser crescente até a ruptura do corpo de prova; (b) a deformação ser crescente até que se atinja um estado de equilíbrio, quando cessa esse aumento. Neste último caso, diz-se que o material entrou em *shakedown*.

A pesquisa de ocorrência do *shakedown* é realizada de acordo com o modelo de comportamento desenvolvido por Werkmeister-Dawson, na qual verifica-se o nível de resposta do material, que pode ser domínios A, B ou C, conforme ilustrado anteriormente na Figura 2.8 – Domínios de deformação permanente vertical (granodiorite).

Para isso foi utilizada a apresentação dos resultados na mesma forma gráfica desenvolvida por Dawson e Wellner (1999) citado por Werkmeister (2003).

Para plotagem do gráfico, os resultados das deformações foram organizados em planilha eletrônica, de forma a relacionar-se a deformação permanente vertical acumulada com a taxa de acréscimo desta deformação ao longo de cada ciclo de aplicação de carga, conforme Figura 3.20:

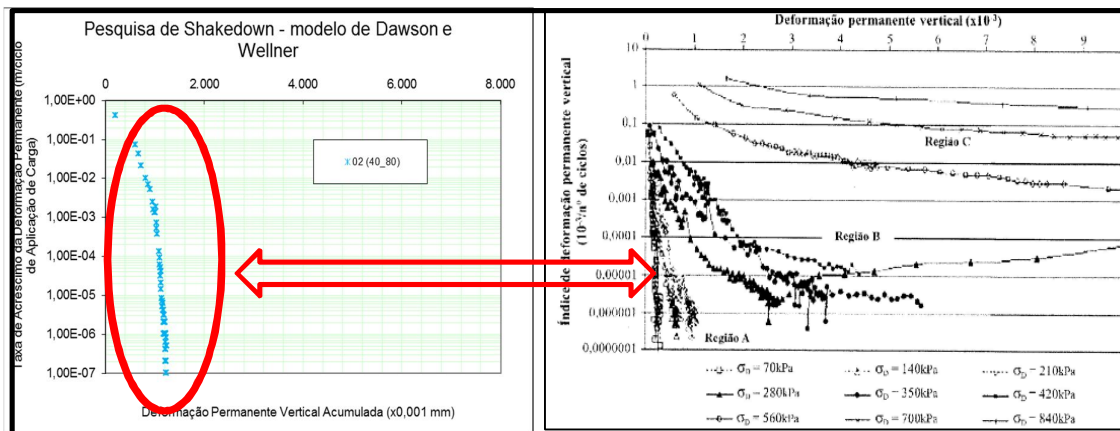
Figura 3.20 – Planilha para plotagem de comparação do *shakedown*

		ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE				
Amostra:	S1435/2016	Origem:	CISM			
Interessado(s):	João Paulo	Tensão Desvio:	80 kPa			
Número:	DP02 Prot 1510-2016	Tensão Confinante:	40 kPa			
DADOS DO CORPO DE PROVA			DADOS ADICIONAIS			
Diâmetro :	10	cm	Volume cilindro tripartido: 1570 cm ³			
Altura:	20	cm	Distância entre apoios: 200 mm			
Peso úmido:	3212,30	g	Energia de compactação: Normal			
Umidade	14,80	% (corpo prova)	Umidade Ótima (%) :	15,4		
Mas. específica aparente seca:	1,781	g/cm ³	Massa específica aparente seca, máxima:	1,788		
Ciclo N	(ΔEp/ΔN)	Ep x 1000	Deformação Permanente Ep (mm)	Deformação Resiliente Er (mm)	Deformação Permanente Específica (%)	Deformação Resiliente Específica (%)
1	0,00E+00	199	0,199	0,589	0,099700	0,295000
2	4,02E-01	199	0,199	0,589	0,099800	0,295000
3	7,20E-02	601	0,601	0,281	0,300700	0,140700
4	4,10E-02	673	0,673	0,259	0,337400	0,130100
5	2,02E-02	714	0,714	0,245	0,358300	0,122700
10	9,60E-03	815	0,815	0,219	0,408900	0,109900

Fonte: Autor.

Nesse modelo, o eixo “x” corresponde à deformação permanente vertical, em mm, multiplicada por 1.000. O eixo “y” corresponde à taxa de deformação permanente, ou razão $(E_{p_{i+1}} - E_{p_i}) / (N_{i+1} - N_i)$.

A Figura 3.21 ilustra o gráfico gerado a partir desses dados de deformação permanente do ensaio nº 2, do solo CI, e a comparação com o modelo de comportamento desenvolvido por Werkmeister-Dawson (Figura 2.8).

Figura 3.21 – Pesquisa de ocorrência de *shakedown*

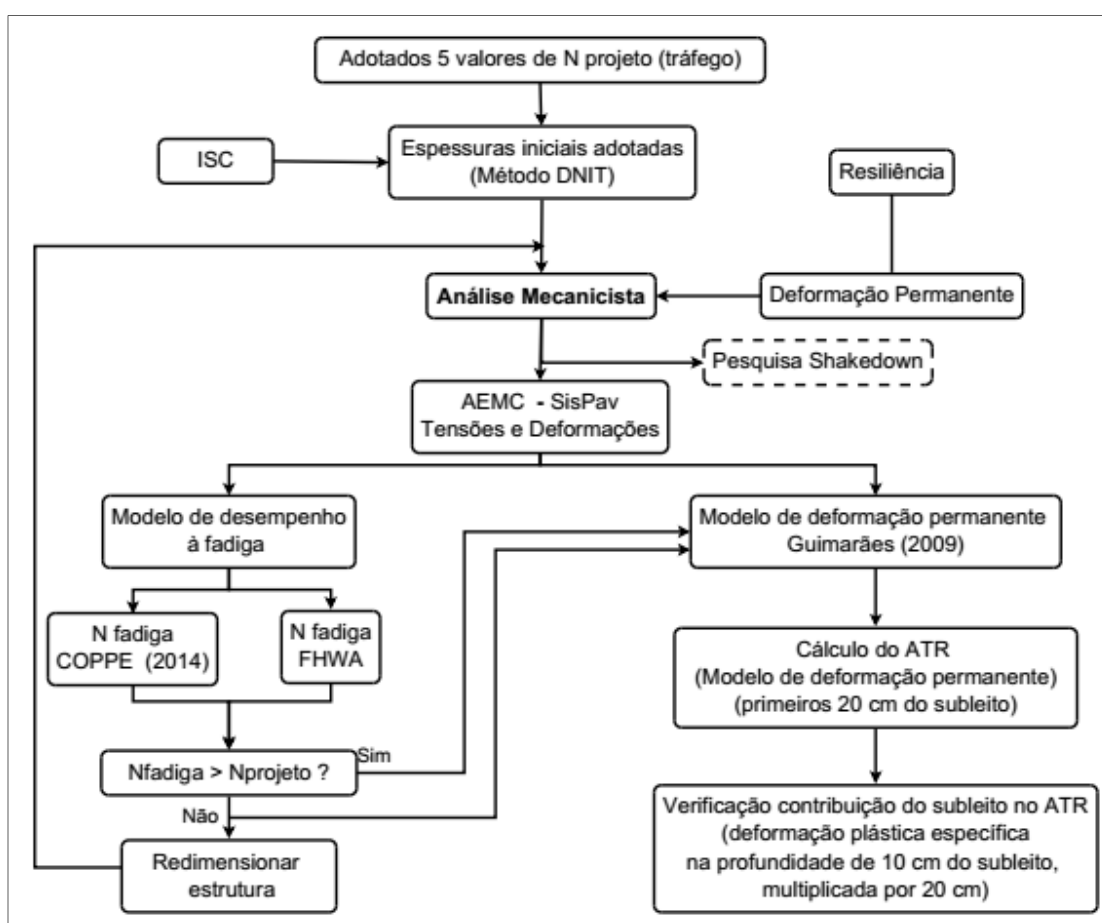
Fonte: Autor, adaptado a partir de Werkmeister (2003).

Os aumentos das deformações permanentes do nível A são desprezíveis ou não trazem influência prática para a engenharia, considerando-se, então, que houve estabilização da deformação (*shakedown*).

3.5 MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Os resultados obtidos nos ensaios de ISC, módulo de resiliência e da deformação permanente serviram de subsídios para simulação do comportamento dos materiais em campo, por meio da análise mecanicista, conforme Figura 3.22.

Figura 3.22 – Fluxograma da análise mecanicista



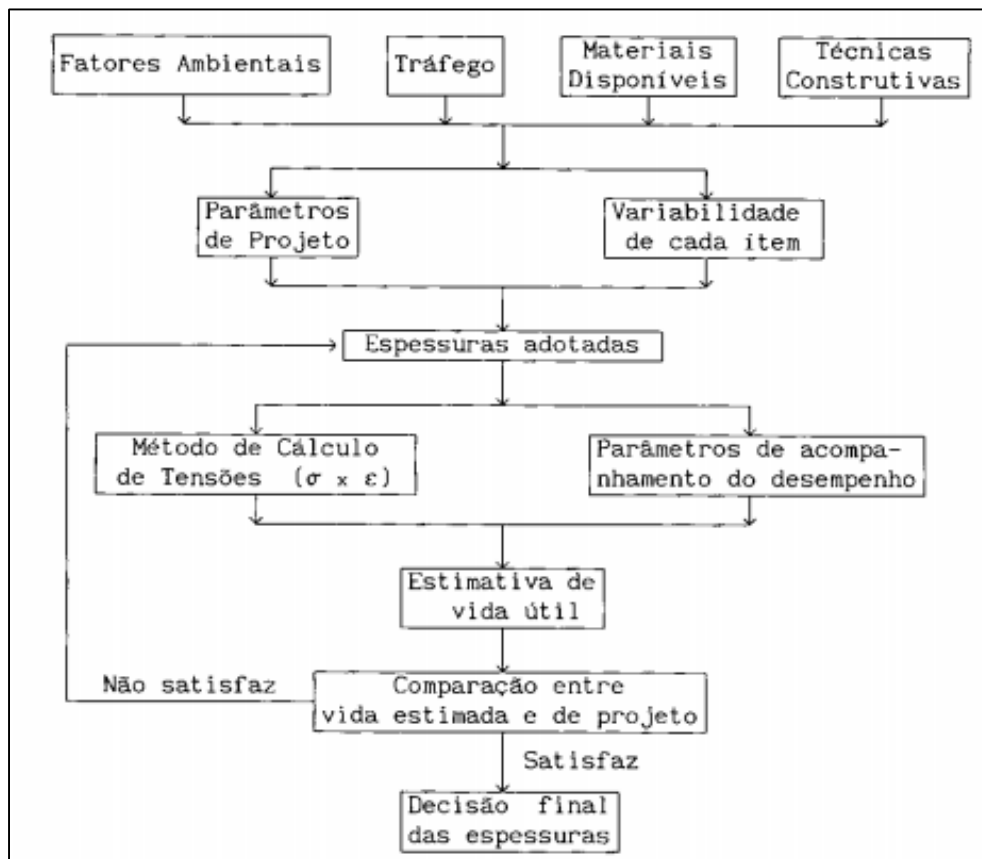
Fonte: Autor.

3.5.1 Roteiro genérico de dimensionamento

A metodologia para análise mecanicista deste trabalho foi baseada no fluxograma indicado na Figura 3.23, que representa o processo genérico de dimensionamento que pode ser empregado em qualquer tipo de pavimento.

Constata-se a capacidade desse método de considerar diversos intervenientes, como os fatores ambientais, o tráfego, os materiais disponíveis e as técnicas construtivas. Possibilita, ainda, escolha do método de cálculo das tensões e deformações.

Figura 3.23 – Esquema de dimensionamento mecanístico de pavimentos



Fonte: Motta (1991).

Com base no fluxograma supracitado, Medina e Motta (2015) recomendaram os passos indicados no Quadro 3.4 para o dimensionamento mecanístico - empírico, que por sua vez foram adaptados a este trabalho.

Quadro 3.4 – Roteiro de dimensionamento mecanístico - empírico

Roteiro genérico - Medina e Motta (2015)	Roteiro deste trabalho
a) Realizar ensaios nos materiais disponíveis na região e no subleito para obtenção M_R e leis de DP. Devem ser consideradas as variações de umidade que o pavimento pode sofrer (fator clima).	a) Ensaio M_R a 1 Hz (DNIT, 2010a) e obtenção das leis de DP (Petrobras, 2010), a 2 Hz. Compactação na w_{ot} . Ensaio de ISC (ABNT NBR 7182/86) para dimensionamento prévio pelo método do DNIT.
b) Conhecendo as temperaturas médias do local da obra (ligada ao fator clima), adotar um M_R para o revestimento. A dosagem da mistura é fundamental para o êxito do projeto.	b) Foi adotado M_R de 5.000 MPa para o concreto asfáltico, valor comum nos projetos de pavimentação do estado do Rio Grande do Sul (RS). Temperatura média de 25°C.
c) Estabelecer uma estrutura de camadas inicial com os materiais disponíveis.	c) Adotada estrutura de pavimento típica do RS (Figura 3.24), revestimento em CA, e espessuras iniciais pelo método do DNIT.
d) Calcular as tensões e deformações impostas à estrutura com o eixo padrão utilizando softwares adequados aos resultados dos ensaios dinâmicos (elástico linear ou não linear). Os parâmetros fundamentais para análise são: deflexão calculada na superfície, deformação específica de tração (ϵ_t) no revestimento (também pode ser a tensão de tração ou a diferença de tensões) e a tensão ou deformação de compressão vertical no subleito.	d) Uso do software AEMC, do SisPavBr, para cálculo das tensões e deformações na estrutura impostas pelo eixo padrão (8,2 ton). Os parâmetros de análise foram: deformação específica de tração (ϵ_t) no revestimento e deformação dos 20 cm iniciais do subleito (topo, 10 cm e 20 cm de profundidade), calculada pela metodologia de PETROBRAS (2010), a partir dos parâmetros de deformabilidade.
e) Efetuar a comparação dos valores calculados pelo programa com os critérios de rupturas definidos, em função do número N do projeto (curvas de fadiga, deflexão admissível e tensão ou deformação de compressão admissível no subleito), que estabelecem a vida útil do pavimento estudado.	e) Adoção do critério de fadiga da COPPE (2014) e FHWA.
f) Checar o ATR, previsto para o número N de projeto, levando-se em conta que todas as camadas contribuem com sua parcela e comparar com os valores aceitáveis.	f) Cálculo da DP a partir das combinações de tensões de 9 pontos (topo, 10 cm e 20 cm de profundidade do subleito), que resultaram na maior ϵ_p (%). Esse cálculo consistiu na multiplicação dessa deformação por 200 mm, (homogeneização da plastificação). Esse valor foi checado com limite de 13 mm (para estrutura inicial e redimensionada), pois as demais camadas foram consideradas indeformáveis.
g) Caso os critérios “e” e “f” sejam atendidos, pode-se considerar o pavimento dimensionado. Caso contrário, deve-se modificar as espessuras e calcular novamente as tensões e deformações e comparar com os limites demandados para o nível de tráfego do projeto.	g) Recorte metodológico do dimensionamento completo, aumentando-se a espessura do revestimento, tendo em vista que nenhuma delas atendeu ao critério de fadiga da COPPE (2014). Recálculo das tensões. As deformações permanentes foram baixas, bastante inferiores aos 13 mm considerados como referência.

Fonte: Autor, adaptado a partir de Medina e Motta (2015).





Com relação ao fator ambiental citado na Figura 3.23, considerou-se temperatura média de 25° C, sem influenciar o valor do módulo de resiliência do CA.

Cabe destacar que o critério adotado de somente alterar-se a espessura do concreto asfáltico constituiu um recorte metodológico, uma vez que o dimensionamento completo englobaria uma análise mais ampla, com possível alteração das demais camadas do pavimento, modificações nas características dos materiais, estudo de outras alternativas de materiais e busca de menores custos e distância média de transporte, entre outros.

Essa opção de aumentar-se a espessura fundamentou-se nos estudos de Ribas (2014) sobre parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do estado do RS, em que ele concluiu que as alterações do módulo de resiliência e da espessura do revestimento representam a melhor relação custo/benefício.

A Figura 3.24 ilustra as camadas de pavimento adotadas neste trabalho.

Figura 3.24 – Camadas de pavimento adotadas

	Revestimento: concreto asfáltico (CA) ou tratamento superficial (TS)
	Base: brita graduada simples (BGS)
	Sub-base: macadame seco (MS)
	Subleito: solos estudados (CI, TR e JC)

Fonte: Autor.

Considerando que o método mecanístico demanda uma estrutura inicial para análise, empregou-se o método do DNIT para determinação das espessuras desses materiais. Essa metodologia foi concebida pelo professor Murilo Lopes de Souza, do Instituto Militar de Engenharia, no Rio de Janeiro – RJ, descrita em Souza (1981).

3.5.2 Dimensionamento pelo método do DNIT

Esse método é uma variante do critério de CBR, considerando os efeitos das repetições de carga de um eixo-padrão de 18.000 libras (90 kN). Esse número de repetições (N) é calculado utilizando fatores de equivalência de carga, baseado na

metodologia do *United States Army Corps of Engineers* (USACE). Neste trabalho é referenciado também como N_{USACE} .

Segundo Bezerra Neto (2004), ele pode ser dividido em três etapas: definição dos materiais, determinação do tráfego e dimensionamento propriamente dito.

3.5.2.1 Definição dos materiais

Para evitar a ruptura precoce por cisalhamento, de acordo com a metodologia, os materiais devem apresentar as características do Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Classificação dos materiais granulares empregados no pavimento

Material da Camada	Critérios
Subleito	CBR \geq 2%, com imersão de 4 dias; Expansão \leq 2%
Reforço do subleito	CBR maior que o do subleito (imersão de 4 dias) Expansão menor que 1%
Sub-base	CBR \geq 20%, com imersão de 4 dias Índice de grupo (IG) = 0; Expansão \leq 1%
Base	CBR \geq 80%, com imersão de 4 dias Expansão \leq 0,5% ; LL \leq 25% e IP \leq 6%

Fonte: Souza (1981).

Além das exigências constantes do Quadro 3.5, existem restrições também quanto à granulometria da base.

3.5.2.1 Determinação do tráfego

O pavimento é calculado de acordo com o número de repetições (N) de um eixo adotado como padrão, no caso de 8,2 tf, durante o período de projeto. Neste trabalho foi considerada pressão de pneus de 0,56 MPa.

O método prevê um tipo de revestimento para cada faixa de valores de N. Assim, com o objetivo de analisar todas as hipóteses de revestimento betuminoso, foram adotados os valores médios de N de cada intervalo, conforme pode ser visualizado no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Espessura mínima de revestimento e N adotado dimensionamento

N do projeto	Espessura mínima do revestimento betuminoso (cm)	Valor de N adotado
$\leq 10^6$	Tratamento superficial betuminoso	$5,0 \times 10^5$
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Concreto asfáltico (5,0 cm)	$2,5 \times 10^6$
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto asfáltico (7,5 cm)	$7,5 \times 10^6$
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto asfáltico (10,0 cm)	$2,5 \times 10^7$
$N > 5 \times 10^7$	Concreto asfáltico (12,5 cm)	$7,5 \times 10^7$

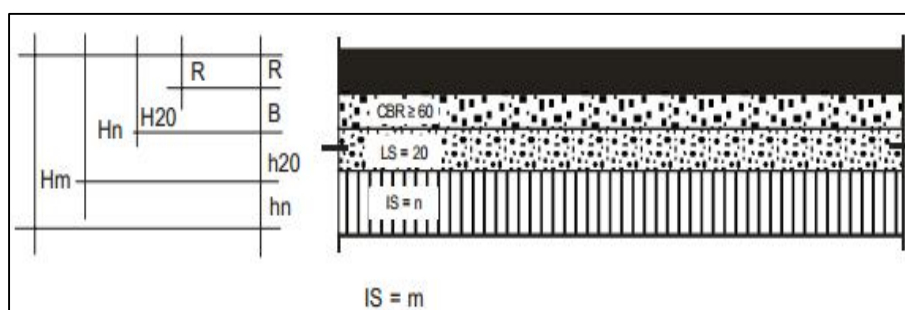
Fonte: Autor, adaptado de Souza (1981).

Fernandes (2016) também considerou os valores médios de N de cada tipo de revestimento em sua análise comparativa entre os Métodos de Dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o Método da AASHTO.

3.5.2.2 Dimensionamento do pavimento

As espessuras mínimas do revestimento asfáltico foram obtidas do Quadro 3.6, e das demais camadas foram calculadas a partir da simbologia indicada na Figura 3.25.

Figura 3.25 – Simbologia da espessura das camadas



Fonte: DNIT (2006a).

As convenções da Figura 3.25 são:

R: espessura do revestimento;

B: espessura da base;

h20: espessura da sub-base;

hn: espessura do reforço do subleito;

H20: espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base;

Hn: espessura necessária para proteger o reforço de subleito;

Hm: espessura total de pavimento necessária para proteger o subleito.

A Equação 3.4 calcula as espessuras sobre a camada a ser protegida contra a ruptura por cisalhamento.

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (3.4)$$

sendo:

H_t : espessura total sobre a camada a ser protegida;

N: número de repetições de carga do eixo padrão de 8,2 tf, calculado a partir da metodologia do fator de equivalência de cargas/USACE;

CBR: valor do *California Bearing Ratio* (ISC) da camada a ser protegida.

Quando for justificável e se desejar ter uma segurança maior, o CBR resultante de ensaios pode ser associado a um valor corrigido pelo IG dos materiais, denominado índice de suporte, na condição de que seja menor ou igual ao CBR obtido.

Após a definição do revestimento, de acordo com N, as camadas da base (B), sub-base (h20) e reforço do subleito (hn) são calculadas pela solução das inequações a seguir, resolvidas nessa ordem:

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} \quad (3.5)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S \geq H_n \quad (3.6)$$

$$R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20} \cdot K_S + h_n \cdot K_{Ref} \geq H_m \quad (3.7)$$

sendo:

K_R : coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

K_B : coeficiente de equivalência estrutural do base;

K_S : coeficiente de equivalência estrutural da sub-base.

No entanto, cabem as seguintes observações:

- Mesmo quando o CBR da sub-base for $> 20\%$, considerar igual 20% . No entanto, nos casos em que o CBR da sub-base for $> 40\%$ e $N \leq 10^6$, admite-se substituir na inequação (3.5) H_{20} por $0,2.H_{20}$, assim como quando $N > 10^7$, modificar H_{20} por $1,2.H_{20}$.
- Devido às restrições executivas de compactação, a camada granular deve ter o mínimo de 15 cm e máximo de 20 cm.
- Para o macadame seco, a espessura mínima deve ser de 16 cm e máxima de 21 cm. Caso a espessura seja superior, deve ser executado em 2 camadas, de acordo com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do estado do Rio Grande do Sul (DAER/RS, 1991).

O Quadro 3.7 apresenta coeficientes de equivalência estrutural dos materiais.

Quadro 3.7 – Coeficientes de equivalência estrutural

Componentes do Pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camada de base granular	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 4,5 MPa	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 4,5MPa e 2,8MPa	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 2,8MPa e 2,1MPa	1,20

Fonte: Souza (1981).

Esses coeficientes referem-se a uma relação de suporte de carga entre o material escolhido e o material padrão.

Assim, de posse de todos esses parâmetros, procedeu-se ao dimensionamento inicial das espessuras das camadas do pavimento pelo método do DNIT, para posterior análise pelo método mecanicista empírico.

3.5.3 Cálculo das tensões e deformações

Utilizou-se a ferramenta AEMC, inserida no Programa SisPav, desenvolvido por Franco (2007), para o cálculo das tensões, deformações e deslocamentos. O Quadro 3.8 indica as características da estrutura deste trabalho, também utilizadas por Fernandes (2016), a partir dos estudos de Ribas (2014). Os coeficientes de Poisson são coerentes com os valores típicos citados por Balbo (2007).

O valor arbitrado de 100.000 para a coluna relativa à “Aderência” significa, no programa SispPav, que não há aderência entre as camadas constituintes dos pavimentos.

De acordo com Silva *et al.* (2015), o descolamento entre as camadas tem forte influência estrutural, reduzindo a vida útil do pavimento, facilitando o afundamento na trilha de roda e as trincas por fadiga.

Assim, entende-se que a adoção da condição de camadas não aderidas neste trabalho favorecerá a segurança da estrutura.

Apesar da consideração do eixo padrão de 8,2 ton não corresponder às maiores cargas a que o pavimento está sujeito, ele foi empregado por ser adotado pelo método do DNIT.

Cabe destacar, também, que a versão atual do SisPav, que está em evolução, considera os dados de entrada do tráfego baseados no número de repetições do eixo padrão, ainda que a discriminação por tipos de eixos possa conduzir a valores mais próximos da realidade.

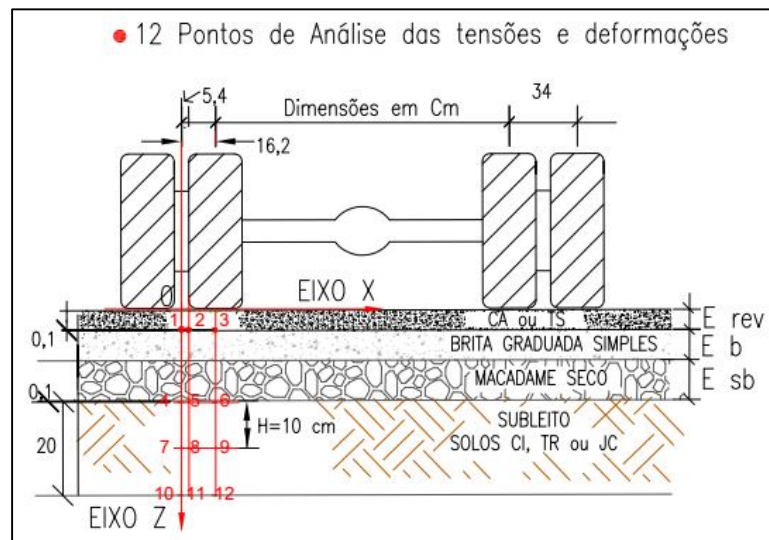
Quadro 3.8 – Dados de entrada da ferramenta AEMC

Camada	Material da Camada	Espessura (cm)	M _R (MPa)	Coefficiente de Poisson	Aderência (*)
Revestimento	TS ou CA	Dimensionada de acordo com DNIT	5.000	0,35	100.000
Base	BGS		300	0,40	100.000
Sub-Base	Macadame seco		208	0,40	100.000
Subleito	Solos CI, TR e JC	infinita	Não linear	0,45	100.000

Legenda: (*): valor adotado no software para indicar camada não aderida.
Fonte: Autor.

A Figura 3.26 ilustra os 12 pontos de análise das tensões e deformações selecionados. Esses pontos situam-se sob o eixo das duas rodas, sob a borda e o centro do pneu interno (no fundo do revestimento e no subleito). As profundidades são: revestimento (1 mm acima do fundo), subleito (1 mm abaixo topo, profundidades 10 cm e 20 cm).

Figura 3.26 – Pontos de análise de tensões e deformações



Fonte: Autor.

Para análise do desempenho à fadiga, foi calculada a deformação específica de tração (ε_t) no fundo do revestimento com o auxílio da ferramenta AEMC, sendo considerado o maior valor dentre os três pontos analisados, posicionados conforme Figura 3.26.

De posse desse dado, juntamente com o M_R do concreto asfáltico, foi calculado o número de ciclos à fadiga (N_f) pelos critérios da COPPE, desenvolvido em 2014, e pelo critério do FHWA.

Nos casos em que o pavimento romperia por fadiga, em qualquer dos modelos, antes de atingir o número de ciclos previsto em projeto, houve necessidade de alterar-se a estrutura, optando-se por aumentar a espessura do revestimento asfáltico, o que pode ser considerado como um recorte metodológico do dimensionamento mecanístico - empírico completo.

Para cálculo dessa nova espessura de revestimento, procedeu-se da seguinte maneira: a partir do modelo da COPPE (2014), mais restritivo, testaram-se vários valores hipotéticos de deformação específica de tração (ε_t), os maiores possíveis (que exigem menos da camada de revestimento), até atingir-se o valor de N imediatamente superior ao previsto em projeto (de acordo com os valores adotados no Quadro 3.6 – Espessura mínima de revestimento e N adotado dimensionamento).

A partir disso, com o uso da ferramenta de análise elástica de múltiplas camadas (AEMC), foram testadas várias espessuras de revestimento até alcançar-se o valor de ε_t obtido anteriormente, para cada um dos 5 valores de repetições do eixo padrão adotados neste trabalho (recorte metodológico do dimensionamento mecânico – empírico completo).

Dessa forma, obtiveram-se as novas espessuras que atendiam ao critério de fadiga. Cabe lembrar que, a cada tentativa, as profundidades dos pontos de análise eram diferentes, pois o ponto inicial referia-se ao topo do revestimento.

Uma vez encontradas as deformações de tração do fundo do revestimento relativas ao dimensionamento inicial e daquele redimensionado, partiu-se para o cálculo da deformação permanente.

Assim, foram extraídas as tensões nos pontos selecionados do subleito relacionados à essas deformações de tração.

Dessa forma, escolheu-se o topo do subleito, por ser o ponto onde usualmente se calcula a deformação específica de compressão; além de ter sofrer maior influência do bulbo de pressões. Selecionou-se também a profundidade de 10 cm, por corresponder à metade do CP usado, onde poderia se supor que teria a deformação média.

Por fim, foi também escolhida a profundidade de 20 cm, referente à altura do corpo de prova, apesar de, hipoteticamente, estar menos sujeita à deformação do que as posições anteriores.

Em cada um desses pontos extraíram-se as tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), que permitiram calcular a tensão desvio (σ_d), a partir de $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$. Cabe salientar que σ_1 refere-se à tensão vertical atuante no ponto e σ_3 refere-se à menor tensão confinante.

Assim, essas tensões possibilitaram calcular a deformação permanente específica, a partir dos parâmetros de deformabilidade obtidos pela regressão não

linear constante da metodologia de Guimarães (2009), conforme Equação 2.14, considerando-se as tensões nos 9 pontos do subleito, conforme Figura 3.26.

Assim, para o cálculo do afundamento na trilha de roda representativo do número N, considerou-se a combinação de σ_3 e σ_d que levou à maior deformação plástica específica, nos pontos supracitados, que foi estendida para os 20 cm iniciais do subleito, multiplicando-se essa deformação por 200 mm. Esse procedimento, na prática, linearizou a deformação, porém foi a partir do maior valor calculado, o que favoreceu a segurança.

As demais camadas do pavimento foram consideradas indeformáveis, uma vez que o estudo delas não faz parte do escopo deste trabalho e, ainda, segundo Franco (2007), as deformações permanentes das camadas da estrutura do pavimento são insignificantes comparadas à do subleito, que é o material mais sensível às deformações plásticas.

Assim, esses procedimentos permitiram, então, avaliar o desempenho à fadiga e calcular a deformação permanente, permitindo inferir sobre a durabilidade e o comportamento do pavimento dimensionado a partir das espessuras calculadas com o método do DNIT e redimensionado com base em análise mecanicista.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios tradicionais e triaxiais de cargas repetidas descritos na metodologia constante do Capítulo 3, relativos aos solos do Campo de Instrução de Santa Maria (CI), da jazida do Distrito Industrial, que foi coletado diretamente na obra de duplicação da Travessia Urbana (TR) e da jazida Canabarro (JC). Os principais resultados constam dos Apêndices A, B e C.

Na sequência, são apresentados os resultados da pesquisa de ocorrência de *shakedown* (estabilização da deformação permanente) dos três solos.

Mostra, ainda, a influência do aumento da energia de compactação normal para intermediária nos resultados do módulo de resiliência e da deformação permanente do solo JC.

Por fim, é realizada a análise mecanicista de um pavimento típico do estado do Rio Grande do Sul a partir dos resultados do módulo de resiliência e do modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009), cujas espessuras iniciais foram determinadas pelo método do DNIT.

Dessa análise foi possível também utilizar-se de um recorte metodológico de um dimensionamento mecanístico - empírico, por meio do acréscimo da espessura do revestimento, de forma a atender aos critérios de ruptura por fadiga e da deformação permanente.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Os solos foram caracterizados por intermédio dos ensaios de granulometria, limites de consistência, massa específica real dos grãos, classificações geotécnicas e granulométricas, além da análise química.

4.1.1 Análise granulométrica, limites, massa específica real e classificação

Os resultados indicados no Quadro 4.1 representam a média de quatro ensaios por tipo de solo, oriundos de duas coletas. Os resultados individuais das amostras são apresentados nos Apêndices A, B e C.

Quadro 4.1 – Ensaio de caracterização dos solos

Item	Amostra	Solo (média de 4 amostras – 2 coletas)					
		CI (01 a 04)		TR (01 a 04)		JC (01 a 04)	
		CD ²	SD ³	CD ²	SD ³	CD ²	SD ³
Pedregulho ¹ (%) (> 2,0 mm)		<u>0</u>	0	<u>2</u>	2	<u>1</u>	1
Areia grossa ¹ (%) (0,6 – 2,0 mm)		<u>4</u>	4	<u>3</u>	3	<u>7</u>	8
Areia média ¹ (%) (0,2 – 0,6 mm)		<u>26</u>	28	<u>19</u>	19	<u>18</u>	18
Areia fina ¹ (%) (0,06 – 0,2 mm)		<u>24</u>	26	<u>21</u>	33	<u>15</u>	22
Silte ¹ (%) (2µm – 0,06 mm)		<u>21</u>	39	<u>15</u>	38	<u>17</u>	50
Argila ¹ (%) (< 2µm)		<u>25</u>	3	<u>40</u>	5	<u>42</u>	1
Limite de Liquidez - LL (%)		36		42		42	
Limite de Plasticidade - LP (%)		17		21		23	
Índice de Plasticidade - IP (%)		19		21		19	
Atividade Coloidal (AC)		0,76 (Normal)		0,53 (Baixa)		0,45 (Baixa)	
γ_s (kN/m ³)		27,04		27,02		27,44	
Classificação SUCS		SC/CL		CL		CL	
Classificação TRB		A6		A 7-6		A 7-6	
Classificação Trilinear		Areia Argilosa		Argila Arenosa		Argila Arenosa	
Classificação MCT		NA'NG'		LG'		LG'	
Classificação MCT - M		TA'G'/NS'G''		TA'G'		LG'	

Legenda: ¹ Classificação de acordo com ABNT NBR 6502:1995; ² Com defloculante e ³ Sem defloculante.

Fonte: Autor.

Constata-se no Quadro 4.1 que a maior fração presente do solo CI, a partir da granulometria com uso de defloculante (CD), é a areia (54%), seguida das frações argila (25%) e silte (21%). A porcentagem média passante na peneira nº 200 (0,075 mm) é de 48%, não tendo sido encontradas frações de pedregulho nas amostras ensaiadas, embora ocorra na jazida.

No solo TR, verifica-se predominância de grãos mais finos, com total de 55% de argila somada ao silte, 43% de areia e 2% de pedregulho. A porcentagem média passante na peneira nº 200 é de 60%.

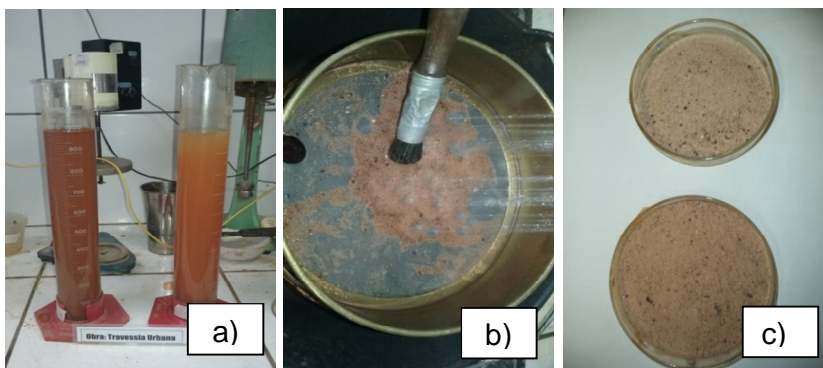
O solo JC apresenta maior porcentagem de argila dentre os solos (42%), seguida da areia (40%), silte (17%) e pedregulho (1%). A quantidade de material menor do que 0,075 mm é de 62%.

Os resultados da granulometria sem uso de defloculante indicaram tendência ao aumento do tamanho das partículas. Isso ocorreu em função das argilas naturais permanecerem aderidas nos grãos maiores e decantarem, uma vez que não houve ação de substância química para anular a atração entre as diferentes partículas e provocar a dispersão. No entanto, mesmo assim foram detectadas pequenas porcentagens de partículas isoladas de fração argila nas amostras.

Nos solos CI e JC não foram constatadas significativas diferenças de tonalidades entre as suspensões com e sem defloculante, embora a ausência do hexametáfosfato tenha tornado as suspensões ligeiramente mais claras.

Por outro lado, no solo TR esse contraste foi bastante evidente, conforme ilustrado na Figura 4.1, referente à amostra TR 01.

Figura 4.1 – Ensaio granulométrico do solo TR com e sem defloculante



Legenda: a) provetas contendo as suspensões com e sem defloculante, respectivamente; b) lavagem das amostras; c) tom de areia mais escuro (sem uso de defloculante) e claro (com uso de defloculante).

Fonte: Autor.

Na Figura 4.1, letra a), na proveta da esquerda, observa-se uma tonalidade mais escura devido à ação do hexametáfosfato, que provocou a dispersão das argilas, tornando o meio aquoso mais denso. Na outra proveta, de tonalidade mais clara, as argilas decantaram, aderidas aos grãos maiores.

Mesmo após lavagem com água com auxílio de ação mecânica, ilustrada na Figura 4.1 – letra b), constata-se variação de tonalidade entre os grãos, conforme

visualizado na Figura 4.1 – letra c), sendo a cor mais escura referente ao ensaio sem uso de defloculante, devido à adesão das argilas.

O solo CI apresentou o menor limite de liquidez (36%), possivelmente explicado pela menor porcentagem de argila, em contraposição aos demais, que apresentaram LL de 42%. Os índices de plasticidade foram semelhantes, variando de 19% a 21%, sendo altamente plásticos, indicando a presença de óxidos de ferro e alumínio, que afetam a plasticidade.

Esses limites de liquidez médios, entre 36% e 42%, são compatíveis com a presença de minerais de argila do tipo caulinita, de acordo com Lambe e Whitman (1969) citado por Massad (2016).

Corroborando a assertiva supracitada, constata-se no Quadro 4.1 que as argilas dos solos possuem baixa atividade coloidal, indicativos da presença de caulinita. A única exceção ocorreu nas amostras CI 01 e CI 02, com valores de 0,76 e 0,83, respectivamente, conforme Apêndice A. Esses valores elevaram a média geral para 0,76 - mas muito próxima do limite de 0,75 - que diferencia a atividade coloidal baixa da normal.

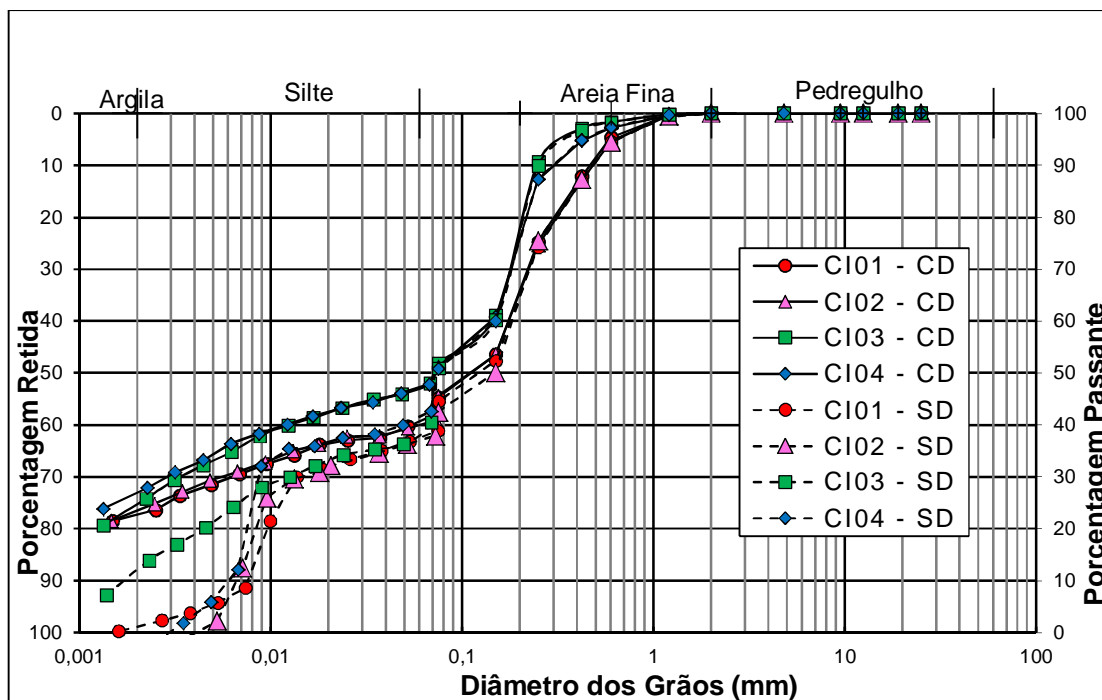
Os pesos específicos dos sólidos médios dos grãos variaram de 27,02 kN/m³ a 27,44 kN/m³, com pequena variação entre as amostras e são compatíveis com a granulometria e mineralogia dos solos.

As classificações desses solos foram realizadas a partir da análise granulométrica (considerando o uso de defloculante), cujas curvas estão ilustradas nos Gráficos 4.1, 4.2 e 4.3.

Constatou-se no Gráfico 4.1 que há pequena variação de composição granulométrica entre as amostras da 1ª coleta (CI 01 e CI 02) e da 2ª coleta (CI 03 e CI 04). Nas duas primeiras, considerando o uso de defloculante, existe menor porcentagem de grãos de silte e argila (média de 43%), ao passo que nas duas últimas a média é de 49%, conforme Apêndice A.

Além disso, obtém-se as seguintes porcentagens de grãos que passam na peneira 200 (0,075 mm), no ensaio com defloculante: CI 01 (45%), CI 02 (46%), CI 03 (52%) e CI 04 (51%).

Gráfico 4.1 – Curva granulométrica do solo CI (com e sem defloculante)



Fonte: Autor.

Essa variação em torno do valor de 50% (próximo do limite entre solos grossos e finos, de acordo com a classificação SUCS), qualifica as duas primeiras amostras como solos grossos e as demais como solos finos.

Esse critério resultou em nomenclaturas diferentes, sendo as amostras 01 e 02 classificadas como SC (areia argilosa) e as amostras 03 e 04 como CL (argila inorgânica de baixa plasticidade).

No entanto, ainda que essas denominações sejam distintas, esses solos apresentam características semelhantes, uma vez que estão posicionados muito próximos na tabela classificatória, que procura agrupá-los de acordo com seu comportamento de engenharia esperado.

Nesse sentido, o método TRB adota outro critério que permite classificá-las com a mesma nomenclatura, denominada de A-6, uma vez que todas têm mais de 35% passando na peneira n.º 200. De acordo com essa metodologia, esses solos tendem a apresentar mau comportamento como subleito e alta variação de volume entre o estado úmido e seco.

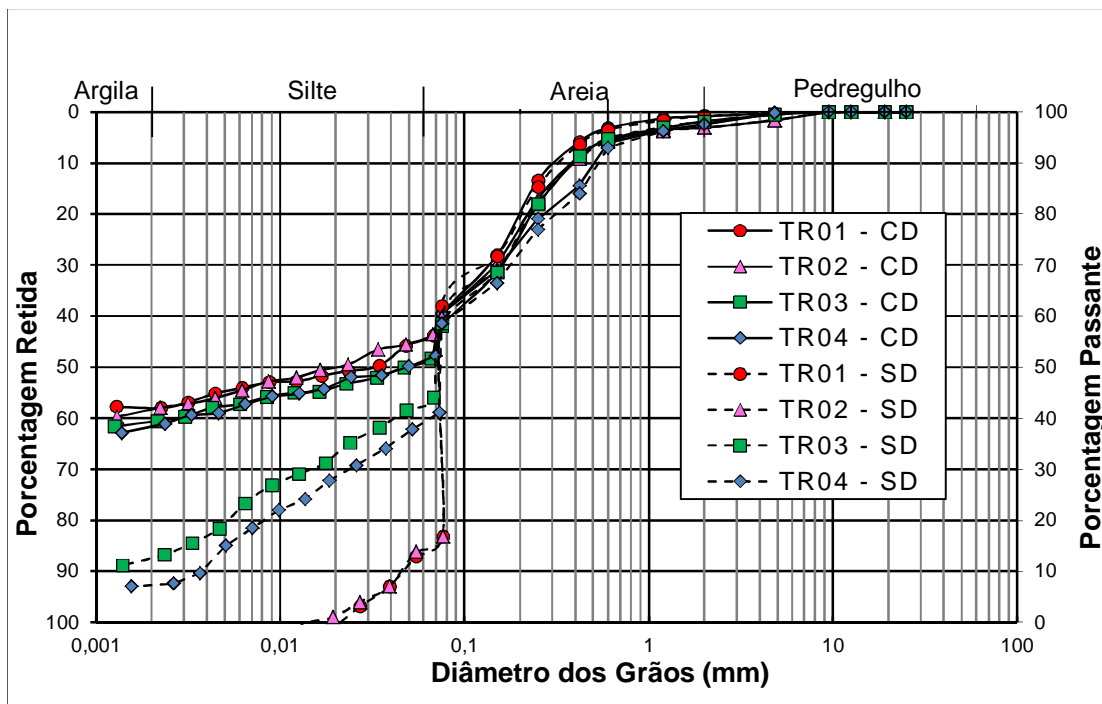
De acordo com DNIT (2006a), é mais provável que a classificação A-6 do sistema TRB corresponda à CL do SUCS, conforme ocorreu com CI 03 e CI 04. No entanto, o mesmo manual assegura que a interrelação entre A6 e SC, observada nas demais amostras, é também possível.

Todas as amostras são denominadas de areia argilosa, segundo o critério da classificação trilinear.

Os valores supracitados são coerentes com os resultados obtidos por Fernandes (2015), Pittelkow (2013) e Sant' Ana (2012), que estudaram o solo dessa jazida para avaliação da erodibilidade e mapeamento geotécnico da área do CISM.

O segundo solo estudado, da Travessia Urbana (solo TR), apresenta a curva granulométrica indicada no Gráfico 4.2.

Gráfico 4.2 – Curva granulométrica do solo TR (com e sem defloculante)



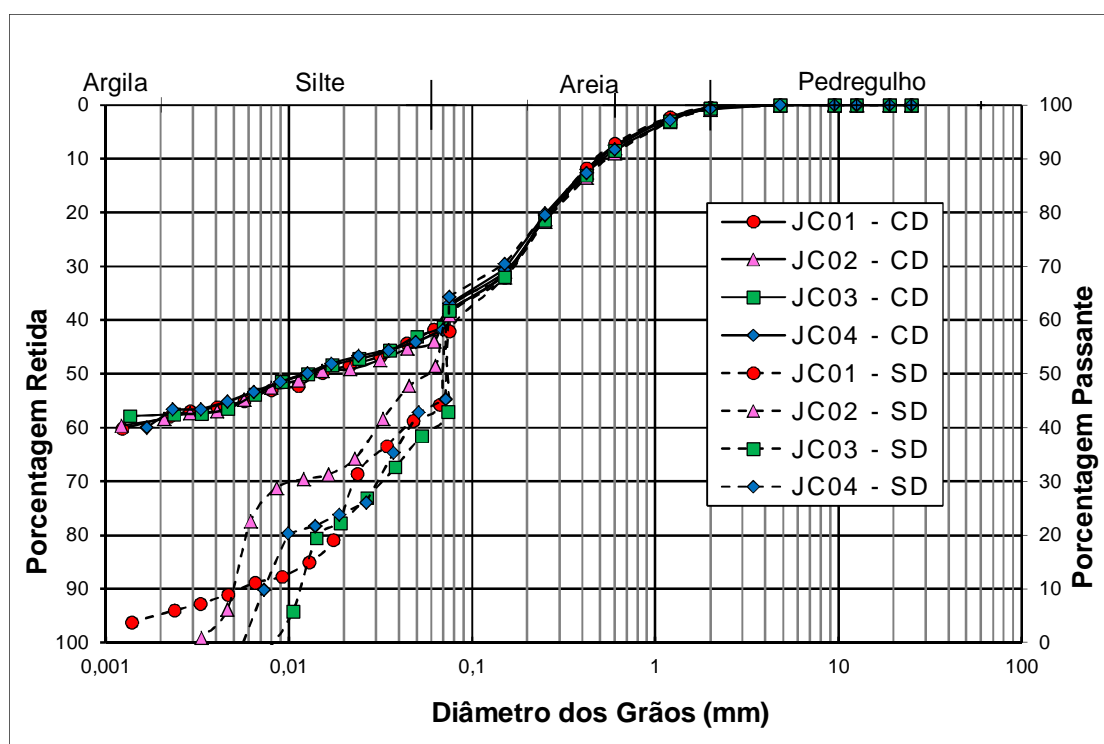
Fonte: Autor.

Observa-se no Gráfico 4.2 que as curvas dos ensaios realizados com uso de defloculante são bastante semelhantes. Por outro lado, nos ensaios sem uso dessa substância, as argilas das amostras TR 01 e TR 02 permaneceram aderidas aos grãos maiores e decantaram, resultando na sensível diferença entre as curvas.

No entanto, de acordo com a classificação SUCS, todas as amostras foram qualificadas como CL (argila inorgânica de baixa plasticidade) e, segundo o método HRB, a denominação foi de A 7-6. Essa é a interrelação mais provável, de acordo com DNIT (2006a). Trata-se de argila plástica, com tendência a apresentar mau comportamento como subleito. A denominação de argila arenosa, de acordo com a classificação trilinear, também foi idêntica para todas as amostras.

O último solo analisado, oriundo da jazida Canabarro (solo JC), apresentou a curva granulométrica indicada no Gráfico 4.3.

Gráfico 4.3 – Curva granulométrica do solo JC (com e sem defloculante)



Fonte: Autor.

Da mesma forma que o solo TR, nota-se no Gráfico 4.3 as curvas bastante semelhantes para todas as amostras ensaiadas, com uso de defloculante.

As amostras obtiveram a mesma classificação do solo anterior, sendo qualificadas como CL (argila inorgânica de baixa plasticidade), A 7-6 – argila plástica e argila arenosa, essa última de acordo com a classificação trilinear.

De acordo com esses métodos classificatórios tradicionais, os três solos estudados tendem a apresentar mau comportamento como subleito, sendo que o solo do CISM poderia ser considerado como o mais adequado dentre eles.

No entanto, conforme já citado, é fundamental conhecer a classificação MCT, pois suas peculiaridades mineralógicas e estruturais podem conduzir a bons resultados nas obras, apesar de mal classificados pelos demais métodos.

Assim, foram analisadas duas amostras por solo, cuja etapa de determinação da perda por imersão está ilustrada na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Ensaio de perda por imersão dos solos



Legenda: Da esquerda para direita: solo CI, solo TR e solo JC.
Fonte: Autor.

Da Figura 4.2 constata-se o solo CI apresentou elevada perda por imersão, característica de comportamento não laterítico. Esse fato vai ao encontro do estudo de Fernandes (2015), que concluiu que esse material possui alta erodibilidade.

O elevado índice de laterização (e'), associado ao índice c' , qualificam-no como solo não laterítico. Entretanto, a diferença numérica desses conjuntos de índices, referentes aos dois ensaios, conduziu a duas classificações: NA' (areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas) e NG' (argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas).

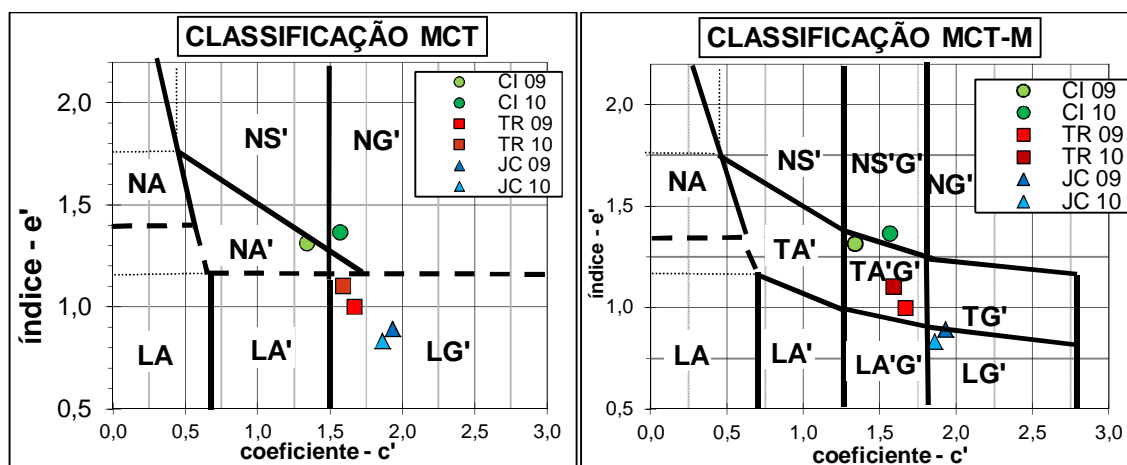
A despeito dessa diferença de nomenclatura, a constatação do comportamento não laterítico foi idêntica nas duas amostras, além de estarem posicionadas próximas no Gráfico 4.4 e na tabela proposta por Nogami e Villibor (1993), que agrupa solos com de acordo com suas principais propriedades.

É possível que essa pequena diferença seja explicada pela maior presença de finos em CI 03 e CI 04 (Apêndice A). No entanto, será adotada a classificação NA' como representativa desse solo, por corresponder às amostras que foram encaminhadas para o ensaio de deformação permanente.

Por outro lado, nos solos TR e JC, a perda por imersão foi menor, além da obtenção de índices de laterização que indicam comportamento laterítico, classificando-os como LG' (argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas), categorização essa também constatada por Santos (2016).

De posse desses mesmos índices foi realizada a classificação MCT-M dos três solos, proposta por Vertamatti (1988), indicada também no Gráfico 4.4.

Gráfico 4.4 – Ábaco de classificação MCT e MCT-M dos solos



Fonte: Autor, adaptado de DNER (1996) e Vertamatti (1988), respectivamente.

O solo CI enquadrou-se em duas classificações: NS'G' (não laterítico siltoso argiloso) e TA'G' (transicional arenoso argiloso). As duas amostras do solo TR enquadram-se em TA'G', por estarem na faixa de transição entre comportamento laterítico e não laterítico, sendo que somente o solo JC manteve a classificação LG'.

4.1.2 Análise química

O Quadro 4.2 ilustra os principais resultados dos laudos de análises de solos realizados pelo Departamento de Solos do Centro de Ciências Rurais (CCR) da UFSM, cujos ensaios completos encontram-se nos Anexos A, B e C. Inclui, ainda, os principais resultados do ensaio de ataque sulfúrico, realizado na COPPE.

Quadro 4.2 – Principais resultados da análise química dos solos

Solo	pH	Saturação Al (%)	CTC efet ¹	MO ² (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	K_f^3	K_f^4
			cmol _c /dm ³						
CI	5,0	51,6	3,1	0,4	14,30	9,63	2,52	2,52	2,07
TR	4,5	34,5	5,5	0,5	16,91	12,11	2,37	2,37	1,83
JC	4,7	29,8	4,7	0,6	17,59	11,35	2,63	2,63	2,00

Legenda: ¹CTC efet: capacidade de troca catiônica efetiva; ²MO: matéria orgânica; ³ K_f e ⁴ K_f : coeficientes de intemperismo.

Fonte: Autor, a partir do Departamento de Solos-CCR/UFSM e Laboratório de Geotecnia da COPPE.

Para interpretação desses parâmetros, serão apresentadas informações de Ronquim (2010), contextualizadas aos solos estudados.

A acidificação dos solos é um processo químico que faz parte do envelhecimento natural dos solos e ocorre naturalmente, devido ao intemperismo. Entretanto, isso é considerado normal, pois no Brasil os solos tendem a ser ácidos, devido à intensa ação de chuvas e altas temperaturas, sob clima tropical. Neste contexto, os três solos estudados possuem alta acidez, uma vez que as amostras possuem potencial hidrogeniônico médio (pH) situado no intervalo entre 4,5 e 5,0.

Do ponto de vista agrônomo, o alumínio é considerado o inimigo nº 1 de todas as culturas de plantas, sendo que somente quantidades de saturação inferiores a 5% não as prejudicam. Os valores encontrados para os solos TR e JC são altos, no entanto a situação é mais grave para o solo CI, em que a saturação supera o valor de 50%, sendo altamente prejudicial, o que o torna um solo álico (muito pobre).

Os valores baixos de capacidade de troca catiônica (CTC) são típicos de argilas de baixa atividade, indicativo da presença de colóides de caulinita.

Além desse fato, a caulinita é um argilomineral cuja estrutura é formada por lâminas compostas de duas camadas de tetraedros de silício e uma central de

octaedro de alumínio. Considerando que o alumínio é parte integrante e predominante dessa estrutura, quanto maior a quantidade dessa substância, maior o teor dessa argila, o que reforça a hipótese do tipo de argila presente nesses solos seja a caulinita, sendo que o solo CI possui maior porcentagem.

Segundo Massad (2016), em virtude dessas propriedades químicas e estruturais, a caulinita é o mais estável dos argilominerais, sendo característica de solos não expansíveis.

De acordo com Guerra *et al.* (2010), o teor de matéria orgânica, em conjunto com outras propriedades do solo, contribui de maneira direta para a ruptura dos agregados. Essa desagregação constitui-se em um dos primeiros fatores no processo erosivo. Nesse sentido, estudos apontados por esses autores indicam que solos com teores de matéria orgânica inferiores a 2% são instáveis.

Por sua vez, os solos estudados possuem teores de matéria orgânica inferiores a esse valor, facilitando processos erosivos. Nesse sentido, Fernandes (2015) avaliou a erodibilidade do solo CI e constatou sua suscetibilidade a essa ocorrência.

A presença dos óxidos de silício (SiO_2), alumínio (Al_2O_3) e ferro (Fe_2O_3) são característicos dos solos tropicais, coerente com os solos estudados.

Os índices de intemperismo K_i e K_r foram obtidos pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, por meio do ensaio de ataque sulfúrico.

De acordo com o Manual Técnico de Pedologia (IBGE, 2015), o índice K_i representa a relação entre um elemento de grande mobilidade (sílica) por um de muito baixa mobilidade no processo de intemperismo (alumina). Assim, valores baixos são indicativos de grande intemperização, sendo a referência igual a 2,0.

Dessa forma, os resultados do índice K_i - maiores do que 2,0 - permitem inferir que são materiais pouco intemperizados, sendo o solo JC o menos intemperizado e o solo TR o mais atingido por esse processo.

Por outro lado, o índice K_r é calculado pela divisão entre um elemento de grande mobilidade (sílica) e a soma daqueles de baixa mobilidade (ferro e alumínio).

O K_r da amostra CI (2,07) indica ser um solo não laterítico, pois é maior do que 2,0. Diferentemente, as amostras TR e JC possuem índices de 1,83 e 2,0 respectivamente, e enquadram-se como solos lateríticos, uma vez que estão compreendidos na faixa $1,33 < K_r \leq 2$. Esses índices corroboram a classificação MCT dos materiais quanto ao comportamento laterítico.

De acordo com DNER (1994a), as amostras devem ser peneiradas na malha de 2 mm, analisando-se apenas a fração fina do solo.

4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO

As curvas de compactação representaram o comportamento esperado para o solo, em que o aumento da energia resultou em maiores $\gamma_d^{m\acute{a}x}$ e menores $w_{\acute{o}t}$.

Foram descartados os ensaios que não atenderam ao GC de $100 \pm 2\%$ e $w_{\acute{o}t} \pm 1\%$ (em valor absoluto). O Quadro 4.3 indica os parâmetros obtidos para o solo CI.

Quadro 4.3 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo CI

Amostra	Energia	$\gamma_d^{m\acute{a}x}$	$w_{\acute{o}t}$	ISC com imersão (%)			Expansão (%)	ISC sem imersão (%)
		kg/m ³	(%)	w_{cap} (%)	GC ¹ (%)	ISC (%)		
CI 01	Normal	1.812	15,6	15,2	101,9	11,4	0,18	13
CI 02		1.798	15,2	14,9	101,7	10,5	0,13	
CI 03		1.804	15,1	15,5	99,5	11,3	0,81	21
CI 04		1.803	15,7	15,5	100,6	11,7	0,21	
Média		1.804	15,4	-	-	11	0,33	17
CI 05	Intermediária	1.910	13,3	13,3	98,1	21,0	0,30	31
CI 06		1.920	13,3	13,0	100,5	20,0	0,15	
Média		1.915	13,3	-	-	21	0,23	
CI 07	Modificada	2.052	11,5	12,4	98,1	25,5	0,06	54
CI 08		2.032	12,0	12,4	98,2	25,3	0,01	
Média		2.042	11,8	-	-	25	0,04	

Legenda: ¹Grau de compactação em relação à média das amostras do solo.

Fonte: Autor.

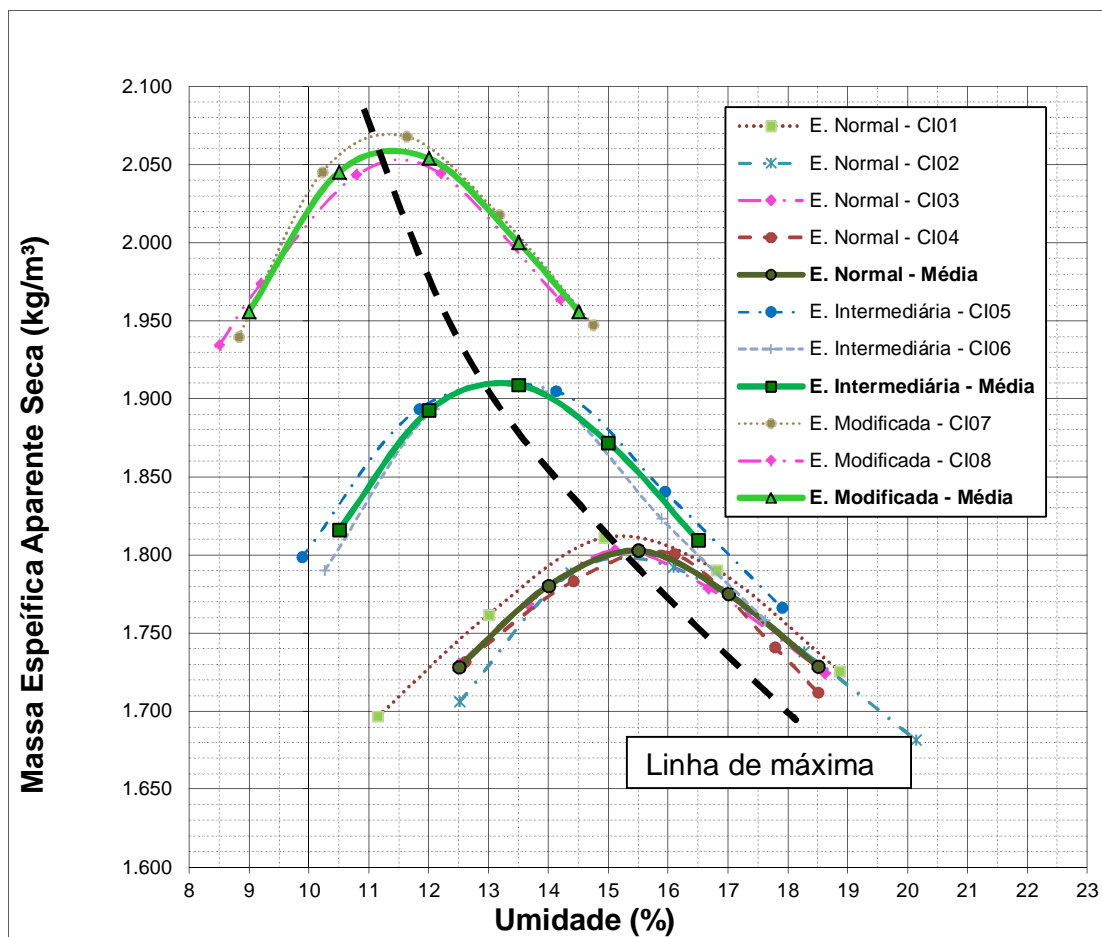
Os valores de ISC estão enquadrados dentro dos limites esperados para as respectivas classificações dos solos, conforme DNIT (2006a, p.75), sendo que os valores obtidos sem imersão foram superiores aos resultados dos CPs imersos por 4 dias, evidenciando a sensibilidade dos solos à presença de água.

Dentre os materiais estudados, o solo CI apresentou as maiores $\gamma_d^{m\acute{a}x}$, com valores médios que variaram de 1.804 kg/m³ - para energia normal - até 2.042 kg/m³ para a modificada, além das menores umidades ótimas, que variaram de 15,4% a 11,8%, respectivamente. Esses valores podem ser explicados pela maior presença

de partículas granulares combinada com certa proporção de finos, que elevam a massa específica aparente seca.

O Gráfico 4.5 ilustra as curvas de compactação do solo CI nas três energias.

Gráfico 4.5 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo CI



Fonte: Autor.

O resultado médio de ISC do solo CI na energia normal (EN) foi de 11%, com pouca variação entre as amostras, e expansão média de 0,33%. Para as energias intermediária (EI) e modificada (EM), os valores foram maiores (21% e 25% respectivamente), de acordo com o aumento do esforço de compactação. Esse comportamento já era esperado, pois segundo DNIT (2006a), o aumento da compacidade resulta em maior resistência ao cisalhamento e menor deformabilidade.

Os resultados foram coerentes com estudos já realizados por Bortoluzzi (2013), Centofante (2013), Gonzalez (2013), Mallmann (2012) e Somavila (2012), que avaliaram a utilização desse solo estabilizado com cimento pozolânico, RCD, cal, material fresado e solo-brita, respectivamente, para uso nas estradas do CISM.

Já o solo TR apresentou os resultados indicados no Quadro 4.4. Os valores de $\gamma_a^{m\acute{a}x}$ variaram de 1.699 kg/m³ - para a EN - até 1.936 kg/m³ para a EM, com $w_{\acute{o}t}$ que variaram de 18,2% a 14,7%, respectivamente. A maior presença de argila na composição granulométrica pode explicar esse aumento do valor da umidade ótica em relação ao solo CI.

Quadro 4.4 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo TR

Amostra	Energia	$\gamma_a^{m\acute{a}x}$	$w_{\acute{o}t}$	ISC com imersão (%)			Expansão (%)	ISC sem imersão (%)
		kg/m ³	(%)	w_{cap} (%)	GC ¹ (%)	ISC (%)		
TR 01	Normal	1.704	17,9	18,3	100,3	11,9	0,10	20
TR 02		1.695	18,5	18,3	99,9	10,9	0,09	
TR 03		1.700	18,4	18,1	99,6	9,7	0,16	16
TR 04		1.696	17,9	18,2	99,6	10,6	0,13	
Média		1.699	18,2	-	-	11	0,12	18
TR 05	Intermediária	1.870	16,0	16,9	98,5	24,2	0,10	28
TR 06		1.851	16,7	16,9	98,2	24,1	0,08	
Média		1.861	16,4	-	-	24	0,09	
TR 07	Modificada	1.939	14,8	15,4	98,0	34,8	0,02	79
TR 08		1.933	14,6	15,5	98,1	35,2	0,19	
Média		1.936	14,7	-	-	35	0,11	

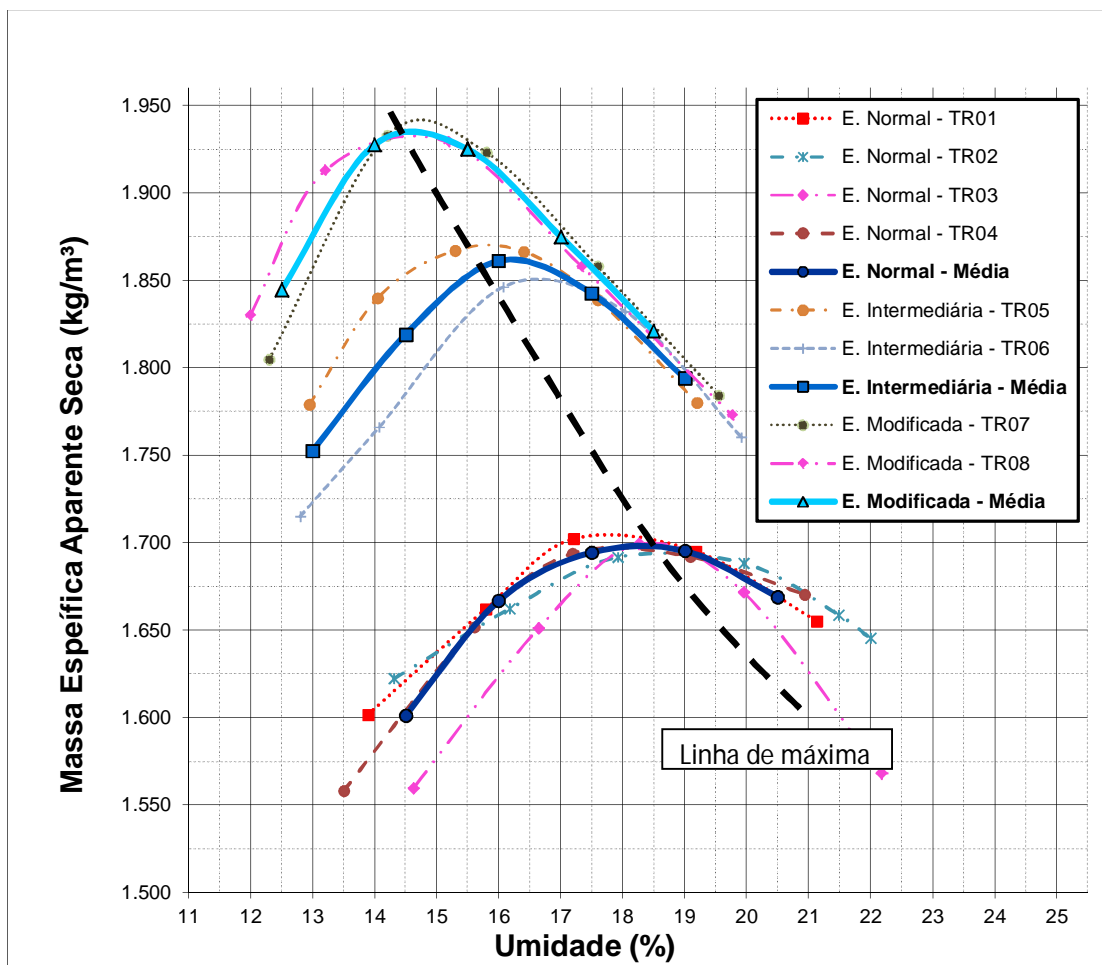
Legenda: ¹Grau de compactação em relação à média das amostras do solo.

Fonte: Autor.

Esse fato também pode ter contribuído para a obtenção de valores maiores de ISC (24% para a EI e 35% para a EN), uma vez que o solo CI apresenta elevados teores de silte, a despeito da maior presença de grãos de areia.

As curvas de compactação do solo TR nas diversas energias podem ser visualizadas no Gráfico 4.6, no qual observa-se pouca diferença entre os valores de MEAS no ramo úmido das curvas de maior energia.

Gráfico 4.6 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo TR



Fonte: Autor.

O último solo, JC, apresentou os resultados indicados no Quadro 4.5. Os valores de $\gamma_d^{m\acute{a}x}$ variaram de 1.676 kg/m³ (EN) até 1.893 kg/m³ para a EM, com $w_{\acute{o}t}$ que variaram de 19,6 % a 16,1%, respectivamente.

Essas são as maiores umidades ótimas dentre os três solos estudados neste trabalho, possivelmente consequência do maior teor de finos, em especial da fração argila.

De forma idêntica aos demais solos, o ISC na energia normal resultou em 11%. Para as energias intermediária e modificada, os valores foram de 20% e 33%, respectivamente.

Quadro 4.5 – Resultados dos ensaios de compactação, ISC e expansão-solo JC

Amostra	Energia	$\gamma_d^{máx}$	$W_{ót}$	ISC com imersão (%)			Expansão (%)	ISC sem imersão (%)
		kg/m ³	(%)	W_{cap} (%)	GC ¹ (%)	ISC (%)		
JC 01	Normal	1.668	20,0	19,7	99,9	11,5	0,09	21
JC 02		1.671	19,8	19,7	100,0	11,8	0,04	
JC 03		1.680	18,9	19,8	99,1	10,3	0,03	19
JC 04		1.684	19,5	19,8	99,2	11,2	0,06	
Média		1.676	19,6	-	-	11	0,08	20
JC 05	Intermediária	1.829	17,6	18,1	98,1	20,0	0,02	30
JC 06		1.804	18,1	18,1	98,0	19,9	0,01	
Média		1.817	17,9	-	-	20	0,02	
JC 07	Modificada	1.892	16,0	16,8	98,0	31,9	0,02	47
JC 08		1.893	16,1	16,3	98,1	33,3	0,02	
Média		1.893	16,1	-	-	33	0,02	

Legenda: ¹ Grau de compactação em relação à média das amostras do solo.

Fonte: Autor.

As expansões foram muito baixas, de 0,08% para a energia normal e 0,02% para as energias intermediária e modificada.

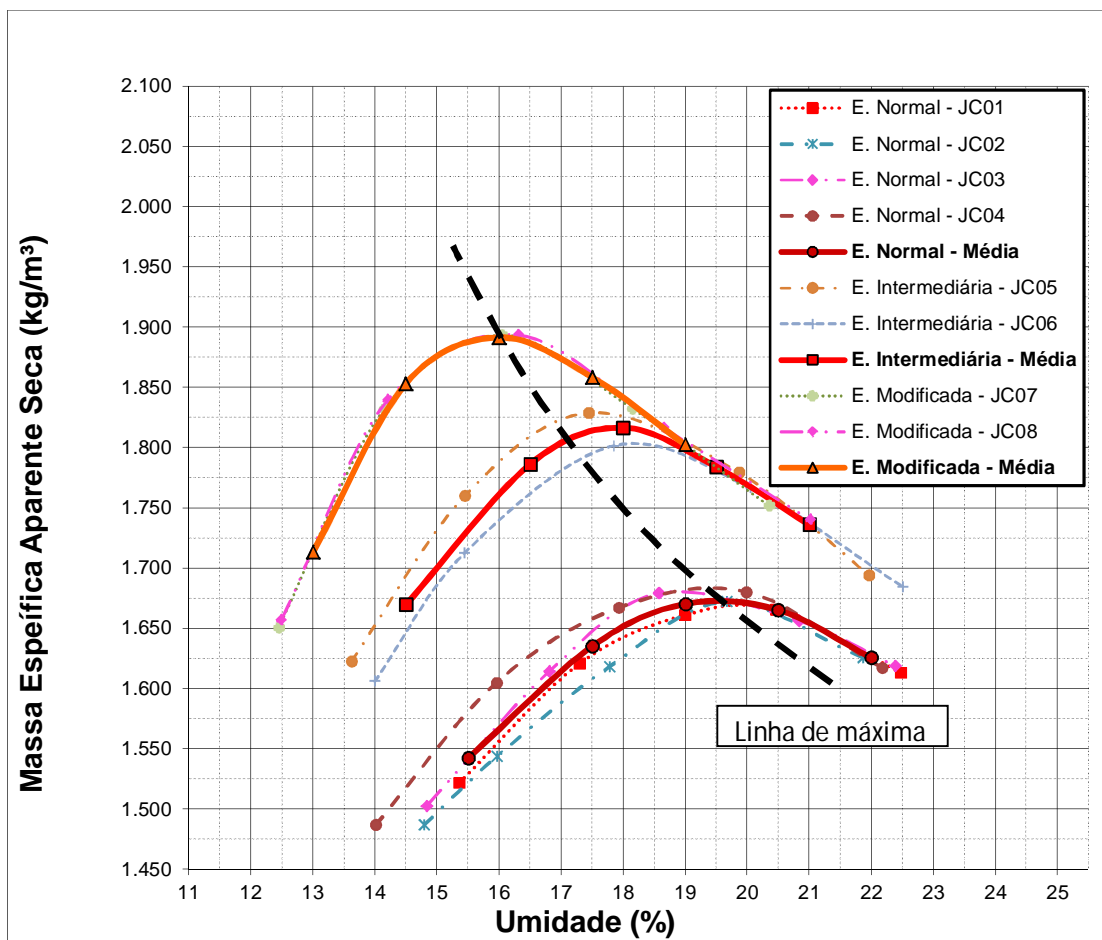
O Gráfico 4.7 apresenta as curvas de compactação nas diversas energias de compactação para o solo JC, na qual se observa, assim como nos demais solos, que à medida que a energia aumenta, ocorre o acréscimo da massa específica aparente seca máxima e a diminuição da umidade ótima, variando de 19,6% a 16,1%.

Observa-se também que as curvas das energias intermediária e modificada praticamente se tocaram no ramo úmido da curva de compactação, entre as umidades de 19% e 21%.

Há que se considerar que o emprego de maior energia no campo significa maior tempo de trabalho e gasto adicional de combustível, considerando o mesmo equipamento.

Há que se considerar que, especialmente em períodos chuvosos, pode tornar-se mais difícil a obtenção de teores menores de umidade, haja vista a precipitação pluviométrica sobre os solos.

Gráfico 4.7 – Curvas de compactação nas diversas energias - solo JC



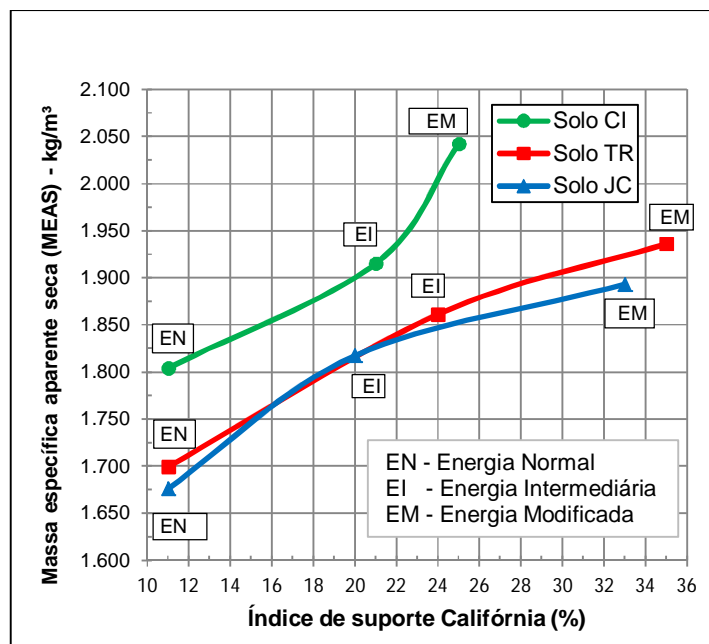
Fonte: Autor.

Com o objetivo de avaliar-se a variação da massa específica aparente seca com os valores de ISC para as diversas energias, para os três solos, foi plotado o Gráfico 4.8.

Constata-se nesse gráfico todos os solos apresentaram aumento da ISC com o acréscimo da energia de compactação, sendo que o solo CI apresentou os maiores valores de MEAS. Entretanto, a inflexão da linha de tendência desse solo, na variação da EI para a EM, indica que, a despeito do aumento da massa específica, houve menor ganho de ISC em relação aos demais.

A maior expansão média desse solo em relação aos demais pode ter contribuído para explicar esse fato, apesar de todas serem baixas. No entanto, verifica-se que obteve o mesmo valor de ISC dos demais na EN, ou seja, 11%.

Gráfico 4.8 – Gráfico de ISC com MEAS - três solos



Fonte: Autor.

Os solos TR e JC apresentaram variação semelhante entre ISC e MEAS, sendo que o primeiro obteve os melhores resultados de índice de suporte Califórnia, atingindo o valor de 35% para a energia modificada.

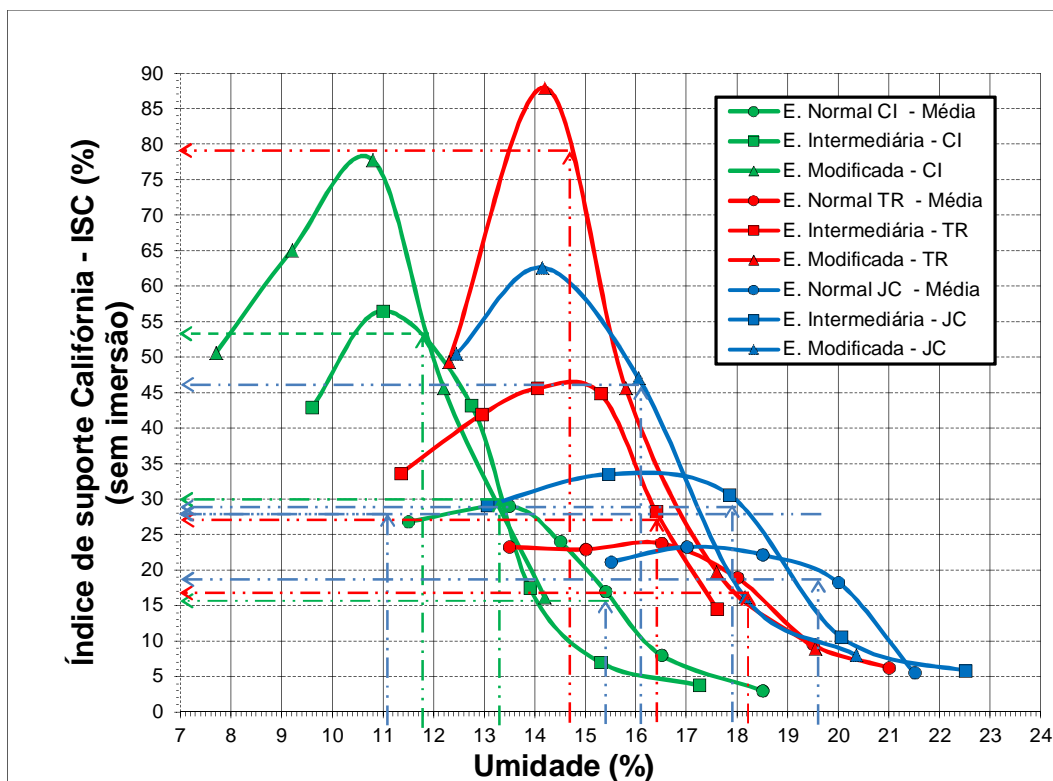
Os valores de expansão dos dois solos foram semelhantes, não interferindo no comportamento esperado da relação direta entre MEAS e ISC.

Para avaliar o comportamento do índice de suporte Califórnia (ISC) com a variação da umidade, plotou-se o Gráfico 4.9.

De modo geral, as curvas ilustradas nesse gráfico assemelham-se a uma parábola, em que a resistência do solo inicialmente aumenta com o acréscimo de umidade, porém a partir de um valor máximo (vértice), os valores de ISC diminuem.

As linhas retas pontilhadas indicam o valor de ISC na umidade ótima da curva de compactação de cada solo, sem imersão. Constata-se que a resistência é maior para umidade abaixo da ótima (ramo seco) o que, à primeira vista, levaria a crer ser mais conveniente compactar nessa umidade. No entanto, no caso de saturação - épocas de maior precipitação pluviométrica - o grande volume de vazios do solo, devido à baixa massa específica, seria ocupado pela água, aumentando sua umidade e, em consequência, reduzindo drasticamente sua resistência.

Gráfico 4.9 – Variação do ISC (sem imersão) com a umidade - três solos



Fonte: Autor.

Dessa forma, em caso de compactação na umidade ótima – em que o solo apresenta razoável resistência - haverá pequena variação do teor de água até a condição de saturação, uma vez que há reduzidos espaços vazios entre os grãos, e, em consequência, haverá pouca diminuição da resistência.

As curvas relativas à energia modificada alcançam maiores valores de ISC, porém são mais pontiagudas, o que se traduz em maior sensibilidade às variações de umidade.

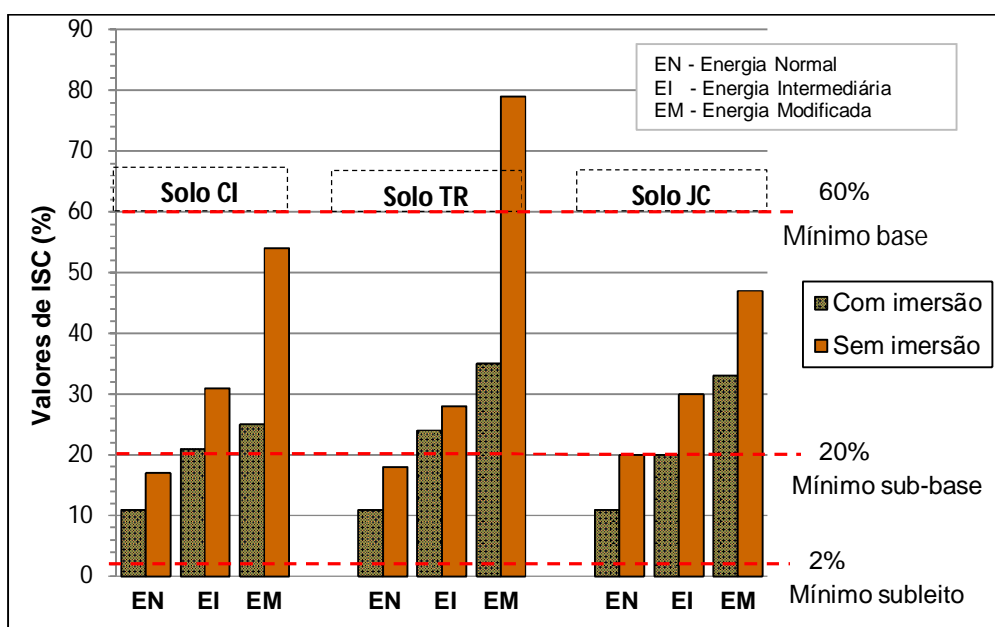
Por outro lado, nas curvas referentes à energia normal há uma espécie de patamar, indicando maior estabilidade do ISC, mesmo com maiores diferenças de umidade. De certa forma, isso atenua os efeitos da tolerância de $w_{ot} \pm 2\%$, admitida pela norma relativa à regularização de subleito, que deve ser compactado na energia normal (DNIT, 2010b).

Toll (2015) também obteve curvas semelhantes a essas, em ensaios de CBR em cascalhos lateríticos do Kenya, com três níveis de energia de compactação. Ele

constatou que os diferentes valores de CBR dependem não somente do aumento de densidade proporcionado pelo aumento da energia, mas também através do efeito que esse aumento de densidade tem no aumento do grau de saturação.

O Gráfico 4.10 ilustra o gráfico comparativo dos valores de ISC nas condições de imersão por 4 dias e sem imersão, bem como indicação dos valores mínimos de CBR para o subleito, sub-base e base.

Gráfico 4.10 – Comparação de valores de ISC (com e sem imersão) – três solos



Fonte: Autor.

Constata-se no Gráfico 4.10 que, mesmo na situação mais desfavorável - imersos por 4 dias - todos os solos apresentaram ISC de 11%, valor muito superior ao mínimo exigido para o subleito (2%).

A expansão desses solos, embora não esteja graficamente representada, também está muito abaixo do valor do limite de 2% tolerado pelo DNIT (2010b).

Observa-se que os valores de ISC obtidos sem imersão são maiores do que na condição saturada, sendo mais evidente na energia modificada. Destaca-se o solo TR, que atingiu valor sem imersão de 79%.

No entanto, a consideração do CBR imediatamente após compactação contraria o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis desenvolvido por

Souza (1981) e adotado pelo DNIT, que preconiza como parâmetro de entrada para o método o valor de ISC obtido somente após a imersão do CP, por 4 dias.

De acordo com Medina e Motta (2015), estudos demonstram que, nas rodovias brasileiras bem projetadas e com adequado sistema de drenagem, a umidade de equilíbrio encontrada no subleito pode ser considerada igual, no máximo, à umidade ótima do ensaio Proctor, na energia normal.

Considerando somente o aspecto do valor de ISC, verifica-se que os solos poderiam ser empregados como sub-base, quando compactados na EI, uma vez que atingiram o valor mínimo de 20%, exigido pelo DNIT para essa camada.

Ainda que o ISC do solo TR, sem imersão, tenha superado o valor mínimo para a base, de 60%, ele não poderá ser empregado nessa camada, pois não atende à norma vigente oficial de dimensionamento, do DNIT, que preconiza imersão por 4 dias.

4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A partir dos ensaios citados no Capítulo 3, foi possível obter os dados relativos ao comportamento resiliente dos solos, conforme a seguir.

4.3.1 Classificação resiliente

O Quadro 4.6 apresenta a classificação resiliente para solos finos e respectivo comportamento esperado, de acordo com DNIT (2006a), considerando o valor de ISC de 11%, comum aos três solos, obtidos dos ensaios utilizando a energia normal!

Quadro 4.6 – Resultado da classificação resiliente - três solos

Material	% Silte (média)	ISC	Classificação resiliente	Comportamento resiliente esperado
Solo CI	37%	11%	Tipo II	Regular (como subleito e reforço de subleito)
Solo TR	26%	11%	Tipo I	Bom (como subleito e reforço de subleito). Podem ser utilizados como sub-base.
Solo JC	28%	11%		

Fonte: Autor.

O solo CI, por conter porcentagem média de silte superior a 35%, apresentou a condição mais desfavorável, sendo classificado como Tipo II. Os solos TR e JC foram classificados como Tipo I, coerente com resultados de Santos (2016). Essa diferença de comportamento resiliente do solo CI foi confirmada nos ensaios com equipamento triaxial de cargas repetidas, realizados conforme DNIT (2010a).

A Norma DNIT (2006a) apresenta um inter-relacionamento entre as categorizações resilientes e as classificações obtidas no ensaio de MCT. Os resultados obtidos dos ensaios enquadram-se nos resultados esperados pelo órgão normativo rodoviário.

4.3.2 Influência da umidade no M_R (curva de compactação)

Com o objetivo de conhecer o comportamento do solo nas variadas condições de umidade, foi realizado o ensaio de M_R para os três primeiros pontos da curva de compactação. Devido ao excesso de umidade, não houve condição de execução desse procedimento para o 4º e 5º pontos da curva (Figura 4.3).

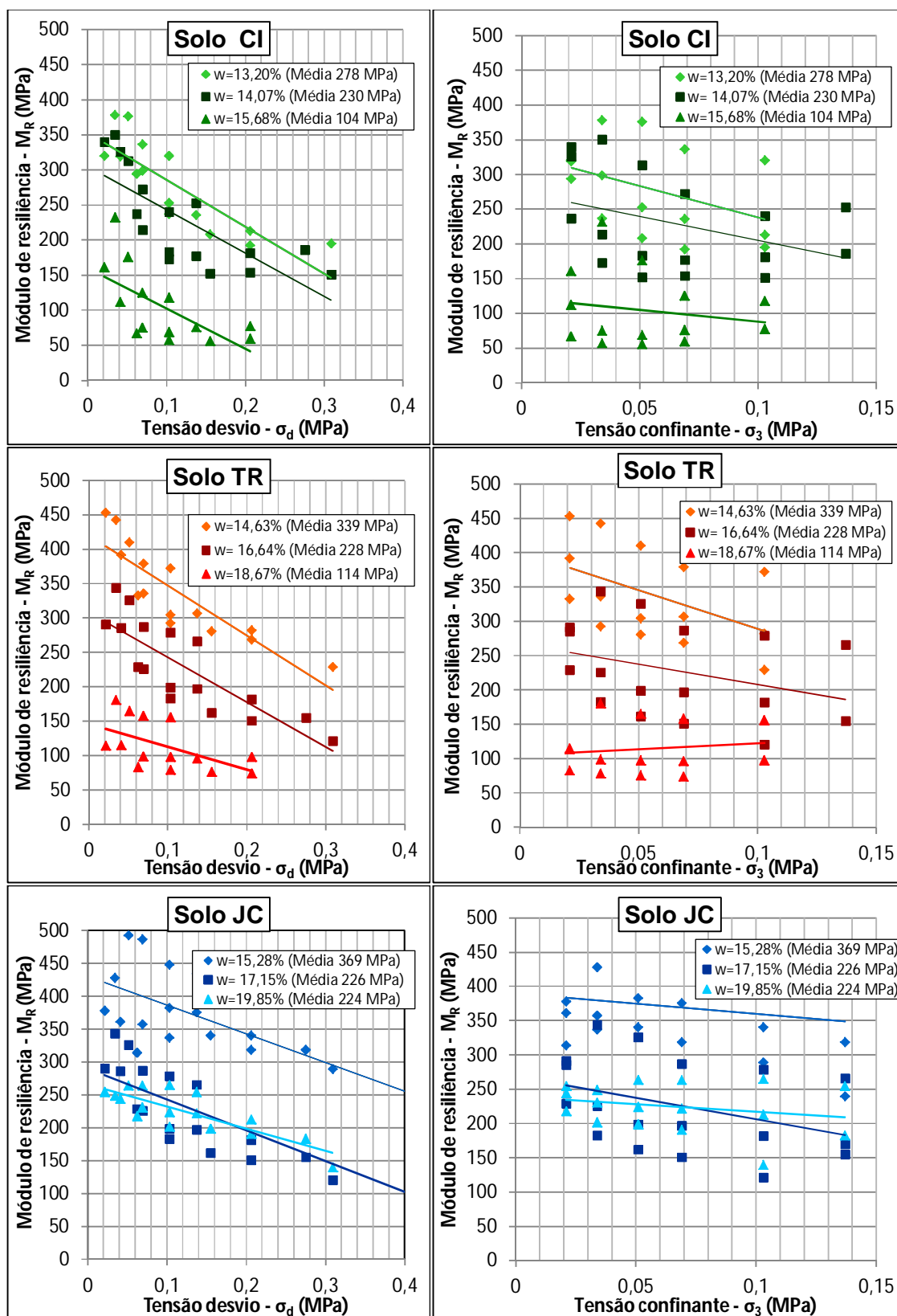
Figura 4.3 – CPs com excesso de umidade, não submetidos ao ensaio de M_R



Fonte: Autor.

Dessa forma, os CPs dos três primeiros pontos da curva foram submetidos ao ensaio de M_R , imediatamente após a compactação, cujos resultados estão mostrados no Gráfico 4.11.

Verifica-se que, à medida que a umidade aumenta, há redução do M_R , tanto com relação à tensão desvio (σ_d) quanto com a confinante (σ_3). O decréscimo do M_R com o aumento da umidade também foi observado nos estudos de Ribeiro (2013) e também com Papagiannakis e Massad (2007).

Gráfico 4.11 – Influência da umidade no M_R (3 pontos da curva de compactação)

Fonte: Autor.

Além disso, constatou-se que os M_R são mais sensíveis à variação da tensão desvio do que com a confinante, evidenciado pelo maior valor do coeficiente angular da reta de tendência linear. Esse comportamento foi também observado por Svenson (1980) e Li e Selig (1984), no estudo de solos argilosos.

Observa-se também que as sensibilidades de σ_d e σ_3 tendem a diminuir no 3º ponto da curva de compactação (maior umidade), que mais se aproxima da ótima. O solo JC mostrou-se ser o menos sensível à variação do teor de água, dada à proximidade das retas do 2º e 3º pontos e valores médios de M_R .

Nas pesquisas de Santos (2016) em quatro solos típicos de subleitos rodoviários, incluídos os solos TR e JC, esse solo último foi o que apresentou também a menor variabilidade de sucção das curvas características obtidas com papel filtro, para diferentes graus de saturação. Em todos os solos estudados por ela, a sucção diminuiu à medida em que se aumentou o teor de água.

4.3.3 Especificidades dos ensaios realizados

O traçado da curva de compactação a partir do cilindro tripartido permitiu melhor definição dos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca dos solos. Os resultados obtidos foram: solo CI ($w_{ot}=15,4\%$ e $\gamma_d^{máx}=1.788 \text{ kg/m}^3$), solo TR ($w_{ot}=18,4\%$ e $\gamma_d^{máx}=1.700 \text{ kg/m}^3$) e solo JC ($w_{ot}=19,0\%$ e $\gamma_d^{máx}=1.702 \text{ kg/m}^3$). Esses valores são semelhantes aos encontrados no ensaio de compactação realizados com o cilindro metálico pequeno (cilindro de Proctor).

Em posse dos parâmetros da curva de compactação, foram moldados três corpos de prova por solo, todos na umidade ótima, para determinação do M_R , com cujas características, condições de execução do ensaio e as deformações resultantes estão indicadas no Quadro 4.7.

O Procedimento Rede nº 04/2010 (PETROBRAS, 2010) estabelece como critério de aceitação dos CPs a variação de $w_{ot} \pm 1\%$; assim, não foi adotada restrição para o grau de compactação.

O ensaio de módulo realizado nas diferentes umidades, por ocasião da obtenção da curva de compactação, revelou que o solo CI atingia deformação total superior a 12 mm logo no 2º ciclo de condicionamento. Já os solos TR e JC ultrapassaram este ciclo sem sofrer grandes deformações, mas não ao terceiro.

Quadro 4.7 – Características dos CPs submetidos ao ensaio de M_R , na w_{ot}

Amostra	w	GC	Condicionamento (ciclos)				Altura Final CP	Pares de tensão suportados (*)
			1º	2º	3º	Deformação		
	(%)	(%)	quantidade		mm	mm	quantidade	
CI 11	15,2	103,4	500	1	1	4,83	191,85	13
CI 12	14,7	103,8	500	1	1	2,30	194,45	14
CI 13	15,3	102,5	500	1	1	6,15	190,43	14
TR 11	18,4	100,9	500	500	1	6,93	192,70	17
TR 12	18,0	101,5	500	500	1	5,37	192,23	17
TR 13	18,0	101,3	500	500	1	5,46	192,19	17
JC 11	19,5	99,8	500	500	1	4,80	190,67	17
JC 12	19,4	99,8	500	500	1	5,13	190,85	17
JC 13	19,9	98,9	500	500	1	5,39	191,57	17

Legenda: (*) – quando a deformação total é inferior a 4 mm.

Fonte: Autor.

A execução do ensaio nessas condições resultaria na paralisação do ensaio, por excesso de deformação, após diferentes números de golpes, de acordo com a capacidade de cada CP, o que poderia gerar resultados muito dispersos dentre as três amostras por solo, haja vista a diferença de histórico de tensões.

Assim, com o intuito de padronizar a execução do ensaio, foi estabelecido que a amostra seria submetida a determinado ciclo desde que suportasse todos os 500 golpes previstos. Assim, para o solo CI só foi realizado o 1º ciclo de condicionamento e para os demais até o segundo, conforme indicado no Quadro 4.7. A aplicação de 1 golpe nos demais ciclos ocorreu por imposição de configuração do equipamento triaxial.

Ademais, entende-se que essa redução da quantidade de ciclos não prejudica os resultados, uma vez que o M_R depende do estado de tensões do solo e, no estudo de pavimento convencional - como no presente caso - os subleitos estão sujeitos a baixas tensões.

Nesse sentido, encontra-se em estudo uma revisão da norma de resiliência do DNIT, na qual os solos destinados a subleitos possuem um tratamento diferenciado, com redução do ciclo de condicionamento e das tensões do ensaio propriamente dito, o que vai ao encontro da metodologia adotada neste trabalho.

Assim, cumpridos os critérios específicos de condicionamento supracitados, os LVDT foram reajustados para zerar as deformações e foram aplicados sequencialmente os pares de tensão previstos no Quadro 3.2, até atingir-se a deformação total crítica de 4 mm para essa fase.

Como era esperado, a partir dos obtidos durante os ensaios da curva de compactação, o solo CI suportou o menor número de pares de tensão. Os solos TR e JC apresentaram comportamentos semelhantes entre si, resistindo até o 17º par de tensão.

Constatou-se que os solos finalizaram os ensaios com alturas análogas, apesar do solo CI ter sido submetido a menor número de pares de tensão

Esse baixo desempenho resiliente dos solos, exigindo adequações na fase de condicionamento ou interrupção prematura do ensaio por excesso de deformação, também ocorreu em outros estudos de solos do estado do Rio Grande do Sul, conforme ocorreu com Peraça (2007) e Santos (2016), em que pese o primeiro autor ter atendido à extinta Norma DNER 131/1994 (Solos - determinação do módulo de resiliência - método de ensaio), vigente à época.

Nervis (2016) realizou ensaios de M_R em solo de subleito de trecho experimental de rodovia com revestimento primário em São Gabriel-RS, no qual também aplicou somente os 2 primeiros ciclos de condicionamento, em função das características resilientes do material.

Brondani (2003) relatou o problema ocorrido na construção da BR 158, na região do contorno de Santa Maria, em 1971, em que a base imprimada sobre solo de arenito (subleito, reforço de subleito e sub-base) rompeu totalmente após 15 dias de liberação para o tráfego. O relatório mensal de obra apontava que “as deformações elásticas, que de tão acentuadas, podiam ser visualizadas quando da passagem de um veículo pesado”. Mesmo após alteração do projeto, o pavimento final em CA rompeu após alguns meses de uso.

4.3.4 Parâmetros de M_R dos modelos matemáticos

Em posse dos resultados obtidos no equipamento triaxial, foram calculados os parâmetros dos diversos modelos matemáticos, com o objetivo de verificar aquele que melhor reproduzisse o comportamento do solo, conforme Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Parâmetros de M_R de vários modelos matemáticos – três solos

Amostra	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$			Corre- lação R^2	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$		Corre- lação R^2	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$		Corre- lação R^2	$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$		Corre- lação R^2
	Modelo composto (MACEDO, 1996)				Tensão desvio (SVENSON, 1980)			Tensão confinante (PREUSSLER, 1978)			Soma das tensões principais		
	k_1	k_2	k_3		k_1	k_2		k_1	k_2		k_1	k_2	
CI 11	76,31	0,95	-1,06	0,838	21,19	-0,41	0,288	100,58	0,16	0,030	50,17	0,12	0,016
CI 12	345,03	1,03	-0,66	0,981	65,98	-0,06	0,010	286,97	0,43	0,347	109,26	0,24	0,109
CI 13	400,35	1,04	-0,60	0,974	80,21	-0,03	0,003	377,69	0,53	0,491	125,16	0,35	0,219
CI (*)	239,51	0,98	-0,72	0,853	51,70	-0,12	0,032	240,17	0,40	0,231	93,07	0,19	0,052
TR 11	186,70	0,31	-0,50	0,914	108,36	-0,34	0,741	130,83	-0,21	0,202	161,98	-0,30	0,420
TR 12	182,36	0,35	-0,54	0,930	96,48	-0,37	0,737	121,08	-0,22	0,187	150,26	-0,32	0,407
TR 13	174,67	0,31	-0,54	0,936	95,16	-0,40	0,789	113,66	-0,26	0,241	150,58	-0,36	0,471
TR (*)	181,01	0,32	-0,53	0,923	99,83	-0,37	0,750	121,66	-0,23	0,208	154,17	-0,33	0,430
JC 11	219,14	0,23	-0,22	0,862	156,90	-0,08	0,252	193,93	0,01	0,001	181,33	-0,04	0,040
JC 12	215,88	0,25	-0,35	0,933	145,41	-0,20	0,582	177,88	-0,09	0,088	188,61	-0,16	0,261
JC 13	213,35	0,20	-0,27	0,879	151,80	-0,16	0,530	178,10	-0,08	0,082	187,14	-0,13	0,243
JC (*)	215,02	0,23	-0,29	0,756	151,30	-0,15	0,357	183,15	-0,05	0,034	185,67	-0,11	0,138

Legenda: (*) – todos os valores de M_R dos três solos foram considerados na regressão não linear.

Fonte: Autor.

O critério utilizado foi o melhor enquadramento do coeficiente de correlação (R^2), em que pese, muitas vezes, esse parâmetro não ser o melhor indicativo da eficácia e eficiência do modelo.

Constata-se a coerência dos valores dos índices do Quadro 4.8 com o comportamento esperado dos três solos, em que o sinal negativo dos parâmetros de regressão vinculados à tensão desvio indica a diminuição do módulo de resiliência com o aumento dessa tensão.

Observa-se que, de maneira geral a regressão realizada com as amostras individualizadas apresentaram melhores correlações do que as obtidas com a inclusão de todos os resultados dos 3 CPs simultaneamente. No entanto, julgou-se mais adequado esta última, por considerar maior quantidade de dados.

A melhor correlação para os três solos foi obtida com o uso do modelo composto, sendo que o solo TR apresentou a melhor correlação ($R^2 = 0,923$), o que se repetiu também para o critério da tensão desvio ($R^2 = 0,750$). Os valores de tensão foram considerados em MPa. O melhor resultado foi relativo ao modelo composto, pois nesse modelo as duas tensões são consideradas.

O solo CI possui, em média, 48% passante na peneira nº 200, e de acordo com Medina e Motta (2015), é classificado como solo granular, pois sua proporção é menor do que 50%.

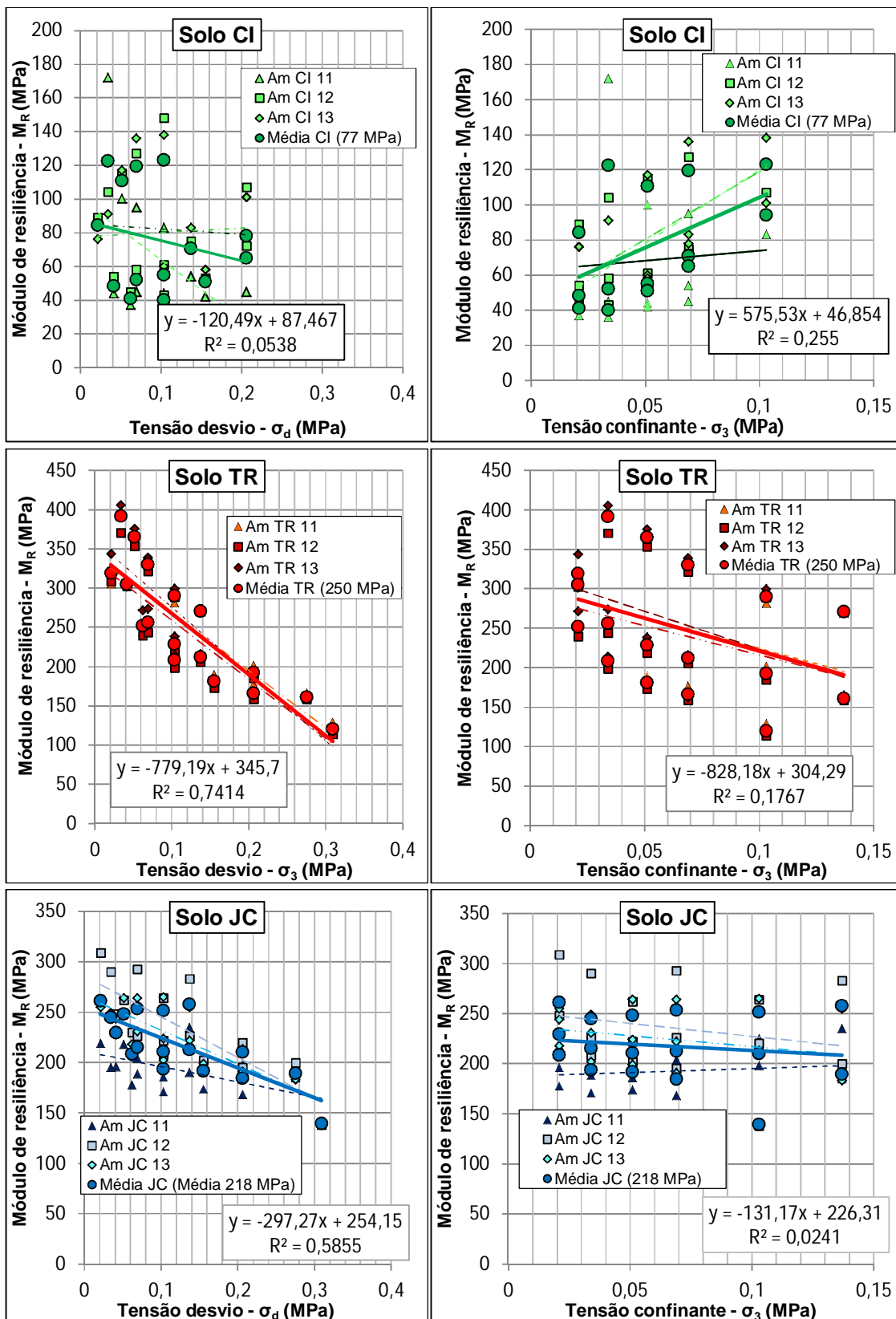
Essa classificação é reforçada pelos resultados do modelo da tensão confinante e total, no qual o solo CI apresentou comportamento diferenciado, em que o sinal positivo do parâmetro k_2 indica aumento do M_R com σ_3 (Gráfico 4.12).

Esse comportamento assemelha-se ao dos solos granulares, conforme constatado por Preussler (1978), sendo também evidenciado pela melhor correlação ao modelo baseado em σ_3 , dentre os três tipos de materiais, embora seja baixa.

Por fim, da apreciação conjunta dos quatros modelos, verifica-se que o modelo composto apresentou os melhores índices de correlação, sendo escolhido para representar o comportamento resiliente dos três solos nas análises subsequentes.

O Gráfico 4.12 ilustra a variação do módulo de resiliência com as tensões desvio e confinante, para os pares de tensão previstos em DNIT (2010a), com os solos moldados na umidade ótima. Cabe destacar que todos os valores gerados pelo equipamento foram considerados nos cálculos, sem exceção, a despeito de terem sido constatados alguns valores discrepantes em relação aos demais.

Gráfico 4.12 – Variação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) - três solos



Fonte: Autor.

Embora o comportamento seja não linear, traçou-se a reta de tendência para cada amostra e também para o conjunto, em linha contínua, considerando a média dos módulos de resiliência.

À medida em que se aumentou σ_d , o M_R dos três solos diminuiu. Essa sensibilidade é característica dos materiais finos, conforme relatado por vários pesquisadores, a partir de estudos de Svenson (1980). Cita-se o solo TR, em que o M_R reduz cerca de 70% ao variar-se das menores para as maiores tensões.

Nota-se que o solo CI alcançou o menor nível de tensões desvio, tendo atingido a deformação crítica antes dos demais solos, além de apresentar maior dispersibilidade de resultados.

No entanto, tendo em vista a menor declividade da reta de tendência, mostra-se o menos sensível à tensão desvio dos que os demais solos analisados.

Com relação ao acréscimo da tensão confinante, verifica-se que nos solos TR e JC, o módulo de resiliência também diminuiu com o acréscimo dessa tensão, embora as reduções sejam menos acentuadas, uma vez que as retas de regressão lineares apresentaram menores coeficientes angulares. O solo JC indica ser o menos sensível à variação da tensão confinante.

Por outro lado, no solo CI o aumento da tensão confinante resultou em ganho de M_R , sendo que uma hipótese para esse comportamento diferenciado em relação aos outros dois solos seja a maior quantidade de areia (54%) de sua composição granulométrica, assemelhando-se ao comportamento de solos granulares, conforme estudos de Preussler (1978).

Há que se destacar também que o ensaio do solo CI foi interrompido por excesso de deformação total antes dos demais, tendo atingido um nível menor de tensão confinante.

Observa-se que, de maneira geral, os resultados dos ensaios dos solos TR e JC foram menos dispersos do que os do solo CI, uma vez que as diversas retas de tendência de cada ensaio estão mais próximas.

A comparação com os resultados obtidos por Santos (2016) para os solos TR e JC, ficou prejudicada pelas diferenças nos protocolos de condicionamentos adotados (ela repetiu o 3º ciclo), pela variação granulométrica dos solos, haja vista que foram coletados em locais e datas distintas e mesmo devido aos equipamentos, que foram diferentes.

A despeito disso, o comportamento elástico do solo TR, avaliado sob o ponto

de vista dos sinais dos índices do modelo composto, foi coerente com os resultados obtidos por ela, em que o sinal negativo do parâmetro k_3 , indica que o módulo de resiliência diminui à medida que a tensão desvio aumenta. De forma inversa, o parâmetro k_2 , positivo, significa que, à medida que a tensão confinante aumenta, o módulo também se eleva.

Entretanto, isso não ocorreu para o solo JC, em que ela obteve que o módulo cresceu com o aumento da tensão desvio, mas o comportamento com relação à tensão confinante foi similar ao solo TR, em que o aumento dessa tensão resulta em aumento do módulo.

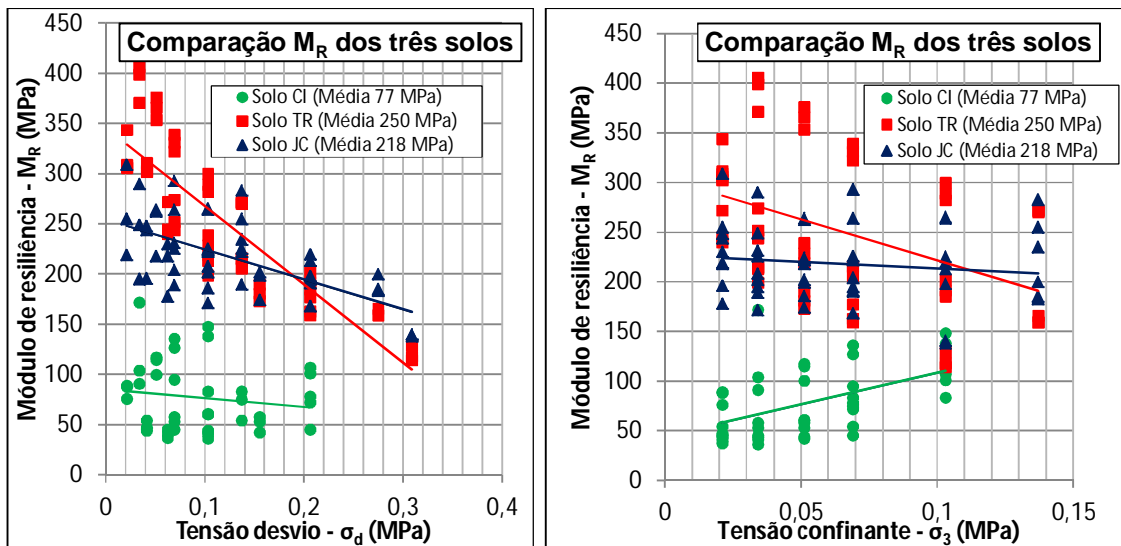
Os valores obtidos nesta pesquisa foram superiores aos encontrados pela pesquisadora, possivelmente influenciados também pela opção de não se desprezar nenhum dos valores obtidos, ainda que elevados, mesmo diferenciando-se do padrão dos demais.

Por outro lado, a fim de comparar com os valores constantes do Quadro 2.2 – Valores médios de M_R para diversos tipos de solos, considerando-se os parâmetros do modelo composto de cada solo e aplicando-se tensão confinante de 0,02 MPa e tensão desvio de 0,03 MPa, obtém-se para o solo CI o valor de 65 MPa, coerente com os valores dos solos de mesma classificação MCT daquele quadro – NA' e NG' (areia – 45 MPa e argila – 125 MPa).

Para os solos TR e JC, de classificação LG', obtém-se os valores de 319 MPa e 242 MPa, respectivamente, compatíveis com valores de solos de mesma classificação MCT do Quadro 2.2 (argila – 200 MPa, argila siltosa – 500 MPa e argila siltosa – 300 MPa).

Com o objetivo de permitir uma visão comparativa do módulo de resiliência dos três solos, plotou-se o Gráfico 4.13.

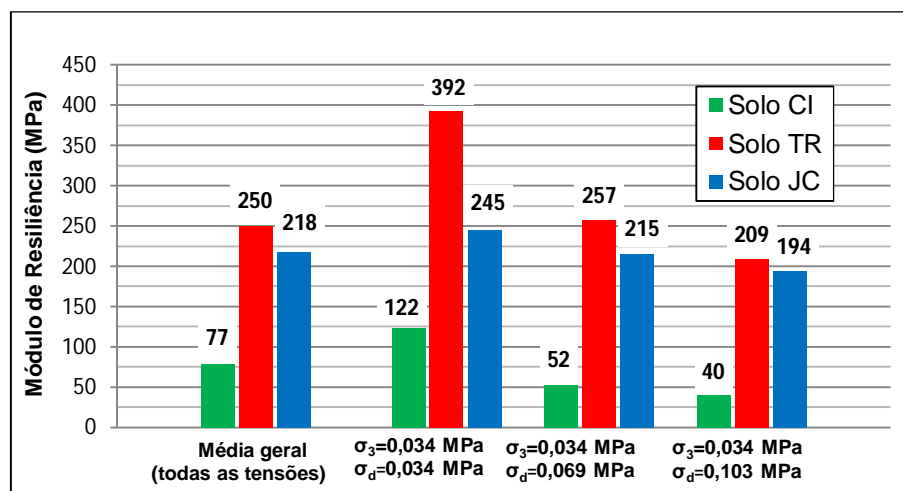
Do Gráfico 4.13 constata-se que o solo CI possui o menor M_R dos três solos, além de ter suportado o menor nº de pares de tensão. O solo TR mostrou-se mais sensível às variações de tensão do que os demais, uma vez que nas baixas tensões ele apresentou o maior M_R , mas que foi reduzindo à medida que se aumentaram as tensões, ao ponto de ser superado pelo solo JC nas tensões mais altas.

Gráfico 4.13 – Comparação da variação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) - três solos

Fonte: Autor.

Embora as retas de regressão indiquem com clareza a tendência de comportamento, elas dificultam a identificação dos valores representativos. Assim, com o objetivo de se avaliar a ordem de grandeza dos valores envolvidos, elaborou-se o Gráfico 4.14 com a média geral dos resultados de todo o ensaio e, também, dos pares de tensão nº 4, 5 e 6 do Quadro 3.2, citado anteriormente.

Gráfico 4.14 – Valores médios de módulo de resiliência - três solos



Fonte: Autor.

Para obtenção da média geral foram considerados todos os pares de tensão suportados no ensaio propriamente dito, ou seja, todos aqueles em que a deformação não ultrapassou o valor de 4 mm.

É possível que o melhor desempenho resiliente dos solos TR e JC sejam explicados por seu comportamento laterítico, constatados nos ensaios MCT e de análise química, a despeito do solo CI, cujo comportamento é não laterítico.

Os pares de tensão nº 4, 5 e 6 correspondem a σ_3 constante (0,034 MPa) e σ_d variáveis (0,034; 0,069 e 0,103 MPa). Este ciclo foi escolhido por tratar-se de baixas tensões (a que os subleitos geralmente são submetidos em projetos convencionais) e por estarem menos sujeitos às variações que geralmente ocorrem nos primeiros golpes do ensaio.

Essa opção em não se considerar os três primeiros pares de tensão também foi balizada pela análise de Ferreira (2002) a respeito do banco de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE, com 583 amostras, no qual ele constatou que os valores discrepantes ocorreram com os menores níveis de σ_3 e σ_d de todo o ensaio, em função da dificuldade inerente à leitura de deformações muito reduzidas.

Verifica-se no Gráfico 4.14 que o solo CI possui M_R médio geral de 77 MPa, expressivamente inferior ao solos TR e JC, que apresentaram valores de 250 MPa e 218 MPa, respectivamente. Esse comportamento já era esperado, tendo em vista que sua classificação resiliente, baseada em sua composição granulométrica, foi inferior aos demais solos, conforme demonstrado anteriormente no Quadro 4.6.

Observa-se, ainda, que os M_R reduziram à medida em que se aumentou σ_d , mantendo-se σ_3 em 0,034 MPa. No entanto, além de variar com as tensões, o valor de M_R varia também com a frequência, conforme exposto na revisão bibliográfica.

4.3.5 Influência do aumento da frequência no módulo de resiliência

Conforme citado anteriormente, julgou-se oportuno e viável também moldar 1 CP de cada solo para ser ensaiado na mesma frequência do experimento de deformação (2 Hz), de modo a avaliar o M_R antes da DP (permitindo a comparação com o M_R após a DP) e a influência da elevação da frequência, de 1 Hz para 2 Hz. Cabe destacar que esse estudo da influência do aumento de frequência não tem conexão com eventuais pesquisas a respeito das condições reais de tráfego a que as rodovias estão sujeitas, sendo tão somente de caráter didático.

O Quadro 4.9 ilustra as especificidades dos corpos de provas submetidos ao ensaio de M_R com frequência de 2 Hz, sendo realizado somente um ensaio por tipo de solo.

Quadro 4.9 – Características dos CPs submetidos ao ensaio M_R a 2 Hz, na w_{ot}

Amostra	w	GC	Condicionamento (ciclos)				Altura Final CP	Pares de tensão suportados
			1º	2º	3º	Deformação		
	(%)	(%)	quantidade		mm	mm	quantidade	
CI 14	15,8	100,1	500	1	1	2,28	194,29	17
TR 14	17,8	100,6	500	500	1	2,54	194,61	14
JC 14	18,4	102,7	500	500	1	8,99	189,34	17

Fonte: Autor.

O Gráfico 4.15 permite melhor visualização dessa comparação de M_R com 1 Hz e com 2 Hz, compactados na energia normal. Cabe salientar que somente 1 CP foi ensaiado a 2 Hz.

Na frequência de 2 Hz, o solo CI inverteu seu comportamento em relação à tensão confinante, tendendo a reduzir o M_R à medida que essa tensão cresceu. Além disso, seu módulo aumentou em 139%, de 77 MPa para 184 MPa, quando se elevou a frequência para 2 Hz.

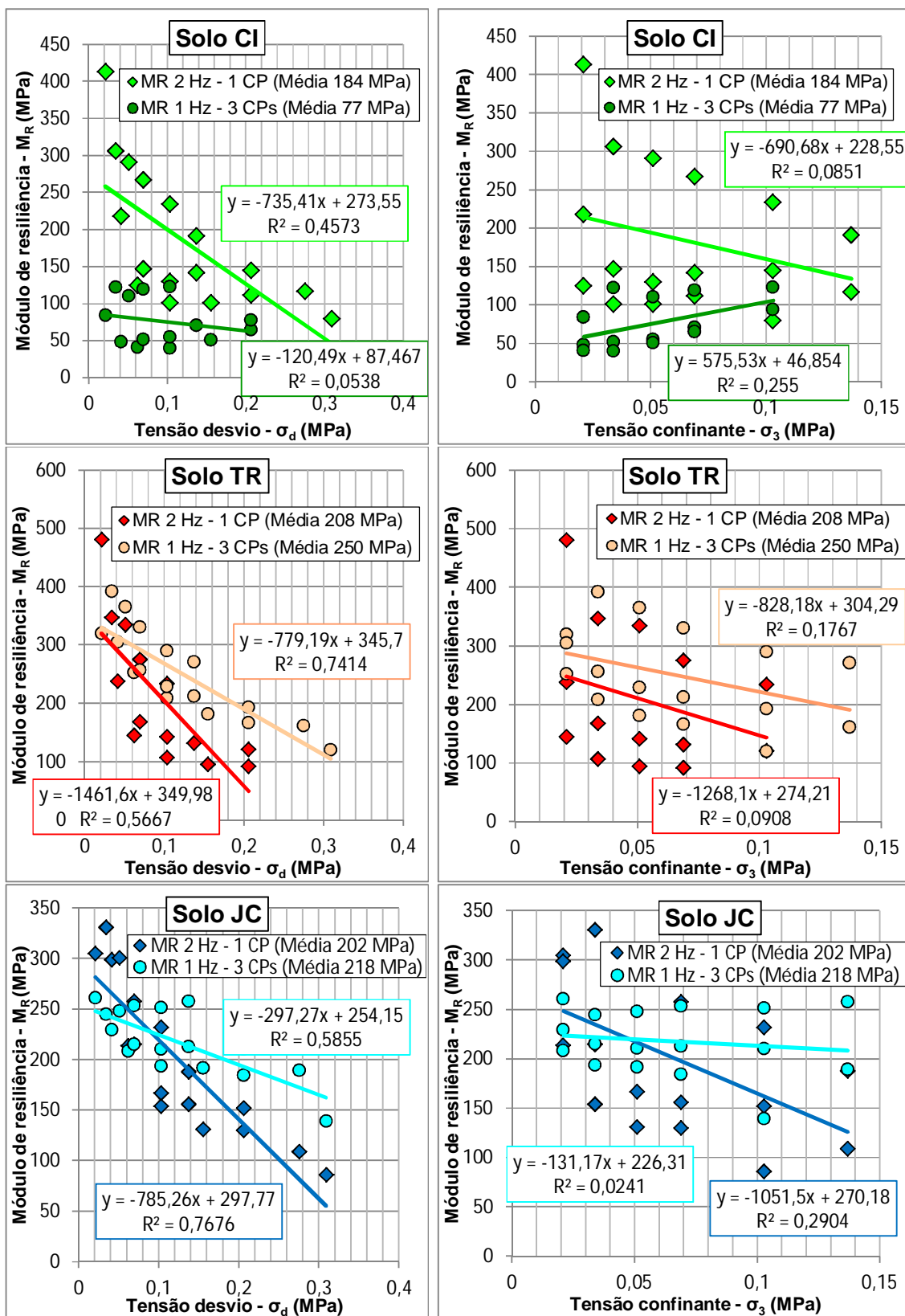
Esse acréscimo foi coerente com Preussler (1978), que fez ensaios a 20, 40 e 60 ciclos por minutos em um solo arenoso fino e constatou que módulo aumenta com acréscimo da frequência.

O solo TR reduziu em 17% seu valor médio de módulo, de 250 para 208 MPa, e o solo JC também reduziu seu valor médio de módulo, porém em uma taxa menor, da ordem de 9% (de 218 MPa para 202 MPa).

Verifica-se que a influência da elevação da frequência nesses últimos dois solos, argilosos, foi menor do que no solo mais arenoso (solo CI), compatível com os resultados de Svenson (1980), no estudo de solos argilosos.

Ainda que relativamente pequena, essa redução do M_R também foi coerente com resultados de Guimarães *et al.* (2001).

Gráfico 4.15 – Influência do aumento da frequência no M_R - energia normal



Fonte: Autor.

4.3.6 Influência do aumento da energia (EN para EI) no M_R - solo JC

Da mesma forma que na EN, foram moldados 3 CPs para obtenção do M_R na energia intermediária, conforme DNIT (2010a), com 1 Hz. Adicionalmente, com o intuito de avaliar a influência da variação de frequência nessa nova condição, moldou-se também 1 CP para realização do ensaio com frequência de 2 Hz.

Assim, elaborou-se a curva de compactação utilizando o molde tripartido, obtendo-se 17,5% de umidade ótima e $\gamma_d^{máx}$ de 1.762 kg/m³.

O Quadro 4.10 indica as características dos corpos de prova moldados na energia intermediária submetidos ao ensaio de M_R , a 1 Hz e a 2 Hz.

Quadro 4.10 – Características dos CPs - solo JC (EI) - M_R a 1 Hz e a 2 Hz

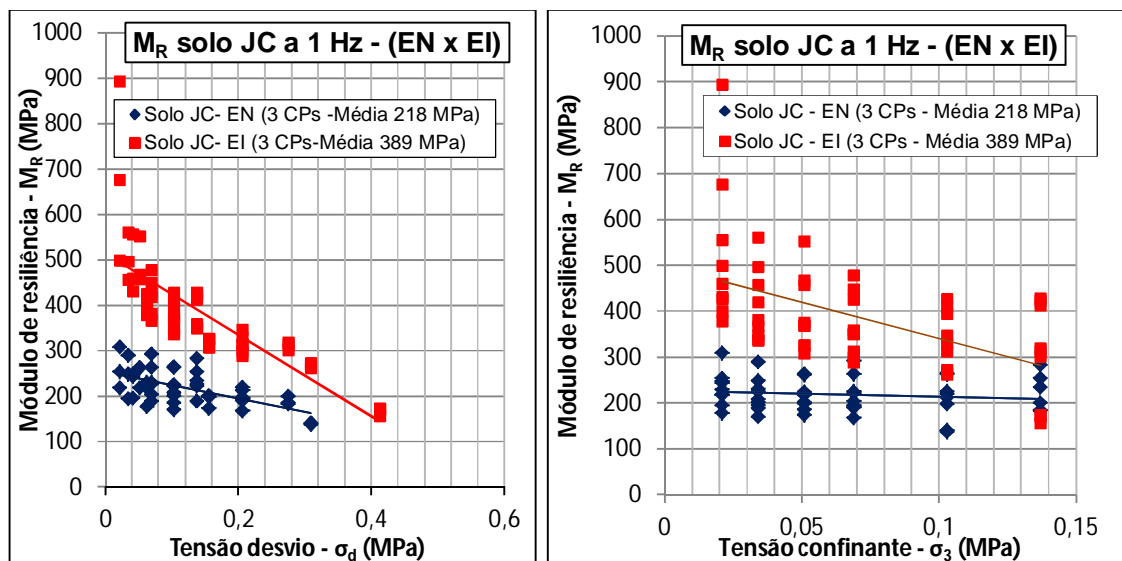
Amostra	w	GC	M_R	Condicionamento (ciclos)				Altura Final CP	Pares de tensão suportados (*)
				1º	2º	3º	Deformação		
	(%)	(%)	Hz	golpes			mm	quantidade	
JC 15	17,0	102,0	1	500	500	500	2,51	196,93	18
JC 16	17,2	101,6	1	500	500	500	3,85	194,84	18
JC 17	17,1	101,6	1	500	500	500	3,45	195,51	18
JC 18	17,1	102,1	2	500	500	500	3,99	194,17	18

Legenda: (*) – quando a soma das deformações plástica e elástica acumuladas é inferior a 4 mm.
Fonte: Autor.

Constata-se que os CPs moldados na EI, diferente dos demais compactados na EN, cumpriram todas as etapas do condicionamento do ensaio de M_R , sem necessidade de antecipação do fim do experimento por excesso de deformação total. Além disso, observa-se maior altura final do CP, se comparado com energia normal.

O Gráfico 4.16 ilustra o acréscimo de M_R , a 1 Hz, em função do aumento de energia de compactação.

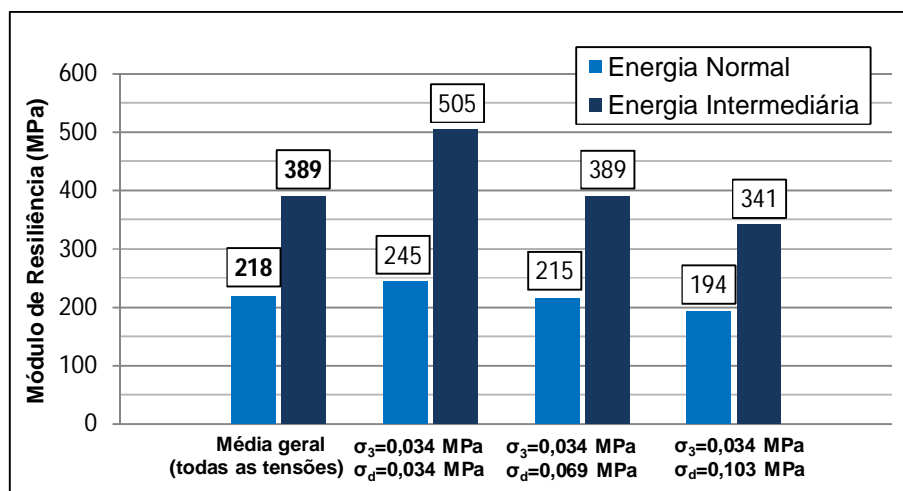
O acréscimo do módulo de resiliência devido ao aumento da energia de compactação também foi constatado por diversos autores, no estudo de solos predominante argilosos, tais como: Kim e Ziddiki (2006), Lee et al. (1997), Marangon (2004), Seed et al. (1962) referenciado por Li e Selig (1994).

Gráfico 4.16 – Valores de M_R para as energias normal e intermediária - solo JC

Fonte: Autor.

Esse acréscimo do M_R pode ser explicado, possivelmente, pelo aumento da MEAS, com a conseqüente redução dos vazios.

De acordo com o Gráfico 4.17, o valor médio do M_R compactado na EI está 78,8% acima daquele obtido na energia normal. Ao considerarmos somente o 2º conjunto de pares de tensão, a superioridade média é de 87,6%.

Gráfico 4.17 – Gráfico em barras dos valores de M_R - solo JC (EN x EI)

Fonte: Autor.

Constatou-se também que os CPs moldados com EI também tenderam a reduzir o M_R com o aumento da tensão desvio, em uma razão maior do que na EN, possivelmente devido à maior rigidez.

O valor médio de 389 MPa foi compatível com pesquisa de Delgado (2012), a respeito da análise da deformabilidade de um solo fino argiloso do oeste do estado do Maranhão, também de classificação LG', em que ele obteve a média de 393 MPa, moldado na energia intermediária.

O Quadro 4.11 indica os parâmetros de M_R do solo JC moldado na energia intermediária para as duas frequências, referentes ao modelo composto e à tensão desvio (apresentaram melhores correlações no ensaio com energia normal).

Constata-se no Quadro 4.11 que a correlação estatística da análise conjunta para o modelo composto, a 1 Hz, foi de 0,897 (maior do que 0,76 do ensaio com EN). Essa melhora de R^2 também se verificou no modelo baseado na tensão desvio.

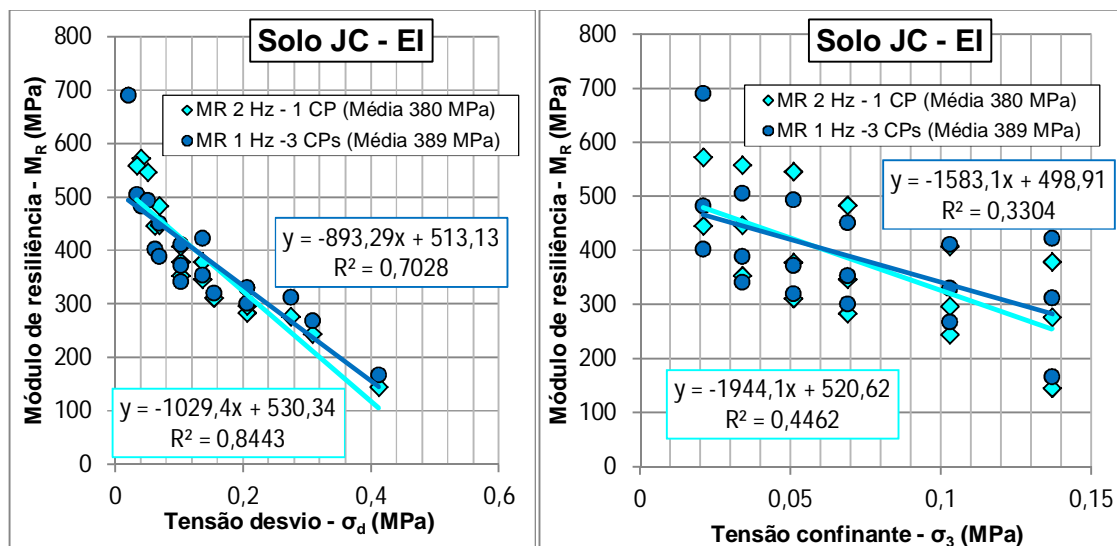
Quadro 4.11 – Parâmetros de M_R do modelo composto e desvio - solo JC (EI)

Amostra	f	$M_R = k1. \sigma_3^{k2}. \sigma_d^{k3}$			Corre- lação	$M_R = k1. \sigma_d^{k2}$		Corre- lação
	Hz	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	R ²
JC 14	1	297,83	0,197	-0,344	0,927	204,37	-0,256	0,690
JC 15	1	211,67	0,157	-0,438	0,960	164,16	-0,349	0,829
JC 16	1	177,37	0,155	-0,544	0,963	154,01	-0,413	0,886
JC (*)	1	223,95	0,168	-0,442	0,897	172,88	-0,339	0,783
JC 17	2	144,77	0,094	-0,546	0,98	128,50	-0,480	0,93

Legenda: (*) – todos os valores de M_R dos três solos foram considerados na regressão não linear
Fonte: Autor.

As correlações do ensaio a 2 Hz foram mais altas, sendo de $R^2 = 0,98$ para modelo composto e $R^2 = 0,93$ para o modelo baseado na tensão desvio. Os valores de tensão foram considerados em MPa.

O Gráfico 4.18 ilustra influência da variação da frequência, de 1 Hz para 2 Hz, para o solo JC moldado na energia intermediária.

Gráfico 4.18 – Influência da variação de frequência no M_R - solo JC (EI)

Fonte: Autor.

Observa-se no Gráfico 4.18 que a variação da frequência, de 1 Hz para 2 Hz, pouco influenciou o valor de M_R , resultando em uma diminuição da ordem de somente 2%.

Os principais resultados dos ensaios de módulo de resiliência dos três solos estão consolidados no Quadro 4.12.

Cabe salientar que o M_R médio realizado após ensaio de DP, mostrado neste quadro, está detalhado no item de Deformação Permanente, mas foi inserido para possibilitar a visão completa do M_R .

Quadro 4.12 – Principais resultados do M_R - três solos

Solo	Energia Normal						Energia Intermediária					
	Modelo Composto			M_R médio			Modelo Composto			M_R médio		
	$M_R = k1 \cdot \sigma_3^{k2} \cdot \sigma_d^{k3}$			Antes DP		Após	$M_R = k1 \cdot \sigma_3^{k2} \cdot \sigma_d^{k3}$			Antes DP		Após
	$k1$	$k2$	$k3$	3 CP	1 CP	9 CP	$k1$	$k2$	$k3$	3 CP	1 CP	10 CP
CI	239,51	0,98	-0,72	77	184	211	Ensaio não realizado					
TR	181,01	0,32	-0,53	250	208	230	Ensaio não realizado					
JC	215,02	0,23	-0,29	218	202	257	223,95	0,168	-0,442	389	380	399

Fonte: Autor.

4.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais foi calculada a DP, com base nos modelos de Monismith, adaptação proposta por Guimarães *et al.* (2004), Barksdale (1972) e Guimarães (2009), além da pesquisa de *shakedown*. Ao final é apresentada a consolidação dos resultados.

4.4.1 Deformação permanente total

Foi realizado o ensaio de deformação permanente, conforme a metodologia citada neste trabalho, tendo sido obtidos os valores constantes do Quadro 4.13.

Para os estados de tensão preconizados pelo Procedimento Rede 03/2010, constata-se que, de forma geral, as deformações foram elevadas, sendo tanto mais expressivas quanto maior a relação σ_1/σ_3 . Essa regra só não verificou-se para o 1º golpe, possivelmente devido à influência das condições da superfície superior do CP, uma vez que pode conter irregularidades devido à raspagem da régua biselada.

A maior deformação plástica total (E_p) registrada pelo equipamento para os solos CI, TR e JC foram, respectivamente, de 6,115 mm, 8,514 mm e 8,304 mm ao final do ensaio nº 6, sendo σ_3 de 80 kPa e σ_d de 240 kPa.

Esses valores indicam as deformações a serem sofridas pelos primeiros 20 cm do subleito, com 150.000 aplicações de carga, desde que submetidos ao estado de tensões supracitado. Esse valor de 20 cm corresponde à altura do CP utilizado no ensaio e, ainda, relaciona-se com o fato de que os primeiros centímetros do subleito são os mais afetados pelas tensões. Conforme será demonstrado adiante, a partir dessa profundidade as deformações reduzem consideravelmente.

Esses valores são expressivos, pois correspondem, respectivamente, a 47%, 68% e 64% do limite de 13 mm, referência julgada apropriada para o ATR. No entanto, há que se considerar que esse nível de tensões é muito superior ao que os subleitos estão geralmente submetidos, decorrentes das cargas legais aplicadas aos eixos rodoviários, em pavimentos convencionais.

A deformação específica total permite calcular a deformação para qualquer altura de subleito, sendo para o solo CI de 3,1539%, para o solo TR de 4,4464% e para o solo JC de 4,3318%.

A paralisação do ensaio após deformação de 4 mm, exigindo ajuste manual

do LVDT, em algumas vezes ocasionou redução da deformação na retomada do ensaio, que foi adequadamente compensada nos ciclos seguintes.

Quadro 4.13 – Resultados do ensaio de deformação permanente - três solos

Solo	Ensaio			w _{cp} (%)	GC (%)	Deformação					
	Nº	σ_3	σ_d			σ_1/σ_3	E_p^1	$E_p^{1.000}$	$E_p^{10.000}$	$E_p^{150.000}$	$\varepsilon_p^{150.000}$
		kPa	kPa				mm	mm	mm	mm	(%)
CI	1	40	40	2	14,8	99,8	0,033	0,384	0,420	0,444	0,2227
	2		80	3	14,8	99,6	0,199	1,126	1,179	1,237	0,6223
	3		120	4	14,5	102,0	0,108	2,287	2,340	2,415	1,2224
	4	80	80	2	14,4	99,9	0,336	1,370	1,417	1,448	0,7294
	5		160	3	14,5	99,8	0,240	4,540	4,608	4,722	2,4181
	6		240	4	14,2	100,3	0,229	5,905	5,983	6,115	3,1539
	7	120	120	2	14,7	100,0	0,466	1,865	1,942	2,006	1,0116
	8		240	3	15,3	102,0	0,317	4,868	4,948	5,076	2,6040
	9		360	4	14,9	99,5	1,096	- (*)	- (*)	- (*)	- (*)
	10	70	70	2	14,5	102,0	0,314	1,604	1,652	1,650	0,8321
TR	1	40	40	2	18,7	98,9	0,360	0,880	0,948	0,985	0,4947
	2		80	3	18,2	100,0	0,034	1,010	1,073	1,112	0,5591
	3		120	4	17,4	102,7	0,076	3,384	3,441	3,491	1,7768
	4	80	80	2	19,1	98,4	0,336	1,573	1,672	1,757	0,8860
	5		160	3	18,0	98,3	0,304	3,292	3,374	3,449	1,7549
	6		240	4	18,3	99,6	0,370	8,329	8,422	8,514	4,4464
	7	120	120	2	18,6	99,4	0,476	1,952	2,060	2,164	1,0938
	8		240	3	17,9	100,5	0,655	5,738	5,816	5,881	2,9291
	9		360	4	18,6	102,0	0,701	- (*)	- (*)	- (*)	- (*)
	10	70	70	2	17,6	101,3	0,424	1,141	1,265	1,358	0,6835
JC	1	40	40	2	19,9	98,7	0,247	0,606	0,674	0,739	0,3708
	2		80	3	18,9	101,3	0,181	2,368	2,429	2,467	1,2491
	3		120	4	18,7	98,9	0,181	2,461	2,526	2,617	1,3258
	4	80	80	2	18,8	100,5	0,399	2,394	2,451	2,507	1,2694
	5		160	3	19,0	99,7	0,431	3,928	4,005	4,073	2,0788
	6		240	4	19,6	99,1	0,456	8,119	8,207	8,304	4,3318
	7	120	120	2	18,7	100,1	0,641	3,965	4,024	4,052	2,0679
	8		240	3	18,7	102,0	0,471	6,508	6,594	6,711	3,4719
	9		360	4	20,0	99,5	0,708	- (*)	- (*)	- (*)	- (*)
	10	70	70	2	18,8	100,5	0,513	1,608	1,674	1,734	0,8744

Legenda: E_p^n – deformação permanente acumulada após “n” ciclos de aplicação de carga;
 $\varepsilon_p^{150.000}$ – deformação específica permanente após 150.000 ciclos de aplicação de carga.
 (*) – não houve leitura, pois CP rompeu.

Fonte: Autor.

Nervis (2016) realizou ensaio em areia siltosa de São Gabriel - RS, com par de tensões de $\sigma_3 = 50,4$ kPa e $\sigma_d = 102,9$ kPa e obteve taxas de deformação específica maiores do que dos materiais deste trabalho, sendo da ordem de 5,6%.

Peraça (2007) obteve deformações específicas estabilizadas na ordem de 4,5% para dois solos saprolíticos de rochas vulcânicas da região de Santa Maria, com $\sigma_3 = 105$ kPa e $\sigma_d = 315$ kPa (emprego como revestimento primário).

Após 10.000 ciclos, os CPs haviam deformado, em média, 97% do valor final.

O ensaio nº 9 de todos os solos foi encerrado com poucos golpes (apenas 4 para o solo CI, 23 para o solo TR e 11 para o solo JC), em virtude das elevadas das deformações provocadas pelas tensões. Em cada golpe (solo CI) ou pequeno número de golpes (solos TR e JC), o deslocamento superou o limite crítico de 4 mm do LVDT, a ponto desse medidor deslizar-se de seu ponto de fixação, devido ao impacto da parte externa do transdutor no pino limitador.

Essa ocorrência provocou registros de deformações menores do que de fato ocorreram, prejudicando as leituras. Considerando que o equipamento possui limite operacional de ajustes, os ensaios foram finalizados logo no início. Em virtude desse fato, após o procedimento, os CPs foram medidos com paquímetro, obtendo-se, por subtração da altura original de 200 mm, os seguintes valores de deformação plástica final: solo CI (19,333 mm), solo TR (17,953 mm) e solo JC (25,667 mm).

A redução do tamanho do solo CI pode ser visualizada na Figura 4.4, uma vez que o encamisador metálico possui o tamanho original do CP, ou seja, 200 mm.

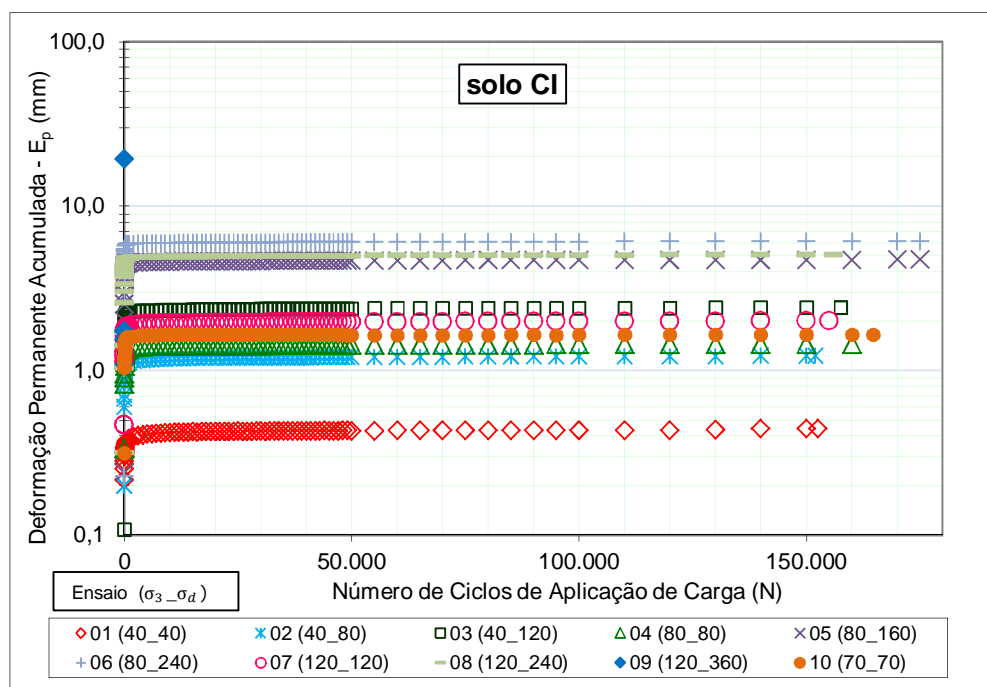
Figura 4.4 – CP após ensaio nº 9 ($\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa) - solo CI



Fonte: Autor.

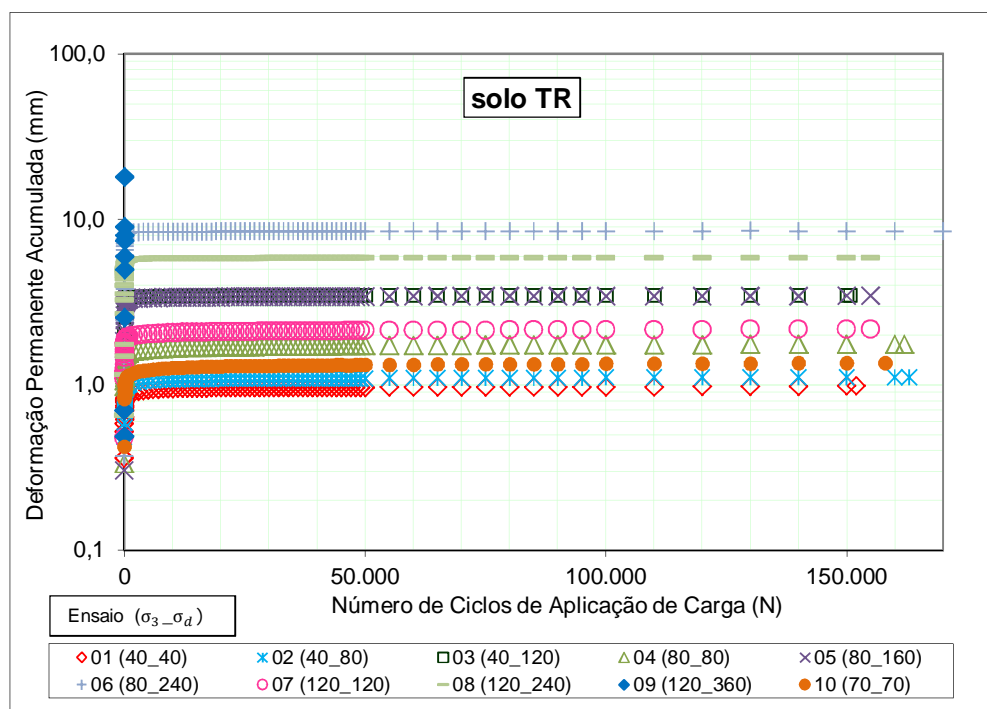
Os Gráfico 4.19, 4.20 e 4.21 indicam a DP acumulada, plotados com eixo vertical na escala logarítmica, devido às altas deformações do ensaio nº 9.

Gráfico 4.19 – Deformação permanente acumulada - solo CI



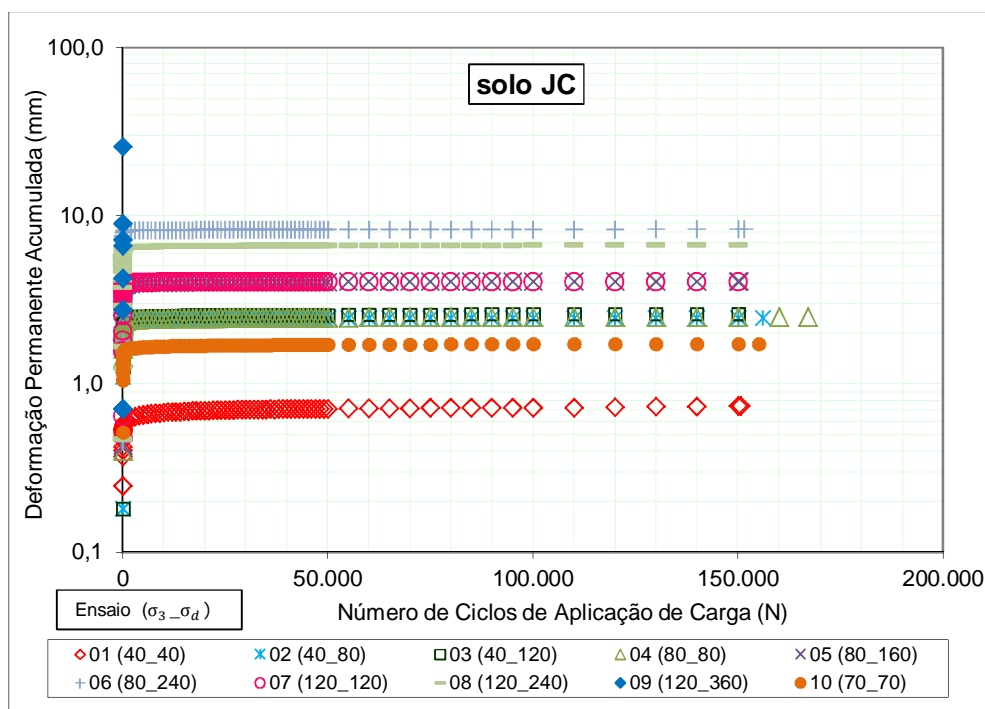
Fonte: Autor.

Gráfico 4.20 – Deformação permanente acumulada - solo TR



Fonte: Autor.

Gráfico 4.21 – Deformação permanente acumulada - solo JC



Fonte: Autor.

Observa-se que a deformação tende a tornar-se constante, apresentando muito pouca variação após determinado número de ciclos de aplicação de cargas.

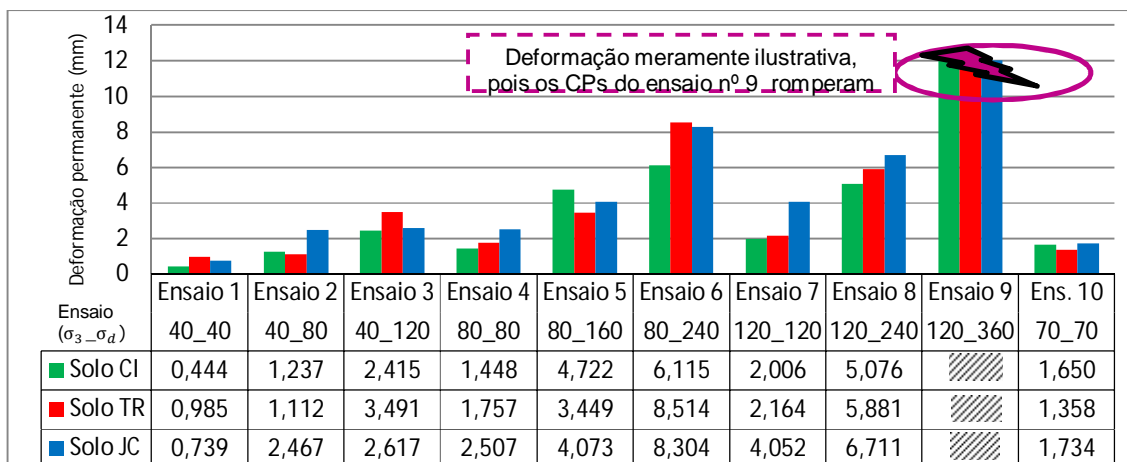
A menor deformação ocorreu no ensaio nº 1, que possui as tensões confinante e desvio mais baixas. A diminuição da DP de solo argiloso com acréscimo do número de ciclos foi constatada por diversos autores, entre os quais cita-se Guimarães (2009) e Svenson (1980).

Neste contexto, o Gráfico 4.22 ilustra a DP dos três solos.

Observa-se um comportamento similar entre os solos, explicado possivelmente pela composição granulométrica semelhante, com predominância de finos. Porém, uma análise mais detalhada indica que o solo JC apresentou as maiores deformações em 5 dos 9 ensaios, seguido do solo TR, em 3 deles e, por último, o solo CI, em apenas 1 ensaio.

A título de comparação, constatou-se que a soma algébrica das deformações dos 9 ensaios foi: solo CI (25,113 mm), solo TR (28,711 mm) e solo JC (33,204 mm), em que pesem as peculiaridades de cada estado de tensões analisado e a tolerância de w_{ot} de $\pm 1\%$, que exerce considerável influência.

Gráfico 4.22 – Deformante permanente aos 150.000 ciclos - três solos



Fonte: Autor.

A menor deformação permanente do solo CI pode ser atribuída à maior quantidade da fração areia (54%). Por outro lado, o solo JC, que tem a maior porcentagem de argila (42%), obteve as maiores deformações, possivelmente devido à contribuição dessa fração.

O rompimento do corpo de prova no ensaio nº 9, que tem maior tensão desvio, pressupõe a sensibilidade à essa variável e, para testar essa hipótese, plotou-se o Gráfico 4.23.

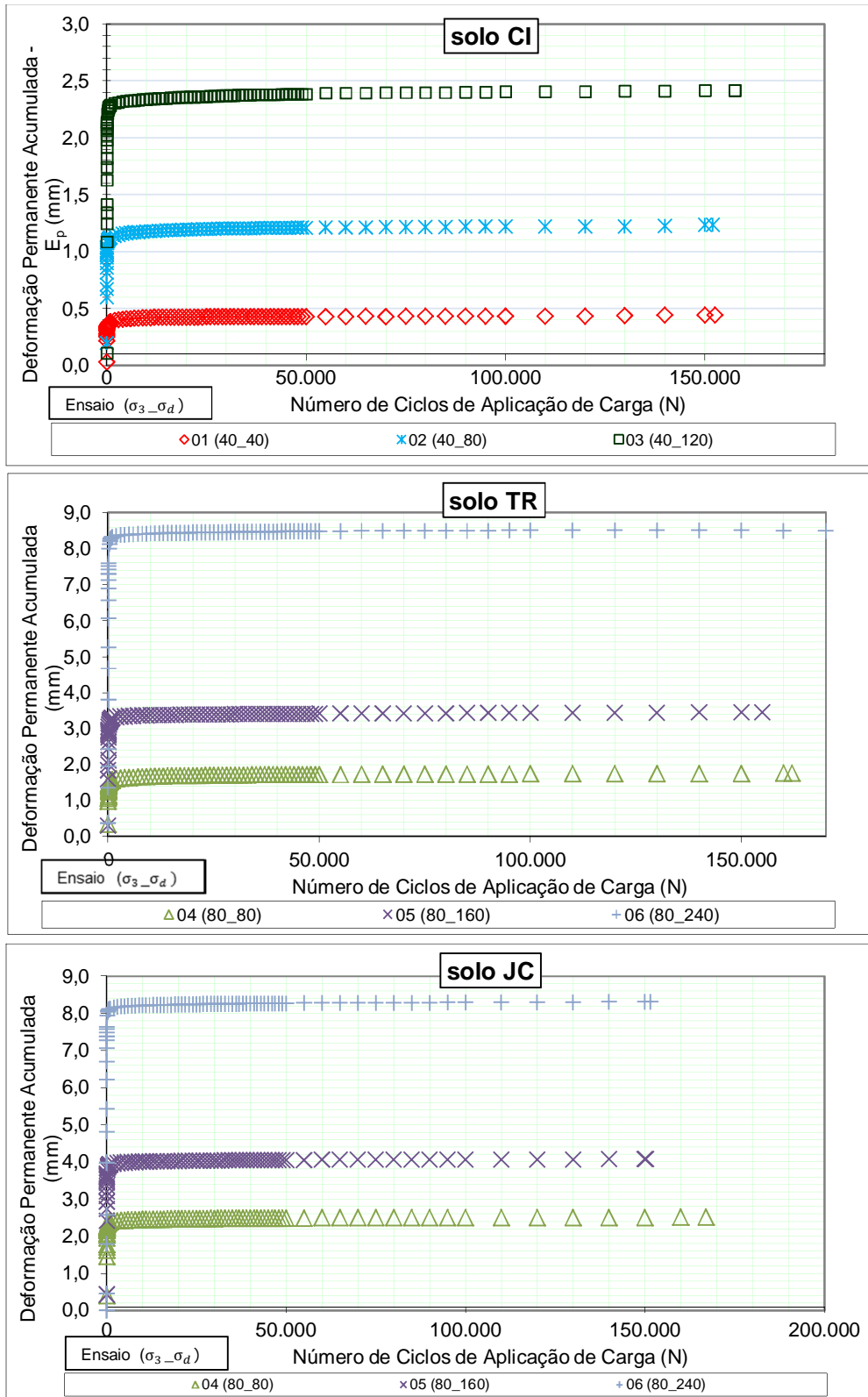
Nesse gráfico verifica-se que houve aumento expressivo de $E_p^{150.000}$ com o acréscimo de σ_d , com a mesma σ_3 .

Nesse sentido, o Quadro 4.14 indica essa variação nos ensaios nº 1 a 6. O conjunto dos ensaios nº 7 a 9 não foi incluído devido à imprecisão das leituras do LVDT no ensaio nº 9, conforme já comentado.

Constata-se nesse Quadro que, no caso do solo CI, para a relação σ_d/σ_3 igual a 3 dos ensaios nº 3 e 6 (o que corresponde a um aumento de 200% de σ_d), houve um acréscimo de 444% e 322%, respectivamente, da $E_p^{150.000}$.

Para essa mesma relação σ_d/σ_3 , no solo TR houve um acréscimo de 385% e 254%, e no solo JC, de 254% e 231%. Esse comportamento se repetiu nos demais ensaios, de forma não linear, evidenciando a sensibilidade à tensão desvio.

Gráfico 4.23 – Influência da tensão desvio na DP - três solos



Fonte: Autor.

Quadro 4.14 – Variação da DP devido ao aumento da σ_d - três solos

Solo	Ensaio			σ_d/σ_3	$E_p^{150.000}$	Relação	Variação
	Nº	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)		mm		
CI	1	40	40	1	0,444	1	0 %
	2		80	2	1,237	2,79	+ 179 %
	3		120	3	2,415	5,44	+ 444 %
	4	80	80	1	1,448	1	0 %
	5		160	2	4,722	3,26	+ 226 %
	6		240	3	6,115	4,22	+ 322 %
TR	1	40	40	1	0,985	1	0 %
	2		80	2	1,112	1,13	+ 13 %
	3		120	3	3,491	3,54	+ 254 %
	4	80	80	1	1,757	1	0 %
	5		160	2	3,449	1,96	+ 96 %
	6		240	3	8,514	4,85	+ 385 %
JC	1	40	40	1	0,739	1	0 %
	2		80	2	2,467	3,38	+ 238 %
	3		120	3	2,617	3,54	+ 254 %
	4	80	80	1	2,507	1	0 %
	5		160	2	4,073	1,63	+ 63 %
	6		240	3	8,304	3,31	+ 231 %

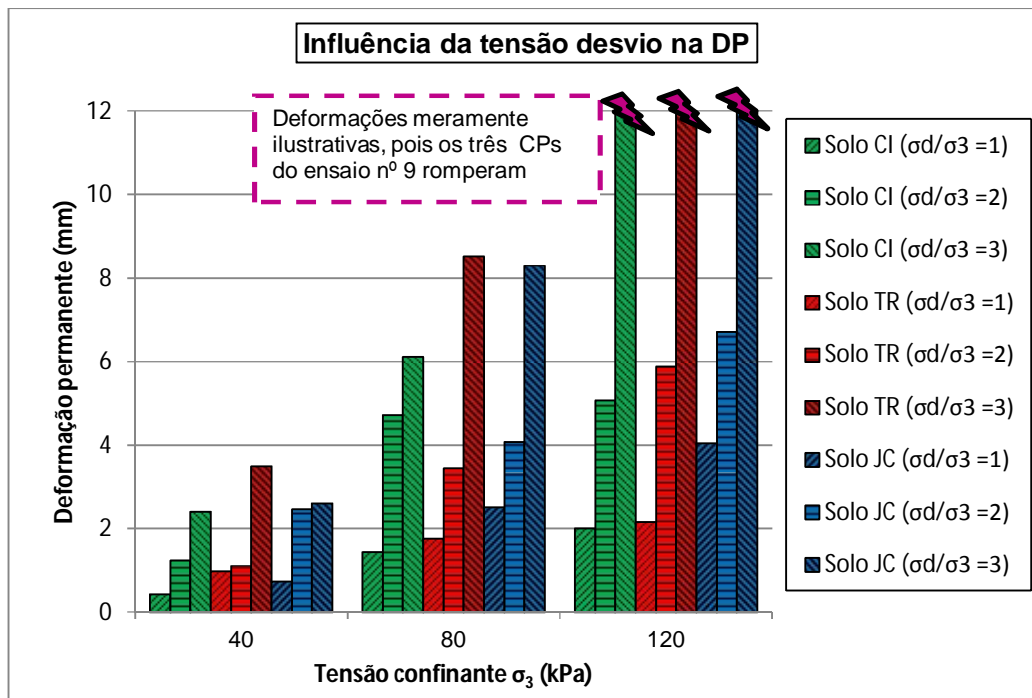
Legenda: $E_p^{150.000}$ – deformação permanente acumulada após 150.000 ciclos de aplicação de carga.
Fonte: Autor.

O Gráfico 4.24 possibilita uma visualização conjunta da influência da tensão desvio nas deformações dos três solos desta pesquisa, mantendo-se a tensão confinante constante.

Devido ao rompimento dos corpos de provas no ensaio nº 9, as maiores deformações de todos os solos foram registradas no ensaio nº 6 ($\sigma_3 = 80$ kPa e $\sigma_d = 240$ kPa), com σ_d/σ_3 igual a 3, evidenciando a influência da tensão desvio nas deformações permanentes dos solos estudados.

Com o intuito de destacar que a maior deformação ocorreu no ensaio nº 9 ($\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa), que possui relação $\sigma_d/\sigma_3 = 3$, foram representadas graficamente deformações meramente ilustrativas, uma vez que o valor numérico adotado não influencia na análise.

Gráfico 4.24 – Influência da tensão desvio na DP - três solos



Fonte: Autor.

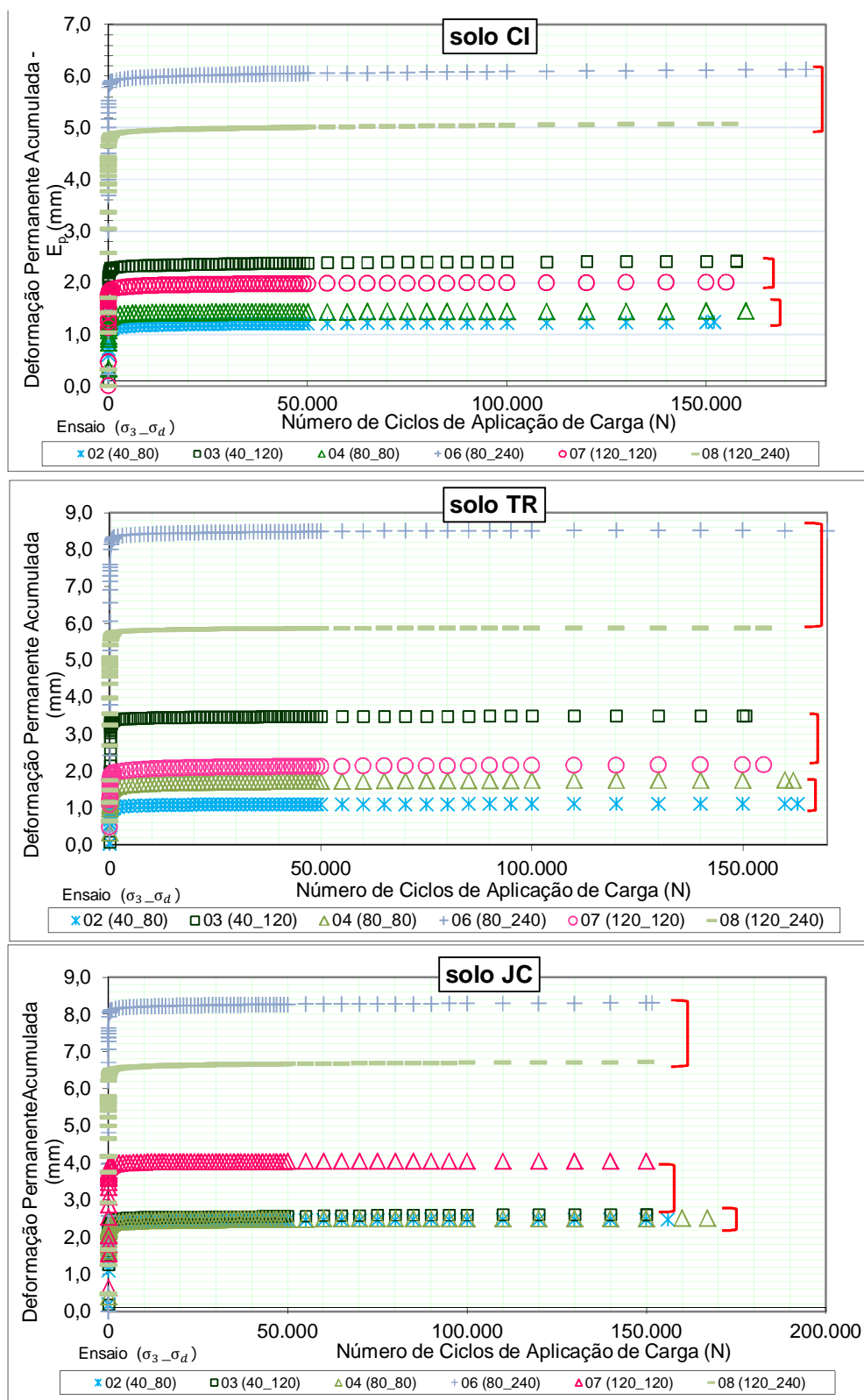
Da análise do Gráfico 4.24, verifica-se que em todos os solos o aumento da tensão desvio resultou no acréscimo da deformação permanente, sendo a diferença mais significativa quanto maior a relação σ_d/σ_3 .

Com relação à tensão confinante, é intuitivo que seu aumento reduz a deformação permanente, pois empreende maior coesão ao conjunto; no entanto, essa hipótese não se confirmou plenamente.

Assim, plotou-se o Gráfico 4.25 com o objetivo de se avaliar a influência de σ_3 , que permite analisar separadamente os ensaios nº 2 e 4; nº 3 e 7 e nº 6 e 8 (mesmo σ_d), com tensões confinantes variáveis.

Constata-se no Gráfico 4.25 que a variação entre as deformações resultantes do acréscimo da tensão confinante não foi tão significativa quanto às observadas quando se aumentou a tensão desvio.

Gráfico 4.25 – Influência do acréscimo da tensão confinante na DP - três solos



Fonte: Autor.

O Quadro 4.15 indica a variação da DP devido à tensão confinante, mantendo-se a tensão desvio constante.

Quadro 4.15 – Variação da DP devido ao aumento da σ_3 - três solos

Solo	Ensaio			σ_d/σ_3	$E_p^{150.000}$ mm	Relação Variação	
	Nº	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)			$E_p^{150.000}$	
CI	2	40	80	2	1,237	1	0 %
	4	80		1	1,448	1,17	+ 17 %
	3	40	120	3	2,415	1	0 %
	7	120		1	2,006	0,83	- 17 %
	6	80	240	3	6,115	1	0%
	8	120		2	5,076	0,83	-17 %
TR	2	40	80	2	1,112	1	0 %
	4	80		1	1,757	1,58	+ 58 %
	3	40	120	3	3,491	1	0 %
	7	120		1	2,164	0,62	- 38%
	6	80	240	3	8,514	1	0 %
	8	120		2	5,881	0,69	- 31 %
JC	2	40	80	2	2,467	1	0 %
	4	80		1	2,507	1,17	+ 17 %
	3	40	120	3	2,617	1	0 %
	7	120		1	4,052	1,54	+ 54 %
	6	80	240	3	8,304	1	0 %
	8	120		2	6,711	0,81	-19 %

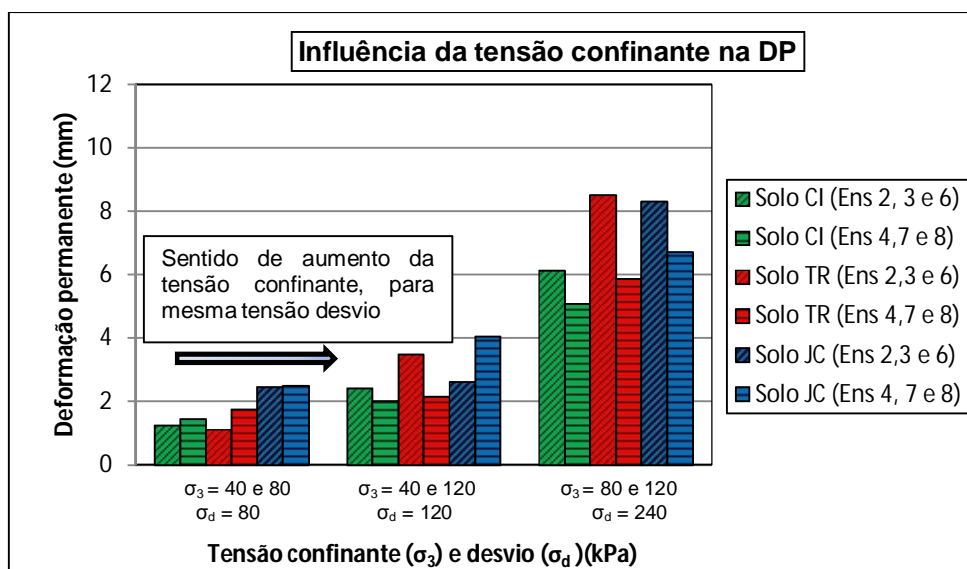
Fonte: Autor.

Constata-se que, para tensão desvio mais baixa (80 KPa), houve aumento da DP para os três solos, sendo CI (+17%), TR (+58%) e solo JC (+17%).

Por outro lado, para a tensão desvio mais alta (240 KPa), houve redução da DP para os três solos, sendo CI (-17%), TR (-31%) e solo JC (-19%). Para a tensão desvio de 120 KPa, intermediária, houve redução da DP para solos CI e TR e aumento para o solo JC.

Assim, para a apreciação conjunta da análise da influência da tensão confinante, foi traçado o Gráfico 4.26, em que é possível comparar a variação da deformação resultante do acréscimo da tensão confinante, para a mesma tensão desvio.

Gráfico 4.26 – Influência da tensão desvio na DP - três solos



Fonte: Autor.

Observa-se que, para a tensão desvio de 80 kPa, a deformação aumentou com o acréscimo da tensão confinante (de 40 kPa para 80 kPa). No entanto, para a tensão desvio de 120 kPa, o aumento de σ_3 de 40 para 120 kPa reduziu a deformação dos solos CI e TR.

Já com a tensão desvio maior, de 240 kPa, o acréscimo de σ_3 de 80 para 120 kPa resultou na diminuição da deformação permanente para os três solos. Em todos os casos essas variações foram menos significativas, se comparadas à tensão desvio.

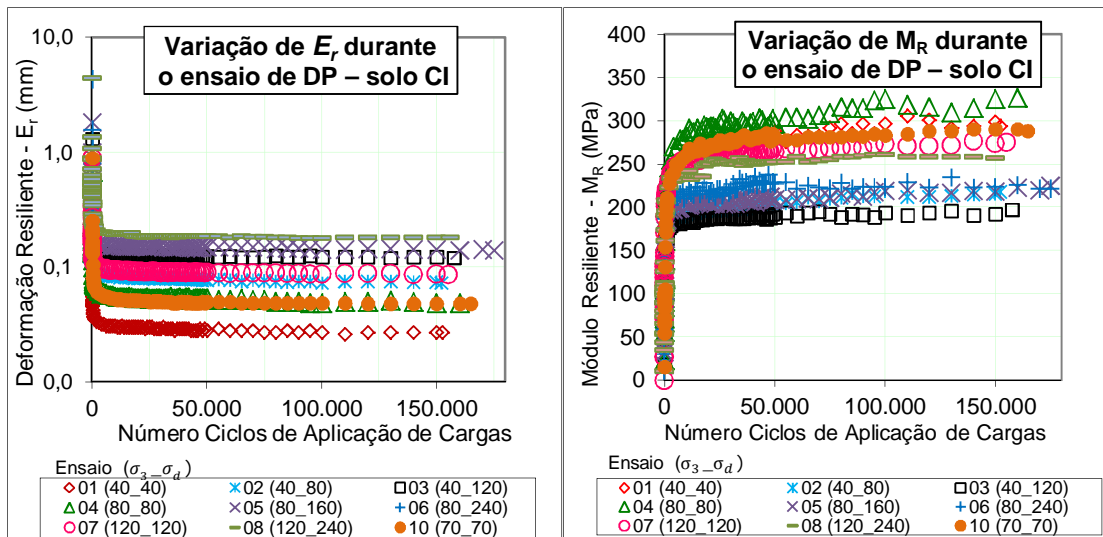
Dessa forma, diferentemente da tensão desvio, não é possível afirmar-se categoricamente se o acréscimo da tensão confinante aumenta ou diminui a deformação, pois depende do estado de tensões.

4.4.2 Influência da deformação permanente no módulo de resiliência

Conforme já citado, Guimarães (2009) recomenda o cálculo do módulo de resiliência durante e após a realização do ensaio de DP. As deformações elásticas registradas durante o ensaio de DP possibilitaram calcular o M_R durante a aplicação dos 150.000 ciclos, conforme Gráfico 4.27, 4.28 e 4.29.

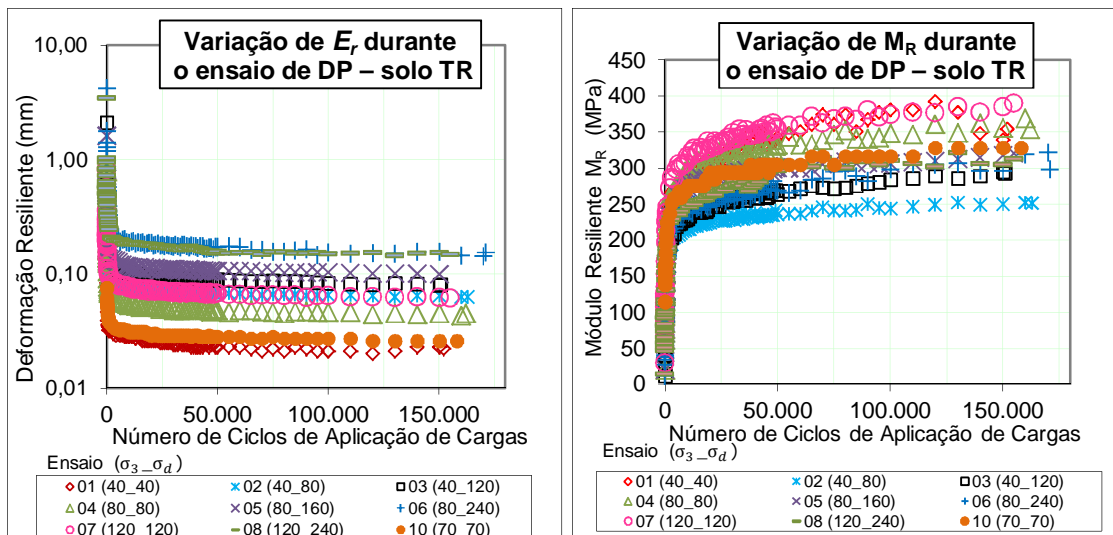
Verifica-se que, após grandes variações iniciais, os valores das deformações resilientes e dos módulos de resiliência tenderam a se estabilizar, fato também constatado por Li e Selig (1994), no estudo de solos finos argilosos de subleito.

Gráfico 4.27 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo CI

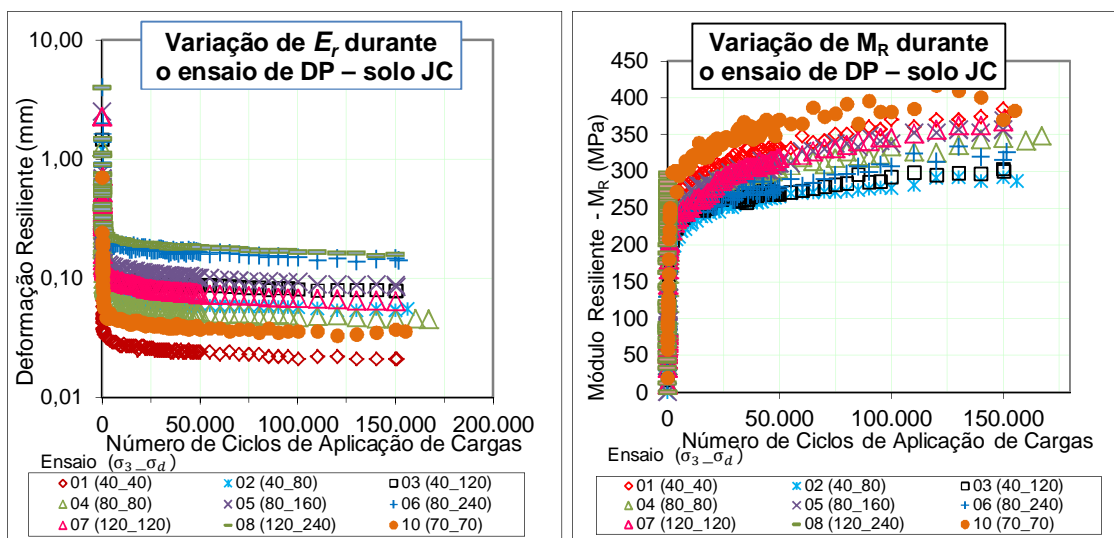


Fonte: Autor.

Gráfico 4.28 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo TR



Fonte: Autor.

Gráfico 4.29 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo JC

Fonte: Autor.

Para os três solos, o menor valor da deformação ocorreu no ensaio nº 1, de níveis de tensão mais baixas ($\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 40$ kPa) finalizando-se o experimento com as seguintes deformações: solo CI (0,027 mm), solo TR (0,023 mm) e solo JC (0,021 mm).

Os maiores valores ocorreram no ensaio nº 8, que possui a tensão desvio mais elevada ($\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 240$ kPa), sendo para solo CI (0,181 mm), solo TR (0,153 mm) e solo JC (0,158 mm).

De forma geral, verifica-se que as deformações resilientes foram bastante influenciadas pelo estado de tensões, sendo mais elevadas quanto maiores esses níveis. Essa deformação está diretamente relacionada com a resistência à fadiga do CA, sendo mais favorável quanto menor seu valor.

As deformações resilientes diminuiram sensivelmente durante o ensaio, e, em consequência, houve aumento do módulo de resiliência durante o experimento.

A partir da relação $M_R = \sigma_d / \varepsilon_r$, foram calculados os valores de M_R durante o ensaio, para cada deformação resiliente registrada.

Para o solo CI, aos 150.000 ciclos, o maior valor correspondeu ao ensaio nº 4 ($\sigma_3 = 80$ kPa e $\sigma_d = 80$ kPa) de 325 MPa, e o menor ao experimento nº 3 ($\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 120$ kPa) de 193 MPa. Observa-se que os maiores valores de M_R

ocorreram na situação em que a tensão confinante foi igual à tensão desvio (ensaios nº 4, 1, 10 e 7), nessa ordem.

Para o solo TR, aos 150.000 ciclos, o maior valor de M_R correspondeu ao ensaio nº 7 ($\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 120$ kPa) de 385 MPa, e o menor ao nº 2 ($\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 80$ kPa), de 250 MPa, sendo que os maiores valores ocorreram nas situações em que as tensões desvio e confinante foram iguais (ensaios nº 7, 1 e 4).

Já para o solo JC, aos 150.000 ciclos, o maior valor de M_R foi do ensaio nº 1 ($\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa), de 385 MPa, e o menor do nº 2 ($\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 80$ kPa), de 292 MPa. Da mesma forma que os demais solos, os maiores valores de M_R ocorreram na situação em que a tensão confinante foi igual à tensão desvio (ensaios nº 1, 10, 7), nessa ordem.

Assim, constatou-se também o M_R dos três solos aumentou “durante” o ensaio de deformação permanente.

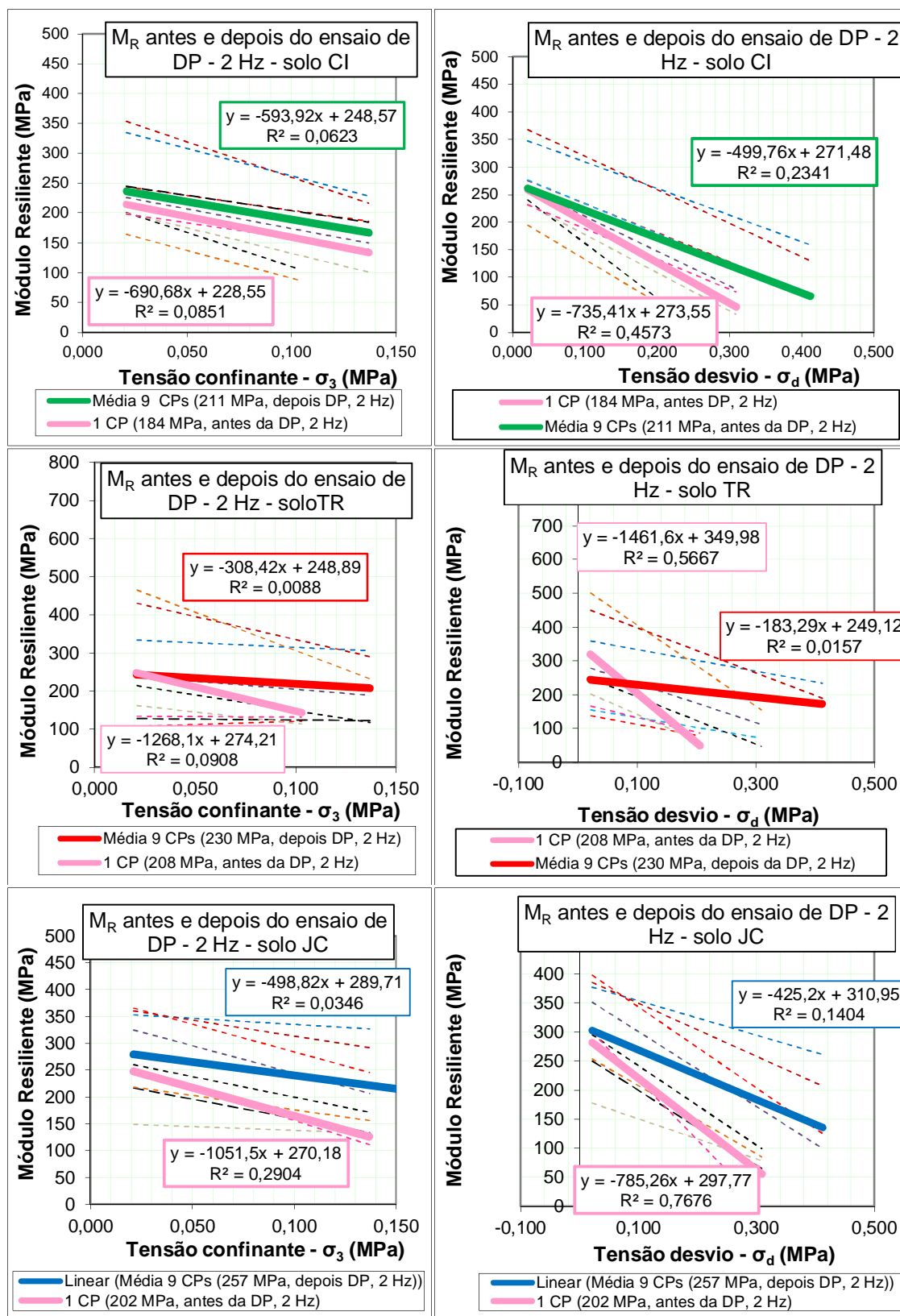
Conforme já citado, julgou-se oportuno também comparar o módulo de resiliência “antes” e “depois” da DP, todos na frequência de 2 Hz.

Para avaliação do M_R “antes” do ensaio de DP, conforme já exposto, foi moldado um CP por solo, exclusivo para ser ensaiado nessa frequência de 2 Hz, conforme Gráfico 4.15 – Influência do aumento da frequência no M_R - energia normal.

Para analisar o comportamento “depois” do longo ciclo de aplicação de cargas, foi realizado o ensaio de M_R logo após a DP, com todo o rito preconizado pelo DNIT (2010a), porém na frequência de 2 Hz.

Dessa forma, foi possível comparar o módulo de resiliência “antes” e “depois” da DP, todos na frequência de 2 Hz, conforme Gráfico 4.30. As linhas de tendência tracejadas representam o comportamento após cada ensaio de DP, para os 9 níveis de tensão, haja vista que o ensaio nº 9 não consta, por ter rompido.

Verifica-se no Gráfico 4.30 que, de forma geral, o M_R aumentou após a DP. Para o solo CI, da ordem de 15% (de 184 MPa para 211 MPa), para o solo TR, da ordem de 11% (de 208 MPa para 230 MPa) e para o solo JC, da ordem de 27% (de 202 MPa para 257 MPa). No entanto, esses resultados referem-se à média geral, sendo que, para alguns estados de tensões, houve redução do M_R .

Gráfico 4.30 – Comparação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) antes e após DP - três solos

Fonte: Autor.

Esse ganho de M_R pode ser atribuído ao enrijecimento do CP devido aos impactos sofridos durante o ensaio de DP, o que é favorável. Isso significa que, à medida que o pavimento é solicitado pela passagem das cargas, durante sua vida útil, vai ocorrendo a diminuição da deformação resiliente e, conseqüentemente, o aumentando o módulo de resiliência, reduzindo o dano à fadiga.

Esse aumento do M_R após o ensaio de deformação permanente é coerente com pesquisa de Guimaraes *et al.* (2001) a respeito de dois solos lateríticos, sendo uma argila amarela do Rio de Janeiro e uma laterita de Brasília.

4.4.3 Pesquisa de ocorrência de *shakedown*

A partir dos valores de deformação permanente e da respectiva quantidade de ciclos, calculou-se a taxa de variação da deformação permanente.

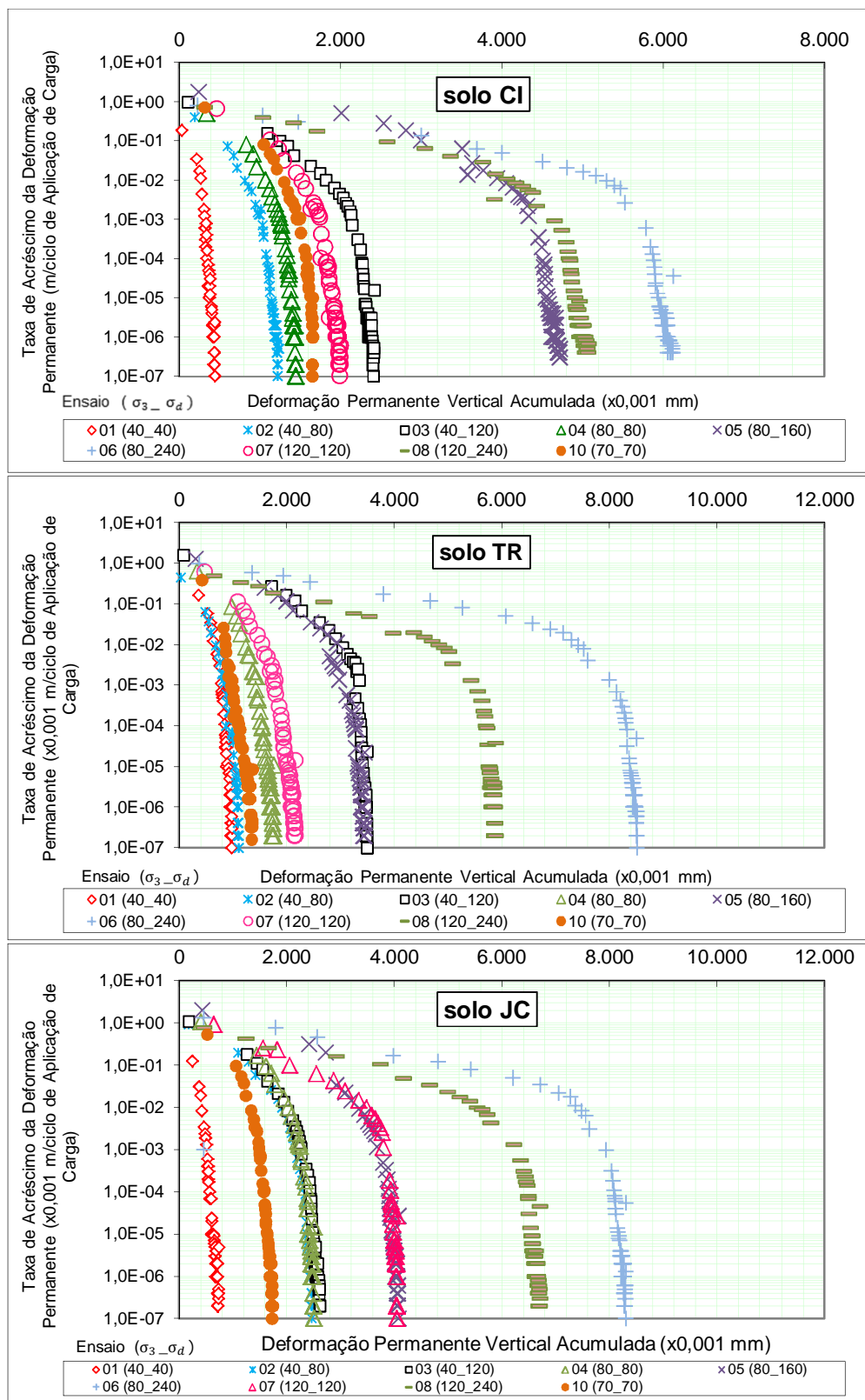
Assim, para verificar se o solo apresentou *shakedown* foi plotado o Gráfico 4.31, de acordo com o modelo de Dawson e Wellner (1999), no qual é apresentada a DP total no eixo horizontal e a taxa de acréscimo dessa deformação no eixo vertical.

Nesses gráficos não foram incluídos os ensaios nº 9, tendo em vista a imprecisão das leituras de cada golpe, devido às altas deformações, conforme já comentado.

Comparando-se o formato desses gráficos com as curvas obtidas por Werkmeister (2003), indicadas na Figura 2.8, constata-se que os todos os ensaios assemelham-se, em primeira análise, ao domínio de nível A, tendo em vista o paralelismo das curvas com o eixo vertical.

No entanto, para se configurar que efetivamente entrou em *shakedown* é necessária uma análise numérica da taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga, que deve ser da ordem de 1×10^{-7} metros.

No caso do solo CI, os ensaios nº 4 e 10 atingiram esse índice, desde os 130.000 e 100.000 golpes, respectivamente, configurando a condição de *shakedown*, no domínio A (acomodamento plástico). No caso do solo TR, somente o nº 3 manteve essa taxa, desde os 120.000 golpes. Para o solo JC, o ensaio nº 2 atingiu esse índice a partir dos 120.000 golpes.

Gráfico 4.31 – Gráfico de análise de *shakedown* - três solos

Fonte: Autor.

No caso do solo CI, os ensaios nº 1, 2, 3 e 7 chegaram a alcançar também essa taxa de deformação em algum momento ao longo do ensaio, mas não foi possível identificar se prosseguiriam com essa tendência, haja vista o encerramento do experimento com 150.000 golpes. Isso também aconteceu com os ensaios nº 1, 2 e 6 do solo TR e com os ensaios nº 4, 5, 6, 7 e 10 do solo JC.

Os ensaios nº 5, 6 e 8 do solo CI nem atingiram essa taxa de deformação exigida, o que também ocorreu com os ensaios nº 4, 5, 7, 8 e 10 do solo TR e ensaios nº 1, 3, 8 do solo JC.

Cabe destacar que encontra-se em fase de estudo uma proposta de norma do DNIT para determinação da deformação permanente, baseada no formato da curva, em que é incluída, ainda, a possibilidade de classificação em tipo “AB”, na qual o corpo de prova sofre significativas deformações iniciais e depois ocorre o acomodamento plástico.

O Quadro 4.16 consolida os resultados de classificação da ocorrência de *shakedown* dos três solos, sob os critérios de taxa de deformação de 10^{-7} m/ciclo e a proposta de norma do DNIT.

Quadro 4.16 – Resultados da ocorrência de *shakedown* - três solos

Solo	Critério	Ensaio									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CI	Taxa 10^{-7} m/ciclo	B	B	B	A	B	B	B	B	C	A
	Proposta Norma DNIT	A	A	A	A	AB	AB	A	AB	C	A
TR	Taxa 10^{-7} m/ciclo	B	B	A	B	B	B	B	B	C	B
	Proposta Norma DNIT	A	A	AB	A	AB	AB	A	AB	C	A
JC	Taxa 10^{-7} m/ciclo	B	A	B	B	B	B	B	B	C	B
	Proposta Norma DNIT	A	A	A	A	AB	AB	AB	AB	C	A

Fonte: Autor.

Destaca-se o ensaio nº 9, que foi classificado como nível C (sofreu colapso), pelos dois critérios.

Pelo critério da taxa de 10^{-7} m/ciclo, a maioria deles obteve a classificação B, uma vez que embora aparentassem entrar em *shakedown*, não atingiram a taxa de deformação requerida. No entanto, é possível que atingissem o nível A com maior número de ciclos de aplicação de cargas.

O critério em estudo pelo DNIT mostra-se menos restritivo, mas que pode ser considerado adequado para o caso desta dissertação, uma vez que os esforços e o rigor das especificações de desempenho do subleito são consideravelmente inferiores à camada de base, na qual o critério de 10^{-7} m/ciclo se baseia, a partir dos estudos de Werkmeister (2003).

4.4.4 Parâmetros de Monismith, de sua adaptação por Guimarães *et al.* (2004) e Barksdale (1972)

Os índices do modelo de Monismith foram obtidos a partir do programa Excel, plotando-se o gráfico ($\varepsilon_p \times N$) e adicionando-se linha de tendência do tipo “potência”, com exibição da equação da regressão e do coeficiente R^2 , conforme pode ser visualizado no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Parâmetros de Monismith - três solos

Solo	Ensaio	$\varepsilon_p = A.N^B$		Corre- lação	Ensaio	$\varepsilon_p = A.N^B$		Corre- lação
		A	B	R ²		A	B	R ²
CI	1	0,111	0,066	0,47	6	0,788	0,139	0,46
	2	0,307	0,068	0,53	7	0,580	0,054	0,52
	3	0,613	0,068	0,36	8	0,904	0,105	0,48
	4	0,425	0,053	0,50	9	CP rompeu		
	5	1,302	0,061	0,33	10	0,557	0,040	0,42
TR	1	0,310	0,044	0,76	6	1,349	0,120	0,48
	2	0,189	0,107	0,40	7	0,627	0,053	0,65
	3	0,924	0,066	0,24	8	1,040	0,104	0,57
	4	0,518	0,050	0,59	9	CP rompeu		
	5	0,957	0,060	0,42	10	0,389	0,051	0,84
JC	1	0,190	0,060	0,84	6	1,312	0,121	0,46
	2	0,552	0,082	0,39	7	1,112	0,062	0,51
	3	0,708	0,061	0,38	8	1,020	0,123	0,52
	4	0,809	0,044	0,41	9	CP rompeu		
	5	1,062	0,067	0,37	10	0,584	0,038	0,59

Fonte: Autor.

O Quadro 4.17 mostra que a correlação (R^2) foi baixa para todos os materiais, sendo para o solo CI (média de 0,45), solo TR (média de 0,55) e solo JC (média de 0,50). Esses valores indicam que esse modelo não representa de maneira adequada a deformação permanente desses solos.

Observa-se nos Gráfico 4.33, 4.37 e 4.38 que a regressão tipo potência, decorrente do modelo de Monismith, conduz a uma superestimativa das deformações, principalmente a partir do momento em que elas tendem a ser constantes, aproximando-se do *shakedown*.

Guimarães (2001; 2009) também constatou esse comportamento, porém lembra que as pesquisas empregando método de Monismith geralmente ocorreram até cerca de 100.000 ciclos.

Assim, a adaptação desse modelo por Guimarães *et al.* (2004) indicada nas Equações 2.9 e 2.10 apresenta melhores resultados, sendo válidas a partir da identificação do número de ciclos em que se atingiu o *shakedown* (N_{SD}).

Assim, o Quadro 4.18 apresenta os parâmetros desse modelo adaptado.

Quadro 4.18 – Parâmetros de Monismith (adaptado) – três solos

Solo	Ensaio	N_{SD}^1	$\epsilon_p = A \cdot N^B$ para $N \leq N_{SD}$			$\epsilon_p = C \cdot N + D$ para $N > N_{SD}$		
			A	B	R^2	C	D	R^2
CI	4	130.000	0,42	0,054	0,502	7×10^{-8}	0,720	0,95
	10	100.000	0,55	0,042	0,426	1×10^{-8}	0,831	0,55
TR	3	120.000	0,92	0,068	0,242	5×10^{-8}	1,769	0,97
JC	2	120.000	0,55	0,084	0,400	8×10^{-9}	1,248	0,25

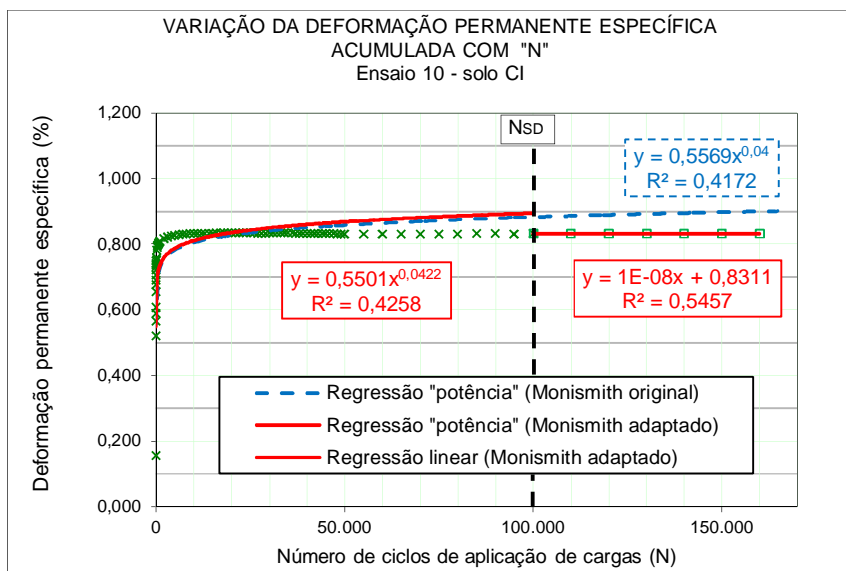
Legenda: $^1N_{SD}$ - Número de ciclos para atingir *shakedown*. Considera-se N_{SD} o número de ciclos a partir do qual a taxa de deformação é menor ou igual a 10^{-7} m.

Fonte: Autor.

Observa-se no Quadro 4.18 que a melhora do R^2 nos trechos de regressão tipo potência foi discreto, o que era de se esperar, pois os dados não mudaram.

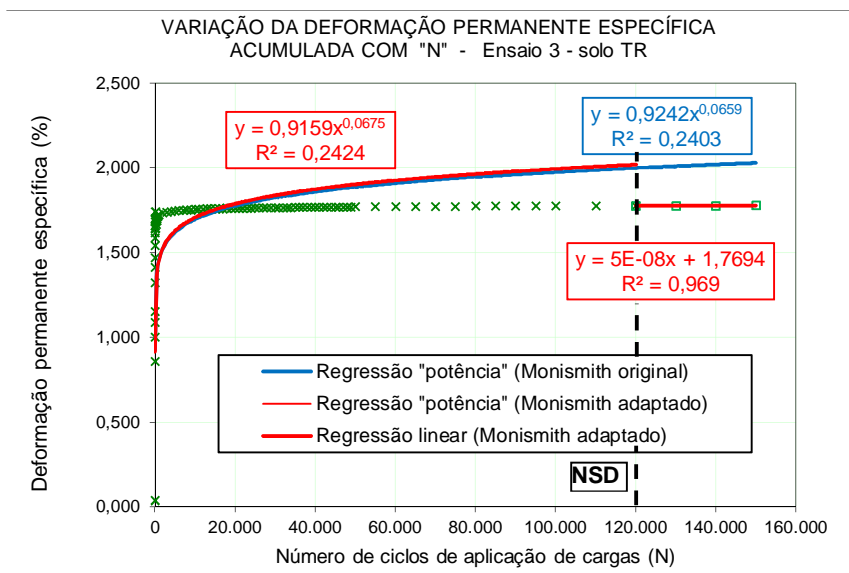
No entanto, observa-se bom enquadramento estatístico para a equação da reta que permite calcular as deformações a partir de N_{SD} , que ficaria melhor à medida que houvesse maior número de ciclos, conforme pode ser deduzido a partir dos comportamentos ilustrados nos Gráficos 4.32, 4.33 e 4.34.

Gráfico 4.32 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 10 - solo CI



Fonte: Autor.

Gráfico 4.33 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 3 - solo TR



Fonte: Autor.

A descontinuidade observada refere-se ao N_{SD} , indicando o número de ciclos de aplicação de carga em que a regressão passa a ser aproximada para o modelo linear.

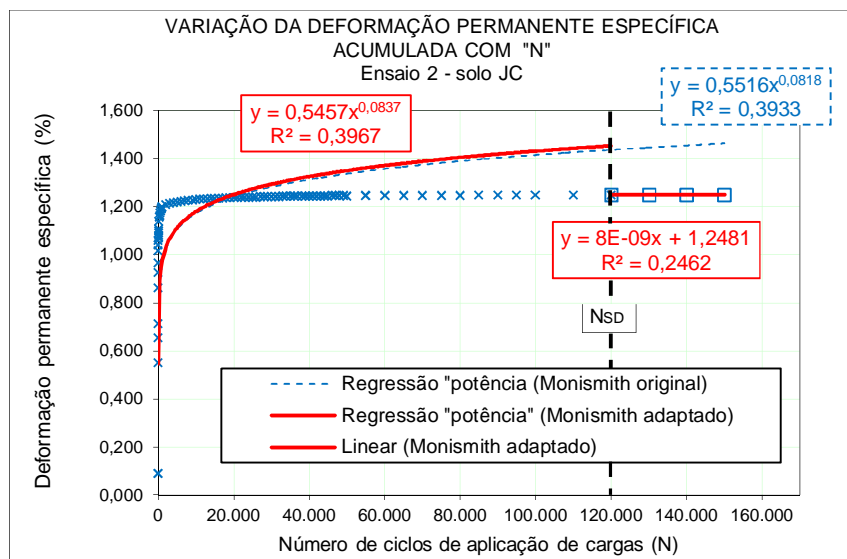
Assim, evidencia-se o melhor comportamento em relação às deformações reais, a partir de então, em relação ao modelo de Monismith original.

Isso significa que esse modelo representará, de forma mais fidedigna, o comportamento do solo para um elevado número de ciclos de aplicação de carga, situação que ocorre no pavimento em um caso real (normalmente valores de N acima de 2.000.000).

Há que se considerar que, em um pavimento real, esse número tende a ser muito maior, haja vista que restaurações e reforços que ocorrem geralmente não atingem as camadas inferiores.

Para o solo JC, embora a correlação da reta não seja satisfatória, visualiza-se no Gráfico 4.34 o bom comportamento da reta que permite calcular as deformações a partir de N_{SD} , o que levaria ao aumento de R^2 à medida que aumentasse o número de ciclos de aplicação de cargas, mostrando-se muito mais adequado do que o modelo de Monismith.

Gráfico 4.34 – Modelo de Monismith e sua adaptação - ensaio 2 - solo JC

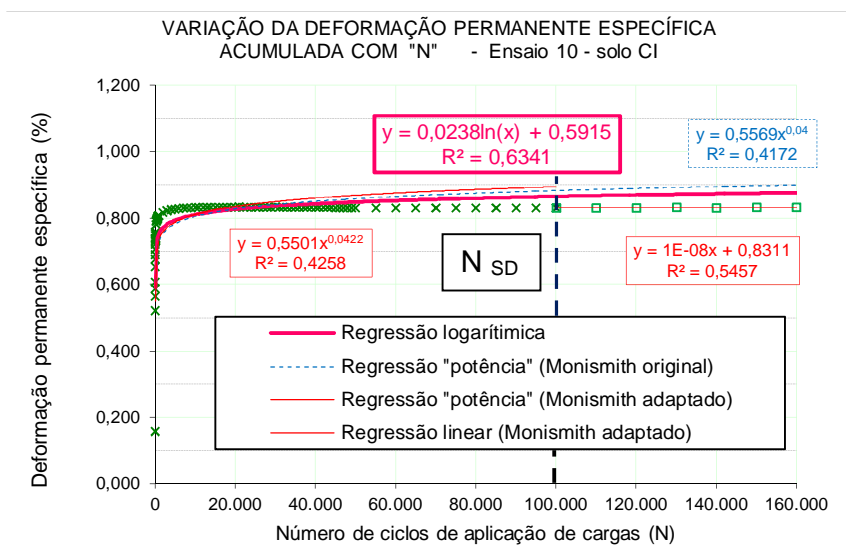


Fonte: Autor.

No entanto, na impossibilidade de determinação do N_{SD} , constatou-se que a regressão do tipo "logarítmica", proposta por Barksdale (1972) apresentou melhor comportamento e enquadramento do que Monismith, em todos os ensaios.

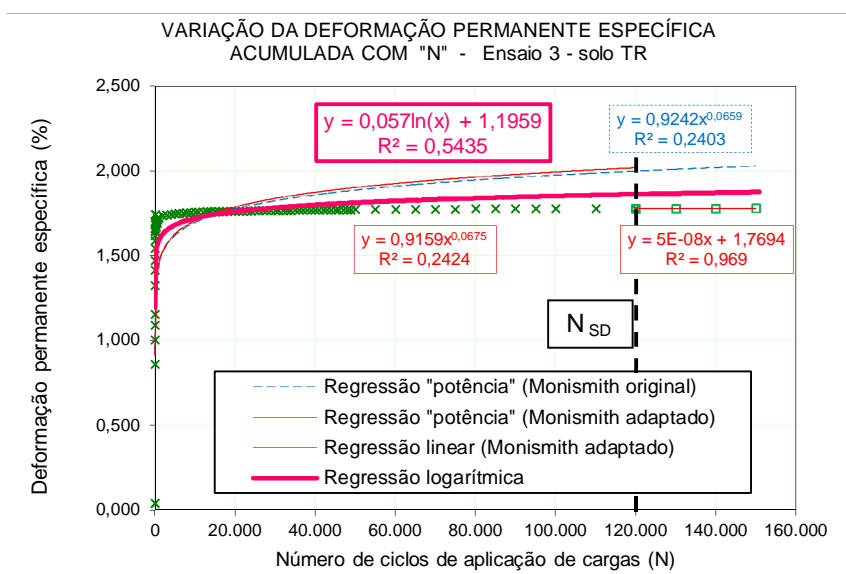
Os Gráfico 4.35, 4.36 e 4.37 mostram essa regressão para os solos, situada entre as curvas de Monismith (original e adaptada).

Gráfico 4.35 – Variação de ε_p x N (regressão logarítmica) - ensaio 10 - solo CI

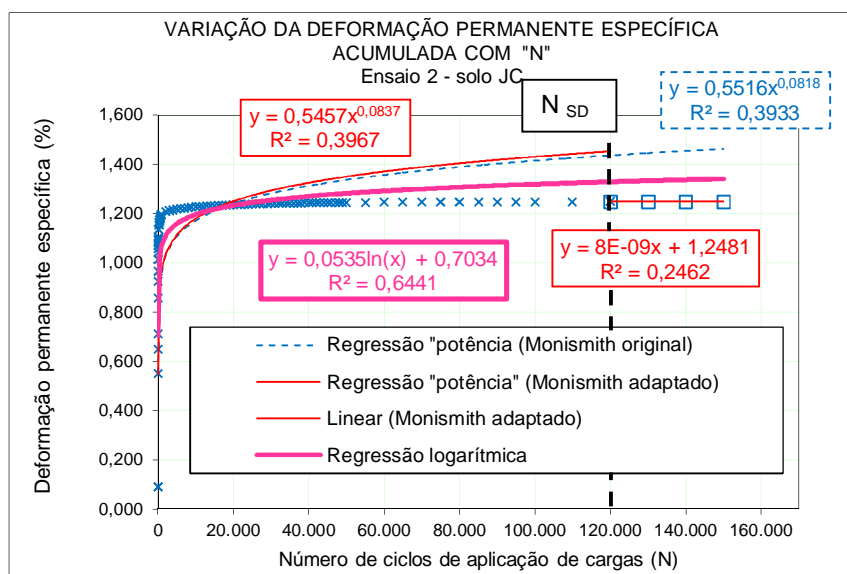


Fonte: Autor.

Gráfico 4.36 – Variação de ε_p x N (regressão logarítmica) - ensaio 3 - solo TR



Fonte: Autor.

Gráfico 4.37 – Variação de $\varepsilon_p \times N$ (regressão logarítmica) - ensaio 2 - solo JC

Fonte: Autor.

Para o solo CI, com o emprego do modelo de Barksdale (1972), a média foi de $R^2 = 0,69$ (superior aos $R^2 = 0,45$ do modelo original), para o solo TR a média foi de $0,76$ (acima de $R^2 = 0,55$) e para o solo JC foi de $0,70$ (superior ao $R^2 = 0,50$).

A escolha do tipo de regressão é de fácil acesso no programa Excel, na mesma caixa de seleção do tipo potência. Contudo, o modelo de Guimarães (2009) apresenta melhores resultados, por considerar outras variáveis.

4.4.5 Parâmetros de Guimarães (2009)

Os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) foram obtidos a partir de regressão não linear, utilizando o método da minimização da soma dos quadrados dos resíduos, com nível de confiança de 95%, utilizando-se o Software Estatística (versão 8.0), conforme Quadro 4.19. As tensões foram calculadas em MPa.

Foram consideradas todas as deformações permanentes com os respectivos estados de tensão, associadas ao número de golpes, totalizando 803 registros para o solo CI, 806 registros para o solo TR e 805 registros para o solo JC.

No ensaio nº 9 só foi incluída a deformação final, medida com paquímetro, em função dos erros das leituras intermediárias decorrentes das altas deformações, conforme já exposto.

O Quadro 4.19 indica os parâmetros de DP, sendo o valor de ρ_0 igual a 0,1 MPa, conforme recomendação do Procedimento Rede 03/2010.

Quadro 4.19 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009) - três solos (tensões em MPa)

Parâmetros	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right) \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right) \psi_3 N \psi_4$ (tensões em MPa)				
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Solo CI	0,593	-0,198	1,332	0,042	0,920
	$\varepsilon_p (\%) = 0,593 \left(\frac{\sigma_3}{0,1}\right)^{-0,198} \left(\frac{\sigma_d}{0,1}\right)^{1,332} N^{0,042}$				
Solo TR	0,385	-0,861	1,523	0,075	0,919
	$\varepsilon_p (\%) = 0,385 \left(\frac{\sigma_3}{0,1}\right)^{-0,861} \left(\frac{\sigma_d}{0,1}\right)^{1,523} N^{0,075}$				
Solo JC	0,869	0,006	1,212	0,042	0,899
	$\varepsilon_p (\%) = 0,869 \left(\frac{\sigma_3}{0,1}\right)^{0,006} \left(\frac{\sigma_d}{0,1}\right)^{1,212} N^{0,042}$				

Fonte: Autor.

Esses parâmetros, extraídos diretamente do software (coluna “*Estimate*”) e da análise estatística dos dados podem ser visualizados no Quadro 4.20.

Observa-se no Quadro 4.20 – Dados de saída do software Estatística - três solos que os valores de “*p-level*” de cada parâmetro são iguais a zero, com exceção do parâmetro ψ_2 do solo JC. De acordo com Guimarães (2009), valor abaixo de 5% significa que o parâmetro de regressão é estatisticamente relevante.

No caso do solo JC, o valor de foi elevado (0,862) indicando que a variável é estatisticamente insignificante. De fato, a oscilação entre número negativo e positivo para ψ_2 influencia na razão indireta ou direta da deformação, respectivamente. É possível que esse valor seja decorrente do pequeno domínio de variação da tensão confinante, devido às limitações do equipamento.

No entanto, obteve-se um bom coeficiente de determinação em todos os três solos, sendo para o solo CI ($R^2 = 0,920$), solo TR ($R^2 = 0,919$) e solo JC ($R^2 = 0,899$).

Quadro 4.20 – Dados de saída do software Estatística - três solos

Model is: $DPE=P1*((\text{Sig}3/K)**P2)*((\text{Sig}D/k)**P3)*(N**P4)$ (Spread Dep. Var. : DPE Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050) Solo CI						
	Estimate	Standard error	t-value df = 799	p-level	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
P1	0,592747	0,022501	26,34275	0,000000	0,548578	0,63691
P2	-0,198249	0,031714	-6,25118	0,000000	-0,260501	-0,13599
P3	1,332471	0,028993	45,95791	0,000000	1,275559	1,38938
P4	0,042424	0,003169	13,38688	0,000000	0,036203	0,04864
Model is: $DPE=P1*((\text{Sig}3/K)**P2)*((\text{Sig}D/k)**P3)*(N**P4)$ (Spread Dep. Var. : DPE Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050) Solo TR						
	Estimate	Standard error	t-value df = 802	p-level	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
P1	0,384749	0,018983	20,2679	0,00	0,347487	0,422012
P2	-0,861346	0,034272	-25,1326	0,00	-0,928620	-0,794073
P3	1,522932	0,032272	47,1905	0,00	1,459585	1,586280
P4	0,074591	0,003925	19,0062	0,00	0,066888	0,082295
Model is: $DPE=P1*((\text{Sig}3/K)**P2)*((\text{Sig}D/k)**P3)*(N**P4)$ (Spreadsh Dep. Var. : DPE Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050) Solo JC						
	Estimate	Standard error	t-value df = 801	p-level	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
P1	0,868776	0,035048	24,78845	0,000000	0,799980	0,937572
P2	0,006006	0,034591	0,17362	0,862211	-0,061894	0,073905
P3	1,211556	0,030224	40,08620	0,000000	1,152229	1,270884
P4	0,042191	0,003448	12,23764	0,000000	0,035424	0,048959

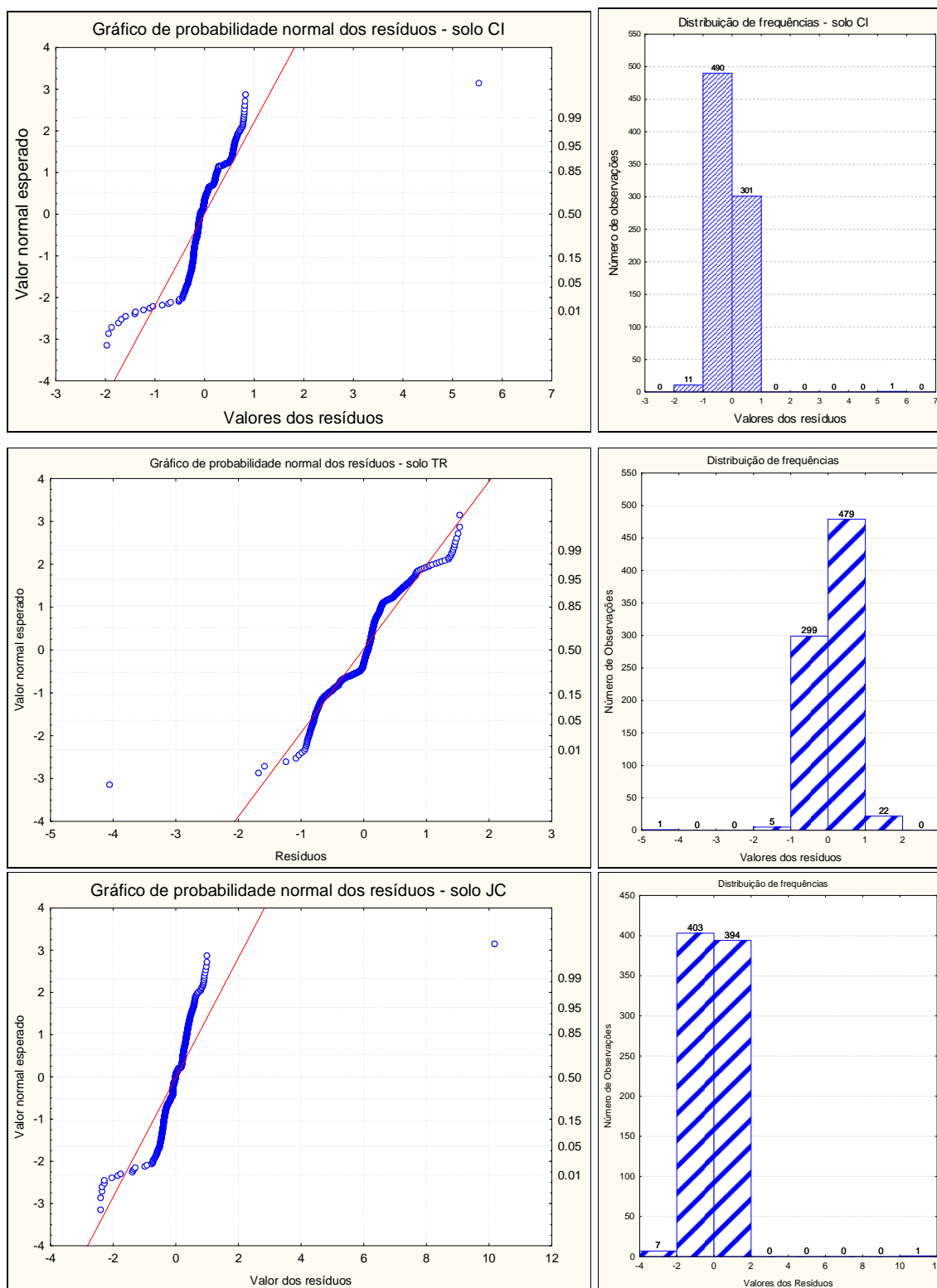
Fonte: Autor, adaptado do software Estatística.

Além de se ter obtido um bom coeficiente de determinação, observa-se no Gráfico 4.38 que os resíduos apresentaram distribuição normal, confirmando o bom enquadramento do modelo.

Os resíduos que mais se distanciaram da reta de normalidade são aqueles relativos aos primeiros golpes, em que houve grande variação das leituras. Destacam-se os resíduos isolados referentes ao ensaio nº 9, em que o CP rompeu.

É possível que a grande amplitude dos valores de resíduos seja atribuída à variedade de estados de tensões a que o solo foi submetido. Além disso, a aplicação inicial de um primeiro e único golpe ao CP ($\sigma_d = 30$ kPa e $\sigma_3 = 30$ kPa), antes da sequência de 150.000 golpes de cada ensaio propriamente dito, pode não ter sido suficiente para corrigir eventuais folgas entre a haste de aplicação de carga e seu encaixe no *Top Cap*.

Gráfico 4.38 – Distribuição normal e de frequências dos resíduos – três solos



Fonte: Autor, obtido diretamente do software *Statística*.

Nesse sentido, observou-se que os cálculos desconsiderando os 3 primeiros golpes de cada ensaio melhora sensivelmente as correlações e a soma dos quadrados dos resíduos, conforme Quadro 4.21. Cabe destacar que, para o 4º golpe, foi mantida a condição de N=4 no cálculo da regressão.

Quadro 4.21 – Análise de parâmetros estatísticos excluindo três golpes de cada ensaio

Cálculo dos parâmetros de regressão									Comparação
Solo	Considerando todos os golpes				Exclusão dos 3 primeiros golpes de cada ensaio				Variação da soma quadrados dos resíduos
	Nr Registros	Soma dos quadrados resíduos	Variação da maioria dos resíduos	R ²	Nr Registros	Soma dos quadrados resíduos	Variação da maioria dos resíduos	R ²	
CI	803	117,8	-1,0 a +1,0	0,92	775	60,1	-0,5 a 0,0	0,95	- 51%
TR	806	190,9	-1,0 a +1,0	0,92	778	114,1	-1,0 a +1,0	0,95	- 40%
JC	805	244,8	-2,0 a +2,0	0,90	777	99,5	-0,5 a +0,5	0,95	- 59%

Fonte: Autor.

Na proposta de normatização pelo DNIT do cálculo da deformação permanente, ora em estudo, estão previstos 50 golpes iniciais com $\sigma_d = 30$ kPa e $\sigma_3 = 30$ kPa para garantir total contato entre o pistão e o cabeçote, evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação do CP.

4.4.6 Influência do aumento da energia (EN para EI) na DP - solo JC

Constatou-se que os solos apresentaram altas deformações permanentes e elásticas, principalmente quando submetidos a níveis mais altos de tensões.

Em função disso, ainda que não pertença ao escopo principal deste trabalho, uma vez que a normatização rodoviária vigente preconize o emprego da energia normal para a compactação do subleito, julgou-se oportuno avaliar a influência do aumento da energia de compactação na possível redução das deformações permanentes.

No entanto, o cumprimento rigoroso do rito metodológico preconizado no Procedimento Rede 03/2010 demandaria um tempo elevado de execução de ensaios, inviabilizando essa pesquisa adicional.

Dessa forma, foram realizados 3 ensaios a 150.000 ciclos de aplicação de cargas, com diferentes relações σ_1/σ_3 e os 7 restantes com 10.000 ciclos, todos com frequência de 2 Hz.

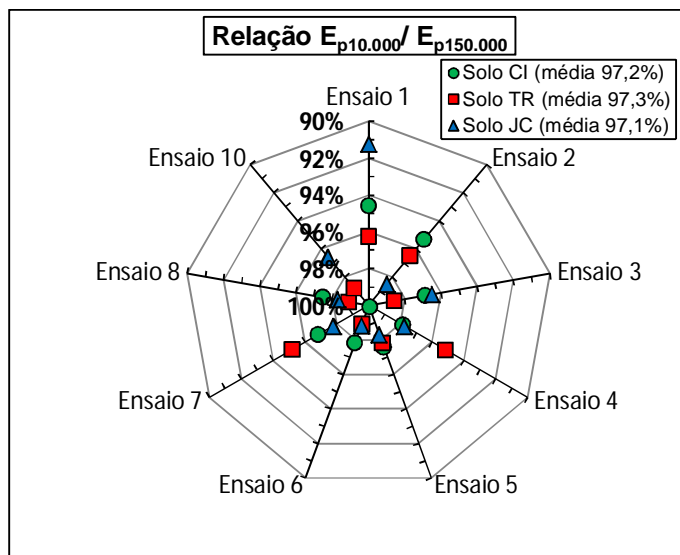
O critério para limitação desse número de ciclos baseou-se na observação de que, quando o número de ciclos de carga atingiu 10.000, os três solos apresentaram, em média, cerca de 97% da deformação permanente total, conforme pode ser constatado no Gráfico 4.39.

Cabe destacar que o menor número de ciclos de aplicação de cargas adotado reduz o tempo dos ensaios, no entanto prejudica a pesquisa de ocorrência de *shakedown*, uma vez que, muito provavelmente, não haverá tempo hábil para se configurar o domínio A.

Por outro lado, entende-se que esse procedimento pode ser útil no sentido de estimar com bom grau de precisão a deformação total a ser atingida. Isso permite descartar de imediato aqueles solos que apresentarem deformação permanente excessiva aos 10.000 ciclos de aplicação de cargas, ao mesmo tempo em que permite coletar dados suficientes para inserção em um modelo matemático, caso seja de interesse.

Assim, o solo JC foi escolhido para esse estudo, por ter maior disponibilidade de material no laboratório de solos.

Gráfico 4.39 – Percentual da DP a 10.000 ciclos em relação a 150.000 ciclos



Fonte: Autor.

Isso posto, foi traçada a curva de compactação utilizando o molde tripartido, tendo sido obtidos os valores de w_{ot} igual a 17,5% e $\gamma_{d_{max}}$ igual a 1.762 kg/m³. O Quadro 4.22 apresenta os resultados do ensaio de DP do solo JC, empregando EI.

Quadro 4.22 – Resultados do ensaio de DP – solo JC (E. Intermediária)

Ensaio				N	w _{cp}	GC	Deformação permanente				
Nº	σ_3	σ_d	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$				E_p^1	E_p^{1000}	$E_p^{10.000}$	$E_p^{150.000}$	$\varepsilon_p^{150.000}$
	kPa	kPa	σ_3	(mil)	(%)	(%)	mm	mm	mm	mm	(%)
1	40	40	2	150	17,2	101,8	0,110	0,445	0,497	0,593	0,2973
2		80	3	10	16,9	101,5	0,050	1,334	1,399	- (*)	- (*)
3		120	4	10	17,3	101,0	0,040	1,713	1,779	- (*)	- (*)
4	80	80	2	10	17,0	101,0	0,334	1,003	1,067	- (*)	- (*)
5		160	3	10	17,3	101,0	0,419	2,782	2,850	- (*)	- (*)
6		240	4	150	16,7	102,3	0,332	4,189	4,241	4,299	2,1967
7	120	120	2	10	17,1	101,9	0,613	1,494	1,547	- (*)	- (*)
8		240	3	150	17,3	101,1	0,313	3,109	3,169	3,243	1,6480
9		360	4	10	17,2	101,9	0,48	7,293	7,408	- (*)	- (*)
10	70	70	2	10	16,9	101,4	0,262	0,922	0,986	- (*)	- (*)

Legenda: E_p^n – deformação permanente acumulada após “n” ciclos de aplicação de carga.

$\varepsilon_p^{150.000}$ – deformação específica permanente após 150.000 ciclos de aplicação de carga.

(*) – ensaio interrompido com 10.000 ciclos

Fonte: Autor.

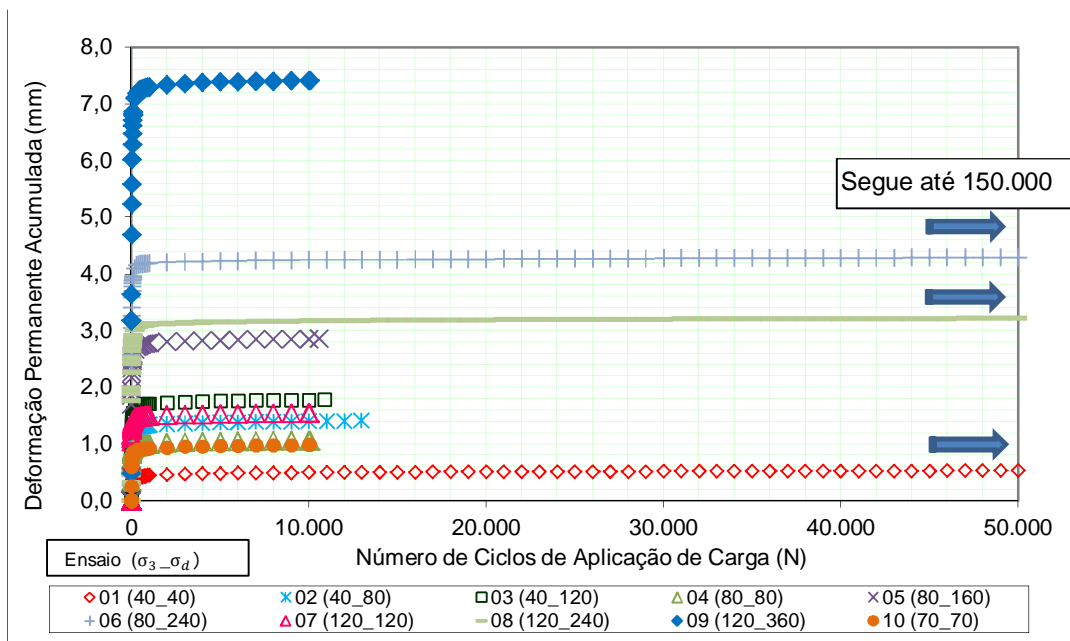
Da mesma forma que na energia normal, constata-se no Quadro 4.22 que as deformações foram tanto maiores quanto mais elevadas a relação σ_1/σ_3 , com exceção do 1º golpe, possivelmente devido a irregularidades do CP.

A maior deformação plástica total (E_p) com aplicação de 150.000 golpes foi de 4,299 (ensaio nº 6). Esse valor corresponde a 33 % do limite de 13 mm, considerado apropriado para o ATR. Cabe salientar que, nessa mesma condição, o CP compactado na energia normal deformou 8,304 mm (93% a mais).

Contudo, a maior vantagem em relação aos outros solos compactados na energia normal, foi o fato de ter resistido ao ensaio nº 9, em que pese ter sido interrompido aos 10.000 golpes, mas em função da metodologia adotada, não por excesso de deformação. Nenhum dos solos anteriores, compactados na energia normal, tinha resistido a mais de 23 golpes nesse nível de tensões.

A deformação permanente acumulada até 50.000 golpes pode ser visualizada no Gráfico 4.40. De 50.000 a 150.000 golpes o ensaio manteve a tendência delineada até então, não sendo indicada no gráfico para permitir melhor detalhamento do comportamento até 10.000 golpes.

Gráfico 4.40 – Deformação permanente acumulada - solo JC (E. Intermediária)



Fonte: Autor.

Observa-se no Gráfico 4.40 que as deformações dos ensaios nº 1, 6 e 8 seguem trajetórias indicativas de estabilização, embora apresentem ligeiro acréscimo à medida que N aumenta. Os demais ensaios, interrompidos com 10.000 ciclos, conforme já justificado, também sinalizam tendência à estabilização.

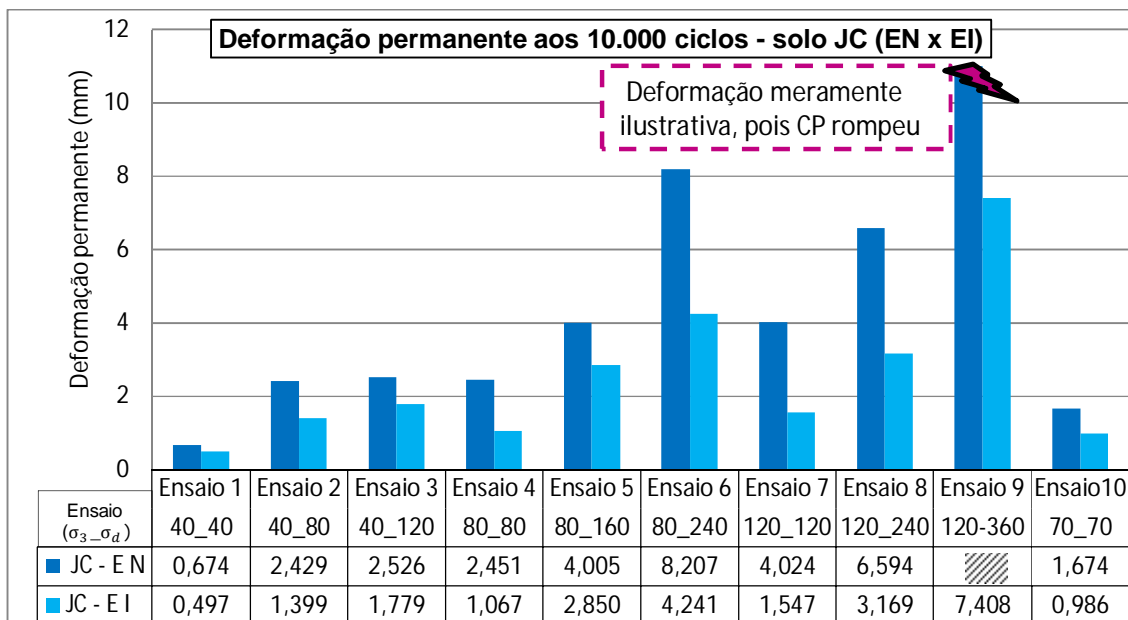
Da mesma forma que na energia normal, a menor deformação ocorreu no ensaio nº 1, que possui as menores tensões confinante e desvio. Além disso, apesar da necessidade de ajuste de LVDTs, o CP compactado na EI resistiu aos golpes do ensaio nº 9, o que não ocorreu em nenhum dos solos compactados na EN.

Da mesma forma que na EN, houve acréscimo das DP com o aumento da tensão desvio. Por outro lado, o aumento da tensão confinante resultou em diminuição das DP em todos os ensaios, para mesma a mesma tensão desvio.

Constatou-se também que, ao final de 10.000 ciclos, a deformação de todos

os CPs compactados na EI foi menor do que na EN (Gráfico 4.41).

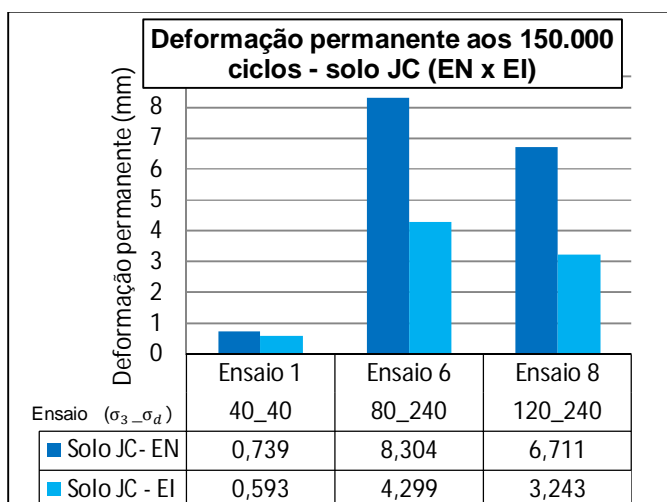
Gráfico 4.41 – Comparação das deformações - solo JC (EN x EI) - 10.000 ciclos



Fonte: Autor.

Essa tendência se manteve e, ao final dos 150.000 ciclos, a deformação permanente dos CPs compactados na energia intermediária (EI) também foi inferior à da energia normal (EN), conforme pode ser visualizado no Gráfico 4.42.

Gráfico 4.42 – Comparação das deformações - solo JC (EN x EI) - 150.000 ciclos



Fonte: Autor.

O Quadro 4.23 registra a variação percentual das deformações permanentes, ao aumentar-se a energia de compactação da normal para a intermediária. Cabe salientar que não há referência ao ensaio nº 9, uma vez que não tem parâmetro de comparação, haja vista ter rompido antes de atingir 10.000 ciclos na energia normal.

Quadro 4.23 – Variação da DP ao aumentar de EN para EI – solo JC

Variação da Deformação	Ensaio (10.000 ciclos)									Ensaio (150.000 ciclos)		
	1	2	3	4	5	6	7	8	10	1	6	8
De EN para EI	-26%	-42%	-30%	-56%	-29%	-48%	-62%	-52%	-41%	-20%	-48%	-52%
Média	- 43 %									-40%		

Fonte: Autor.

Aos 10.000 ciclos os CPs dos ensaios nº 1, 6 e 8 já haviam deformado, respectivamente, 84%, 99% e 98% da deformação total aos 150.000 ciclos.

Assim, à luz das informações contidas no Quadro 4.23, conclui-se que o aumento da energia de compactação, da normal para intermediária, resultou na redução da DP em 43 %, em média, aos 10.000 ciclos e 40% aos 150.000 ciclos.

Essa redução da deformação permanente com o aumento da energia de compactação, que por sua vez, resultou no aumento da massa específica aparente seca, pode ser atribuída ao maior contato entre os grãos e seu intertravamento.

4.4.6.1 Influência da deformação permanente no módulo de resiliência

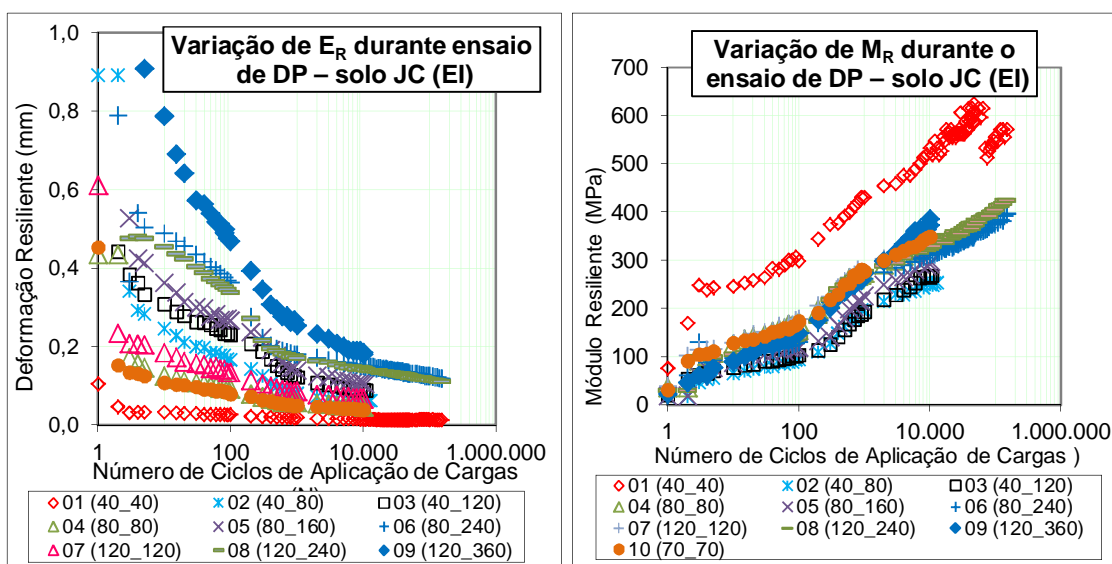
O Gráfico 4.43 ilustra a variação das deformações resilientes e do módulo de resiliência durante o ensaio de DP, cujo eixo horizontal está em escala logarítmica para possibilitar melhor detalhamento dos valores até 10.000 golpes.

Da mesma forma que na energia normal, o solo compactado na energia intermediária apresentou grandes variações de deformação resiliente e do módulo de resiliência nos primeiros ciclos, mas reduziram durante o ensaio, tendendo a um patamar de estabilização, conforme Gráfico 4.43.

O menor valor de deformação resiliente ocorreu no ensaio nº 1 finalizando com 0,013 mm e o maior valor (0,118 mm), foi observado no experimento nº 6.

Aos 150.000 ciclos, o maior valor de M_R foi do ensaio nº 1 (571 MPa), e o menor do nº 6 (397 MPa). Observa-se descontinuidade no ensaio nº 1, provocado por um acréscimo repentino das deformações elásticas, o que provocou redução de M_R , mas sem comprometer o objetivo final da análise do comportamento. Verifica-se, então, que houve aumento do M_R “durante” o ensaio de DP.

Gráfico 4.43 – Variação de E_r e M_R durante o ensaio de DP - solo JC (EI)



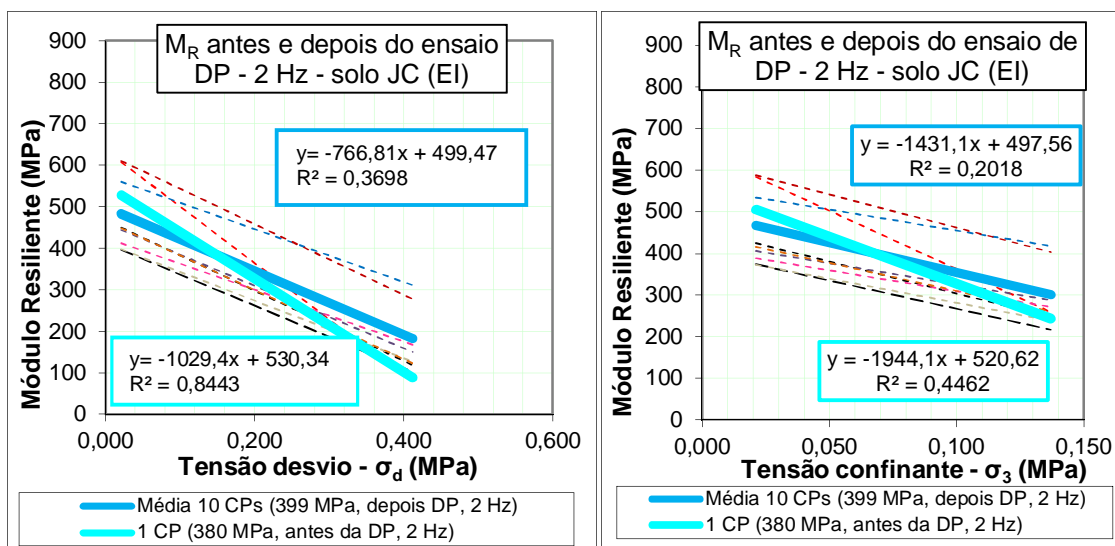
Fonte: Autor.

Conforme já citado, julgou-se oportuno também comparar o módulo de resiliência “antes” e “depois” do ensaio de deformação permanente, todos na frequência de 2 Hz.

Para avaliação do M_R “antes” do ensaio de DP foi moldado um CP exclusivo para ser ensaiado na frequência de 2 Hz e comparado com o M_R executado logo após o ensaio de DP, conforme Gráfico 4.44.

Verifica-se que, de forma geral, houve pouca interferência no M_R , com um discreto aumento, da ordem de 5%, no ensaio realizado após a DP, possivelmente devido ao enrijecimento do CP durante o experimento.

Cabe lembrar que só foi moldado um CP para ser ensaiado a 2 Hz, antes da deformação permanente.

Gráfico 4.44 – Comparação ($M_R \times \sigma_d$ e $M_R \times \sigma_3$) antes e após DP - solo JC(EI)

Fonte: Autor.

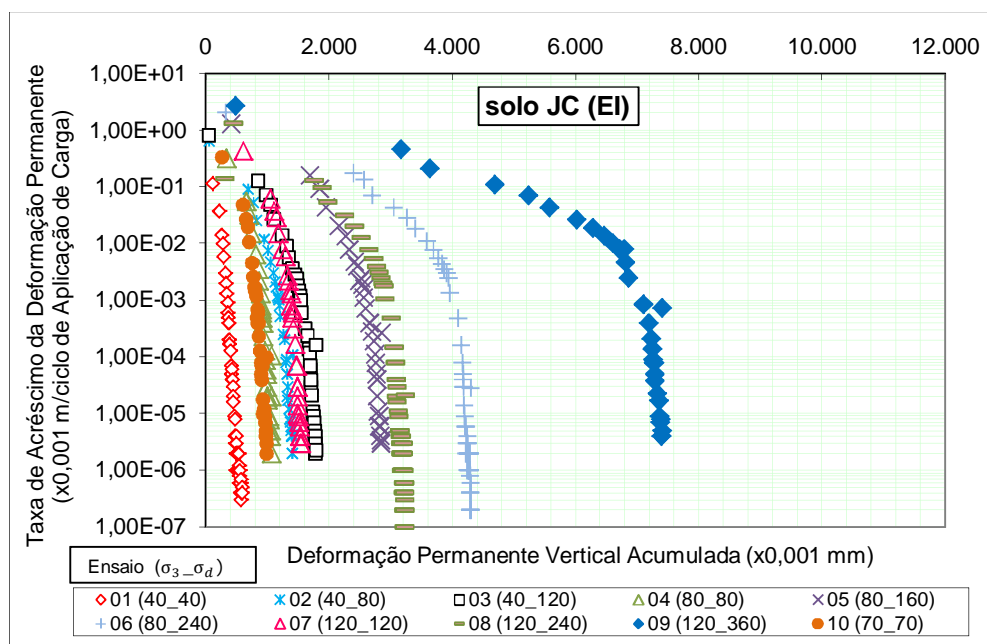
4.4.6.2 Pesquisa de ocorrência de shakedown

Conforme já comentado, o reduzido número de golpes prejudica a pesquisa de *shakedown*, haja vista que os ensaios anteriores demonstraram que a estabilização das deformações ocorre após um longo tempo de ensaio, conforme também constatado por Lima (2016). No entanto, para se ter uma noção do comportamento do material quanto a esse aspecto, foi traçado o Gráfico 4.45.

Comparando-se o formato do Gráfico 4.45 às curvas obtidas por Werkmeister (2003), indicadas anteriormente na Figura 2.8, constata-se que os todos os ensaios assemelham-se, em primeira análise, ao domínio de nível A, tendo em vista a tendência ao paralelismo das curvas com o eixo vertical.

No entanto, já foi comentando que para se configurar que efetivamente entrou em *shakedown* é necessária uma análise numérica da taxa de acréscimo da DP por ciclo de carga, que deve ser da ordem de 1×10^{-7} metros.

O ensaio nº 8 chegou a alcançar esse índice, porém somente durante um curto intervalo de ciclos, voltando a aumentar em seguida.

Gráfico 4.45 – Análise de *shakedown* - solo JC (EI)

Fonte: Autor.

O ensaio nº 9 manteve alta taxa de deformação, mas mesmo assim seu desempenho foi superior aos demais experimentos nesse nível de tensões, compactados na energia normal, que foram interrompidos logo no início, por excesso de deformação.

Os ensaios nº 1, 6 e 8 obtiveram as menores taxas de deformação, favorecidos pela execução do ensaio até 150.000 de golpes, uma vez que há tendência à estabilização das deformações com o aumento do número de ciclos.

Em função disso, todos os ensaios foram enquadrados como do tipo B.

Pelo critério em estudo pelo DNIT, os ensaios nº 5, 6, 8 e 9 seriam do tipo AB e os demais do tipo A.

4.4.6.3 Parâmetros de Monismith, de sua adaptação por Guimarães et al. (2004) e Barksdale (1972)

Os índices do modelo de Monismith do solo JC compactado na energia intermediária estão indicados no Quadro 4.24.

Nota-se que a correlação estatística (R^2) foi baixa – com média de 0,53 – contraindicando o modelo para representar a DP desse solo.

Quadro 4.24 – Parâmetros de Monismith para o solo JC (Energia Intermediária)

Ensaio	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		Corre- lação	Ensaio	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$		Corre- lação
	A	B	R ²		A	B	R ²
1	0,125	0,073	0,83	6	1,248	0,057	0,35
2	0,191	0,182	0,40	7	0,528	0,051	0,61
3	0,154	0,572	0,57	8	0,825	0,069	0,41
4	0,295	0,078	0,59	9	1,485	0,134	0,48
5	0,643	0,113	0,45	10	0,290	0,068	0,59

Legenda: (*) Não calculado devido à imprecisão das leituras decorrentes da alta deformação.
Fonte: Autor.

Considerando que não foi constatado o *shakedown* tipo A, não se aplica a metodologia de Guimarães *et al.* (2004).

Da mesma forma que na energia normal, a regressão proposta por Barksdale (1972), do tipo “logarítmica”, apresentou melhor comportamento e enquadramento do que Monismith, em todos os ensaios, com média de $R^2 = 0,75$.

4.4.6.4 Parâmetros de Guimarães (2009)

Os parâmetros de DP, calculados por regressão não linear, totalizando 506 registros, estão indicados no Quadro 4.25. As tensões foram calculadas em MPa.

O valor de “*p-level*” foi zero para todas as variáveis, indicando que todas tem importância estatística. A soma total dos quadrados dos resíduos foi de 37,04, sendo que 478 deles estão entre -0,5 e 0,5 (94,5%). Esses valores são consideravelmente melhores do que os obtidos com a energia normal.

Quadro 4.25 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009)-solo JC (EI)

Solo JC (EI)	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (tensões em MPa)				
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
Parâmetros	0,335	-0,509	1,642	0,035	0,955
Equação	$\varepsilon_p (\%) = 0,335 \left(\frac{\sigma_3}{0,1}\right)^{-0,509} \left(\frac{\sigma_d}{0,1}\right)^{1,642} N^{0,035}$				

Fonte: Autor.

4.4.7 Consolidação dos resultados da deformação permanente

O Quadro 4.26 apresenta os principais resultados dos ensaios de DP.

Quadro 4.26 – Principais resultados da deformação permanente dos três solos

Solo	Influência da DP no M_R DP (a 2 Hz)			$\epsilon_p^{150.000}$ mm	Pesquisa de <i>Shakedown</i>			Correlação dos Modelos (R^2)		
	Antes DP	Depois DP	Durante DP		Tipo A	Tipo C	Tipo B	Monis- Mith	Barks- dale	Guima- Rães
	MPa	MPa	Nº dos ensaios Maiores valores		Nº dos ensaios			(1975)	(1972)	(2009)
CI	184	211	4, 1, 10	6,115	4 e 10	9	demais	0,45	0,69	0,92
TR	208	230	7, 1, 4,	8,514	3	9	demais	0,55	0,76	0,92
JC	202	257	1, 10, 7	8,304	2	9	demais	0,50	0,70	0,90
JC (EI)	380	399	1 ¹ , 6 ¹ , 8 ¹	4,299	-	-	1 a 10	0,53	0,75	0,96

Legenda: ¹Somente esses ensaios foram até 150.000 ciclos.

Fonte: Autor.

Houve acréscimo do M_R dos três solos durante e após o ensaio de deformação permanente, possivelmente devido ao enrijecimento do CP. Os maiores valores ocorreram nos ensaios que a tensão desvio foi igual à confinante.

O solo CI apresentou a menor deformação dentre os materiais compactados na energia normal. A máxima deformação do solo JC compactado na energia intermediária correspondeu à 52% da energia normal. No entanto, a redução média da deformação foi de 40%, aos 150.000 ciclos, conforme indicado anteriormente no Quadro 4.23.

O modelo de Monismith apresentou as piores correlações estatísticas, ocorrendo sensível evolução na proposta de Barksdale, culminando com os melhores resultados do modelo de Guimarães (2009).

O modelo de Monismith adaptado por Guimarães *et al.* (2004) mostrou-se mais adequado do que os dois primeiros, porém poucos foram os casos em que pode ser utilizado, pois está vinculado à ocorrência do *shakedown* tipo A.

Os parâmetros ψ_i de deformabilidade permanente do modelo de Guimarães (2009) dos três solos compactados na energia normal estão indicados no Quadro

4.27. Não está citado o solo JC compactado na energia intermediária, porque apenas três ensaios foram conduzidos a 150.000 ciclos.

Quadro 4.27 – Parâmetros ψ_i da DP (modelo de Guimarães (2009) - três solos (tensões em MPa)

Solo	Classificação MCT	Material	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right) \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right) \psi_3 N^{\psi_4}$ (tensões em MPa)				
			ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
CI	NA'	Areia Argilosa da Jazida do CISM (Santa Maria - RS)	0,593	-0,198	1,332	0,042	0,920
TR	LG'	Argila Arenosa da Jazida Distrito Industrial (Santa Maria - RS)	0,385	-0,861	1,523	0,075	0,919
JC	LG'	Argila Arenosa da Jazida Canabarro (Santa Maria - RS)	0,869	0,006	1,212	0,042	0,899

Observação: Compactação na energia normal e tensões em MPa.
Fonte: Autor.

Em que pese a variabilidade de características dos solos dentro de uma mesma classificação geotécnica, verifica-se que os resultados do Quadro 4.27 são coerentes com os valores encontrados por outros autores, indicados no Quadro 2.4.

Em todos os solos deste trabalho observou-se que ψ_3 é o parâmetro que mais influencia na deformação permanente, relacionado com a tensão desvio.

4.5 DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO - EMPÍRICO

Esse dimensionamento consistiu na análise da fadiga e da deformação permanente em estrutura de pavimento inicialmente dimensionada pelo DNIT e, posteriormente, redimensionada por um recorte metodológico do dimensionamento mecanístico-empírico, por meio do aumento da espessura do revestimento. Foi calculada a deformação permanente do subleito, com base no ponto de maior deformação específica.

4.5.1 Cálculos das espessuras iniciais (método do DNIT)

O pavimento foi dimensionado pelo método do DNIT, conforme estruturas apresentadas no Quadro 4.28, com as seguintes considerações:

- subleito constituído pelos solos estudados, cujo valor de CBR obtido neste trabalho foi de 11%, para cada um deles, compactados na EN. O solo JC foi dimensionado também na EI (CBR de 20%);
- optou-se por não considerar o índice de suporte, calculado a partir do CBR corrigido, em função do IG dos solos (Souza, 1981);
- o CBR adotado para base foi de 80% e o da sub-base foi de 20%;
- os valores de N adotados corresponderam aos valores médios de cada tipo de revestimento recomendados pelo método do DNIT ($5,0 \times 10^5$; $2,5 \times 10^6$; $7,5 \times 10^6$; $2,5 \times 10^7$ e $7,5 \times 10^7$);
- macadame seco: espessura mínima de 16 cm e máxima de 21 cm (DAER/RS, 1991);
- camadas granulares: espessura construtiva mínima de 15 cm e de compactação variando de 10 cm a 20 cm (DNIT, 2006a);
- tratamento superficial: a espessura foi desprezada (SOUZA, 1981);
- coeficientes estruturais da base (K_R) e sub-base (K_{SB}) iguais a 1,0.

Assim, com base nessas premissas, foram calculadas as espessuras iniciais do revestimento, conforme Quadro 4.28.

Quadro 4.28 – Espessuras das camadas dimensionadas pelo método DNIT

Número (N ou N_{USACE})		$5,0 \times 10^5$		$2,5 \times 10^6$		$7,5 \times 10^6$		$2,5 \times 10^7$		$7,5 \times 10^7$	
Subleito ISC ¹	%	11	20	11	20	11	20	11	20	11	20
Revestimento (R)	tipo	TS ²		CA ³		CA ³		CA ³		CA ³	
	cm	-	-	5	5	7,5	7,5	10	10	12,5	12,5
Base (B)	cm	25	25	17	17	15	15	15	15	20	15
Sub-base (h20)	cm	16	-	16	-	16	-	16	-	-	-
Tipo (Denominação) ⁴		E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10

Legenda: ¹ Solos CI, TR e JC – 11 % (EN); Solo JC – 20 % (EI); ² Tratamento superficial; ³ Concreto asfáltico; ⁴ Denominação da estrutura para análises subsequentes.

Fonte: Autor.

Em função do ISC elevado dos solos, a espessura da camada da sub-base, quando necessária, foi a mínima recomendada. Esse dimensionamento seguiu os critérios didáticos do método.

4.5.2 Análise das tensões e deformações

O Quadro 4.29 apresenta os dados que permitem simular o comportamento à fadiga das estruturas dos pavimentos.

Quadro 4.29 – Dimensionamento à fadiga - três solos

N _{USACE} (DNIT)	Solo	Dimensionamento inicial (DNIT)						Recorte metodológico do dimensionamento Mecânico - Empírico					
		Tipo	CA ¹ (cm)	ϵ_t (crítica) ² (x 10 ⁻⁶) [ponto de análise] ³	N _f ⁴ (COPPE, 2014)	N _f ⁴ > N _{USACE} ?	N _f ⁴ (FHWA) Equivalente	N _f ⁴ > N _{USACE} ?	CA ¹ (cm)	ϵ_t (crítica) ² (x 10 ⁻⁶) [ponto de análise] ³	N _f ⁴ (COPPE, 2014)	N _f ⁴ (FHWA) Equivalente	N _f ⁴ > N?
2,5 E +06	CI	E3	5,0	432 [3]	1,04E+05	✗	2,15E+06	✗	20,5	128 [1;2]	2,53E+06	1,54E+08	✓
	TR	E3	5,0	364 [3]	1,63E+05	✗	3,92E+06	✓	17,5	127 [1;2]	2,58E+06	1,58E+08	✓
	JC	E3	5,0	376 [3]	1,50E+05	✗	3,49E+06	✓	18,5	124 [1;2]	2,75E+06	1,72E+08	✓
	JC (EI)	E4	5,0	318 [3]	2,32E+05	✗	6,29E+06	✓	16,0	124 [2]	2,75E+06	1,72E+08	✓
7,5 E +06	CI	E5	7,5	375 [3]	1,51E+05	✗	3,53E+06	✗	27,5	83 [1;2]	7,87E+06	7,04E+08	✓
	TR	E5	7,5	300 [3]	2,71E+05	✗	7,72E+06	✓	24,0	83 [1;2]	7,87E+06	7,04E+08	✓
	JC	E5	7,5	314 [3]	2,40E+05	✗	6,58E+06	✗	24,5	84 [1;2]	7,63E+06	6,75E+08	✓
	JC (EI)	E6	7,5	255 [3]	4,14E+05	✗	1,37E+07	✓	22,0	82 [1;2]	8,13E+06	7,35E+08	✓
2,5 E +07	CI	E7	10,0	284 [3]	3,12E+05	✗	9,36E+06	✗	36,5	53 [1]	2,55E+07	3,40E+09	✓
	TR	E7	10,0	236[2;3]	5,08E+05	✗	1,79E+07	✗	32,0	53 [1;2]	2,55E+07	3,40E+09	✓
	JC	E7	10,0	249 [2]	4,41E+05	✗	1,49 E+07	✗	33,0	53 [1;2]	2,55E+07	3,40E+09	✓
	JC (EI)	E8	10,0	201 [3]	7,74E+05	✗	3,15E+07	✓	30,0	53 [1]	2,55E+07	3,40E+09	✓
7,5 E +07	CI	E9	12,5	234 [2]	5,19E+05	✗	1,85E+07	✗	46,0	35 [1;2]	7,58E+07	1,46E+10	✓
	TR	E9	12,5	177 [2]	1,08E+06	✗	4,93E+07	✗	40,5	35 [1;2]	7,58E+07	1,46E+10	✓
	JC	E9	12,5	188 [2]	9,22E+05	✗	3,99E+07	✗	42,0	35 [1;2]	7,58E+07	1,46E+10	✓
	JC (EI)	E10	12,5	161 [2]	1,38E+06	✗	6,87E+07	✗	39,5	34 [1;2]	8,18E+07	1,62E+10	✓

Legenda: ¹ Revestimento em concreto asfáltico (espessura em cm); ² Deformação específica de tração crítica (máxima) no fundo do revestimento; ³ Ponto de análise correspondente à maior deformação: conforme Figura 3.26; ⁴ Número admissível de aplicações de carga até a fadiga.

Fonte: Autor.

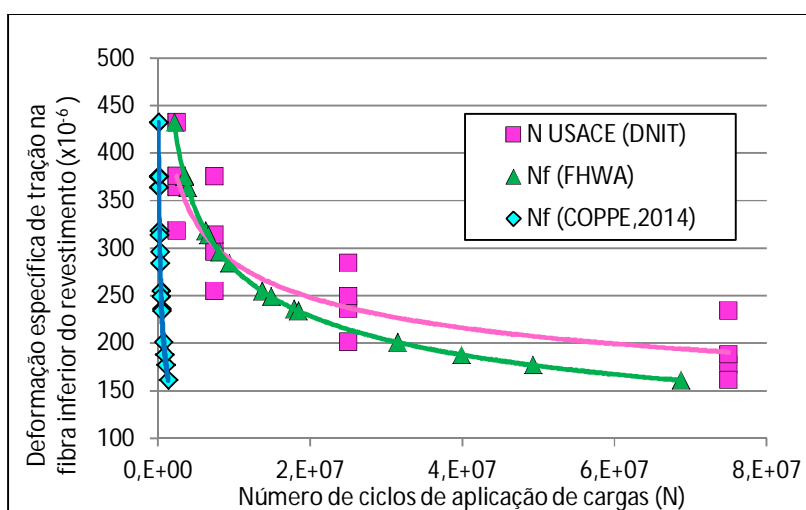
Verifica-se que o dimensionamento pelo método do DNIT apresentou altos valores de deformação específica de tração no fundo do revestimento (ε_t). Nota-se que, para a mesma estrutura, essa deformação variou inversamente ao valor do módulo de resiliência. Assim, o solo CI, que possui o menor módulo, apresentou os maiores valores de ε_t , e o solo TR, que tem maior M_R , apresentou as menores deformações específicas, considerando a energia normal. Nesse sentido, houve também redução de ε_t ao aumentar-se a energia de compactação do solo JC para intermediária, que aumentou seu módulo de resiliência.

Nesse contexto, considerando o critério de fadiga da COPPE, todas as estruturas compactadas na energia normal do Quadro 4.29 romperiam por fadiga, com apenas 2,8% do número de ciclos previsto em projeto, em média. À medida que N aumentou, o desempenho à fadiga agravou-se. Por outro lado, a compactação na energia intermediária melhorou em 63% o desempenho à fadiga do solo JC, em média, comparado com a energia normal.

De forma diferente, com relação ao critério da FHWA, algumas estruturas compactadas na EN suportariam o dano à fadiga e outras romperiam. O aumento de EN para EI melhorou o desempenho à fadiga do solo JC em 93%, em média.

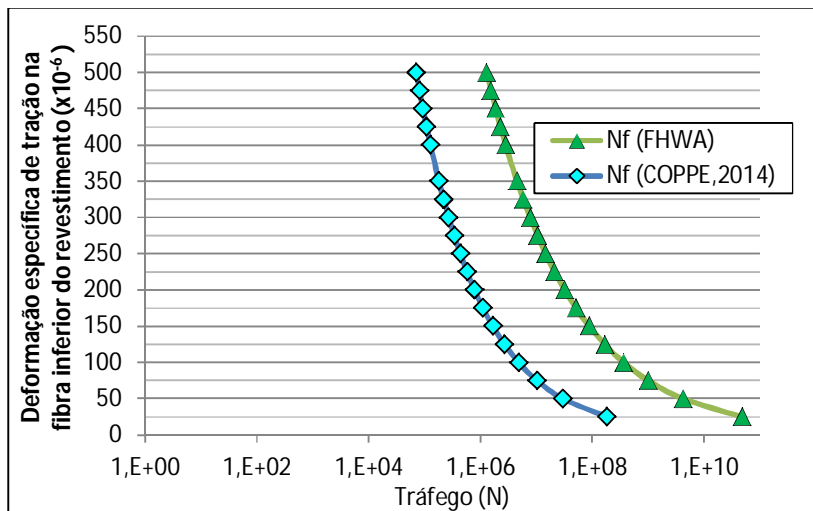
Nota-se que a formulação proposta pela COPPE é mais restritiva que a FHWA, e que esta se aproxima do N calculado pelo método do DNIT (Gráfico 4.46).

Gráfico 4.46 – Comparação entre o N de projeto do DNIT (USACE) e os modelos de desempenho à fadiga (COPPE e FHWA)



Esse conservadorismo do critério da COPPE também se verificou nas faixas de deformação específica de tração, variando de $25 \cdot 10^{-6}$ a $500 \cdot 10^{-6}$, conforme indicado no Gráfico 4.47, plotado em escala semi logarítmica.

Gráfico 4.47 – Comparação entre modelos de desempenho à fadiga (COPPE e FHWA) para variadas deformações de tração na fibra inferior do CA

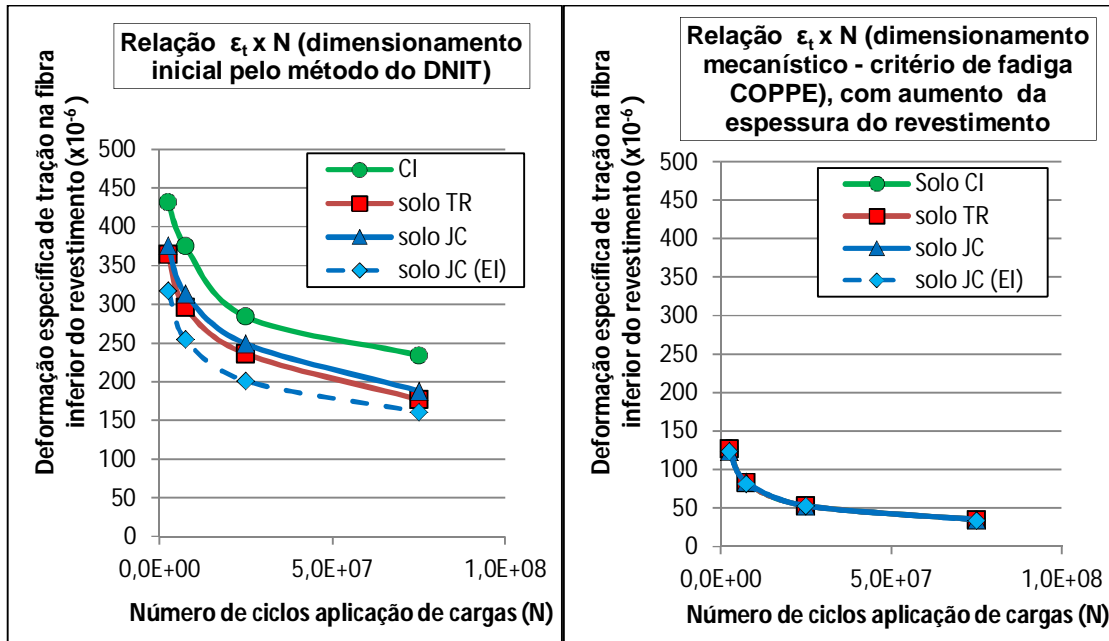


Fonte: Autor.

Em consequência, para redimensionar a estrutura de forma que atendesse aos critérios de desempenho pelo critério da COPPE (mais restritivo), optou-se por utilizar-se de um recorte metodológico do método mecanístico - empírico, alterando-se a espessura do revestimento asfáltico, balizado pelas pesquisas de Ribas (2014), conforme já comentado.

O rigor do critério da COPPE conduziu a baixas deformações específicas de tração, conforme Gráfico 4.48.

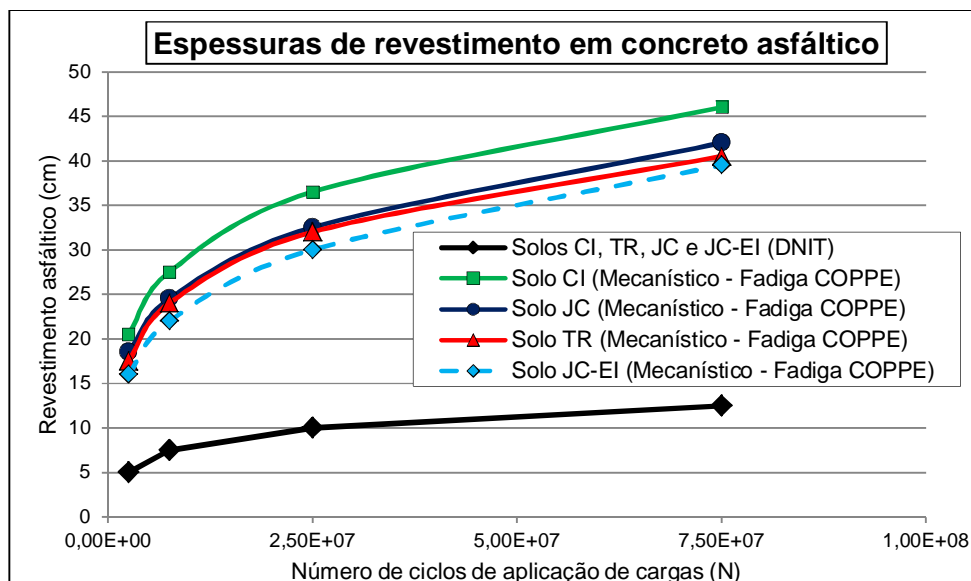
Observa-se que as deformações de tração mais altas ocorreram com os solos de menor módulo de resiliência, evidenciando o cuidado que se deve ter na escolha dos materiais empregados nos pavimentos.

Gráfico 4.48 – Relação $\varepsilon_t \times N$ para dimensionamento pelo DNIT e mecânico

Fonte: Autor.

O critério da COPPE resulta em elevadas espessuras, conforme Gráfico 4.49.

Gráfico 4.49 – Comparação das espessuras dos revestimentos (método do DNIT x mecânico - empírico - fadiga COPPE).



Fonte: Autor.

Constata-se que houve necessidade do acréscimo significativo das espessuras do concreto asfáltico para que o N_f superasse o N de projeto. Os maiores valores são incomuns na prática da engenharia corrente no Brasil, indicando que, em uma situação real, haveria necessidade de alterarem-se outros parâmetros das estruturas, como material e/ou espessura de base, sub-base e revestimento. Nesse sentido, cita-se, por exemplo, o uso de base com ligante asfáltico (base negra) ou de base cimentada.

As espessuras necessárias foram inversamente proporcionais ao M_R . Assim, o solo CI, que possui a situação mais desfavorável com relação à resiliência, exigiu a maior camada de revestimento asfáltico.

A compactação na energia intermediária do solo JC, aumentando o seu M_R , permitiu reduzir a espessura do revestimento em todos os N , na média de 9%, variando de 13,5% para $N = 2,5 \times 10^6$ até 6 % para $N = 7,5 \times 10^7$.

No entanto, cabe destacar a tese de Fritzen (2016), pesquisador da COPPE, sobre o desenvolvimento e validação de uma função de transferência baseada nos ensaios mecânicos de módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral de cargas repetidas de misturas asfálticas, a partir da análise de segmentos experimentais construídos e monitorados anualmente. Essa função de transferência baseou-se no dano médio acumulado distribuído em 110 pontos, calculado com o programa de análise elástica. Essa metodologia está sendo implementada no SisPav, o que indica que o modelo de fadiga utilizado neste trabalho será substituído em breve.

Para o cálculo da deformação permanente, calcularam-se as tensões confinante e desvio no subleito, em particular nos pontos indicados na Figura 3.26, com uso da ferramenta AEMC. Assim, de posse das tensões, calculou-se a maior deformação plástica específica, de acordo com a metodologia de Guimarães (2009), com o emprego dos parâmetros de deformabilidade obtidos para cada solo.

Coincidentemente, no caso desses pavimentos estudados, a maior deformação ocorreu na profundidade de 10 cm (em média 30% acima da que ocorreu no topo), exatamente sob o eixo das rodas (ponto de análise nº 7, da Figura 3.26). Por outro lado, na profundidade de 20 cm dentro do subleito, a deformação média foi aproximadamente 5% daquela que ocorreu na profundidade de 10 cm. Isso indica que a análise das deformações específicas até a profundidade de 20 cm

é bastante razoável, sendo julgada desnecessária a avaliação em pontos abaixo desse valor.

Assim, para obtenção do ATR representativo do subleito, multiplicou-se a deformação específica da profundidade de 10 cm por 200 mm (linearização da deformação pela maior deformação específica, que favorece a segurança), conforme Quadro 4.30, no caso do dimensionamento inicial do DNIT, e Quadro 4.31 para o pavimento de maiores espessuras, com base no dimensionamento pelo método mecanístico - empírico.

Nesses quadros foi incluída uma coluna que permite a comparação da deformação permanente com um valor admitido como referência, simbolizado por E_{adm} . Neste trabalho julgou-se que o valor de 13 mm seria apropriado.

Conforme citado anteriormente, as demais camadas do pavimento foram consideradas indeformáveis, uma vez que o estudo delas não faz parte do escopo deste trabalho e, ainda, de acordo com Franco (2007), as deformações permanentes das camadas da estrutura do pavimento são pequenas se comparadas à do subleito, que é o material mais sensível às deformações plásticas.

No entanto, em uma situação real, todas as camadas devem ser consideradas, sendo que o modelo de Guimarães (2009) deve ser empregado até a camada de base, e o revestimento deve ser calculado a partir da determinação do *Flow Number*. Nesse sentido, estudos mostram que o macadame seco, comumente usados nos pavimentos do estado do Rio Grande do Sul, possui maiores deformações, merecendo estudo pormenorizado.

Nota-se que as tensões no subleito foram muito pequenas, conduzindo a valores de ATR também baixos (expressivamente inferiores ao valor de 13 mm citado anteriormente, considerando-se as demais camadas indeformáveis).

A maior deformação foi de apenas 1,286 mm (solo JC), para $N=2,5 \cdot 10^6$, com $\sigma_d = 46,9$ KPa e $\sigma_3 = 76,2$ KPa, considerando o dimensionamento inicial do DNIT, considerando aplicação do eixo padrão rodoviário de 8,2 ton.

A consideração do limite de carga legal nesse pavimento (10 KN) aumentou essa deformação para 1,669 mm. No entanto, de acordo com Balbo (2007), estudos realizados em rodovias federais indicaram que a carga máxima para um eixo simples de rodas duplas pode atingir 220 KN, resultando em um ATR de 4,92 mm.

Ainda que esses afundamentos estejam abaixo de 13 mm, evidencia-se a importância do controle de peso dos veículos nas rodovias.

Quadro 4.30 – Valores de DP dos subleitos (dimensionamento DNIT)

Deformação permanente do subleito, em três posições, considerando dimensionamento inicial (DNIT)																			
N	Solo	Estrutura	Topo do subleito				H = 10 cm no subleito				H = 20 cm no subleito				Maior deformação permanente				
			σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	Valor Ep (mm)	Ep < E _{adm} ?	Posição de maior ε_p	$\frac{\varepsilon_{p_{topo}}}{\varepsilon_{p_{H10}}}$	$\frac{\varepsilon_{p_{H20}}}{\varepsilon_{p_{H10}}}$
5,0 x 10 ⁵	CI	E1	0,0476	0,0288	0,227	0,453	0,0409	0,0325	0,275	0,550	0,0674	0,0039	0,015	0,030	0,550	✓	H=10	82,4%	5,4%
	TR	E1	0,0807	0,0375	0,278	0,557	0,0686	0,0440	0,408	0,815	0,1021	0,0062	0,015	0,029	0,815	✓	H=10	68,3%	3,6%
	JC	E1	0,0732	0,0358	0,434	0,868	0,0624	0,0416	0,519	1,039	0,0946	0,0057	0,047	0,093	1,039	✓	H=10	83,5%	9,0%
	JC (EI)	E2	0,1074	0,0483	0,155	0,309	0,0944	0,0561	0,211	0,422	0,1377	0,0089	0,009	0,017	0,422	✓	H=10	73,2%	4,0%
2,5 x 10 ⁶	CI	E3	0,0611	0,0332	0,279	0,559	0,0523	0,0381	0,346	0,692	0,0765	0,0045	0,019	0,037	0,692	✓	H=10	80,7%	5,4%
	TR	E3	0,0967	0,0422	0,322	0,644	0,0819	0,0497	0,476	0,953	0,1190	0,0073	0,019	0,037	0,953	✓	H=10	67,6%	3,9%
	JC	E3	0,0899	0,0398	0,528	1,056	0,0762	0,0469	0,643	1,286	0,1114	0,0068	0,062	0,124	1,286	✓	H=10	82,1%	9,6%
	JC (EI)	E4	0,1251	0,0537	0,180	0,360	0,1087	0,0631	0,252	0,505	0,1564	0,0104	0,011	0,022	0,505	✓	H=10	71,4%	4,3%
7,5 x 10 ⁶	CI	E5	0,0502	0,0305	0,272	0,544	0,0432	0,0346	0,331	0,662	0,0716	0,0042	0,018	0,036	0,662	✓	H=10	82,0%	5,4%
	TR	E5	0,0825	0,0387	0,351	0,702	0,0702	0,0454	0,514	1,028	0,1051	0,0063	0,018	0,036	1,028	✓	H=10	68,3%	3,5%
	JC	E5	0,0753	0,0371	0,508	1,016	0,0642	0,0433	0,611	1,221	0,0980	0,0058	0,054	0,108	1,221	✓	H=10	83,2%	8,9%
	JC (EI)	E6	0,1106	0,0485	0,169	0,338	0,0958	0,0569	0,236	0,473	0,1389	0,0089	0,009	0,019	0,473	✓	H=10	71,5%	3,9%
2,5 x 10 ⁷	CI	E7	0,0367	0,0260	0,246	0,492	0,0318	0,0290	0,293	0,585	0,0563	0,0032	0,014	0,028	0,585	✓	H=10	84,1%	4,7%
	TR	E7	0,0629	0,0346	0,409	0,819	0,0539	0,0398	0,579	1,159	0,0859	0,0050	0,017	0,033	1,159	✓	H=10	70,7%	2,9%
	JC	E7	0,0568	0,0329	0,460	0,921	0,0488	0,0376	0,541	1,083	0,0794	0,0046	0,043	0,086	1,083	✓	H=10	85,1%	7,9%
	JC (EI)	E8	0,0898	0,0418	0,153	0,306	0,0796	0,0480	0,205	0,409	0,1152	0,0071	0,007	0,015	0,409	✓	H=10	74,9%	3,6%
7,5 x 10 ⁷	CI	E9	0,0286	0,0222	0,219	0,439	0,0249	0,0245	0,256	0,513	0,0458	0,0026	0,011	0,023	0,513	✓	H=10	85,6%	4,4%
	TR	E9	0,0560	0,0322	0,441	0,882	0,0481	0,0368	0,613	1,226	0,0778	0,0046	0,017	0,034	1,226	✓	H=10	71,9%	2,7%
	JC	E9	0,049	0,030	0,431	0,863	0,0422	0,0340	0,500	1,001	0,0700	0,0041	0,038	0,076	1,001	✓	H=10	86,2%	7,6%
	JC (EI)	E10	0,0736	0,0364	0,141	0,282	0,0629	0,0422	0,194	0,388	0,0956	0,0057	0,006	0,012	0,388	✓	H=10	72,6%	3,1%

Fonte: Autor.

Quadro 4.31 – Valores de DP dos subleitos (dimensionamento mecânico - empírico)

Deformação permanente do subleito, em três posições, com aumento de espessura do revestimento (recorte metodológico do dimensionamento mecânico - empírico)																			
N	Solo	Estrutura	Topo do subleito				H = 10 cm no subleito				H = 20 cm no subleito				Maior deformação permanente				
			σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	ε_p (%)	Ep para 20 cm (mm)	Valor Ep (mm)	Ep < E _{adm} ?	Posição de maior ε_p	$\frac{\varepsilon_{p_{topo}}}{\varepsilon_{p_{H10}}}$	$\frac{\varepsilon_{p_{H20}}}{\varepsilon_{p_{H10}}}$
2,5 x 10 ⁶	CI	E3*	0,0113	0,0132	0,114	0,227	0,0094	0,0149	0,139	0,278	0,0225	0,0012	0,004	0,008	0,278	✓	H=10	81,8%	3,0%
	TR	E3*	0,0292	0,0235	0,369	0,738	0,0256	0,0258	0,477	0,955	0,0478	0,0027	0,009	0,018	0,955	✓	H=10	77,3%	1,9%
	JC	E3*	0,0236	0,0207	0,237	0,475	0,0211	0,0222	0,262	0,524	0,0403	0,0022	0,016	0,032	0,524	✓	H=10	90,6%	6,1%
	JC (EI)	E4*	0,0511	0,0307	0,114	0,228	0,0440	0,0346	0,149	0,298	0,0725	0,0042	0,004	0,007	0,298	✓	H=10	76,5%	2,5%
7,5 x 10 ⁶	CI	E5*	0,0065	0,0091	0,055	0,162	0,0059	0,0093	0,086	0,171	0,0142	0,0008	0,003	0,005	0,171	✓	H=10	94,7%	3,0%
	TR	E5*	0,0181	0,0177	0,393	0,786	0,0162	0,0189	0,481	0,962	0,0327	0,0018	0,007	0,015	0,962	✓	H=10	81,6%	1,5%
	JC	E5*	0,0151	0,0158	0,178	0,356	0,0135	0,0167	0,191	0,382	0,0283	0,0016	0,011	0,021	0,382	✓	H=10	93,1%	5,6%
	JC (EI)	E6*	0,0336	0,0243	0,099	0,199	0,0292	0,0270	0,127	0,253	0,0519	0,0030	0,003	0,005	0,253	✓	H=10	78,5%	2,0%
2,5 x 10 ⁷	CI	E7*	0,0036	0,0060	0,055	0,111	0,0033	0,0061	0,057	0,114	0,0087	0,0005	0,002	0,003	0,114	✓	H=10	97,4%	2,7%
	TR	E7*	0,0108	0,0129	0,415	0,829	0,0098	0,0135	0,482	0,964	0,0218	0,0012	0,006	0,012	0,964	✓	H=10	86,0%	1,2%
	JC	E7*	0,0086	0,0111	0,122	0,243	0,0079	0,0115	0,127	0,254	0,0181	0,0010	0,006	0,013	0,254	✓	H=10	95,6%	5,1%
	JC (EI)	E8*	0,0202	0,0180	0,082	0,164	0,0177	0,0195	0,100	0,200	0,0346	0,0019	0,002	0,003	0,200	✓	H=10	81,9%	1,6%
7,5 x 10 ⁷	CI	E9*	0,0023	0,0043	0,040	0,081	0,0008	0,0056	0,071	0,142	0,0059	0,0003	0,001	0,002	0,142	✓	H=10	57,0%	1,5%
	TR	E9*	0,0081	0,0105	0,420	0,839	0,0074	0,0109	0,480	0,960	0,0171	0,0009	0,005	0,011	0,960	✓	H=10	87,4%	1,1%
	JC	E9*	0,006	0,009	0,093	0,187	0,0055	0,0088	0,096	0,193	0,0135	0,0007	0,005	0,009	0,193	✓	H=10	97,0%	4,8%
	JC (EI)	E10*	0,0121	0,0133	0,068	0,135	0,0109	0,0140	0,078	0,156	0,0233	0,0013	0,001	0,002	0,156	✓	H=10	86,9%	1,3%

Legenda: * Estrutura com acréscimo de concreto asfáltico, conforme Quadro 4.29 – Dimensionamento à fadiga - três solos.

Fonte: Autor.

De maneira geral, observa-se no Quadro 4.30 que nessas baixas tensões, relativas ao subleito, as maiores deformações permanentes ocorreram com o solo JC, seguido do TR e, por último, o solo CI, corroborando o comportamento observado nas deformações totais de todos os ensaios, conforme citado anteriormente no item 4.4.1.

Essas baixas deformações indicam que o método do DNIT, de fato, protege contra deformações plásticas excessivas do subleito. No entanto, considerando a tendência de abandono dessa metodologia em prol da adoção de um método mecanístico, que possibilita um rearranjo estrutural das camadas dos pavimentos, é muito provável que os esforços sobre o subleito aumentem, com vistas à melhor economicidade e desempenho.

Em todas as situações, considerando o critério de desempenho mais restritivo, a vida de fadiga foi inferior à prevista em projeto, havendo necessidade de aumentar-se a espessura do revestimento asfáltico até que o N_f fosse maior ou igual ao N de projeto, calculando-se novamente o ATR com essa nova estrutura.

Observa-se, ainda, que o acréscimo da espessura do revestimento asfáltico reduz ainda mais essa deformação. No caso do solo JC ($N = 2,5 \cdot 10^6$), a deformação passou de 1,286 mm para 0,524 mm (diminuição de 59%). No entanto, cabe observar que no caso do solo TR essa redução de deformação permanente ao aumentar-se a espessura do revestimento não foi tão significativa.

Apesar de possuírem o mesmo ISC, o dimensionamento mecanicista mostrou-se bastante distinto do método do DNIT em função das diferenças dos tipos de solo empregados.

No atual método oficial brasileiro, cuja estrutura do pavimento depende única e exclusivamente do índice de suporte Califórnia, as estruturas, em consequência, foram as mesmas para os três tipos de materiais, considerando o mesmo número de repetições do eixo padrão.

Percebe-se que essa metodologia, por si só, parece inadequada, uma vez que nivela materiais com características diferentes.

Nesse sentido, o conhecimento dos materiais empregados nos pavimentos, aliado ao desenvolvimento de um método mecanístico – empírico apropriado para as condições brasileiras, objetivos ora fomentados pela Rede Temática de Asfalto com a participação da UFSM, vai ao encontro dos interesses nacionais, uma que interfere

diretamente na construção de rodovias mais duráveis, eficientes e eficazes, características tão importantes no atual cenário econômico nacional.

Neste contexto, verifica-se que o solo CI, a despeito de ter o menor módulo de resiliência (porém dentro do esperado para esse tipo de solo), mostra-se como o mais indicado para uso como subleito, uma vez que apresentou as menores deformações permanentes.

Do exposto, verifica-se que estas deformações plásticas foram muito pequenas, não sendo restritivas ao emprego desses solos como subleito para os pavimentos estudados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para o adequado dimensionamento de um pavimento é fundamental o conhecimento das propriedades de engenharia dos materiais que o compõem. Neste contexto, destaca-se o subleito, por ser a fundação sobre a qual serão assentes todas as demais camadas do pavimento.

Nesse sentido, esta pesquisa buscou aprofundar os conhecimentos acerca de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS, quanto às características mecânicas e deformabilidade, em particular os parâmetros de deformação permanente.

Assim, neste capítulo são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa experimental, que envolveu diversos ensaios laboratoriais. Ao final, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

5.1.1 Relativas aos ensaios tradicionais

O solo CI constitui-se em uma areia argilosa e os solos TR e JC são argilas arenosas, nas quais a elevada presença de finos resultou em categorização desfavorável sob a ótica das classificações tradicionais de solos, ensejando mau comportamento como subleito. No entanto, segundo a classificação MCT, mais adequada aos solos tropicais, esses materiais podem ser empregados como subleito compactado, sendo que os solos TR e JC são indicados também para reforço de subleito. Observa-se que a heterogeneidade da jazida do CISM conduziu a nomenclaturas distintas, porém situadas próximas nas tabelas classificatórias.

A análise química indicou a presença do argilomineral do tipo caulinita, o mais estável dos minerais argílicos. Os índices do ensaio de ataque sulfúrico apontaram que os solos são pouco intemperizados, sendo o CI classificado como não laterítico e os demais como lateríticos. Essa categorização corroborou a classificação MCT.

Todos os solos alcançaram os mesmos valores de ISC, de 11% compactados na energia normal, índices bastante superiores ao mínimo de 2% exigido pelo DNIT para subleitos rodoviários. A compactação na energia intermediária e modificada melhorou o índice de suporte Califórnia em todos os solos.

A expansão dos solos foi baixa (máxima de 0,33% do solo CI), mesmo assim menor do que o limite de 2% exigido pelo órgão normativo rodoviário para subleito, possivelmente devido à presença de caulinita, de baixa atividade coloidal.

Dessa forma, com relação a esses ensaios, pode-se afirmar que os solos estudados são adequados para emprego como subleito rodoviário.

5.1.2 Relativas aos ensaios triaxiais – módulo de resiliência

A medida indireta da classificação resiliente indicou que o solo CI, cuja porcentagem de silte é superior a 35%, é do tipo II (comportamento resiliente regular). Os demais solos são do tipo I, com bom comportamento esperado.

Os resultados dos ensaios triaxiais confirmaram essa tendência, sendo que o solo CI apresentou o menor valor médio de módulo de resiliência (77 MPa), seguido do solo JC (218 MPa) e do solo TR, com 250 MPa. O melhor desempenho dos solos TR e JC pode ser explicado pelo comportamento laterítico, constatado nos ensaios de MCT e de análise química, em contraposição ao solo CI. Os valores médios de M_R são adequados para esses solos, considerando sua granulometria e mineralogia.

O solo CI apresentou tendência de aumento do M_R com o acréscimo da tensão confinante, comportamento típico de solos granulares, explicado possivelmente pela porcentagem de areia superior a 54%. Por outro lado, os demais solos reduziram o módulo à medida que as tensões confinante e desvio aumentaram, com maior sensibilidade à essa última, comportamento previsível para os solos argilosos (redução de cerca de 70% do M_R do solo JC, das menores para as maiores tensões).

O acréscimo da umidade inerente aos pontos da curva de compactação resultou na redução do valor do módulo de resiliência dos três solos, possivelmente relacionada com a diminuição da sucção.

A fase de condicionamento do ensaio preconizado por DNIT (2010a) mostrou-se muito severa para os solos compactados na energia normal, exigindo reduções na quantidade de golpes para que os corpos de provas não rompessem por excesso de deformação, conforme ocorreu também em outras pesquisas de solos do RS.

O modelo composto, proposto por Macêdo (1996), apresentou as melhores correlações estatísticas para representar o comportamento resiliente dos três solos.

O aumento da frequência de 1 Hz para 2 Hz do solo CI, arenoso, elevou em

139% o valor do M_R (de 77 MPa para 184 MPa). Por outro lado, no solo TR, argiloso, houve redução de 17% (de 250 MPa para 208 MPa) e no solo JC, igualmente argiloso, ocorreu também diminuição de 9% (de 218 para 202 MPa).

O aumento da energia de compactação do solo JC, da normal para a intermediária, resultou no acréscimo de 78,8% do valor médio do M_R (de 218 MPa para 389 MPa), além de resistir a todos os ciclos do condicionamento.

Por outro lado, a elevação da frequência de 1 Hz para 2 Hz, na energia intermediária, pouco influenciou o M_R . Houve um discreto aumento da ordem de 4% (de 389 MPa para 410 MPa), comparado com apenas 1 CP ensaiado a 2 Hz.

Por fim, conclui-se que o comportamento resiliente desses solos viabiliza seu emprego como subleito.

5.1.3 Relativas aos ensaios triaxiais – deformação permanente

Em que pese ter o pior desempenho resiliente, constatou-se que o solo CI, apresentou a menor soma algébrica das deformações dos 9 ensaios, provavelmente devido à maior quantidade de areia (54%). Em contraposição, o solo JC apresentou a maior deformação, possivelmente devido à maior presença de argila (42%).

No entanto, de modo geral verificou-se que as deformações permanentes dos três solos foram elevadas, possivelmente devido à presença de grãos finos, sendo tanto mais expressivas quanto maior a relação σ_1/σ_3 .

Os CPs dos três solos romperam no ensaio nº 9, que possui as tensões desvio e confinantes mais elevadas. Em contrapartida, a menor deformação ocorreu no ensaio nº 1, que possui as menores tensões confinante e desvio.

Aos 10.000 ciclos os solos haviam deformado, em média, 97% do valor final.

Observou-se que a deformação tendeu a tornar-se constante, variando muito pouco após determinado número de ciclos.

As deformações aumentaram consideravelmente à medida que se elevou a tensão desvio. Entretanto, isso não foi tão evidente no caso da tensão confinante, não sendo possível afirmar, categoricamente, a influência dessa variável no acréscimo ou diminuição da deformação permanente acumulada, concluindo-se que depende das tensões envolvidas.

Com relação à influência do ensaio de deformação permanente nas características resilientes, verificou-se que, após grandes variações iniciais, as

deformações elásticas diminuiram ao longo do ensaio e, em consequência, o valor do módulo aumentou, sendo que ambos seguiram uma trajetória de estabilização.

Houve acréscimo do M_R dos três solos durante e após o ensaio de deformação permanente, possivelmente devido ao enrijecimento do CP. Os maiores valores ocorreram nos ensaios que a tensão desvio foi igual à confinante.

O modelo de Monismith apresentou as piores correlações estatísticas (média de 0,50), aumentando com a proposta de Barksdale ($R^2=0,72$) e culminando com os melhores resultados do modelo de Guimarães (2009), com média de 0,91.

A desconsideração dos três golpes iniciais de cada ensaio (regressão não linear calculada a partir do 4º golpe) reduziu, na média, em 50% a soma dos quadrados dos resíduos e elevou o coeficiente de correlação estatística para 0,95.

Com relação à influência do aumento da energia de compactação do solo JC, da normal para intermediária, resultou na redução da deformação permanente em 40 %, em média, aos 150.000 ciclos.

Os pares de níveis de tensões preconizados pelo Procedimento Rede 03/2010 (PETROBRAS, 2010) foram bem mais elevados do que aqueles que efetivamente calculados para o subleito, considerando o eixo padrão rodoviário de 8,2 ton.

Assim, para níveis de tensões mais baixos, típicos das camadas inferiores, as deformações foram compatíveis, não contraindicando o uso desses solos como subleito rodoviário.

5.1.4 Relativas à pesquisa de ocorrência de *shakedown*

Em que pesem as reduzidas taxas de acréscimo de deformação permanente observadas, somente os ensaios nº 4 e 10 do solo CI, nº 3 do solo TR e nº 2 do solo JC (energia normal) atingiram o *shakedown* tipo A, em função do critério da taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga ter que ser da ordem de 10^{-7} metros. Os demais ensaios foram enquadrados como tipo B, à exceção do nº 9, compactado na energia normal (domínio C).

No entanto, tendo em vista a tendência de trajetória de estabilização da deformação permanente observada nesses ensaios (à exceção do nº 9), é possível que também atingissem o nível A, desde houvesse maior número de ciclos de aplicação de cargas.

Por outro lado, interpretando-se essa deformação a partir do formato da curva, conforme proposta de Norma do DNIT de método de ensaio para cálculo da deformação permanente, a maioria dos ensaios enquadrou-se como tipo A e AB, sendo, portanto, menos restritivo.

Dessa forma, pode-se afirmar que esses solos apresentaram um comportamento adequado para material a ser utilizado como subleito rodoviário.

5.1.5 Relativas ao dimensionamento mecânico - empírico

O pavimento dimensionado com o método do DNIT não protegeu satisfatoriamente contra os danos de fadiga, evidenciado pelo baixo número de ciclos do eixo padrão até atingir-se a ruptura elástica, muito inferior ao necessário para garantir 10 anos de vida útil, caracterizado pelos números N adotados. Essa condição evidenciou-se no critério da COPPE, de 2014, que mostrou ser mais restritivo do que o critério da FHWA.

No caso dos pavimentos estudados, verificou-se que as condições mais desfavoráveis como relação à deformação plástica específica ocorreram a 10 cm do topo do subleito.

Por outro lado, ainda assim, as baixas deformações permanentes do subleito, calculadas a partir do modelo de Guimarães (2009), indicam que o método do DNIT atende bem ao objetivo que se propõe, qual seja, proteger o subleito contra deformações plásticas excessivas.

Por fim, com base nos resultados de resistência e deformabilidade, pode-se concluir que os três solos estudados são adequados para emprego como subleitos rodoviários, tendo sido observado, ainda, que a compactação na energia intermediária melhorou o comportamento do solo JC em todos os aspectos analisados.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Aprofundar o estudo dos ensaios de módulo de resiliência com 2 Hz (mesma frequência do ensaio de deformação permanente);

- Comparar ensaios de deformação permanente com 2 Hz e 3 Hz, com o objetivo de acelerar-se a execução dos ensaios;
- Estudar a influência da variação do teor de umidade de $\pm 2\%$, em relação à umidade ótima, na deformação permanente e no módulo de resiliência;
- Aprofundar estudos do uso da energia intermediária para compactação do subleito;
- Avaliar a deformação permanente de solos estabilizados quimicamente ou granulometricamente.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Infraestrutura rodoviária**. 2016. Disponível em: <http://www.antt.gov.br/index.php/content/view/5261/Concessoes_Rodoviaras.html>. Acesso em 10 nov. 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2487 - 08**: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). USA, 2008.

_____. **ASTM D 5340-98**: Standard test method for airport pavement condition index surveys. USA, 1998.

ANUÁRIO [da] NTC&LOGÍSTICA. São Paulo: 2014-2015. Anual. Disponível em: <<http://www.portalntc.org.br/media/images/publicacoes/anuario-2014-2015/index.html#/2/>>. Acesso em: 26 nov. 2015.

ARANOVICH, L. A. dos. **Desempenho de pavimentos de baixo custo no estado do Paraná**. 1985. 359 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016. 8p.

_____. **NBR 6459**: Solo Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016. 5p.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995. 18p.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984a. 8p. Origem: MB-28.

_____. **NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016. 3p.

_____. **NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984b. 13p.

_____. **NBR 7182**: solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p. Origem: MB-33.

_____. **NBR 9895**: solo: índice de suporte Califórnia: método de ensaio. Rio de Janeiro: 1987, 13p.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 558 p.

BARKSDALE, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In: Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, **Proceedings...** p. 161-174, 1972.

BERNUCCI, et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008. 504 f.

BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS).** 2004. 169 p. Dissertação (Mestrado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.

BORTOLUZZI, S. D. **Estudo do efeito da adição de cimento portland pozolânico sobre a resistência mecânica do solo proveniente do CISM.** 2013. 75 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013.

BRONDANI, W. **Análise do comportamento estrutural de pavimentos rodoviários e urbanos construídos na região de Santa Maria.** 2003. 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2003.

CARPENTER, S.H.; GHUZLAN, K.A.; SHEN, S. A fatigue endurance limit for highway and airport pavements. In: Highway Research Board, Washington **Proceedings...** 2003.

CENTOFANTE, R. **Utilização de resíduo da construção civil na estabilização de solo e sua aplicação em pavimentação.** 2013. 89 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013.

COMPANHIA DE PESQUISAS DE RECURSOS MINERAIS. **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul.** 2006. Color. Escala de 1:750.000.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de rodovias 2016: relatório gerencial.** Brasília, 2016. 20. ed. 399 p. Disponível em: <<http://pesquisarodoviascms.cnt.org.br/>>. Acesso em: 27 out. 2016.

COZZOLINO, V. M. N.; e NOGAMI, J.S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Solos e Rochas**, São Paulo, 16, (2), p.77-91, ago. 1993.

DELGADO, B. G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na estrada de ferro Carajás.** 2012. 128 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) - Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2012.

DELONGUI, L. **Determinação de parâmetros mecânicos para dimensionamento de pavimentos com RCD**. 2016. 243 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DAER – ES- P 07/91**: Macadame seco. Porto Alegre, 1991. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-CLA 259/96**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 6 p.

_____. **Norma DNER - ME 030/94**: Solos – determinação das relações sílica-alumina e sílica sesquióxidos em solos. Rio de Janeiro, 1994a. 6 p.

_____. **Norma DNER - ME 256/94**: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994b. 6 p.

_____. **Norma DNER - ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994c. 14 p.

_____. **Norma DNER-PRO 010/79**: Avaliação estrutural de pavimentos flexíveis: volume I: procedimento A. Rio de Janeiro, 1979. 31 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 005/2003 – TER**: defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003a. 12 p.

_____. **Norma DNIT 006/2003 - PRO**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003b. 10 p.

_____. **Norma DNIT 108/2009 – ES**: terraplanagem: aterros: especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009. 13 p.

_____. **Norma DNIT 134/2010 – ME**: pavimentação: solos: determinação do módulo de resiliência: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010a. 11 p.

_____. **Norma DNIT 137/2010 – ME**: pavimentação: regularização de subleito: especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010b. 7 p.

_____. **Publicação IPR - 710**: Manual de conservação rodoviária. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005. 564 p.

_____. **Publicação IPR - 719**: Manual de pavimentação. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006a. 274 p.

_____. **Publicação IPR - 720**: Manual de restauração de pavimentos asfálticos. 2 ed. Rio de Janeiro, 2006b. 314 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2. ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 2006. 306 p.

_____. **Manual de métodos de análise de solo**. 2. ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 2011. 230 p.

EUROPEAN STANDARD. **EN 13286-7**. Unbound and Hydraulically Bound Mixtures. Part 7: Cyclic Load Triaxial Tests for Unbound Mixtures. 20-4. European Standardization.

FERNANDES, L. P. **Avaliação da erodibilidade de um perfil de solo típico da área do Campo de Instrução de Santa Maria – RS**. 2015. 150 p. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.

FERNANDES W. D. **Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o método da AASHTO**. 2016. 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

FERREIRA, L. G. H. M. **Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ**. 2002. 130 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2002.

_____. **Tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de Data Mining**. 2008. 264 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

FOLQUE, J. **Prontuário de engenharia de solos**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1998.

FONTES, et al. Comportamento à fadiga e à deformação permanente de misturas asfálticas confeccionadas com asfalto-borracha brasileiro. In: 19º ENCONTRO DE ASFALTO, 2008, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis – IBP. Disponível em:< <http://rodoviasverdes.ufsc.br/files/2010/03/LISEANE-01.pdf>>. Acesso em: 25 out. 2015.

FRANCO, F.A.C.P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. 2007. 294 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. 2016. 262 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

GONZALEZ, L. J. P. **Estudo da estabilização do solo proveniente do CISM com adição de cal.** 2013. 72 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013.

GUERRA, A. J. T.; SILVA A. S. da; BOTELHO R. G. M. (Org.). **Erosão e conservação de solos: conceitos, temas e aplicações.** 5 ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2010. 340 p.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis.** 2001. 279 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2001.

_____. **Um método mecanístico - empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.** 2009. 352 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

_____; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Considerações sobre o modelo de Monismith de previsão de deformação permanente em solos sujeitos a cargas repetidas em pavimentos. In: 35ª Reunião Anual e Pavimentação. Florianópolis. **Anais...** 2004.

_____; _____. Estudo de deformação permanente em solo típico de subleito de rodovia brasileira. In: 33ª Reunião Anual e Pavimentação. Florianópolis. **Anais...**, p. 336-354, 2001.

HELDWEIN, A. B.; BURIOL, G. A.; STRECK, N. A. O clima de Santa Maria. **Revista Ciência & Ambiente**, Santa Maria, v. 38, p. 43-58, jan.-jun. 2009.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design.** New Jersey: Prentice Hall Inc. 1993. 805 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual técnico de pedologia.** 3. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2015. 430 p.

KIM, D.; SIDDIKI, N. Z. **Simplification of resilient modulus testing for subgrades.** Joint Transportation Research Program: Final report. West Lafayette, IN 47907-1284: 2006. 167 p.

LEE, at al. Resilient modulus of cohesive soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering.** vol. 123, nº 2, pp. 131-136, 1997.

LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. Influences of permanent deformation behavior of unbound granular materials. **Transportation Research Record**, Washington, D. C., n. 1547, p. 68-75, 1996.

_____; DAWSON. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. **Construction and Building Materials**, v. 12, n. 1, p. 9-18, 1998.

LI, D.; SELIG, E. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, vol. 120, nº 6, pp. 939-957, 1994.

LIMA, C. D. A. de. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos**. 2016. 242 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

MACÊDO, J. A. G. de. **Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996. 455 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1996.

MACIEL FILHO, C. L. **Caracterização geotécnica das formações sedimentares de Santa Maria**. 1977. 123 p. Dissertação (Mestrado em Geologia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1977.

_____. **Carta Geotécnica de Santa Maria**. Santa Maria: Imprensa Universitária UFSM, 1990.

_____; NUMMER, A. V. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 5. ed. Santa Maria: Ed. da UFSM, 2014. 456 p.

MALLMANN, K. **Estudo da mistura de material fresado e solo para utilização em pavimentação**. 2012. 60 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2012.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. 2009. 243 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

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. 442 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287 p.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos: aspectos geotécnicos**. São Paulo. **Solos e Rochas**. v. 29 (2), p. 137-158, 2006.

_____; MOTTA, L. M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638 p.

_____; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. **Solos e Rochas**. Rio de Janeiro: v. 3, n.1, p. 3-26, 1980.

MEDRADO, W. A. **Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias**. 2009. 124 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) - Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2009.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. 366 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

_____ et al. **Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecanístico - empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos: Relatório parcial III (versão preliminar)**. Convênio UFRJ/DNIT. Rio de Janeiro, RJ, 2016. 250 p.

MOURA E. **Estudo da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado em Engenharia de transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2010.

NERVIS, L. O. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. 2016. 267 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995. 1 v. 240 p.

NÚÑEZ, W. P.; et al. A rational approach to the evaluation of soils for low volume roads. **Transportation Research Record**, Journal of the Transportation Research Board. v. 3, p.73 - 78, 2011.

PAPAGIANNAKIS A.T.; MASSAD E. A. **Pavement Design and materials**. John Wiley & Sons, Inc. 2007.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. 2007. 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

PEREZ, I.; MEDINA L.; GALLEGOS J. Plastic deformation behavior of pavement granular materials under low traffic loading. **Granular Matter**, v. 12, p. 57-68, 2009.

PETROBRAS, et al. Rede temática de asfalto. **Manual de execução de trechos monitorados**. [S.I.]: 2010.

PITTELKOW, G. C. **Erosão em estrada de terra no Campo de Instrução de Santa Maria (CISM)**. 2013. 115 p. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. 141 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1978.

_____; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência. In: 17ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, **Anais...**, 1982.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials, **Road Materials and Pavement Design**, 16:3, p. 653-673, 2015. DOI: 10.1080/14680629.2015.1026382.

REZENDE, D. de S. V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários**. 2009. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2009.

RIBAS, J. **Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. 2013. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.

RONQUIM, C. C. de. **Conceitos de fertilidade do solo e manejo adequado para as regiões tropicais**. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite, 2010. 26 p.

SANTANA, H.; **Manual de pré-misturados a frio**. 1. ed. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo, 1992. 316 p.

SANT'ANA, K.D.A. **Zoneamento ambiental de área utilizada para treinamentos militares**: Campo de Instrução de Santa Maria (CISM). 2012. Dissertação (Mestrado em Geografia). Santa Maria, RS, 2012.

SANTOS, T. A. dos. **Avaliação da resistência e deformabilidade de solos empregados em subleitos rodoviários do estado do Rio Grande do Sul**. 2016. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

SEED, H. B., MITRY, F. G., MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests. **National Cooperative Highway Research Program**: NCHRP, report n.35, 1967.

SHARP, R. W.; BOOKER, J. R. Shakedown of pavements under moving surface loads. **Journal of Transportation Engineering**: ASCE, v. 110, p. 1-14, 1984.

SILVA, S. A. T.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Influência da aderência na análise de pavimentos asfálticos. In: 44ª Reunião Anual e Pavimentação. Foz do Iguaçu. **Anais...** 2015.

SOLIMAN, H. SHALABY A. Permanent deformation behavior of unbound granular base materials with varying moisture and fines content. **Transportation Geotechnics**. (4). 2015. p. 1-12.

SOMAVILA, L. C. **Estudo de mistura solo-brita para aplicação em pavimentação**. 2012. 57 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SOUZA, M. L. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. 3ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, IPR, 1981 (IPR Publ. 667).

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1980.

TOLL, D. G. California Bearing Ratio tests on a lateritic gravel from Kenya. **Transportation Geotechnics**. (5). 2015. p. 59-67.

_____.; CAICEDO B. Special issue on lateritic and tropical geomaterials in construction of transportation infrastructures. **Transportation Geotechnics**. (5). 2015. p. 1-2.

TRANSITOB.R. Acidentes – causas. [S.l.]: 2015. Disponível em: <http://www.transitobr.com.br/index2.php?id_conteudo=8>. Acesso em: 24 mar. 2015.

ULLIDTZ, P. **Pavement analysis**. Amsterdam: Elsevier Science Publishers. 1987. 318 p.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologia MCT e resiliente**. 1988. 276 p. Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 1988.

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. 2. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 196 p.

VON DER OSTEN, F. B. **Avaliação de solos tropicais para sublastro da estrada de ferro Carajás**. 2012. 140 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 2012.



WERKMEISTER, S.; **Permanent deformation behaviour under granular materials in pavement constructions**. 2003. Thesis. Dresden University of Technology. 189 p. 2003.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. **Transportation Research Record**: n. 1757, p.75 - 81, 2001.

_____; _____. Pavement Design for Unbound Granular Materials. **Journal of Transportation Engineering**.130 (5), p. 665-674, 2004. DOI: 10.1061/ASCE/0733-947X(2004)130:5(665).

YODER, E. J. WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1975. 711 p.

APÊNDICE A – RESULTADOS DO SOLO “CI”

		RESUMO DOS PRINCIPAIS ENSAIOS Solo CI: Areia Argilosa da Jazida do CISM (Santa Maria - RS)
---	---	--

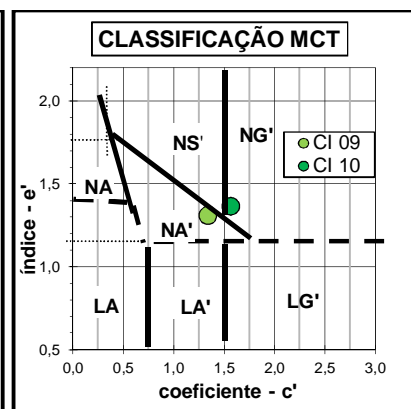
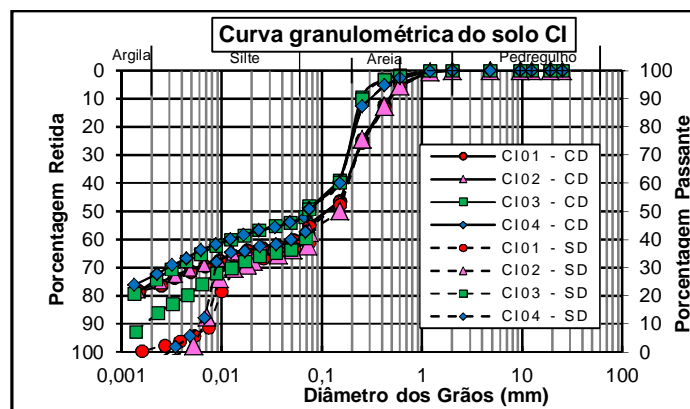
GRANULOMETRIA - LIMITES E CLASSIFICAÇÃO TRADICIONAL											
Item	Amostra	1ª coleta				2ª coleta				Média	
		CI 01		CI 02		CI 03		CI 04			
		CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
	Pedregulho*(%) (> 2,0 mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Areia grossa*(%) (0,6 – 2,0 mm)	5	6	6	5	2	2	3	3	4	4
	Areia média*(%) (0,2 – 0,6 mm)	30	31	30	32	22	23	23	24	26	28
	Areia fina*(%) (0,06 – 0,2 mm)	22	23	22	24	27	31	26	28	24	26
	Silte*(%) (2µm – 0,06 mm)	20	39	19	39	24	32	21	45	21	39
	Argila* (%) (< 2µm)	23	1	23	0	25	12	27	0	25	3
	Limite de liquidez - LL(%)	36		38		34		34		36	
	Limite de plasticidade - LP(%)	18		19		16		15		17	
	Índice de plasticidade - IP(%)	18		19		18		19		19	
	Atividade Coloidal	0,78 (Normal)		0,83 (Normal)		(0,72) Baixa		(0,70) Baixa		0,76 Normal	
	γ_s (kkN/m ³)	26,74		27,13		27,16		27,13		27,04	
	Classificação SUCS	SC		SC		CL		CL		SC/CL	
	Classificação TRB	A6		A6		A6		A6		A6	
	Classificação Trilinear	Areia Argilosa									

CLASSIFICAÇÃO (MCT)					
Amostra	c'	d'	Pi (%)	e'	11 %
CI 09	1,34	48,60	185,00	1,31	NA'
CI 10	1,57	33,33	193,00	1,36	NG'


Energia	$\gamma_d^{m\acute{a}x}$	w _{ót}	ISC
Normal	1.804 kg/m ³	15,4%	11%
Interm.	1.915 kg/m ³	13,3%	21%
Modif.	2.042 kg/m ³	11,8%	25%

MÓDULO DE RESILIÊNCIA(EN)			
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$			R ²
k1	k2	k3	
239,51	0,98	-0,72	0,853

DEFORMAÇÃO PERMANENTE (EN)					
ϵ_p (%) = $\psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (tensões MPa)					
MCT	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
NA'	0,593	-0,198	1,332	0,042	0,920



APÊNDICE B – RESULTADOS DO SOLO “TR”

	RESUMO DOS PRINCIPAIS ENSAIOS Solo TR: Argila Arenosa da Jazida Distrito Industrial (Santa Maria - RS)
---	--

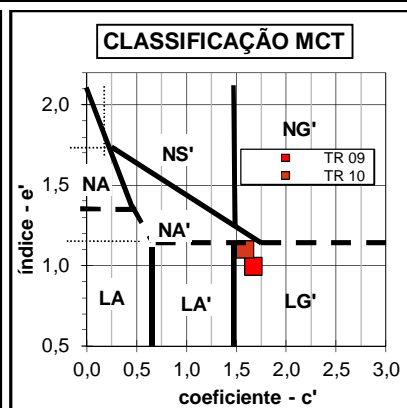
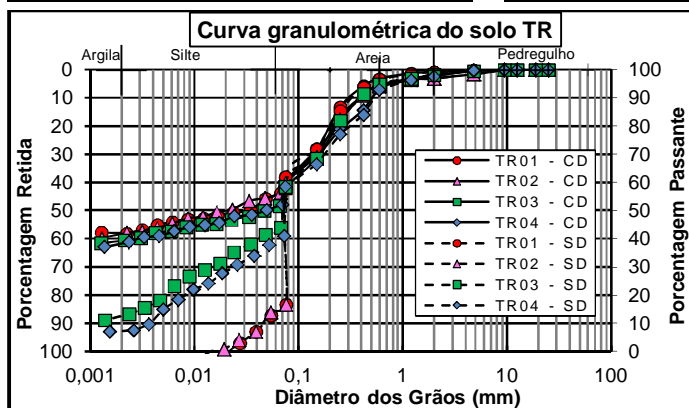
GRANULOMETRIA - LIMITES E CLASSIFICAÇÃO TRADICIONAL											
Item	Amostra	1ª coleta				2ª coleta				Média	
		TR 01		TR 02		TR 03		TR 04			
		CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
Pedregulho*(%) (> 2,0 mm)		<u>1</u>	1	<u>3</u>	3	<u>2</u>	2	<u>2</u>	2	<u>2</u>	<u>2</u>
Areia grossa*(%) (0,6 – 2,0 mm)		<u>2</u>	3	<u>3</u>	3	<u>4</u>	3	<u>4</u>	5	<u>3</u>	<u>3</u>
Areia média*(%) (0,2 – 0,6 mm)		<u>18</u>	18	<u>18</u>	18	<u>19</u>	20	<u>20</u>	21	<u>19</u>	<u>19</u>
Areia fina*(%) (0,06 – 0,2 mm)		<u>22</u>	41	<u>20</u>	40	<u>22</u>	26	<u>19</u>	24	<u>21</u>	<u>33</u>
Silte*(%) (2µm – 0,06 mm)		<u>15</u>	37	<u>15</u>	36	<u>14</u>	37	<u>17</u>	41	<u>15</u>	<u>38</u>
Argila* (%) (< 2µm)		<u>42</u>	0	<u>41</u>	0	<u>39</u>	12	<u>38</u>	7	<u>40</u>	<u>5</u>
Limite de liquidez - LL(%)		42		43		41		41		42	
Limite plasticidade - LP(%)		20		20		21		21		21	
Índice de plasticidade - IP(%)		22		23		20		20		21	
Atividade Coloidal		0,52 (Baixa)		0,56 (Baixa)		0,51 (Baixa)		0,53 (Baixa)		0,53 (Baixa)	
γ_s (kN/m ³)		27,03		27,03		27,17		26,86		27,02	
Classificação SUCS		CL		CL		CL		CL		CL	
Classificação TRB		A 7-6		A 7-6		A 7-6		A 7-6		A 7-6	
Classificação Trilinear		Argila Arenosa									

CLASSIFICAÇÃO (MCT)					
Amostra	c'	d'	Pi (%)	e'	MCT
TR 09	1,67	75,81	72,00	0,99	LG'
TR 10	1,59	86,67	110,00	1,10	LG'


Energia	$\gamma_d^{m\acute{a}x}$	w _{ót}	ISC
Normal	1.699 kg/m ³	18,2%	11%
Interm.	1.861 kg/m ³	16,4%	24%
Modif.	1.936 kg/m ³	14,7%	35%

MÓDULO DE RESILIÊNCIA (EN)			
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$			R ²
k ₁	k ₂	k ₃	
181,01	0,32	-0,53	0,923

DEFORMAÇÃO PERMANENTE (EN)					
$\epsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (tensões MPa)					
MCT	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
LG'	0,385	-0,861	1,523	0,075	0,919



APÊNDICE C – RESULTADOS DO SOLO “JC”

	RESUMO DOS PRINCIPAIS ENSAIOS Solo JC: Argila Arenosa da Jazida Canabarro (Santa Maria - RS)
---	--

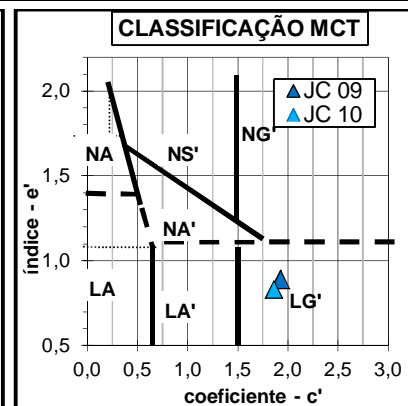
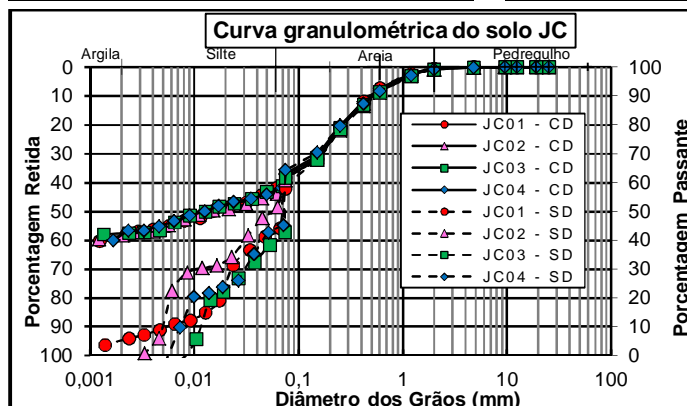
GRANULOMETRIA - LIMITES E CLASSIFICAÇÃO TRADICIONAL											
Item	Amostra	1ª coleta				2ª coleta				Média	
		JC 01		JC 02		JC 03		JC 04			
		CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
Pedregulho*(%) (> 2,0 mm)		<u>1</u>	1	<u>1</u>	1	<u>1</u>	1	<u>1</u>	1	<u>1</u>	1
Areia grossa*(%) (0,6 – 2,0 mm)		<u>7</u>	17	<u>7</u>	8	<u>8</u>	8	<u>7</u>	8	<u>7</u>	8
Areia média*(%) (0,2 – 0,6 mm)		<u>18</u>	19	<u>18</u>	18	<u>18</u>	18	<u>18</u>	17	<u>18</u>	18
Areia fina*(%) (0,06 – 0,2 mm)		<u>15</u>	24	<u>15</u>	18	<u>14</u>	23	<u>15</u>	21	<u>15</u>	22
Silte*(%) (2µm – 0,06 mm)		<u>18</u>	44	<u>17</u>	55	<u>17</u>	50	<u>18</u>	53	<u>17</u>	50
Argila* (%) (< 2µm)		<u>41</u>	5	<u>42</u>	0	<u>42</u>	0	<u>41</u>	0	<u>42</u>	1
Limite de liquidez - LL(%)		42		43		41		42		42	
Limite de plasticidade - LP(%)		25		24		22		22		23	
Índice de plasticidade - IP(%)		17		19		19		20		19	
Atividade Coloidal		0,41 (Baixa)		0,45 (Baixa)		0,45 (Baixa)		0,49 (Baixa)		0,45 (Baixa)	
γ_s (kN/m ³)		27,55		27,76		27,19		27,25		27,44	
Classificação SUCS		CL		CL		CL		CL		CL	
Classificação TRB		A 7-6		A 7-6		A 7-6		A 7-6		A 7-6	
Classificação Trilinear		Argila Arenosa									

CLASSIFICAÇÃO (MCT)					
Amostra	c'	d'	Pi (%)	e'	MCT
JC 09	1,93	53,57	33,00	0,89	LG'
JC 10	1,86	91,54	35,00	0,83	LG'

Energia	$\gamma_d^{máx}$	w _{ót}	ISC
Normal	1.676 kg/m ³	19,6%	11%
Interm.	1.817 kg/m ³	17,9%	20%
Modif.	1.893 kg/m ³	16,1%	33%

MÓDULO DE RESILIÊNCIA (EN)				
$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$				R ²
k ₁	k ₂	k ₃		
215,02	0,23	-0,29	0,756	

DEFORMAÇÃO PERMANENTE (EN)					
ε_p (%) = $\psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \psi_2 \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (tensões MPa)					
MCT	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
LG'	0,869	0,006	1,212	0,042	0,899



ANEXO A – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “CI”

	MEC - Universidade Federal de Santa Maria Centro de Ciências Rurais - Departamento de Solos	
	Santa Maria/RS Cep: 97105-900 Fone/Fax: (55)3220-8153 http://www.ufsm.br/solos Laudo de Análise de Solo	

Nome: JOÃO PAULO ZAGO
 Município: SANTA MARIA
 Localidade:

Solicitante: JOÃO PAULO ZAGO

Endereço:
 Entrada: 20/08/15

Emissão: 02/09/2015

Registro	Cx.	Cel.	Identificação da amostra	Área (ha)	Sistema de cultivo	Prof. (cm)	Georef.
18644	C298	17	SOLO CISM				

Diagnóstico para acidez do solo e calagem

Registro	pH água 1:1	Ca	Mg	Al	H+Al	CTC efet.	Saturação (%)		Índice SMP
		cmol/dm ³					Al	Bases	
18644	5,0	0,8	0,7	1,6	10,9	3,1	51,6	12,0	5,2

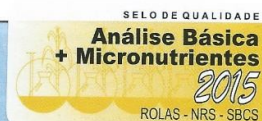
Diagnóstico para macronutrientes e recomendação de adubação NPK-S

Registro	% MO	% Argila	Textura	S	P-Mehlich	C Total*	K	CTC pH7	K
	m/v			mg/dm ³			g.kg ⁻¹	cmol/dm ³	
18644	0,4	34,0	3,0	10,7	4,1	--X--	0,041	12,4	16,0

Diagnóstico para micronutrientes e relações molares

Registro	Cu	Zn	B	Fe	Mn	Na	Relações Molares		
	mg/dm ³						Ca/Mg	(Ca+Mg)/K	K/(Ca+Mg) ^{1/2}
18644	0,5	9,8	0,2	--X--	--X--	--X--	1,2	35,40	0,034

Vinculado à ROLAS-RS/SC
 S 1ª via




 Responsável Técnico

Prof. Gustavo Brunetto
 CREA/RS 204807
 Departamento de Solos

*DETERMINADO EM ANALISADOR ELEMENTAR-COMBUSTÃO SECA

ANEXO B – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “TR”

Registro	Cx.	Cel.	Identificação da amostra	Área (ha)	Sistema de cultivo	Prof. (cm)	Georref.
22585	C366	13	SOLO TRAVESSIA URBANA - LOTE 02	JAZIDA			

Diagnóstico para acidez do solo e calagem

Registro	pH água 1:1	Ca	Mg	Al	H+Al	CTC efet.	Saturação (%)		Índice SMP
		cmol/dm ³					Al	Bases	
22585	4,5	2,0	1,5	1,9	4,9	5,5	34,5	42,0	5,9

Diagnóstico para macronutrientes e recomendação de adubação NPK-S

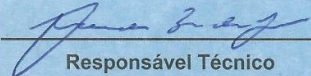
Registro	% MO	% Argila	Textura	S	P-Mehlich	C Total*	K	CTC pH7	K
	m/v			mg/dm ³	mg/dm ³	g.kg ⁻¹	cmol/dm ³	mg/dm ³	
22585	0,5	59,0	2,0	13,7	2,2	--X--	0,072	8,5	28,0

Diagnóstico para micronutrientes e relações molares

Registro	Cu	Zn	B	Fe	Mn	Na	Relações Molares		
	mg/dm ³						Ca/Mg	(Ca+Mg)/K	K/(Ca+Mg) ^{1/2}
22585	1,0	1,7	0,2	--X--	--X--	--X--	1,3	48,60	0,038

Vinculado à ROLAS-RS/SC
S

SELO DE QUALIDADE
Análise Básica + Micronutrientes
2015
ROLAS - NRS - SBCS


Responsável Técnico

Eng. Agr. Leandro Souza da Silva
CREA: 83495

*DETERMINADO EM ANALISADOR ELEMENTAR-COMBUSTÃO SECA


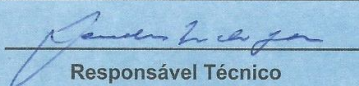
ANEXO C – LAUDO DE ANÁLISE DO SOLO “JC”

Registro	Cx.	Cel.	Identificação da amostra	Área (ha)	Sistema de cultivo	Prof. (cm)	Georef.
22584	C366	12	SOLO DUPLICAÇÃO FAIXA VELHA	JAZIDA			

Registro	pH água 1:1	Ca	Mg	Al	H+Al	CTC efet.	Saturação (%)		Índice SMP
		----- cmol./dm ³ -----					Al	Bases	
22584	4,7	2,0	1,2	1,4	6,9	4,7	29,8	32,2	5,6

Registro	% MO	% Argila	Textura	S	P-Mehlich	C Total*	K	CTC pH7	K
	----- m/v -----			----- mg/dm ³ -----			----- g.kg ⁻¹ -----	----- cmol./dm ³ -----	
22584	0,6	51,0	2,0	14,9	3,7	--X--	0,082	10,2	32,0

Registro	Cu	Zn	B	Fe	Mn	Na	Relações Molares		
	----- mg/dm ³ -----						Ca/Mg	(Ca+Mg)/K	K/(Ca+Mg) ^{1/2}
22584	1,0	1,7	0,1	--X--	--X--	--X--	1,7	39,10	0,046

Vinculado à ROLAS-RS/SC		
S		
*DETERMINADO EM ANALISADOR ELEMENTAR-COMBUSTÃO SECA		Eng. Leandro Souza da Silva CREA: 83495