

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

DESEMPENHO MECÂNICO E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL
DE SEGMENTO EXPERIMENTAL IMPLANTADO EM RODOVIA NÃO PAVIMENTADA
COM DIFERENTES TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO E MELHORAMENTO DE SOLOS

LUIZ HELENO ALBUQUERQUE FILHO

ORIENTADORA: MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, D.Sc
COORIENTADOR: LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO G.TD-203/2025

BRASÍLIA - DF
JANEIRO/2025

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

**DESEMPENHO MECÂNICO E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL
DE SEGMENTO EXPERIMENTAL IMPLANTADO EM RODOVIA NÃO
PAVIMENTADA COM DIFERENTES TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO E
MELHORAMENTO DE SOLOS**

LUIZ HELENO ALBUQUERQUE FILHO, M.Sc

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, D.Sc
(Universidade de Brasília - UnB)
(ORIENTADORA)**

**LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc
(Universidade de Brasília - UnB)
(COORIENTADOR)**

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc
(Universidade de Brasília - UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ANTONIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES, D.Sc
(Instituto Militar de Engenharia - IME/RJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**GERALDO LUCIANO DE OLIVEIRA MARQUES, D.Sc
(Universidade Federal de Juiz de Fora - UFJF)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 31 DE JANEIRO DE 2025

FICHA CATALOGRÁFICA

ALBUQUERQUE FILHO, LUIZ HELENO

Desempenho mecânico e avaliação estrutural e funcional de segmento experimental implantado em rodovia não pavimentada com diferentes técnicas de estabilização e melhoramento de solos (Distrito Federal) 2025.

xxvii, - 261 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2025)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estrada não pavimentada

2. Estabilização de solos

3. Módulo de resiliência

4. Deformação permanente

5. Viga Benkelman

6. Light Weight Deflectometer

7. Defeitos

I. ENC/FT/UnB II.

Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2025). Desempenho mecânico e avaliação estrutural e funcional de segmento experimental implantado em rodovia não pavimentada com diferentes técnicas de estabilização e melhoramento de solos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-203/2025. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 261 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luiz Heleno Albuquerque Filho

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Desempenho mecânico e avaliação estrutural e funcional de segmento experimental implantado em rodovia não pavimentada com diferentes técnicas de estabilização e melhoramento de solos.

GRAU/ANO: Doutor/2025.

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

DEDICATÓRIA

In memoriam, dedico a tese de doutorado ao meu pai, Luiz Heleno Albuquerque, do qual herdo o nome, o sobrenome, a origem, a vocação para engenharia e o orgulho de ser servidor público.

Dedico também esta tese de doutorado ao amigo de longa data e orientador original da pesquisa, Professor Luís Fernando Martins Ribeiro.

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Débora, à minha filha primogênita Maria Flor e ao meu caçula João Moreno. O amor, o apoio e a paciência de vocês foram diretamente proporcionais ao meu tempo ausente em função das diferentes etapas do desenvolvimento do doutorado. Ausência física em algumas situações, ausência de atenção em muitas outras. Gratidão eterna por não me deixarem desistir. Juntos formamos a família Queiroz Albuquerque. Aqui, ninguém larga a mão de ninguém.

À minha mãe Siléa. Sem a sua fé e confiança, seguramente eu não teria conseguido concluir esse importante ciclo de aprendizado e desenvolvimento.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Quando as suas portas se abriram para mim, há quase 20 anos, sabia que estava em casa. O apoio logístico nas visitas técnicas ao segmento experimental e laboratórios e a licença integral no período inicial de obtenção de créditos nas disciplinas foram imprescindíveis para a conclusão da tese.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília por acreditar e me permitir retornar e concluir o doutorado após quase 20 anos do início da primeira tentativa. Agradecimento a todos os professores pelos conhecimentos e experiências compartilhadas.

À minha orientadora, Professora Michéle Dal Toé Casagrande. Gratidão eterna pelo cuidado e por ter me “adotado” academicamente em um momento difícil e de incertezas da pesquisa.

Ao amigo, servidor do DNIT e professor da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) Mário Sérgio de Souza Almeida pelo entusiasmo e apoio desde o início das primeiras conversas a respeito da implantação do segmento experimental nas paragens baianas.

Ao amigo e servidor do DNIT Galileu Silva Santos pela dedicação e parceria na gestão da Coordenação-Geral do Instituto de Pesquisa em Transportes (IPR) nos últimos dois anos.

Aos servidores e colaboradores do DNIT que participaram direta ou indiretamente do desenvolvimento desta pesquisa, nomeadamente aos amigos Luiz Guilherme, Paulo Moreira, Nelson, Caio, Vanessa, André Nunes, Fábio Pessoa, Bráulio, Beatriz, Luciana Nogueira, Prepredigna, Simone, Rodrigo Portal, João Felipe, Michele, Patrícia, Calazans, Ana Luísa, Edimarques, Bruno e Thiago. Registro especial aos demais amigos do IPR e da CGCIT.

Aos professores, técnicos, pesquisadores e estudantes vinculados ao Laboratório de Pavimentação da UFRB, nomeadamente Ítalo, George, Paulo Ricardo, Isabela, Acbal, Joanito, Maria do Socorro e Oldair. Agradecimento muito especial ao amigo e professor Weiner.

Aos servidores da Superintendência Regional da Bahia e da Unidade Local do DNIT de Itabuna, em particular aos engenheiros Antônio Carlos, Bruno Alberico e Olavo e ao técnico Ed Junior.

Aos mestrandos e doutorandos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, parceiros de sonhos, nomeadamente Vinícius Levay, Gisandra, Paulo Costa, Gabriel, Mayara e Matheus. Em virtude do isolamento social provocado pela pandemia de COVID-19, infelizmente não pude conhecer e conviver com dezenas de outros sonhadores. Sonhos de que a ciência e a tecnologia se constituam em instrumentos efetivos para a transformação e melhoria de vida de todos os brasileiros. Agradeço por vocês existirem e persistirem nesta difícil caminhada. Tenho certeza que nossos caminhos ainda se cruzarão nos congressos e eventos técnicos da vida.

Aos meus sogros e “segundos pais” Miro e Madalena pelo acolhimento e apoio incondicional.

À Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e à LCM Construção e Comércio S/A.

Às comunidades de Saquáira e de Algodões, por me permitirem pertencer. Desde o primeiro dia.

Aos camaradas do Brasil e mundo. Como Neruda, adversários do malvado e muros do frenético.

Por fim e não menos importante, à família Buscapé. De vocês, sempre recebi prece e torcida.

Por mim e pela minha família. Não foi diferente durante o período do doutorado. *Namastê.*

EPÍGRAFE

Dos medos nascem as coragens;
E das dúvidas, as certezas.
Os sonhos anunciam outra realidade possível;
E os delírios, outra razão.

Eduardo Galeano

**DESEMPENHO MECÂNICO E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL
DE SEGMENTO EXPERIMENTAL IMPLANTADO
EM RODOVIA NÃO PAVIMENTADA COM DIFERENTES TÉCNICAS
DE ESTABILIZAÇÃO E MELHORAMENTO DE SOLOS**

RESUMO

As estradas não pavimentadas representam 86,4% da extensa malha rodoviária do Brasil, preponderante nas malhas municipais e estaduais, mas também importantes em algumas rodovias federais sob responsabilidade do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). A presente tese de doutorado foi concebida com objetivo de avaliar o desempenho mecânico, estrutural e funcional de um segmento experimental implantado em um trecho não pavimentado da rodovia BR-030, na Península de Maraú, no estado da Bahia. Esta região litorânea tem experimentado forte expansão do turismo nos últimos anos e a potencial pavimentação definitiva da rodovia tem preocupado as comunidades locais quanto ao potencial risco de degradação de importantes áreas de proteção ambiental. O referido segmento foi implantado com diferentes seções de revestimento primário estabilizadas granulometricamente com areia, pavimento asfáltico reciclado (RAP) e brita graduada simples (BGS), e melhoradas quimicamente com cimento Portland e cal hidratada. As técnicas de estabilização e melhoramento aplicadas na pesquisa buscam capacitar os solos locais e reduzir os custos associados à importação de materiais selecionados para recomposição do revestimento primário. O programa envolveu a realização de uma ampla campanha de ensaios de laboratório e levantamentos de campo para investigar as propriedades estruturais da seção de controle e demais seções do segmento experimental, bem como a sua resposta funcional ao tráfego de veículos. A campanha de laboratório foi estruturada em função de ensaios de caracterização física e química, de resistência mecânica, de deformação permanente e de módulo de resiliência. A avaliação estrutural do segmento experimental foi realizada por meio de medidas de deflexão com a viga Benkelman e Light Weight Deflectometer (LWD), enquanto a funcional por meio de inspeções de campo para qualificação e quantificação de defeitos. Composições de custos unitários foram elaboradas para avaliar os custos de implantação das técnicas consideradas mais promissoras. Nesta pesquisa, o melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland, em destaque, e a estabilização granulométrica com incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) apresentaram os resultados mais promissores para potencial e futura aplicação no trecho da rodovia BR-030 a ser mantido em condição não pavimentada.

**MECHANICAL PERFORMANCE AND STRUCTURAL AND FUNCTIONAL
EVALUATION OF AN IMPLANTED EXPERIMENTAL SEGMENT
ON UNPAVED ROADS WITH DIFFERENT TECHNIQUES
SOIL STABILIZATION AND IMPROVEMENT**

ABSTRACT

Unpaved roads represent 86.4% of Brazil's extensive road network, preponderant in municipal and state networks, but also important in some federal highways under the responsibility of the National Department of Transport Infrastructure (DNIT). This doctoral thesis was conceived with the objective of evaluating the mechanical, structural and functional performance of an experimental segment implemented on an unpaved section of the BR-030 highway, on the Maraú Peninsula, in the state of Bahia. This coastal region has experienced a strong expansion in tourism in recent years and the potential definitive paving of the highway has worried local communities about the potential risk of degradation of important environmental protection areas. This segment was implemented with different sections of primary coating granulometrically stabilized with sand, reclaimed asphalt pavement (RAP) and simple graded crushed stone (BGS), and chemically improved with Portland cement and hydrated lime. The stabilization and improvement techniques applied in the research seek to empower local soils and reduce the costs associated with importing selected materials to restore the primary coating. The program involved carrying out a broad campaign of laboratory tests and field surveys to investigate the structural properties of the control section and other sections of the experimental segment, as well as their functional response to traffic. The laboratory campaign was structured around physical and chemical characterization, mechanical resistance, permanent deformation and resilience modulus tests. The structural evaluation of the experimental segment was carried out through deflection measurements with the Benkelman beam and Light Weight Deflectometer (LWD), while the functional evaluation was carried out through field inspections for qualification and quantification of defects. Unit cost compositions were created to evaluate the implementation costs of the techniques considered most promising. In this research, the chemical improvement with the addition of 2% Portland cement, highlighted, and the granulometric stabilization with the incorporation of 50% of simple graded crushed stone (GCS) presented the most promising results for potential and future application on the BR-030 highway section to be maintained in unpaved condition.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO GERAL E JUSTIFICATIVA	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. Objetivo Geral	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	3
1.3. ESTRUTURA DA TESE	4
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1. MATRIZES DE TRANSPORTES	5
2.2. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	9
2.2.1. Importância	9
2.2.2. Características.....	13
2.2.3. Elementos de Projeto	14
2.2.3.1. Tráfego.....	14
2.2.3.2. Materiais Constituintes	15
2.2.3.3. Geometria.....	16
2.2.3.4. Camadas.....	17
2.2.3.5. Capacidade de Suporte.....	18
2.2.3.6. Fatores Climáticos	18
2.2.3.7. Sistema de Drenagem	19
2.2.4. Métodos de Dimensionamento	21
2.2.4.1. Métodos Americanos	21
2.2.4.2. Métodos Ingleses	26
2.2.4.3. Método Australiano e Neozelandês	27
2.2.4.4. Método Sul-africano	28
2.2.4.5. Método Brasileiro.....	30
2.2.5. Manutenção de Estradas Não Pavimentadas	33
2.2.5.1. Principais Atividades de Manutenção.....	34
2.2.5.2. Principais Técnicas de Tratamento Primário.....	38

2.3.	UTILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS - A EXPERIÊNCIA BRASILEIRA.....	40
2.4.	TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	43
2.4.1.	Estabilização Mecânica.....	43
2.4.2.	Estabilização Granulométrica	44
2.4.3.	Estabilização Química	48
2.4.3.1.	Solo-Cal ou Solo Melhorado com Cal	49
2.4.3.2.	Solo-Cimento ou Solo Melhorado com Cimento	52
2.5.	AValiação Funcional de Estradas Não Pavimentadas.....	55
2.5.1.	Avaliação Subjetiva	56
2.5.2.	Avaliação Objetiva.....	59
2.5.2.1.	Método URCI (<i>Unsurfaced Road Condition Index</i>).....	59
2.5.2.2.	Outros Métodos.....	62
2.5.3.	Irregularidade Longitudinal	63
2.6.	DEFEITOS NAS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	66
2.6.1.	Definição.....	66
2.6.2.	Principais Defeitos	67
2.6.2.1.	Seção Transversal Inadequada	67
2.6.2.2.	Derangem Inadequada	68
2.6.2.3.	Corrugações.....	69
2.6.2.4.	Segregação de Agregados	70
2.6.2.5.	Buracos	71
2.6.2.6.	Nuvens de Poeira.....	73
2.6.2.7.	Trilhas de Roda	75
2.6.2.8.	Outros Defeitos.....	76
2.7.	AValiação Estrutural de Estradas Não Pavimentadas	76
2.7.1.	Definição.....	76
2.7.2.	Métodos de Avaliação.....	77

2.7.3.	Métodos Não Destrutivos	79
2.7.3.1.	Viga Benkelman.....	79
2.7.3.2.	<i>Falling Weight Deflectometer</i> (FWD)	81
2.7.3.3.	<i>Light Weight Deflectometer</i> (LWD).....	83
2.8.	DEFORMABILIDADE DE SOLOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS..	87
2.8.1.	Teoria do <i>Shakedown</i>	90
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	94
3.1.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	94
3.2.	DESCRIÇÃO DA ÁREA DO SEGMENTO EXPERIMENTAL	95
3.2.1.	Localização.....	95
3.2.2.	Relevo	98
3.2.3.	Clima.....	99
3.2.4.	Geologia.....	99
3.2.5.	Pedologia	100
3.2.6.	Hidrologia.....	100
3.3.	COLETA DE AMOSTRAS E DENSIDADE <i>IN SITU</i>	101
3.4.	IMPLANTAÇÃO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL.....	103
3.4.1.	Técnicas de Estabilização e Melhoramento de Solos Adotadas.....	103
3.5.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	113
3.5.1.	Ensaio de Caracterização Física	113
3.5.2.	Ensaio de Caracterização Química	117
3.5.3.	Ensaio de Caracterização Mecânica	123
3.6.	MONITORAMENTO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL	128
3.6.1.	Inspecões para Qualificação e Quantificação dos Defeitos.....	128
3.6.2.	Medidas de Deflexão com a Viga Benkelman	130
3.6.3.	Medidas de Deflexão com o <i>Light Weight Deflectometer</i> (LWD).....	131

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	132
4.1. CAMPANHA INICIAL DE INVESTIGAÇÃO	133
4.1.1. Caracterização Física (Subleito e Revestimento Primário)	133
4.1.1.1. Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência	133
4.1.1.2. Densidade <i>In Situ</i>	138
4.1.1.3. Metodologia MCT	140
4.1.2. Caracterização Mecânica (Subleito e Revestimento Primário)	141
4.1.2.1. Compactação e CBR	141
4.1.2.2. Módulo de Resiliência	144
4.1.3. Estudo de Tráfego	147
4.1.3.1. Contagem e Classificação dos Veículos	148
4.1.3.2. Cálculo do Número N	151
4.1.4. Dimensionamento da Espessura da Camada de Desgaste	154
4.2. CAMPANHA DE IMPLANTAÇÃO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL	155
4.2.1. Caracterização Física (Agregados, Seção de Controle e Misturas)	155
4.2.1.1. Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência	155
4.2.1.2. Metodologia MCT	161
4.2.2. Caracterização Química (Amostras do Segmento Experimental e Jazidas)	163
4.2.2.1. Perfil de Solo T1 (faixa de domínio da rodovia)	163
4.2.2.2. Perfil de Solo T2 (plataforma da rodovia)	169
4.2.2.3. Perfil de Solo T3 (cascalho argiloso)	173
4.2.2.4. Perfil de Solo T4 (argissolo vermelho)	177
4.2.3. Desempenho Mecânico	181
4.2.3.1. Compactação e CBR	181
4.2.3.2. Módulo de Resiliência	183
4.2.3.3. Deformação Permanente	197
4.3. MONITORAMENTO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL	207
4.3.1. Qualificação e Quantificação dos Defeitos	207
4.3.1.1. Corrugações	208
4.3.1.2. Segregação de Agregados	212

4.3.2.	Medidas de Deflexão (Viga Benkelman e LWD)	216
4.3.2.1.	Antes da Implantação do Segmento Experimental	216
4.3.2.2.	Imediatamente Após a Implantação do Segmento Experimental	218
4.3.2.3.	28 Dias Após a Implantação do Segmento Experimental	222
4.3.2.4.	Evolução das Deflexões Máximas.....	225
4.4.	CONSOLIDAÇÃO FINAL DOS RESULTADOS	227
4.5.	TRAÇO ÓTIMO DAS TÉCNICAS MAIS PROMISSORAS	228
4.5.1.	Estabilização Granulométrica com Brita Graduada Simples (BGS)	228
4.5.1.1.	Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência	228
4.5.1.2.	Compactação e CBR.....	230
4.5.1.3.	Módulo de Resiliência	231
4.6.	AValiação Econômica das Técnicas Mais Promissoras	233
5.	CONCLUSÕES.....	237
5.1.	CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	238
5.1.1.	Campanha Inicial de Investigação	238
5.1.1.1.	Caracterização Física e Mecânica.....	238
5.1.2.	Campanha de Implantação do Segmento Experimental	239
5.1.2.1.	Caracterização Física	239
5.1.2.2.	Caracterização Química	239
5.1.2.3.	Desempenho Mecânico.....	240
5.1.3.	Monitoramento do Segmento Experimental	241
5.1.3.1.	Avaliação Funcional.....	241
5.1.3.2.	Avaliação Estrutural	242
5.1.4.	Consolidação Final dos Resultados dos Ensaios	243
5.1.5.	Traço Ótimo das Técnicas Mais Promissoras	243
5.1.6.	Avaliação Econômica das Técnicas Mais Promissoras	244
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	245
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	248

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Matrizes de transporte de importantes economias do mundo (Agências governamentais de transporte, 2024).....	6
Tabela 2.2 - Evolução histórica da participação por modalidade no transporte de cargas no Brasil (PNLT-MT, 2007; DNIT, 2010; e CNT, 2023).....	7
Tabela 2.3 - Extensão e taxa de pavimentação das principais malhas rodoviárias (IRF, 2023).....	8
Tabela 2.4 - Malha rodoviária do Brasil por jurisdição e revestimento (DNIT, 2022; CNT, 2022).....	9
Tabela 2.5 - Participação das estradas não pavimentadas na malha dos países (GUEDES, 2018).....	10
Tabela 2.6 - Espessuras de revestimento primário - Método I da FHWA (GUEDES et al., 2014).....	23
Tabela 2.7 - Espessuras de revestimento primário - Método II da FHWA (GUEDES et al., 2014).....	24
Tabela 2.8 - Especificações para estradas não pavimentadas na África do Sul (DOT, 2009).....	29
Tabela 2.9 - Espessuras mínimas para a camada de revestimento primário (DNIT, 2023)	32
Tabela 2.10 - Capacidade de suporte do subleito (DNIT, 2023)	32
Tabela 2.11 - Índice de plasticidade máximo do revestimento primário (DNIT, 2023)	32
Tabela 2.12 - Defeitos e condições de superfície das estradas (RIVERSON et al., 1987).....	58
Tabela 2.13 - Descrição dos defeitos e critérios de medição do método URCI (EATON et al., 1987).....	60
Tabela 2.14 - Condição funcional das estradas não pavimentadas - URCI (EATON et al., 1987)	62
Tabela 2.15 - Grau de severidade dos buracos (EATON et al., 1987, extraído de SILVA, 2009)	73
Tabela 3.1 - Coordenadas geográficas dos pontos de coleta de solos no segmento experimental	101
Tabela 4.1 - Densidade real dos grãos e limites de consistência dos solos do subleito (SL)	133
Tabela 4.2 - Frações granulométricas e classificações do subleito (AASHTO, TRB e SUCS)	134
Tabela 4.3 - Densidade real dos grãos e limites de consistência do revestimento primário (RP)	135
Tabela 4.4 - Frações granulométricas e classificações do revestimento primário (TRB e SUCS).....	136
Tabela 4.5 - Quadro comparativo entre as massas específicas seca in situ e seca máxima.....	138
Tabela 4.6 - Índices classificatórios da metodologia MCT do subleito e do revestimento primário ...	140
Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas amostras do subleito	142
Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas amostras do revestimento primário	143
Tabela 4.9 - Módulos de resiliência médios e constantes de ajuste do revestimento primário	145
Tabela 4.10 - Resultados da contagem de tráfego na região do segmento experimental.....	148
Tabela 4.11 - Composição da frota de veículos no segmento experimental	151
Tabela 4.12 - Fatores de veículo calculados pelos métodos AASHTO e USACE	152
Tabela 4.13 - Números N pelos métodos AASHTO e USACE.....	153
Tabela 4.14 - Espessura do revestimento primário por diferentes métodos de dimensionamento	154
Tabela 4.15 - Densidade real dos grãos e limites de consistência dos agregados.....	155
Tabela 4.16 - Frações granulométricas e classificações dos agregados (TRB e SUCS)	156

Tabela 4.17 - Densidade real dos grãos e limites de consistência da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas	158
Tabela 4.18 - Frações granulométricas e classificações da seção de controle e das misturas	159
Tabela 4.19 - Índices classificatórios da metodologia MCT da seção de controle e das misturas	161
Tabela 4.20 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da faixa de domínio (T1).....	163
Tabela 4.21 - Resultados da acidez e do ataque sulfúrico nas amostras da faixa de domínio (T1).....	164
Tabela 4.22 - Composição granulométrica do perfil de solo da faixa de domínio da rodovia (T1)	166
Tabela 4.23 - Resultados dos demais atributos físicos do perfil de solo da faixa de domínio (T1).....	167
Tabela 4.24 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).....	169
Tabela 4.25 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras de solo da plataforma (T2)	170
Tabela 4.26 - Composição granulométrica do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).....	171
Tabela 4.27 - Resultados dos atributos físicos do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).....	171
Tabela 4.28 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).....	173
Tabela 4.29 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras da jazida de cascalho (T3).....	174
Tabela 4.30 - Composição granulométrica do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).....	175
Tabela 4.31 - Resultados dos atributos físicos do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).....	175
Tabela 4.32 - Resultados de análises químicas do perfil de argissolo vermelho (T4)	177
Tabela 4.33 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras de argissolo vermelho (T4).....	178
Tabela 4.34 - Composição granulométrica do perfil de argissolo vermelho (T4)	179
Tabela 4.35 - Resultados dos atributos físicos do perfil de argissolo vermelho (T4)	179
Tabela 4.36 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR da seção de controle e das misturas ...	181
Tabela 4.37 - Módulos de resiliência e constantes das amostras moldadas na umidade ótima	184
Tabela 4.38 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MCP1% com variação da umidade	185
Tabela 4.39 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MAA com variação da umidade	186
Tabela 4.40 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MCP2% com variação da umidade	187
Tabela 4.41 - Módulos de resiliência e constantes da Seção de Controle com variação da umidade ..	188
Tabela 4.42 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MRAP com variação da umidade	189
Tabela 4.43 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MCH1% com variação da umidade ...	190
Tabela 4.44 - Módulos de resiliência e constantes da Mistura MBGS com variação da umidade	191
Tabela 4.45 - Módulos de resiliência das amostras em função da variação de umidade	193
Tabela 4.46 - Módulos de resiliência das amostras na umidade ótima (18 e 12 pares de tensão)	195
Tabela 4.47 - Máximos deslocamentos plásticos registrados.....	204
Tabela 4.48 - Máximas deformações permanentes (DP) registradas.....	204
Tabela 4.49 - Parâmetros de regressão da DP no modelo de GUIMARÃES (2009).....	206
Tabela 4.50 - Planilha de medição das corrugações (Estacas 6 e 7) no dia 8 de dezembro de 2023 ...	208
Tabela 4.51 - Profundidades médias das corrugações medidas durante as inspeções de campo.....	209
Tabela 4.52 - Estacas onde não foram observadas corrugações durante as inspeções de campo	212

Tabela 4.53 - Quadro-resumo de agregados soltos e partículas finas registrados	213
Tabela 4.54 - Médias das deflexões máximas por seção antes da implantação do segmento	218
Tabela 4.55 - Médias das deflexões máximas por seção após a implantação do segmento	221
Tabela 4.56 - Médias das deflexões máximas por seção medidas 28 dias após implantação do segmento experimental	223
Tabela 4.57 - Desempenho das técnicas de estabilização e melhoramento.....	227
Tabela 4.58 - Densidade real dos grãos e limites de consistência das misturas com BGS	229
Tabela 4.59 - Frações granulométricas e classificações das misturas com BGS (TRB e SUCS).....	229
Tabela 4.60 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas misturas com BGS	230
Tabela 4.61 - Módulos de resiliência médios e constantes de ajuste das misturas com BGS	232
Tabela 4.62 - Módulos de resiliência médios e constantes das misturas BGS50% e MCP1%	233
Tabela 4.63 - Quadro-resumo dos custos por quilômetro das técnicas mais promissoras	236

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Densidade da malha pavimentada de alguns países do mundo (IRF, 2023)	8
Figura 2.2 - Seção transversal típica de uma estrada não pavimentada (Adaptado do DOT, 2009).....	16
Figura 2.3 - Ábaco para determinação da espessura da camada de cascalho - Método III da FHWA (extraído de GUEDES et al., 2014)	25
Figura 2.4 - Ábaco para determinação da espessura da camada de base (AUSTROADS, 2009)	27
Figura 2.5 - Desempenho ao desgaste de estradas revestidas com cascalhos grosseiros (DOT, 2009) .	29
Figura 2.6 - Perfil típico de um pavimento flexível utilizado no método do DNER (DNIT, 2006a)	30
Figura 2.7 - Ábaco para determinação das espessuras no método do DNER (DNIT, 2006a).....	31
Figura 2.8 - Reconformação da plataforma (Acervo da Unidade Local do DNIT de Itabuna)	34
Figura 2.9 - Recomposição lateral do aterro (Acervo da Unidade Local do DNIT de Itabuna)	35
Figura 2.10 - Recomposição lateral do aterro (Acervo da Unidade Local do DNIT de Itabuna)	35
Figura 2.11 - Desobstrução de bueiro e recomposição mecanizada de aterro (Acervo da Unidade Local do DNIT de Itabuna).....	36
Figura 2.12 - Reconstrução de bueiro e recomposição mecanizada de aterro (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna)	36
Figura 2.13 - Recomposição do revestimento primário (Acervo Unidade do DNIT de Itabuna) (1)	37
Figura 2.14 - Recomposição do revestimento primário (Acervo Unidade do DNIT de Itabuna) (2)	37
Figura 2.15 - Camada de revestimento primário (Acervo da Unidade do DNIT de Itabuna)	39
Figura 2.16 - Designação genética dos solos nas regiões tropicais (VILLIBOR & ALVES, 2019)	40
Figura 2.17 - Curva típica de um ensaio de compactação (extraído de SOUSA PINTO, 2002).....	43
Figura 2.18 - Influência da distribuição granulométrica e proporção de finos na estabilidade das misturas (YODER & WITCZAK, 1975, extraído de PIRES, 2014)	45
Figura 2.19 - Ficha de avaliação de serventia de uma rodovia (Norma DNIT 9/2003-PRO)	56
Figura 2.20 - Dedução da seção transversal - URCI (FONTENELE & SILVA JR., 2006).....	61
Figura 2.21 - Gráfico para determinação do índice URCI (FONTENELE & SILVA JR., 2006).....	61
Figura 2.22 - Variação do IRI (SAYERS & KARAMIHAS, 1998).....	63
Figura 2.23 - Princípio de funcionamento de equipamentos do tipo-resposta (GILLESPIE et al., 1980, extraído de BERNUCCI et al., 2022)	65
Figura 2.24 - Seção transversal inadequada com severidade baixa (ODA, 1995).....	67
Figura 2.25 - Seção transversal inadequada com severidade média (ODA, 1995).....	67
Figura 2.26 - Seção transversal inadequada com severidade alta (ODA, 1995).....	67
Figura 2.27 - Drenagem lateral inadequada com severidade baixa (ODA, 1995).....	68
Figura 2.28 - Drenagem lateral inadequada com severidade média (ODA, 1995).....	68
Figura 2.29 - Drenagem lateral inadequada com severidade alta (ODA, 1995).....	68

Figura 2.30 - Corrugações nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).....	69
Figura 2.31 - Corrugações com severidade baixa (ODA, 1995)	70
Figura 2.32 - Corrugações com severidade média (ODA, 1995)	70
Figura 2.33 - Corrugações com severidade alta (ODA, 1995)	70
Figura 2.34 - Segregação de agregados nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).....	70
Figura 2.35 - Segregação de agregados com severidade baixa (ODA, 1995)	71
Figura 2.36 - Segregação de agregados com severidade média (ODA, 1995)	71
Figura 2.37 - Segregação de agregados com severidade alta (ODA, 1995).....	71
Figura 2.38 - Buracos nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).....	72
Figura 2.39 - Buracos com severidade baixa (ODA, 1995)	72
Figura 2.40 - Buracos com severidade média (ODA, 1995)	72
Figura 2.41 - Buracos com severidade alta (ODA, 1995).....	72
Figura 2.42 - Ação abrasiva do tráfego e formação da nuvem de poeira (ODA, 1995).....	73
Figura 2.43 - Nuvem de poeira com severidade baixa (ODA, 1995)	74
Figura 2.44 - Nuvem de poeira com severidade média (ODA, 1995)	74
Figura 2.45 - Nuvem de poeira com severidade alta (ODA, 1995)	74
Figura 2.46 - Trilhas de roda em estradas não pavimentadas (ODA, 1995)	75
Figura 2.47 - Trilhas de roda com severidade baixa (ODA, 1995).....	75
Figura 2.48 - Trilhas de roda com severidade média (ODA, 1995).....	75
Figura 2.49 - Trilhas de roda com severidade alta (ODA, 1995)	75
Figura 2.50 - Esquema com os componentes da viga Benkelman (Norma DNIT 133/2010-ME)	79
Figura 2.51 - Esquema de deflectômetro de carregamento por impacto (BERNUCCI et al., 2022).....	81
Figura 2.52 - Procedimento de ensaio para determinação da bacia de deflexões (BALBO, 2012).....	82
Figura 2.53 - Equipamento LWD, com aplicativo para controle e leitura de dados	84
Figura 2.54 - Funcionamento do LWD, com módulo complementar para leituras de 30 e 60 cm.....	84
Figura 2.55 - Deformações resilientes e plásticas de um solo sob carregamento dinâmico (ALNEDAWI, 2019, extraído de FARIAS, 2023).....	88
Figura 2.56 - Níveis de comportamento de shakedown da deformação permanente (DNIT, 2018)	92
Figura 3.1 - Mapa de localização do segmento experimental na rodovia federal BR-030/BA	95
Figura 3.2 - Fotografia aérea do segmento experimental na Península de Maráu (1).....	96
Figura 3.3 - Fotografia aérea do segmento experimental na Península de Maráu (2).....	96
Figura 3.4 - Vista lateral do segmento experimental, com destaque ao fundo na baixada alagadiça	97
Figura 3.5 - Baixada alagadiça na área lindeira do segmento experimental	97
Figura 3.6 - Vista aérea frontal da região de implantação do segmento experimental	98
Figura 3.7 - Hipsometria do segmento experimental (modificado de WALDBURGER, 2014)	98
Figura 3.8 - Médias pluviométricas mensais consolidadas - Estação de Maráu-BA (INMET, 2022)...	99
Figura 3.9 - Tipos de solo no segmento experimental (modificado de WALDBURGER, 2014)	100

Figura 3.10 - Coleta de amostras de solos do subleito na Seção 1	102
Figura 3.11 - Realização de ensaio de frasco de areia no revestimento primário na Seção 1	102
Figura 3.12 - Croqui de locação das seções do segmento experimental	103
Figura 3.13 - Modelo das placas de identificação do segmento experimental	103
Figura 3.14 - Início da escarificação da camada de desgaste da Seção 3.....	104
Figura 3.15 - Descarga de areia na lateral da pista da Seção 2.....	105
Figura 3.16 - Descarga de RAP na lateral da pista da Seção 5.....	105
Figura 3.17 - Descarga de cimento na pista da Seção 3	106
Figura 3.18 - Depósito lateral de areia na Seção 2	106
Figura 3.19 - Depósito lateral de RAP na Seção 5	107
Figura 3.20 - Rasga saco de cimento Portland na pista da Seção 3	107
Figura 3.21 - Vista aérea do cimento Portland distribuído na pista da Seção 1	108
Figura 3.22 - Cimento Portland distribuído na pista da Seção 3	108
Figura 3.23 - Espalhamento de cal hidratada na pista da Seção 6	109
Figura 3.24 - Homogeneização de areia e revestimento primário na pista da Seção 2	109
Figura 3.25 - Vista aérea da homogeneização de areia e revestimento primário na pista da Seção 2	110
Figura 3.26 - Espalhamento e homogeneização da cal hidratada na Seção 6.....	110
Figura 3.27 - Compactação da camada de desgaste da Seção 2	111
Figura 3.28 - Compactação da camada de desgaste da Seção 4	111
Figura 3.29 - Coleta de amostras das misturas para ensaios e posterior controle de compactação	112
Figura 3.30 - Placas de identificação do segmento experimental instaladas às margens da rodovia...	112
Figura 3.31 - Secagem de amostras de solo	114
Figura 3.32 - Destorroamento do solo	114
Figura 3.33 - Redução das amostras de solos por quarteamento	115
Figura 3.34 - Preparo das amostras com defloculante para ensaio de sedimentação	115
Figura 3.35 - Ensaio de sedimentação	116
Figura 3.36 - Ensaio para determinação do limite de liquidez	116
Figura 3.37 - Ensaio para determinação do limite de plasticidade	117
Figura 3.38 - Imersão dos corpos de prova para determinação da classificação MCT	117
Figura 3.39 - Croqui de localização das trincheiras para coleta de amostras em profundidade	118
Figura 3.40 - Escavação da trincheira de investigação na faixa de domínio da estrada (T1).....	118
Figura 3.41 - Perfil de solo na trincheira escavada na faixa de domínio da rodovia (T1).....	119
Figura 3.42 - Perfil de solo na trincheira escavada no leito do segmento experimental (T2)	120
Figura 3.43 - Localização da Fazenda Santa Teresinha (jazidas de cascalho e solo argiloso)	121
Figura 3.44 - Jazida de cascalho (T3) na Fazenda Santa Teresinha (1)	121
Figura 3.45 - Jazida de cascalho (T3) na Fazenda Santa Teresinha (2)	122
Figura 3.46 - Perfil do argissolo vermelho (T4), na Fazenda Santa Teresinha	122

Figura 3.47- Secagem das amostras.....	124
Figura 3.48 - Destorroamento do solo	124
Figura 3.49 - Umedecimento das amostras para compactação.....	125
Figura 3.50 - Corpo de prova para ensaio de CBR	125
Figura 3.51 - Preparo dos cilindros para imersão em tanque para ensaio de CBR e expansão	125
Figura 3.52 - Cilindros imersos no tanque para ensaio de CBR e expansão	126
Figura 3.53 - Preparo de cilindro tripartido para ensaio de compactação	126
Figura 3.54 - Extração do corpo de prova do cilindro tripartido	126
Figura 3.55 - Compactação dos corpos de prova no cilindro tripartido	127
Figura 3.56 - Prensa triaxial para ensaios de deformação permanente e de módulo de resiliência	127
Figura 3.57 - Medida da segregação de agregados na região do segmento experimental.....	129
Figura 3.58 - Medida da profundidade da corrugação na região do segmento experimental.....	129
Figura 3.59 - Medidas de deflexão com a Viga Benkelman após a implantação da Seção 1	130
Figura 3.60 - Medidas de deflexão com o LWD após a implantação da Seção 1.....	131
Figura 4.1 - Curvas de distribuição granulométrica dos solos do subleito (SL).....	133
Figura 4.2 - Curvas de distribuição granulométrica do revestimento primário (RP).....	135
Figura 4.3 - Gráfico para classificação dos solos na metodologia MCT (Sl e RP).....	140
Figura 4.4 - Variação do CBR do subleito ao longo das seções do segmento experimental.....	142
Figura 4.5 - Variação do CBR do revestimento primário nas seções do segmento experimental	144
Figura 4.6 - Variação do módulo de resiliência do RP em função da tensão de desvio (Seção 7)	145
Figura 4.7 - Gráficos tridimensionais da variação dos módulos de resiliência das amostras do RP ...	146
Figura 4.8 - Curvas de distribuição granulométrica dos agregados das misturas estabilizadas	155
Figura 4.9 - Curvas de distribuição granulométrica da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas	158
Figura 4.10 - Gráfico para classificação da metodologia MCT (seção de controle e misturas)	161
Figura 4.11 - Composição granulométrica da terra fina na faixa de domínio da rodovia (T1)	168
Figura 4.12 - Composição granulométrica da terra fina na plataforma da rodovia (T2).....	172
Figura 4.13 - Composição granulométrica da terra fina dos solos da jazida de cascalho (T3).....	176
Figura 4.14 - Composição granulométrica da terra fina do argissolo vermelho (T4)	180
Figura 4.15 - CBR da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente	181
Figura 4.16 - CBR da seção de controle e das misturas melhoradas quimicamente.....	182
Figura 4.17 - CBR das misturas melhoradas quimicamente, com e sem imersão em água	183
Figura 4.18 - Gráficos tridimensionais da variação do módulo de resiliência das amostras da seção de controle e das misturas em função da tensão confinante e da tensão de desvio	184
Figura 4.19 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MCP1% (S1) para diferentes teores de umidade.....	186

Figura 4.20 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MAA (S2) para diferentes teores de umidade.....	187
Figura 4.21 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MCP2% (S3) para diferentes teores de umidade.....	188
Figura 4.22 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Seção de Controle (S4) para diferentes teores de umidade.....	189
Figura 4.23 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MRAP (S5) para diferentes teores de umidade.....	190
Figura 4.24 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MCH1% (S6) para diferentes teores de umidade.....	191
Figura 4.25 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MBGS (S7) para diferentes teores de umidade.....	192
Figura 4.26 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência (CARDOSO et al., 2023)	194
Figura 4.27 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MCP1% na umidade ótima (S1) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).....	196
Figura 4.28 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MCP2% na umidade ótima (S3) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).....	196
Figura 4.29 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da seção de controle na umidade ótima (S4) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).....	197
Figura 4.30 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MRAP na umidade ótima (S5) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).....	197
Figura 4.31 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MCP1% (Seção 1).....	198
Figura 4.32 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MAA (Seção 2)	198
Figura 4.33 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MCP2% (Seção 3).....	198
Figura 4.34 - Deformação permanente nas amostras da Seção de Controle (Seção 4).....	199
Figura 4.35 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MRAP (Seção 5)	199
Figura 4.36 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MCH1% (Seção 6)	199
Figura 4.37 - Deformação permanente nas amostras da Mistura MBGS (Seção 7)	200
Figura 4.38 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MCP1% (Seção 1)..	201
Figura 4.39 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MAA (Seção 2).....	201
Figura 4.40 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MCP2% (Seção 3)..	201
Figura 4.41 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Seção de Controle (Seção 4)	202
Figura 4.42 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MRAP (Seção 5)	202
Figura 4.43 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MCH1% (Seção 6) .	202
Figura 4.44 - Gráfico de avaliação do acomodamento (shakedown) da Mistura MBGS (Seção 7)	203
Figura 4.45 - Deslocamentos plásticos máximos registrados no ensaio de 120 x 360 (kPa)	205
Figura 4.46 - Medida de pluviômetro analógico instalado na região do segmento experimental	207

Figura 4.47 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 8 de dezembro de 2023 ..	209
Figura 4.48 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 17 de janeiro de 2024	210
Figura 4.49 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 21 de fevereiro de 2024..	210
Figura 4.50 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 27 de março de 2024	210
Figura 4.51 - Evolução da perda de massa das seções ao longo do período das inspeções de campo.	214
Figura 4.52 - Perda média de massa de cada seção ao longo do período das inspeções de campo ...	215
Figura 4.53 - Evolução da perda média de massa das seções estabilizadas e melhoradas.....	215
Figura 4.54 - Deflexões medidas com a viga Benkelman antes da implantação do segmento.....	216
Figura 4.55 - Deflexões medidas com o LWD antes da implantação do segmento experimental.....	217
Figura 4.56 - Médias das deflexões máximas medidas antes da implantação do segmento.....	217
Figura 4.57 - Deflexões medidas com a viga Benkelman após a implantação do segmento	219
Figura 4.58 - Deflexões medidas com o LWD após a implantação do segmento experimental.....	219
Figura 4.59 - Médias das deflexões medidas após a implantação do segmento experimental	219
Figura 4.60 - Deflexões medidas com viga a Benkelman e com o LWD na rodovia BR-030/BA - Boa Nova (COSTA et al., 2023).....	220
Figura 4.61 - Médias das deflexões por seção após a implantação do segmento experimental	221
Figura 4.62 - Deflexões máximas medidas com VB 28 dias após implantação do segmento.....	222
Figura 4.63 - Deflexões medidas com o LWD 28 dias após implantação do segmento experimental	222
Figura 4.64 - Médias das deflexões medidas 28 dias após implantação do segmento experimental ...	223
Figura 4.65 - Médias das deflexões por seção 28 dias após a implantação do segmento	224
Figura 4.66 - Linha de tendência e equação de ajuste das médias das deflexões medidas com a viga Benkelman e com o LWD 28 dias após a implantação do segmento experimental	225
Figura 4.67 - Evolução das médias das deflexões medidas com a viga Benkelman nas seções.....	226
Figura 4.68 - Curvas de distribuição granulométrica das misturas de BGS.....	229
Figura 4.69 - Variação do CBR das misturas de BGS com revestimento primário.....	231
Figura 4.70 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência das misturas com BGS	232
Figura 4.71 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência BGS50% e MCP2%.....	233
Figura 4.72 - Composição de custo para execução do revestimento primário com 50% de BGS.....	234
Figura 4.73 - Composição de custo do revestimento primário com 2% de cimento Portland.....	235

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AET - Autorização Especial de Trânsito

Al⁺³ - Alumínio

AP - Areia pura

ARRB - *Australian Road Research Board*

B - Espessura da base

BD - Borda direita

BE - Borda esquerda

BGS - Brita Graduada Simples

Ca⁺² - Cálcio

CBR - *California Bearing Ratio* (Índice de Suporte Califórnia)

CCSA - Classificação de Capacidade de Serviço Atual

CNT - Confederação Nacional dos Transportes

CNU - Coeficiente de não uniformidade

CTC - Capacidade de troca catiônica

Cu - Coeficiente de uniformidade

DCP - *Dynamic cone penetrometer* (penetrômetro dinâmico de cone)

DER/SP - Departamento Estadual de Estradas de Rodagem de São Paulo

DMT - Distância média de transporte

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DOT - *Department of Transport* (África do Sul)

DP - Deformação permanente

e' - Índice de laterização

ERCI - *Earth Road Condition Index*

ESALQ/USP - Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo

f - Natureza do agregado

f' - Coeficiente de fadiga

FD - Fator direcional

Fe_2O_3 - Óxido de ferro

FHWA - Federal Highway Administration

FV - Fator de veículo

FVF - Fator de veículo da frota

FWD - Falling Weight Deflectometer

Gc - Coeficiente granulométrico

GGE - Gradiente geométrico

G-MCT - Granular, Miniatura, Compactado, Tropical

h - Espessura de aterro

h_n - Espessura do reforço do subleito

h_{20} - Espessura da sub-base

H^+ - Hidrogênio

ICMNP - Índice de Condição da Manutenção da Rodovia Não Pavimentada

ICPF - Índice de condição dos pavimentos Flexíveis

IES - Índice do estado de superfície do pavimento

IGGE - Índice de Gravidade Global Expedito

INMET - Instituto Nacional de Meteorologia

IP - Índice de plasticidade

IRF - *International Road Federation*

IRI - International Roughness Index (Índice de irregularidade internacional)

I_0 - Índice de partículas de grande dimensão

K - Coeficientes de equivalência estrutural

K⁺ - Potássio

Ki - Relação Molecular SiO₂/Al₂O₃

Kr - Relação Molecular SiO₂/R₂O₃

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

LWD - Light Weight Deflectometer

m - Saturação por alumínio

MAA - Mistura de areia e argila

MBGS - Mistura com brita graduada simples

MCH1% - Mistura com 1% de cal hidratada

MCP1% - Mistura com 1% de cimento Portland

MCP2% - Mistura com 2% de cimento Portland

MCT - Miniatura, Compactado, Tropical

MCT-M - Miniatura, Compactado, Tropical, Modificado

MeDiNa - Método de Dimensionamento Nacional

Mg⁺² - Magnésio

MnO - Óxido de manganês

MO - Matéria orgânica

MRAP - Mistura com RAP

MR - Módulo de resiliência

MT - Ministério dos Transportes

N - Número de solicitações do eixo padrão

Na⁺¹ - Sódio

P - Fósforo

p - Pressão aplicada na superfície do aterro

PA - Precipitação anual

PBT - Peso bruto total

PCA - Perda de cascalho anual

PCZ - Ponto de carga zero

Pi - Perda de massa por imersão

PI - Proctor intermediário

P_k - Peso do eixo equivalente

PNLT - Plano Nacional de Logística e Transportes (Brasil)

p_p - Pressão dos pneus

PSR - *Present Serviceability Rating*

QI - Quociente de irregularidade

R - Espessura do revestimento

R² - Coeficiente de determinação

RAP - *Reclaimed Asphalt Pavement* (pavimento asfáltico reciclado)

RCD - Resíduos de construção civil e demolição

RCS/DVI - *Road Condition Survey / Detailed Visual Inspection*

RLT - *Repeated Load Triaxial*

RP - Revestimento primário

RSMS - *Road Surface Management System*

SAFL - Solo arenoso fino laterítico

SC - Seção de controle

SiBCS - Sistema Brasileiro de Classificação de Solos

SiO₂ - Dióxido de silício

SL - Subleito

Sp - Retração linear pela porcentagem passante na peneira de 0,425 mm

S_u - Resistência ao cisalhamento não drenada de argilas

SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos

t - Espessura da camada de cascalho

T - Capacidade de troca catiônica

TiO₂ - Dióxido de titânio

TRB - *Transportation Research Board*

TRL - *Transport Research Laboratory*

TRRL - *Transport and Road Research Laboratory*

UFRB - Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

URCI - *Unsurfaced Road Condition Index*

USACE - *United States Army Corps of Engineers*

V - Saturação por bases

VMD - Volume médio diário

VSA - Valor de Serventia Atual

VTa - Volume de tráfego anual

w_{ot} - Umidade ótima

z - Profundidade máxima das trilhas de roda

ΔpH - Diferença entre pH em KCl e pH em H₂O

σ₃ - Tensão confinante

σ_d - Tensão de desvio

ψ₁, ψ₂, ψ₃, ψ₄ - Parâmetros de regressão do modelo de GUIMARÃES (2009)

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO GERAL E JUSTIFICATIVA

Os países em desenvolvimento, entre os quais se enquadra o Brasil, apresentam uma malha viária predominantemente composta por estradas não pavimentadas. Tal característica se fundamenta na limitação de recursos financeiros para implantação de projetos estruturantes de infraestrutura e no próprio modelo de produção, comercialização e exportação de produtos primários. Ou seja, a base da economia destes países encontra-se fortemente concentrada e dependente do transporte de produtos primários pelas estradas não pavimentadas.

Por razões topográficas e demográficas, em muitas regiões, essas estradas representam a única forma de acesso da população a serviços básicos disponibilizados nas áreas urbanas, tais como saúde, educação, trabalho e lazer. As estradas não pavimentadas se revestem ainda de importância singular no desenvolvimento econômico, social e cultural de qualquer país por se constituírem na principal forma de ligação entre as suas zonas rurais e urbanas.

As características dos solos locais, a aplicação de eventual reforço ao subleito, o regime hidrológico, as condições de drenagem, a espessura da camada de aterro e o volume médio diário de tráfego constituem fatores a serem considerados na construção e manutenção de estradas não pavimentadas. Custos inicialmente mais elevados na implantação podem ser compensados, a médio e longo prazo, pela redução dos custos de manutenção e pela preservação das boas condições de rolamento ao longo de todo o ano, principalmente no período chuvoso.

As técnicas de manutenção normalmente adotadas nas estradas não pavimentadas têm em comum a pouca utilização de rolos compactadores nas patrulhas e o lançamento direto de grandes quantidades de materiais de jazida para recomposição do revestimento primário. Em virtude de crescentes restrições ambientais para licenciamento de novas áreas, os momentos de transporte dos materiais selecionados têm experimentado acréscimos significativos.

O impacto econômico e ambiental desse momento extraordinário de transporte pode ser observado nos contratos de manutenção do DNIT, onde os serviços de transporte de materiais selecionados com caminhões basculantes constituem os itens mais relevantes das medições, totalizando mais de um bilhão de reais medidos apenas entre 2019 e 2023 (DNIT, 2023).

Diante desse cenário desafiador para a infraestrutura do Brasil, face à importância das estradas não pavimentadas na matriz de transportes, torna-se indispensável desenvolver pesquisas que tenham como objetivo avaliar técnicas de estabilização e melhoramento para fins de habilitação dos solos locais, sejam eles provenientes de jazidas ou de taludes de corte na faixa de domínio. Resíduos de construção civil e demolição (RCD), pavimento asfáltico reciclado (RAP), rejeitos de mineração, escória estabilizada de aciaria e outros materiais localmente disponíveis podem e devem ser utilizados na estabilização granulométrica de estradas.

Além dessas técnicas, existem outras soluções de melhoramento e estabilização química, tais como a adição de cimento Portland, cal hidratada, polímeros acrílicos, bioenzimas, emulsões asfálticas, cinzas volantes, entre outras. A simples estabilização mecânica, que envolve operações de homogeneização, umidificação e aplicação adequada de energia mecânica, pode conferir aos solos maior resistência às cargas de tráfego, ao desgaste e à erosão.

A presente tese de doutorado foi concebida com o objetivo de avaliar o desempenho mecânico, funcional e estrutural de um segmento experimental não pavimentado implantado com diferentes técnicas de estabilização granulométrica e melhoramento químico ao revestimento primário. O segmento experimental foi implantado na rodovia federal BR-030/BA, em trecho entre as Praias de Algodões e de Saquairá, na Península de Marau, no litoral da Bahia.

Esta região tem experimentado forte expansão imobiliária e do turismo nos últimos anos e a potencial pavimentação definitiva da rodovia constitui preocupação das comunidades locais pelo risco de impacto em importantes áreas de proteção ambiental. Os resultados da pesquisa permitiram inclusive definir as técnicas mais promissoras, inclusive em termos de custos, para potencial e futura aplicação no trecho da rodovia a ser mantido em condição não pavimentada.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral desta tese de doutorado consistiu na avaliação do desempenho mecânico, estrutural e funcional de um segmento experimental implantado em um trecho não pavimentado da rodovia BR-030, na Península de Marau, no estado da Bahia. O segmento foi construído com aplicação de diferentes técnicas de estabilização granulométrica (incorporação de areia pura, solo argiloso, RAP e BGS) e de melhoramento químico (adição de cimento Portland e cal hidratada), além de uma seção de controle com as condições originais da estrada. A campanha experimental envolveu a caracterização das misturas e a avaliação da eficácia das técnicas considerando as especificidades geotécnicas, hidrológicas, climáticas e de tráfego.

1.2.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral desta tese de doutorado, foram definidos objetivos específicos:

a) Caracterização do revestimento primário e das misturas em laboratório

- Realizar ensaios de caracterização física e química em amostras do subleito, do revestimento primário original e das misturas estabilizadas e melhoradas;
- Determinar parâmetros de resistência e de deformabilidade do revestimento primário e das misturas estabilizadas e melhoradas por meio de ensaios de compactação, Índice de Suporte Califórnia (CBR), módulo de resiliência e deformação permanente;
- Avaliar a influência da variação do teor de umidade na resistência mecânica (CBR) e na resiliência nas diferentes técnicas de estabilização e melhoramento.

b) Monitoramento funcional e estrutural do segmento experimental

- Definir periodicidade e intervalo de monitoramento, considerando o regime pluviométrico, as características locais do tráfego e as condições de manutenção da estrada;
- Estabelecer critérios de medição dos parâmetros estruturais e funcionais para avaliação comparativa entre as diferentes técnicas de estabilização e melhoramento aplicadas;
- Monitorar o desempenho estrutural e funcional por meio de levantamentos com viga Benkelman e LWD e inspeções de campo para qualificação e quantificação dos defeitos.

c) Análise conjunta dos resultados dos ensaios de laboratório e monitoramento de campo

- Definir as técnicas de estabilização e melhoramento mais promissoras para potencial aplicação no trecho da rodovia a ser mantido em condição não pavimentada;
- Investigar o teor de agregado ótimo da estabilização granulométrica mais promissora;
- Avaliar os custos de implantação das técnicas mais promissoras.

d) Avaliação dos procedimentos de laboratório e campo adotados na campanha experimental

- Discutir a adequação dos ensaios de laboratório e levantamentos de campo adotados na pesquisa à natureza e comportamento das estradas não pavimentadas;
- Avaliar a possibilidade de replicação dos procedimentos em outras rodovias e regiões.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

A presente tese de doutorado foi estruturada em elementos pré-textuais, cinco capítulos e referências bibliográficas, conforme detalhado abaixo.

O Capítulo 1 apresenta o contexto geral e justificativa para o desenvolvimento de pesquisas voltadas à habilitação de solos locais para fins de revestimento primário de estradas não pavimentadas, os objetivos gerais e específicos da pesquisa e a estrutura da tese de doutorado.

O Capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica da tese e aborda conceitos relacionados às estradas não pavimentadas, técnicas de estabilização e melhoramento de solos, avaliação funcional e estrutural de pavimentos, resistência e deformabilidade dos solos.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental da tese de doutorado, ou seja, define os materiais e apresenta os métodos utilizados na pesquisa. Neste capítulo consta a descrição da área onde o segmento experimental foi implantado na rodovia BR-030, na Península de Maraú, procedimentos para coleta de amostras e determinação da densidade *in situ*, detalhes construtivos e controle da compactação durante a implantação do segmento experimental, diferenciação das técnicas de estabilização granulométrica e melhoramento químico, normativos técnicos afetos aos ensaios de laboratório e procedimentos de monitoramento estrutural e funcional das inspeções de campo.

O Capítulo 4 apresenta os resultados dos ensaios de laboratório e dos levantamentos de campo e as discussões advindas da caracterização dos materiais e do monitoramento estrutural e funcional do segmento experimental. Os resultados da contagem de tráfego realizada na região do segmento experimental e o dimensionamento da espessura da camada de revestimento primário a ser adotada também são apresentados neste capítulo.

Consoante cronologia da pesquisa, os resultados e discussões do Capítulo 4 são apresentados em três partes básicas, a saber: a) Campanha inicial de investigação para conhecimento das características preliminares do subleito e do revestimento primário; b) Campanha de ensaios de laboratório para caracterização dos agregados e desempenho das misturas estabilizadas e melhoradas; c) Inspeções de campo e monitoramento das condições estruturais e funcionais das seções do segmento experimental. Neste capítulo ainda são apresentadas a consolidação final dos resultados dos ensaios e as avaliações econômicas das técnicas mais promissoras.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões da tese e as sugestões para pesquisas futuras.

Nos elementos pós-textuais são apresentadas as referências bibliográficas da tese de doutorado.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. MATRIZES DE TRANSPORTES

A matriz de transportes representa a composição da infraestrutura disponível e efetivamente utilizada, nas diversas modalidades, para movimentação de cargas no país. Ou seja, a matriz de transportes desempenha papel fundamental no desenvolvimento econômico e social dos países.

A definição da modalidade de transporte de cargas a ser adotada deve ser realizada em função de avaliações de custo e benefício, abordando aspectos relacionados às características do produto (tipo, dimensões, valor agregado, natureza química, condições de armazenamento); ao tempo e distância da viagem; urgência da encomenda; quantidade e frequência.

Uma matriz de transportes bem estruturada e eficiente é essencial para garantir a movimentação adequada de bens, produtos e pessoas, tanto internamente, quanto para o comércio internacional. Uma matriz de transportes diversificada permite que um país aproveite as vantagens de cada modal, considerando aspectos como custo, velocidade, capacidade de carga e acessibilidade. Essa diversificação contribui para a redução dos custos logísticos, aumento da competitividade das empresas e melhoria da qualidade dos serviços de transporte (EPL, 2018).

Uma matriz de transportes bem desenvolvida promove a integração regional, facilitando o acesso a mercados e recursos, e estimulando o desenvolvimento de regiões menos favorecidas. Isso contribui para a redução das desigualdades regionais e para o crescimento econômico mais equilibrado do país. Investimentos em infraestrutura de transportes, como a construção e manutenção de rodovias, ferrovias, portos e aeroportos, geram empregos, atraem investimentos privados e melhoram a qualidade de vida da população, ao facilitar o acesso a serviços essenciais de saúde e educação e oportunidades de trabalho (EPL, 2018).

Respeitadas as significativas diferenças de geografia e de relevo, de infraestrutura disponível e de desenvolvimento econômico, a Tabela 2.1 apresenta estimativas das matrizes de transportes de importantes economias do mundo, ou seja, a composição da infraestrutura disponível e utilizada, nas diferentes modalidades, para movimentação de cargas nos respectivos países.

Tabela 2.1 - Matrizes de transporte de importantes economias do mundo (ALVARENGA, 2020).

País	Modal de Transporte			
	Rodoviário	Ferroviário	Aquaviário	Dutoviário
Estados Unidos	27%	43%	15%	15%
China	35%	14%	48%	3%
Japão	51%	5%	44%	-
Índia	64%	22%	10%	4%
França	72%	16%	8%	4%
Brasil	61%	21%	14%	4%
Canadá	19%	34%	7%	40%
Rússia	5%	87%	3%	5%
Austrália	27%	55%	14%	4%
México	55%	27%	15%	3%

Em comparação a outros países, a matriz de transportes do Brasil mostra-se fortemente dependente do modal rodoviário, com uma participação reduzida dos outros modais. Para alcançar uma matriz de transportes mais equilibrada, similar à de outras grandes economias, o Brasil precisa investir na modernização e expansão de sua infraestrutura ferroviária, aquaviária e dutoviária, além de melhorar a manutenção e eficiência das rodovias. Com esse entendimento, as primeiras discussões a respeito da importância estratégica de planejar e orientar o desenvolvimento da infraestrutura de transportes no país ocorreram no início desse século.

O Plano Nacional de Logística e Transportes do Brasil - PNLT, lançado pelo Ministério dos Transportes no ano de 2007, constitui exemplo desse intento e foi concebido como um portfólio de projetos prioritários e estruturantes que permitiriam o desenvolvimento regional e uma melhor distribuição dos modais na matriz de movimentação de cargas do Brasil.

Entretanto, tais investimentos na implantação de hidrovias e ferrovias nas últimas décadas não se mostraram suficientes para corrigir distorções e equilibrar a matriz de cargas no Brasil. Ou seja, a matriz permanece com acentuada concentração do modal rodoviário em relação às demais modalidades de transporte. A Tabela 2.2 ilustra o desequilíbrio histórico na matriz de transportes de cargas do Brasil (PNLT-MT, 2007; DNIT, 2010; e CNT, 2022).

Tabela 2.2 - Evolução histórica da participação por modalidade no transporte de cargas no Brasil (PNLT-MT, 2007; DNIT, 2010; e CNT, 2022).

Modalidade de transporte	Participação por modalidade (%)								
	1950	1960	1970	1980	1988	2005	2013	2018	PNLT (Projeção) 2025
Rodoviário	49,5	60,3	70,4	58,7	56,5	58,0	61,1	60,0	33,0
Ferroviário	23,8	18,8	17,2	24,3	22,5	25,0	20,7	23,3	32,0
Aquaviário	26,4	20,6	12,1	13,4	17,0	13,0	13,6	13,2	29,0
Aéreo	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	1,0
Dutoviário	-	-	-	3,3	3,7	3,6	4,2	3,2	5,0
Movimentação de cargas (Bilhões de TKU)	34,9	69,7	176,4	355,4	532,9	-	794,9	-	-

Quando comparada a evolução histórica às metas estabelecidas no PNL T para o ano de 2025, o desequilíbrio na matriz de transportes do Brasil mostra-se ainda mais latente. Do objetivo inicial, de garantir uma distribuição mais uniforme da matriz de transportes de cargas entre os modais, restou evidenciado o pouco crescimento da capacidade total de movimentação de cargas e o incremento da concentração do modal rodoviário ao longo dos anos.

E os gargalos da infraestrutura e logística de transportes no Brasil não se restringem apenas ao desequilíbrio entre os modais. Graves distorções também são observadas na própria distribuição regional, condição do pavimento e revestimento da malha. Consoante estatísticas da *International Road Federation* - IRF (2023), a malha rodoviária do Brasil possui 1.579.815 quilômetros de rodovias pavimentadas e estradas não pavimentadas, o que a torna uma das mais extensas entre os países do mundo, inferior apenas à dos Estados Unidos, da Índia e da China. Entretanto, apenas 212.943 quilômetros possuem pavimentação considerada definitiva, flexível, rígida ou semirrígida. Isso significa que preocupantemente 87% de toda a malha do Brasil está assentada em leito natural ou com algum tipo de tratamento apenas primário.

Para fins de comparação, a Tabela 2.3 apresenta a extensão total e a taxa de pavimentação das principais malhas rodoviárias do mundo. Os resultados reforçam a importância das estradas não pavimentadas na matriz de transportes de países como o Brasil, a África do Sul e o Canadá.

Tabela 2.3 - Extensão e taxa de pavimentação das principais malhas rodoviárias do mundo (IRF, 2023).

País	Pavimentada (km)	Não Pavimentada (km)	Malha total (km)
Estados Unidos	4.511.838 (68%)	2.133.744 (32%)	6.645.582
Índia	3.748.291 (60%)	2.467.506 (40%)	6.215.797
China	4.496.716 (85%)	783.993 (15%)	5.280.709
Brasil	212.943 (13%)	1.366.872 (87%)	1.579.815
Rússia	1.107.513 (71%)	458.632 (29%)	1.566.145
Japão	1.013.500 (83%)	213.300 (17%)	1.226.800
Canadá	452.000 (40%)	674.600 (60%)	1.126.600
África do Sul	163.472 (22%)	586.528 (78%)	750.000

A pequena participação das rodovias pavimentadas na malha rodoviária do Brasil mostra-se ainda mais evidente quando comparada a sua densidade de malha pavimentada em relação a outros países do mundo, inclusive da América Latina, tais como Colômbia e México, conforme apresentado na Figura 2.1. Quando comparada ao Japão, a diferença de densidade da malha pavimentada do Brasil atinge a impressionante relação de mais de 100 vezes.

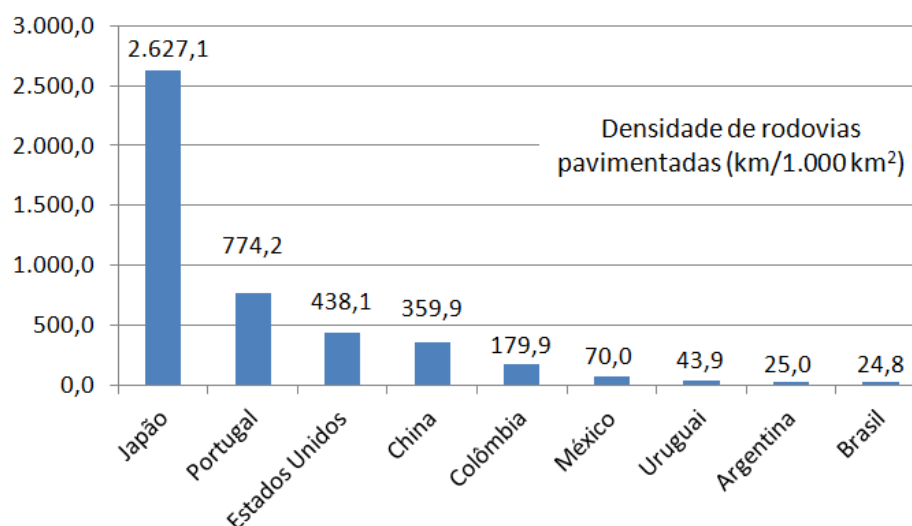


Figura 2.1 - Densidade da malha pavimentada de alguns países do mundo (IRF, 2023).

A Tabela 2.4 apresenta a malha rodoviária do Brasil, dividida em função de sua jurisdição e condições de revestimento da via, ou seja, se pavimentadas ou não pavimentadas, consoante estatísticas do Sistema Nacional de Viação do DNIT (2023) e do Anuário da CNT (2022). Em comparação aos dados da IRF (2023), observa-se pequena diferença entre os valores, em torno de 1%, nas extensões totais, e de 0,5% em relação à extensão das rodovias não pavimentadas.

Tabela 2.4 - Malha rodoviária do Brasil por jurisdição e revestimento (DNIT, 2023; CNT, 2022).

Jurisdição	Não Pavimentada (km)	Pavimentada (km)	Total (km)
Federal	8.274	66.150	74.424
Estadual	105.601	119.747	225.348
Municipal	1.235.810	28.018	1.263.828
Total (km)	1.349.685	213.915	1.563.600

Apesar de possuir concentração preponderante nos municípios do Brasil, em torno de 98% de suas malhas, estradas não pavimentadas também se mostram relevantes nas malhas dos demais entes da federação, representando, em média, 47% de toda a malha dos estados e do Distrito Federal e 17% da malha do Governo Federal, cuja implantação, operação e manutenção competem exclusivamente ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT.

Na malha federal do DNIT, a distribuição das estradas não pavimentadas não se apresenta uniforme em todas as unidades da federação, ocorrendo significativa maior concentração nas regiões Norte e Centro-Oeste. Apenas para ilustrar, os estados do Amazonas e do Amapá, por exemplo, possuem inclusive extensões de rodovias federais em condição não pavimentada superiores aos de federais pavimentadas. Já o estado do Pará apresenta aproximadamente a mesma extensão de rodovias federais pavimentadas e federais não pavimentadas.

2.2. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

2.2.1. Importância

Os países em desenvolvimento, inclusive o Brasil, apresentam uma proporção substancial de sua malha viária constituída por estradas não pavimentadas. A razão desse comportamento se fundamenta no modelo de produção, comercialização e exportação de produtos primários, predominante na economia desses países. O transporte de produtos agropecuários e do extrativismo é normalmente realizado em estradas que não possuem revestimento definitivo em sua superfície de rolamento e as restrições econômicas dos países em desenvolvimento impedem que esse cenário apresente mudança significativa nos próximos anos.

As estradas não pavimentadas representam, em muitas regiões do mundo, a única forma de acesso da população a serviços básicos disponibilizados somente nas áreas urbanas, tais como saúde, educação, trabalho e lazer. Ou seja, a existência de um sistema de transportes seguro é condição fundamental para a sobrevivência dessas comunidades rurais.

A importância das estradas não pavimentadas não se resume apenas à matriz de cargas dos países em desenvolvimento, notadamente países das Américas do Sul e Central, da África, do sul e do sudeste da Ásia e do leste da Europa. As estradas não pavimentadas também apresentam participação relevante na malha rodoviária e na matriz de cargas de muitos países desenvolvidos do mundo. Nos países nórdicos da Europa, as estradas não pavimentadas associam-se às particularidades das indústrias florestais, da pesca e do turismo local. Já na Austrália e no Canadá, e também nos Estados Unidos, a alta participação das estradas não pavimentadas relaciona-se à necessidade de conectar as grandes áreas desses países (RODRIGUES, 2015).

A Tabela 2.5 apresenta a importância e a participação das estradas não pavimentadas na malha rodoviária de diversos países desenvolvidos e subdesenvolvidos.

Tabela 2.5 - Participação das estradas não pavimentadas na malha rodoviária dos países (GUEDES, 2018).

Continentes / Subcontinentes	País	Estradas Não Pavimentadas (%)	País	Estradas Não Pavimentadas (%)
África	África do Sul	79%	Moçambique	79%
	Angola	90%	Nigéria	85%
	Etiópia	86%	Quênia	93%
	Guiné	90%	Serra Leoa	92%
América Central	Belize	83%	Haiti	82%
	Costa Rica	74%	Honduras	77%
	Cuba	51%	Nicarágua	86%
	El Salvador	53%	Panamá	58%
América do Norte	Canadá	60%	México	64%
	Estados Unidos	35%	-	-
América do Sul	Argentina	70%	Paraguai	85%
	Bolívia	85%	Uruguai	90%
	Brasil	87%	Venezuela	66%
	Equador	85%	-	-
Ásia Central	Rússia	28%	Uzbequistão	13%
Leste e Sudeste da Ásia	Camboja	94%	Indonésia	43%
	Coreia do Norte	97%	Japão	20%
	Filipinas	74%	Laos	99%
	Mongólia	90%	-	-
Sul da Ásia	Afganistão	71%	Sri Lanka	85%
	Bangladesh	95%	-	-
Oriente Médio da Ásia	Arábia Saudita	79%	Irã	19%
	Azerbaijão	49%	-	-
Europa	Bélgica	22%	Letônia	80%
	Escócia	42%	Macedônia	32%
	Estônia	82%	Noruega	19%
	Finlândia	36%	Polônia	32%
	Grécia	65%	Portugal	14%
	Hungria	92%	Romênia	41%
	Islândia	63%	Suécia	77%
Oceania	Austrália	57%	Nova Zelândia	34%

Independente do grau de desenvolvimento econômico, as estradas não pavimentadas constituem uma realidade na malha rodoviária e na matriz de transportes de todos os países do mundo. E em função dos fatores anteriormente citados, mostra-se improvável que a sua participação diminua em um futuro próximo, razão pelo qual a discussão a respeito de novas técnicas de estabilização e melhoramento de solos nunca foi tão atual e relevante.

A população pobre das áreas rurais dos países em desenvolvimento normalmente vive em áreas isoladas, distantes dos grandes mercados, razão pelo qual as estradas não pavimentadas assumem importância vital na agricultura de subsistência dessas comunidades, por permitir a circulação de pessoas e a troca de insumos e produtos agropecuários. Essas estradas constituem importante vetor para a redução da pobreza nos países em desenvolvimento. A redução dos custos de transporte e a melhoria da acessibilidade das comunidades atua diretamente no aumento do rendimento das famílias, na melhoria dos meios de subsistência e no crescimento econômico local (JACOBY & MINTEN, 2009).

Para sustentar a sua afirmação, JACOBY & MINTEN (2009) propuseram uma metodologia para estimar os benefícios de custos mais baixos de transporte em áreas rurais de Madagascar, concentrando-se especificamente em um hipotético projeto rodoviário. Os resultados da pesquisa indicaram que a redução dos custos de transporte em uma determinada região elevaria os rendimentos das famílias em 50%, principalmente em função do incremento dos rendimentos considerados não agrícolas. Ou seja, ao avaliar o impacto global de determinado projeto rodoviário, deve-se atentar não apenas para a redução nos custos diretos de transporte, mas também na atividade econômica adicional gerada pelo projeto.

QIN & ZHANG (2016) avaliaram o impacto das conexões rodoviárias sobre o bem-estar rural de uma comunidade em uma área remota e pobre da China. O foco da pesquisa residiu em analisar os efeitos do acesso às estradas sobre decisões de cultivo e os meios de subsistência dos agricultores. Os resultados demonstraram que a melhoria do acesso às estradas fez com que os agricultores plantassem menos culturas, comprassem mais fertilizantes e contratassem mais mão de obra local, o que resultou em aumento da renda agrícola e redução da pobreza.

Outro aspecto importante associado às estradas não pavimentadas refere-se aos impactos ambientais de sua implantação, operação e manutenção. A superfície praticamente impermeável da camada de desgaste da estrada não pavimentada resulta em maior escoamento superficial, posteriormente canalizado para valetas laterais que aumentam a densidade de drenagem da região. Essa concentração de escoamento nas valetas da estrada altera a

distribuição de água nas encostas e pode resultar inclusive em elevação dos fluxos de pico dos córregos. Quando os detritos obstruem os bueiros que cruzam o córrego, o efeito é amplificado e o córrego é desviado para outras áreas da paisagem, como outros córregos ou encostas que não foram canalizados anteriormente (LUCE & WEMPLE, 2001).

O solo exposto pela construção, operação e manutenção sofre erosão superficial em virtude do escoamento no leito da estrada e do fluxo subterrâneo interceptado. Ou seja, os volumes de sedimentos e os processos geomorfológicos das bacias das estradas são fortemente alterados por efeitos hidrológicos. O perigo de deslizamentos de terra em cortes, a potencial geração de ravinas e voçorocas e a instabilidade dos canais de córregos existentes são aumentados pela concentração lateral de água coletada ao longo da estrada. Em virtude desses fatores, as estradas não pavimentadas têm se constituído na principal causa do aumento da produção de sedimentos em uma ampla gama de áreas florestais (LUCE & WEMPLE, 2001).

RAMOS-SCHARRÓN & MACDONALD (2005) definiram precipitação, inclinação, tráfego, área de contribuição e nivelamento da plataforma como fatores influenciadores da taxa de produção de sedimentos de estradas não pavimentadas. A pesquisa proposta consistiu na medição das taxas de produção de sedimentos de estradas não pavimentadas das Ilhas Virgens Americanas. Os resultados indicaram que as estradas apresentavam altas taxas de erosão, atribuídas à alta erosividade das chuvas e às encostas íngremes. A pesquisa permitiu ainda avaliar os efeitos da reconformação da plataforma na produção de sedimentos. As estradas que haviam tido sua plataforma reconformada nos últimos dois anos apresentaram taxa de produção de sedimentos mais alta em comparação às estradas não reconformadas.

WANG et al. (2022) investigaram a intensidade e os fatores que influenciam a erosão de estradas não pavimentadas sob condições variadas de operação e gerenciamento do solo em área montanhosa do norte da China. As principais erosões observadas ocorreram nas bacias hidrográficas que receberam contribuição da água de escoamento das estradas após um grande evento de chuva. O estudo constatou que houve erosão significativa em 67% das estradas não pavimentadas, sendo que 42% delas sofreram erosão classificada como de moderada a grave, fortemente influenciadas pelo tipo de ocupação do solo e pelo manejo da bacia hidrográfica.

YU et al., (2024) analisaram os efeitos ecológicos e hidrológicos, métodos de pesquisa e medidas de controle relacionadas ao transporte de sedimentos causado pela erosão das estradas florestais. Estas estradas têm a propensão de gerar erosão em ambientes rurais e florestais, onde as taxas de infiltração são relativamente mais altas, durante a maioria dos eventos de chuva.

2.2.2. Características

As estradas não pavimentadas são formadas por vias de diferentes naturezas e características e englobam as estradas vicinais, florestais, agrovias e estradas rurais, caracterizando-se nas principais ligações entre as propriedades rurais e os povoados vizinhos, além de servirem de acesso às vias consideradas principais. Também devem ser incluídas nesse grupo as estradas destinadas à movimentação interna das propriedades rurais, que tem como função permitir o fluxo de moradores, máquinas, equipamentos e produtos agrícolas até as estradas vicinais.

Por sua própria natureza, as estradas não pavimentadas apresentam baixo volume de tráfego e são caracterizadas pela ausência de pavimentação definitiva, seja flexível ou rígido. Essas estradas são majoritariamente constituídas por materiais locais conformados e compactados ou com previsão de revestimento, quando existente, apenas primário.

Em virtude da ausência ou do tipo de tratamento adotado, FERREIRA (2004) propõe que as estradas não pavimentadas sejam classificadas em três grupos principais, a saber:

- Estradas com superfície não tratada - superfície de rolamento não sofre nenhum tratamento específico e sua constituição é formada basicamente por solos locais;
- Estradas com tratamento primário - As três principais técnicas adotadas para tratamento primário de estradas não pavimentadas são o agulhamento (inclusão de material granular com dimensões superiores a 2,5 cm em matriz argilosa), a mistura de areia e argila (no caso de subleitos arenosos) e o revestimento primário propriamente dito;
- Estradas de cascalho - constitui a técnica mais utilizada nos países desenvolvidos, razão pelo qual apresenta vários métodos de dimensionamento. O Glossário de Termos Técnicos Rodoviários do DNIT (2017) conceitua cascalho como material granular resultante da desintegração das rochas, cujo tamanho oscila entre 2,0 mm e 76,2 mm. Entretanto, esse conceito não abrange os cascalhos lateríticos, materiais amplamente utilizados em obras de pavimentação em regiões tropicais de todo o mundo, inclusive no Brasil. Esses cascalhos, também denominados pedregulhos ou concreções lateríticas, são formados por processos de intemperismo químico e caracterizados pela presença abundante de óxidos de ferro e de alumínio. Em virtude de sua gênese, são caracterizados pela grande quantidade de nódulos centimétricos, endurecidos e soltos, retidos em peneira de abertura de 2,00 mm.

PAIGE-GREEN (2006) destaca que os materiais utilizados para a construção de estradas não pavimentadas devem cumprir uma série de funções e requisitos básicos, a saber: a) apresentar coesão suficiente para resistir à segregação de agregados e erosão; b) apresentar distribuição de tamanho de partículas que resulte em uma estrutura; c) apresentar resistência suficiente para suportar a aplicação das cargas de tráfego sem deformações plásticas significativas.

Em razão de sua implantação normalmente estar associada ao aproveitamento de trilhas e caminhos pré-existent, os traçados das estradas não pavimentadas podem apresentar geometria caracterizada por rampas e curvas horizontais acentuadas. Com o aumento do volume médio de veículos e a diversificação do tráfego, projetos geométricos devem ser desenvolvidos para a definição de um traçado mais adequado à nova condição operacional da estrada.

Essas características do projeto geométrico e dos materiais utilizados conduzem à necessidade de que a manutenção das estradas não pavimentadas seja realizada de maneira rotineira e garanta, no mínimo, boa capacidade de suporte, função do material de aterro e da resistência do subleito, boa condição de rolamento e aderência, função dos materiais da camada de desgaste e dos defeitos da via, e um sistema de drenagem eficiente que reduza os danos à superfície de rolamento, ou seja, que permita o rápido escoamento da água para valetas laterais da estrada.

2.2.3. Elementos de Projeto

2.2.3.1. Tráfego

A severidade do tráfego a que uma estrada não pavimentada é submetida encontra-se diretamente relacionada ao volume médio diário e às características dos veículos que nela atuam. Sob o aspecto da quantidade de veículos, as estradas não pavimentadas podem ser caracterizadas como de baixo volume de tráfego. Entretanto, o conceito de baixo volume de tráfego difere muito entre os países, variando, por exemplo, de menos de 100 veículos na Áustria a até 200 veículos por dia na África do Sul ou para os órgãos rodoviários de São Paulo, Paraná, Goiás, Mato Grosso e Mato Grosso do Sul (FERREIRA, 2004).

Com relação aos impactos do tráfego dos veículos sobre as estradas não pavimentadas, uma pesquisa realizada pelo Departamento de Transportes da África do Sul indicou que veículos leves e pesados (eixos de 80 kN por eixo) podem provocar danos similares à estrada. Ou seja, o dano causado pelo movimento rápido de um veículo leve pode ser tão ou mais prejudicial à estrada que o movimento lento de um veículo pesado (DOT, 2009).

O movimento lento de um veículo pesado apresenta, em um primeiro momento, potencial benéfico à estrada ao permitir uma maior compactação, o que melhora o seu desempenho. Entretanto, a passagem de veículos pesados carregados, em condições climáticas insatisfatórias, como no período chuvoso, ou a passagem de veículos pesados sem carga a velocidades elevadas, podem resultar na deterioração da superfície da estrada (DOT, 2009).

2.2.3.2. Materiais Constituintes

Na construção de uma estrada não pavimentada são normalmente utilizados os solos locais conformados e compactados, quando apresentam características técnicas satisfatórias. Quando os solos locais se apresentam heterogêneos, ou seja, com variação significativa na sua composição e comportamento geotécnico, os materiais mais nobres devem ser colocados sempre nas camadas superiores e os de pior qualidade nas camadas inferiores da estrada.

Tal procedimento se justifica em função da pressão da roda de qualquer veículo diminuir com o aumento da profundidade e os materiais de melhor qualidade, ao serem posicionados na camada superior do pavimento, mostram-se mais capazes de suportar cargas concentradas elevadas sem deformações excessivas (ODA, 1995).

Na ausência ou inadequação de solos locais, o método mais simples e eficiente para melhorar a superfície de rolamento consiste na utilização de pedregulhos ou materiais granulares compactados com solos aglutinantes de granulação fina, notadamente siltes e argilas.

As estradas não pavimentadas que possuem superfície de rolamento exclusivamente constituída por pedregulhos e materiais granulares apresentam boa capacidade de suporte, mas são facilmente desagregadas pelas rodas dos veículos em função da ausência de ligantes. Já as estradas constituídas apenas por solos finos, quando úmidas, tendem a ficar muito moles, o que favorece a formação de lamas e atoleiros e resulta na interrupção do tráfego em períodos de chuvas intensas. Entretanto, quando essas superfícies de rolamento encontram-se secas, são formados torrões difíceis de escavar e que produzem muita poeira (ODA, 1995).

De forma a aumentar a capacidade de suporte do subleito e das camadas constituintes das estradas não pavimentadas e reduzir os ciclos e os custos associados à manutenção, outras técnicas construtivas têm sido propostas em todo o mundo, além da simples adição de material selecionado à camada de desgaste. Dentre as principais técnicas de melhoramento de solos destacam-se as diversas estabilizações, com incorporação de aditivos químicos e materiais alternativos e reciclados, e a aplicação de geossintéticos.

2.2.3.3. Geometria

As estradas não pavimentadas se caracterizam por apresentar superfície mais permeável, potencial ocorrência de arrastamento de materiais nos períodos de elevada precipitação, maior restrição ao escoamento superficial e necessidade de maiores inclinações transversais. Nesse sentido, a sua concepção deve atender diversos requisitos relacionados à geometria da via, objetivando a definição do melhor traçado frente às condições topográficas e geológicas locais e às características de tráfego previstas no projeto (SANTOS, 2013).

O perfil longitudinal de uma estrada não pavimentada deve ser o mais concordante possível ao relevo da região, evitando-se declividades acentuadas e obstáculos naturais, de forma a assegurar boas condições de visibilidade, respeito ao meio ambiente, sistema de drenagem adequado e custos de construção e de manutenção reduzidos.

Já o perfil transversal de uma estrada não pavimentada é constituído por faixas de rolamento, acostamentos, valetas laterais de drenagem e taludes, conforme apresentado na Figura 2.2.

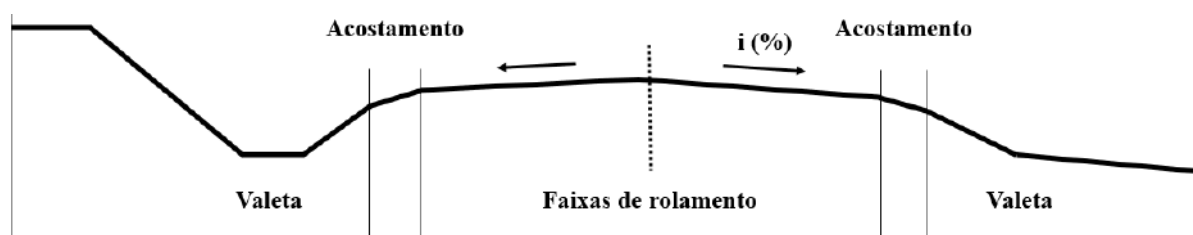


Figura 2.2 - Seção transversal típica de uma estrada não pavimentada (Adaptado do DOT, 2009).

A seção transversal de uma estrada não pavimentada deve ser suficiente para garantir uma circulação segura dos veículos e permitir a implantação de um sistema de drenagem eficiente. A largura das estradas com superfície não tratada costuma variar entre 4,5 a 6,7 metros, dependendo da frequência e das características do tráfego local. A declividade transversal varia entre 3,0 e 6,0% e os acostamentos apresentam largura média entre 0,75 e 1,25 metros.

O Departamento de Transportes da África do Sul estabelece que a largura total das estradas de cascalho deve ser de 8,0 metros quando o volume de tráfego previsto estiver entre 50 e 200 veículos por dia, podendo ser reduzida quando observados menos de 50 veículos por dia ou em regiões com relevo montanhoso. Em estradas com volume de tráfego superior a 200 veículos por dia e com presença constante de veículos grandes, como caminhões de carvão ou de cana-de-açúcar, a largura total deve ser aumentada para 9 metros (DOT, 2009).

2.2.3.4. Camadas

A estrutura de uma estrada não pavimentada pode ser dividida em três camadas básicas, a saber: camada de desgaste (superfície de rolamento), base e subleito (fundação). Quando o volume de tráfego da estrada mostra-se pouco intenso e o subleito apresenta boa capacidade de suporte e resistência, as camadas costumam ser executadas com o mesmo material e consequentemente tratadas como elemento único.

A camada de desgaste deve ser sempre lisa, firme, de baixa permeabilidade e apresentar boas condições de rolamento e de aderência, de forma a reduzir os riscos de derrapagem dos pneus. As boas condições de rolamento se relacionam diretamente à ocorrência de irregularidades na pista, o que interfere na segurança e no conforto do tráfego dos veículos. Quando os solos locais não são estabilizados ou reforçados, a camada de desgaste da estrada é formada pela recomposição do revestimento primário com material de jazida. Já a camada de base constitui o elemento estrutural responsável pela transmissão das cargas ao subleito.

Na determinação das espessuras das camadas de uma estrada não pavimentada, notadamente na da camada de desgaste, as características dos materiais do revestimento primário, a vida útil que o material resistirá sem reposição, a estimativa de perda e a frequência de recarga devem ser sempre avaliadas, de modo a assegurar uma espessura mínima que garanta a capacidade de suporte e as condições de rolamento em relação ao ciclo de manutenção desejado.

Por questões executivas e de estabilidade, a espessura recomendada para qualquer camada de uma estrada não pavimentada nunca deve ser inferior a 100 milímetros, enquanto a espessura máxima de compactação deve ser de 200 milímetros. Nesse sentido, nas estradas tratadas com cascalho, as camadas de desgaste e de base têm sido construídas com os mesmos materiais e sujeitas aos mesmos métodos de dimensionamento (SKORSETH & SELIM, 2000).

Outro aspecto importante a ser considerado no projeto de estradas não pavimentadas refere-se à necessidade de que a espessura da camada compactada nunca seja inferior a 1,5 vezes o tamanho máximo das partículas (DOT, 2009). Essa preocupação se justifica na necessidade de garantir adequado recobrimento às partículas maiores do revestimento primário, o que pode reduzir os efeitos da desagregação da camada de desgaste.

2.2.3.5. Capacidade de Suporte

A capacidade de suporte é definida como a resistência que o solo apresenta à deformação sob a ação de cargas. Em virtude de sua natureza e das características dos solos encontrados na estrada, a capacidade de suporte da fundação das estradas não pavimentadas pode variar consideravelmente ao longo dos perfis longitudinal e transversal e ao longo do ano.

A capacidade de suporte é tradicionalmente associada ao Índice de Suporte Califórnia (CBR) e se constitui em uma das variáveis mais importantes para o projeto e o dimensionamento de estradas não pavimentadas. Quanto maior o CBR, maior é a resistência do solo de fundação e consequentemente menor a espessura das camadas do pavimento a ser dimensionado. Além disso, quanto maior a capacidade de suporte de uma estrada, maior será a sua resistência a processos erosivos e desgastes causados pelo tráfego rodoviário (GUEDES, 2018).

Já a falta de capacidade de suporte no solo de subleito de uma estrada, associada à qualidade do material ou à compactação deficiente, resulta em corrugações, ondulações transversais, trilhas de rodas e, caso ocorram fortes precipitações, na formação de lamas e atoleiros.

A norma DNIT 445/2023 - ES estabelece a sistemática para execução de revestimento primário em estradas não pavimentadas e classifica os subleitos com CBR inferior a 3% como de baixa capacidade de suporte, com CBR entre 3% e 10% como de média capacidade de suporte e com CBR superior a 10% como de alta capacidade de suporte.

2.2.3.6. Fatores Climáticos

O projeto e o dimensionamento das estradas não pavimentadas são intrinsecamente influenciados pelos fatores climáticos locais. Esses fatores devem ser considerados não apenas na fase de construção, mas ao longo de toda a sua vida útil, principalmente sob a ótica dos custos envolvidos na operação e manutenção da estrada, nos períodos secos e chuvosos. Dentre os principais fatores climáticos destacam-se a pluviosidade e o vento.

A pluviosidade constitui o parâmetro climático mais importante na formação dos defeitos em estradas não pavimentadas. Em virtude de sua relevância, a construção de estradas com superfície não tratada deveria ser recomendada apenas em regiões com pluviosidade máxima de 1.500 a 2.000 mm anuais (SANTOS, 2013). A norma DNIT 445/2023-ES estabelece, por exemplo, a necessidade de que o material a ser utilizado no revestimento primário tenha índice de plasticidade inferior a 7% em regiões com pluviosidade superior a 1.500 mm anuais.

Valores de pluviosidade elevados, combinados com a ação do tráfego, podem resultar no aparecimento de defeitos graves nas estradas, o que implica em custos elevados de manutenção e pode colocar em risco a sua funcionalidade. Por outro lado, em climas muito secos, dependendo da natureza dos solos, particularmente em solos siltosos e arenosos finos, intensas nuvens de poeira podem ser formadas. Já a ação do vento pode interferir na condição funcional da estrada não pavimentada em função do arrastamento de partículas soltas na superfície e da consequente erosão dessas partículas, com o auxílio da chuva (SANTOS, 2013).

2.2.3.7. Sistema de Drenagem

Em função das características do projeto geométrico e da natureza dos materiais constituintes, as estradas não pavimentadas são estruturas particularmente sujeitas às condições climáticas e ao tráfego local, o que reforça a importância de um sistema de drenagem eficiente. Para o seu adequado dimensionamento, torna-se necessário o conhecimento da pluviosidade da região, do tráfego e das características físicas, geotécnicas e de ocupação do solo (SANTOS, 2013).

O objetivo do sistema de drenagem é garantir a remoção da água da plataforma da estrada de forma a evitar problemas relacionados a erosões ou à perda de capacidade de suporte das camadas, além de assegurar a circulação segura dos veículos em todas as épocas do ano. A erosão causada pelo escoamento de água na plataforma e nas áreas adjacentes constitui seguramente um dos principais fatores de degradação das estradas não pavimentadas.

O sistema de drenagem de uma estrada não pavimentada pode ser classificado em três grandes categorias, a saber: drenagem superficial, obras de arte correntes e drenagem profunda.

Enquanto a drenagem superficial consiste na coleta das águas provenientes das zonas adjacentes que chegam ao corpo da estrada e condução para o local de deságue, as obras de arte correntes são representadas pelos bueiros, destinados a conduzir as águas de um lado para o outro da estrada, e a drenagem profunda é responsável pela captação das águas subterrâneas dos lençóis freáticos que podem causar instabilidade ao leito da estrada não pavimentada.

Em função da dificuldade e dos custos mais elevados associados a sua implantação, BAESSO & GONÇALVES (2003) recomendam que os drenos longitudinais profundos sejam executados apenas nas estradas com maior volume de tráfego e nos trechos em corte da estrada onde os solos do subleito junto à superfície de rolamento apresentem-se constantemente encharcados ou resultem na formação de trilhas de rodas na passagem de veículos de carga.

Além dos dispositivos superficiais e profundos, outros fatores importantes e afetos à eficiência do sistema de drenagem referem-se à drenabilidade do material a ser utilizado na estrada e à declividade transversal suficiente para o escoamento das águas.

Necessário destacar a importância da manutenção periódica no sistema de drenagem das estradas não pavimentadas, principalmente na remoção de materiais alojados nas valetas e no corte regular da vegetação, de forma a impedir a redução da capacidade de vazão e o consequente aumento da rugosidade nos dispositivos de drenagem superficiais.

Segundo BAESSO & GONÇALVES (2003), os principais dispositivos de drenagem superficial executados nas estradas não pavimentadas são:

- Sarjetas - dispositivos executados nas bordas da plataforma, junto ao pé dos cortes, responsáveis pela coleta da água das pistas e dos taludes;
- Leiras - dispositivos executados somente nos trechos em aterro, sob a forma de pequenas elevações, responsáveis pela condução das águas para fora da plataforma;
- Bigodes - pequenos dispositivos utilizados para condução das águas das sarjetas e leiras para um talvegue natural, para uma caixa de retenção ou outro dispositivo de drenagem;
- Dissipadores de energia - dispositivos utilizados para reduzir a velocidade de escoamento e minimizar o impacto erosivo nas sarjetas, em trechos de seção transversal mista ou longamente encaixadas (cortes em ambos os lados por longa extensão);
- Valetas de proteção - dispositivos executados nas proximidades da crista dos taludes de corte ou ao pé dos aterros, sob a forma de canais abertos e dispostos paralelamente ao eixo, cuja finalidade é proteger a estrada dos efeitos erosivos da água;
- Caixas coletoras - dispositivos construídos junto aos bueiros de greide e destinados à captação das águas superficiais que contribuem à plataforma da estrada;
- Lombadas - elevações transversais construídas ao longo de toda a largura da plataforma para conduzir as águas das sarjetas às caixas de retenção, terraços ou bigodes;
- Caixas de retenção - aproveitamento racional das águas das chuvas, de forma a facilitar sua infiltração no solo, reforçando o lençol freático e abastecendo minas e açudes, e reduzir os efeitos erosivos da descarga de bueiros e sarjetas em terrenos agricultáveis.

2.2.4. Métodos de Dimensionamento

Todo pavimento, independente de contar ou não com revestimento definitivo, é dimensionado para que a sua estrutura suporte um determinado número de solicitações advindas das passagens dos veículos em um período de tempo estabelecido em projeto.

No caso específico das estradas não pavimentadas, a determinação da espessura da camada de desgaste, da base ou do reforço do subleito é normalmente realizada por meio do conhecimento das propriedades de resistência, principalmente do Índice de Suporte Califórnia (CBR), e de outros parâmetros de deformabilidade, do sistema de drenagem proposto, das características e da frequência do tráfego local e das condições climáticas.

Esses métodos de dimensionamento foram majoritariamente desenvolvidos para a construção de estradas de cascalho, respeitando-se as definições locais dos países quanto à granulometria dos materiais, os critérios utilizados para avaliação dos danos e a frequência de recomposição do material de superfície. Em alguns casos, a versatilidade dos métodos propostos permitiu que fossem adaptados e aplicados às condições de outros países.

GUEDES et al. (2014) destacaram que a durabilidade do revestimento primário é influenciada por diversos fatores, a saber: a) Carga por eixo do veículo; b) Característica geotécnicas dos agregados do revestimento primário; c) Drenagem subterrânea; d) Propriedades mecânicas do subleito; e) Alterações de umidade ao longo do ano; f) Módulo de resiliência dos materiais.

2.2.4.1. Métodos Americanos

Nos Estados Unidos, aproximadamente 35% de sua extensa malha rodoviária é constituída por estradas não pavimentadas, em sua imensa maioria, revestidas por cascalho. O dimensionamento destas estradas é uma prática importante, especialmente em áreas rurais e florestais. Estes métodos visam criar vias duráveis e econômicas, capazes de suportar o tráfego previsto e as condições climáticas locais, particularmente nos períodos de gelo e degelo.

Em virtude de sua importância na malha rodoviária e na matriz de transportes do Estados Unidos, diversos métodos de dimensionamento e de avaliação das condições de superfície das estradas não pavimentadas foram desenvolvidos por diferentes organizações e associações técnicas dos Estados Unidos, tais como *Federal Highway Administration (FHWA)*, *United States Army Corps of Engineers (USACE)*, *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* e *United States Forest Service (USFS)*.

a) FHWA

O manual intitulado “*Gravel Road Thickness Design Methods*” discute o projeto e a manutenção de estradas rurais americanas e apresenta três métodos de dimensionamento da espessura das camadas de revestimento primário (SKORSETH & SELIM, 2000).

Método I

O primeiro método de dimensionamento proposto pela FHWA fundamenta-se no conhecimento de três parâmetros locais, a saber: o nível de tráfego, a qualidade do subleito e as condições climáticas dos Estados Unidos.

Os níveis de tráfego são definidos em função do número de solicitações do eixo padrão (eixo simples de roda dupla com carga de 18.000 libras = 8,2 tf) e classificados da seguinte forma:

- Tráfego alto - 60.000 a 100.000 solicitações do eixo padrão por ano;
- Tráfego médio - 30.000 a 60.000 solicitações do eixo padrão por ano;
- Tráfego baixo - 10.000 a 30.000 solicitações do eixo padrão por ano.

A qualidade do subleito é classificada em função do CBR, a saber:

- Solo muito bom - $\text{CBR} \geq 30\%$;
- Solo bom - $20\% \leq \text{CBR} \leq 30\%$;
- Solo regular - $10\% \leq \text{CBR} \leq 20\%$;
- Solo fraco - $5\% \leq \text{CBR} \leq 10\%$;
- Solo muito fraco - $\text{CBR} \leq 5\%$.

As condições climáticas dos Estados Unidos são divididas em seis regiões distintas, a saber:

- Região I - clima úmido, sem gelo;
- Região II - clima úmido, com ciclo de gelo e degelo;
- Região III - clima úmido com gelo intenso, descongelando na primavera;
- Região IV - clima seco, sem gelo;
- Região V - clima seco, com ciclo de gelo e degelo;
- Região VI - clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera.

A Tabela 2.6 apresenta as espessuras mínimas recomendadas para o revestimento primário de cascalho de estradas não pavimentadas em diferentes regiões dos Estados Unidos.

Tabela 2.6 - Espessuras de revestimento primário - Método I da FHWA (SKORSETH & SELIM, 2000).

Qualidade do Solo do Subleito	Nível de Tráfego	Espessura do Revestimento Primário de Cascalho (cm)					
		Regiões Climáticas dos Estados Unidos					
		I	II	III	IV	V	VI
Muito bom	Alto	20	25	38	18	23	38
	Médio	15	20	28	13	18	28
	Baixo	10		15	10		15
Bom	Alto	28	30	43	25	28	43
	Médio	20	23	30	18	23	30
	Baixo	10	13	18	10	13	18
Regular	Alto	33	35	43	30	33	43
	Médio	28		30	25		30
	Baixo	15		18	13		18
Pobre	Alto	*	*	*	*	*	*
	Médio	*	*	*	38	38	*
	Baixo	23	25	23	20		23
Muito pobre	Alto	*	*	*	*	*	*
	Médio	*	*	*	*	*	*
	Baixo	28		25	20		23

* Recomenda-se projeto de pavimentação

Método II

O segundo método de dimensionamento proposto é adotado em algumas regiões do estado norte-americano de Dakota do Sul, sendo considerado bastante simples por se fundamentar em apenas dois parâmetros para determinação da espessura do revestimento primário, a saber: o volume estimado de veículos pesados trafegando diariamente na estrada e a capacidade de suporte do subleito, definida em função do Índice de Suporte Califórnia.

A Tabela 2.7 apresenta as espessuras mínimas sugeridas para o revestimento primário de estradas não pavimentadas por esse segundo método de dimensionamento.

Tabela 2.7 - Espessuras de revestimento primário - Método II da FHWA (SKORSETH & SELIM, 2000).

Volume Estimado de Veículos Pesados Diariamente	CBR do Subleito (%)	Espessura Sugerida (cm)
0 a 5	≤ 3	16,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	14,0
	$\text{CBR} > 10$	11,5
5 a 10	≤ 3	21,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	18,0
	$\text{CBR} > 10$	14,0
10 a 25	≤ 3	29,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	23,0
	$\text{CBR} > 10$	18,0
25 a 50	≤ 3	37,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	29,0
	$\text{CBR} > 10$	21,5

Método III

O terceiro método apresentado pela FHWA foi desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul, sendo também referenciado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Esse método de dimensionamento possibilita ao projetista estimar a quantidade de materiais necessários para a construção e manutenção de uma seção da estrada não pavimentada. Além do orçamento para a construção, esse método permite estimar o período necessário para que ocorram os ciclos de manutenção, o que se constitui em uma ferramenta imprescindível aos órgãos rodoviários na priorização da durabilidade, na gestão dos recursos financeiros e na consequente redução dos custos de manutenção (SKORSETH & SELIM, 2000).

O método de dimensionamento requer o conhecimento das características e da frequência dos veículos, inclusive da carga por eixo simples equivalente, do tráfego futuro previsto, dos módulos de resiliência do subleito e de elasticidade das camadas do pavimento, dos efeitos da duração do clima na região, da perda de capacidade de serviço admissível e da profundidade limite para as trilhas de rodas e da perda de agregados da superfície de rolamento admissível ao longo do tempo, consoante ábaco demonstrativo apresentado na Figura 2.3.

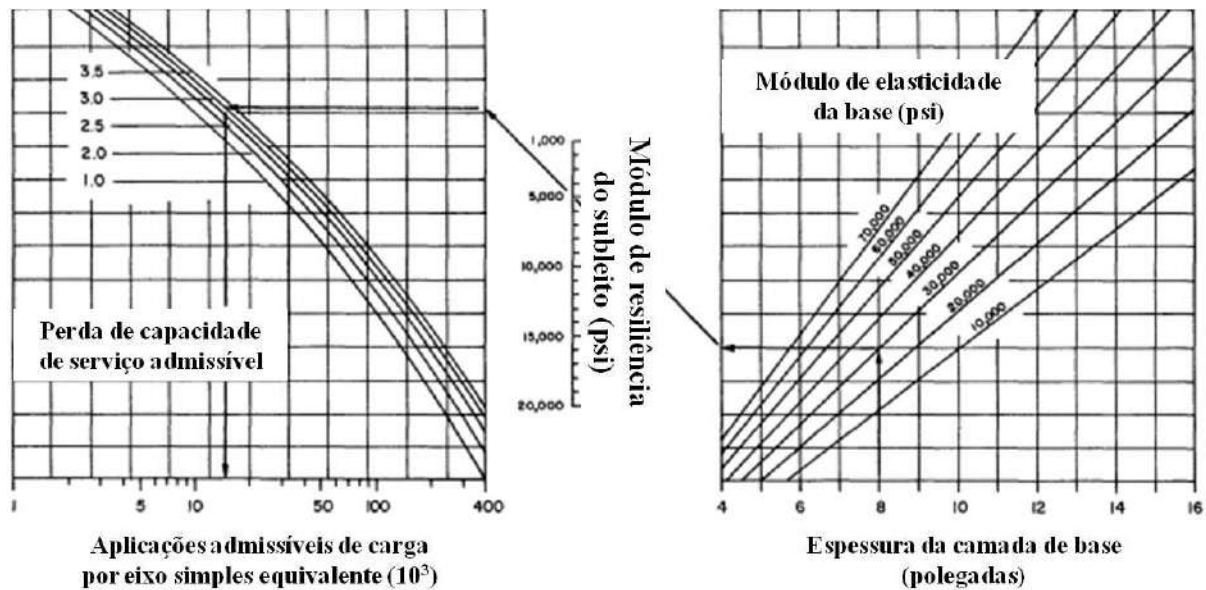


Figura 2.3 - Ábaco para determinação da espessura da camada de cascalho - Método III da FHWA (SKORSETH & SELIM, 2000).

Consoante premissa do método, a espessura de projeto da camada de cascalho deve ser acrescida de uma parcela referente à perda de agregados durante a vida útil da estrada.

b) USACE

Em cooperação com os técnicos da USACE, HAMMITT (1970), e posteriormente BARBER et al. (1978), propuseram um método para determinação da espessura da camada de cascalho (t), conforme Equação 2.1 apresentada abaixo (Santos, 2013). Essa equação foi estruturada em função dos Índices de Suporte Califórnia do subleito e do material da camada de desgaste (respectivamente CBR_2 e CBR_1), do número de eixos equivalentes ao peso de 40 kN em rodas simples e pressão de pneus de 55 kPa (N_E) e da profundidade máxima das trilhas de roda (z).

$$\log(t) = 1,40 + 12,30 \times CBR_1^{-0,466} \times CBR_2^{-0,142} \times N_E^{0,124} \times z^{-0,50} \quad (2.1)$$

Em outro método proposto por HAMMITT (1970), apud GÓNGORA (2015), o dimensionamento de estradas não pavimentadas sem reforço é realizado por meio de uma expressão matemática empírica (Equação 2.2), que relaciona diretamente a espessura de aterro requerida (h) com a pressão aplicada na superfície do aterro (p).

$$\frac{h}{R} = f' \times \sqrt{1,687 \times \left(\frac{p}{S_u} - 1 \right)} \quad (2.2)$$

Nesse método proposto por HAMMITT (1970), a carga aplicada na estrada é sempre considerada uniformemente distribuída em uma área circular de raio R e também reconhece a validade da relação empírica $CBR = S_u/30$, onde S_u representa a resistência ao cisalhamento não drenada da camada de argila que compõe o subleito.

Já o denominado coeficiente de fadiga (f') é definido em função do número de repetições de cargas do eixo padrão (N), conforme relação apresentada na Equação 2.3.

$$f' = 0,176 \times \log N + 0,12 \quad (2.3)$$

Em outro projeto de pesquisa também financiado pela USACE, BARBER et al. (1978) e GREENFIELD (1993), apud SANTOS (2013), propuseram método para dimensionamento de estradas florestais revestidas apenas com cascalho. Esse método baseia-se na determinação da espessura da camada de cascalho (t) por meio da Equação 2.4 apresentada abaixo, que requer o conhecimento dos seguintes parâmetros: peso do eixo equivalente (P_k), pressão dos pneus (p_p); número de aplicações de carga do eixo padrão (N); parâmetros de resistência à penetração do subleito e dos agregados (respectivamente, CBR_1 e CBR_2).

$$\log(t) = 1,53 + 0,27 \times \frac{P_k^{0,2016} \times p_p^{0,2481} \times N^{0,0474}}{N^{0,2128} \times CBR_1^{0,2414} \times CBR_2^{0,0596}} \quad (2.4)$$

2.2.4.2. Métodos Ingleses

No Reino Unido, o *Transport and Road Research Laboratory* (TRRL), posteriormente denominado apenas *Transport Research Laboratory* (TRL), financiou, por décadas, diversos programas para desenvolvimento de métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas, tendo como referência experiências realizadas em países da África e da Ásia.

Admitindo como critério de ruptura a formação de trilhas de rodas com profundidade de até 40 milímetros, um desses métodos propõe, por exemplo, a determinação da espessura da camada de cascalho por meio da Equação 2.5, onde t representa a espessura da camada, em milímetros, e N o número de eixos padrão de 80 kN (TRL, 2002, apud SANTOS, 2013).

$$\log(N)_{40} = \frac{t \times CBR^{0,63}}{190} - 0,24 \quad (2.5)$$

Uma parcela importante no dimensionamento da espessura da camada de cascalho de estradas não pavimentadas relaciona-se à avaliação da perda de cascalho ao longo do ano e de sua vida útil. Segundo o método proposto pelo TRL (2002), a perda de cascalho anual (PCA, em milímetros), pode ser estimada por meio da aplicação da Equação 2.6, definida em função da natureza do agregado (fator f), do volume de tráfego anual (VTA, em milhares), da precipitação anual (PA, em metros), e do gradiente geométrico (GGE, em metros por quilômetro).

$$PCA = [VTA^2 / (VTA^2 + 50)] \times (4,2 + 0,092 \times VTA + 3,5 \times PA^2 + 0,188 \times GGE) \times f \quad (2.6)$$

2.2.4.3. Métodos Australiano e Neozelandês

Na Austrália e na Nova Zelândia predominam zonas desertas e florestais, razão pelo qual as estradas não pavimentadas se mostram muito relevantes nas malhas rodoviárias desses países. Por sua relevância nas matrizes de transportes, desde a década de 90, esses países, em parceria, têm estudado a concepção, o dimensionamento e a manutenção de estradas não pavimentadas.

O *Guide to Pavement Technology - Unsealed Pavements* (2009) apresenta um método para a determinação da espessura da camada de base para estradas rurais de baixa integridade estrutural executadas com cascalho. Esse método foi definido com base em pesquisas desenvolvidas pelo *Australian Road Research Board* (ARRB) e premissas do *Austroads Pavement Design Guide* (2004), conforme ábaco apresentado na Figura 2.4.

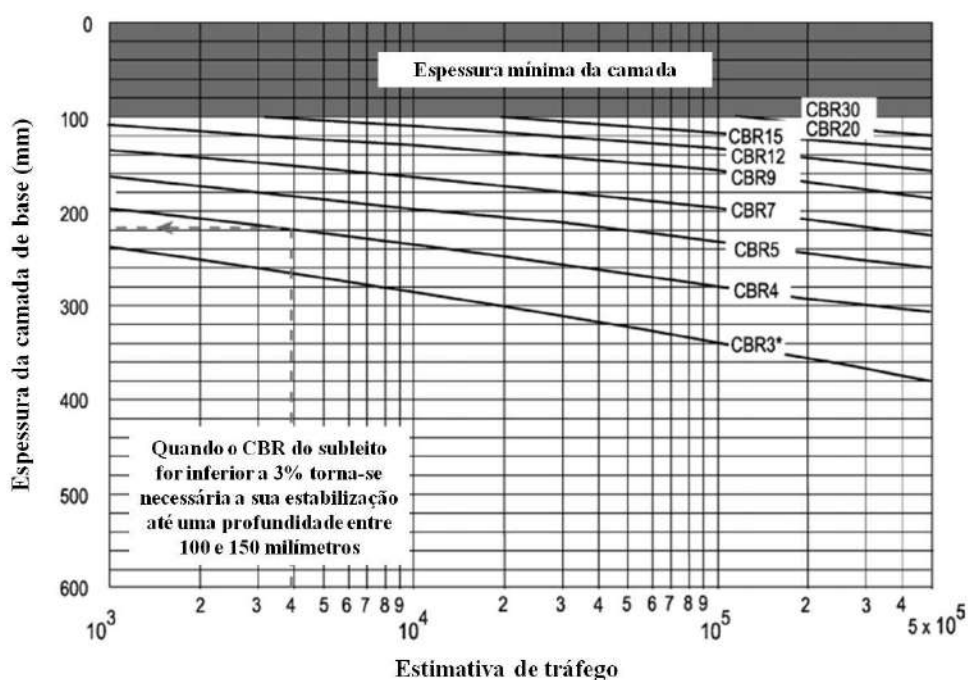


Figura 2.4 - Ábaco para determinação da espessura da camada de base (AUSTROADS, 2009).

A espessura obtida no ábaco da AUSTROADS (2009) corresponde ao valor mínimo necessário para que não ocorra deformação do subleito, em condição de tráfego, durante a vida útil do pavimento. Entretanto, o desgaste contínuo da camada de superfície resulta em uma perda de cascalho ao longo do tempo e na consequente redução da espessura e das condições estruturais do pavimento. Em que pese essa perda de espessura resultar em deformações na superfície de rolamento, as atividades rotineiras de manutenção devem ser suficientes para remodelação e reconformação por meio da incorporação à camada de um quantitativo adicional de cascalho.

O *Guide to Pavement Technology - Unsealed Pavements* (2009) pontua ainda que os modelos desenvolvidos para a estimativa da perda de cascalho nas estradas não pavimentadas, principalmente em projetos financiados pelo Banco Mundial nos países em desenvolvimento, devem considerar necessariamente as relações entre os custos de construção e de manutenção das estradas e os de operação dos veículos que nela trafegam.

2.2.4.4. Método Sul-africano

As estradas não pavimentadas na África do Sul correspondem a 79% de sua malha rodoviária, razão pelo qual os seus órgãos técnicos possuem grande experiência. Dentre os normativos, o manual intitulado “*Unsealed Roads: Design, Construction and Maintenance*” constitui o normativo mais utilizado para o dimensionamento, construção e manutenção (DOT, 2009).

O referido normativo técnico estabelece os limites de diversas propriedades dos solos a serem avaliadas na construção e na manutenção de estradas não pavimentadas, a saber:

- Dimensão máxima dos agregados (mm);
- Produto da retração linear pela porcentagem passante na peneira de 0,425 mm (S_p);
- Índice de partículas de grande dimensão - I_0 (%), que consiste na porcentagem retida na peneira de 37,5 mm;
- Coeficiente granulométrico (G_c), produto entre a subtração dos percentuais passantes nas peneiras de 26,5 mm e de 2,0 mm pelo percentual passante na peneira de 4,75 mm;
- Índice de Suporte Califórnia com energia de 95% do Proctor modificado;
- Valor obtido no ensaio do impacto Treton.

A Tabela 2.8 apresenta as especificações recomendadas para a construção de estradas não pavimentadas rurais, urbanas e para o tráfego pesado em minas e florestas na África do Sul.

Tabela 2.8 - Especificações para construção de estradas não pavimentadas na África do Sul (DOT, 2009).

Propriedade	Limites da Especificação		
	Estradas Rurais	Estradas Urbanas	Estradas de Tráfego Pesado
Dimensão máxima dos agregados (mm)	37,5	37,5	50
Índice de partículas de grande dimensão - I_0 (%)	< 5	0	< 5
Produto de retração (S_p)	100 - 365	100 - 240	100 - 365
Coefficiente granulométrico (G_c)	16 - 34	16 - 34	16 - 34
CBR - 95% do Proctor modificado (%)	> 15	> 15	> 18
Valor de impacto Treton	20 - 65	20 - 65	20 - 65

Em função das propriedades dos materiais, torna-se possível avaliar o desempenho ao desgaste de cascalhos, conforme zonas de comportamento apresentadas na Figura 2.5.

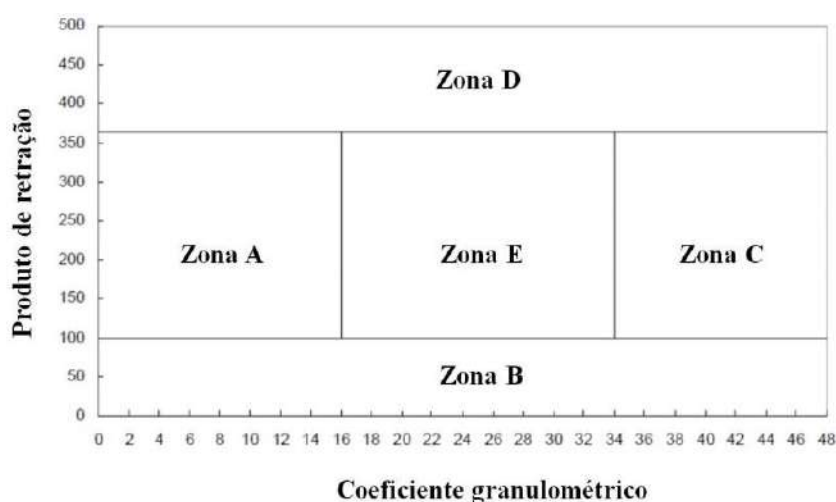


Figura 2.5 - Desempenho ao desgaste de estradas revestidas com cascalhos grosseiros (DOT, 2009).

- Zona A - Materiais que apresentam desempenho satisfatório, mas são susceptíveis a erosões pela água, razão pelo qual devem ser sempre evitados em seções com aclives e declives íngremes e elevadas declividades transversais;
- Zona B - Materiais que não apresentam coesão, o que os torna particularmente propensos à segregação de agregados e a corrugações;
- Zona C - Materiais mal graduados e com ausência de partículas finas, o que os torna também susceptíveis a segregação de agregados. Compreendem os cascalhos finos;
- Zona D - Materiais que se tornam muito escorregadios quando úmidos;
- Zona E - Materiais que apresentam bom comportamento em estradas não pavimentadas, desde que os grãos de maior dimensão atendam aos limites estabelecidos no normativo.

2.2.4.5. Método Brasileiro

a) Método do DNER

O método do DNER consiste em uma formulação empírica, tendo como referência pesquisas da *United States Army Corps of Engineers* (USACE), em trabalho intitulado "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*", e os coeficientes de equivalência estrutural obtidos na Pista Experimental da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), com adaptações às condições locais (DNIT, 2006a).

Esse método de dimensionamento foi desenvolvido tendo por objetivo a proteção do subleito contra a geração de deformações plásticas excessivas durante o período de projeto. Em virtude de a base experimental refletir as condições dos Estados Unidos, a aplicação dos coeficientes, mesmo com adaptações às condições locais, pode resultar em relativo superdimensionamento dos pavimentos. Essa tendência tem sido comprovada pela rara ocorrência de afundamentos em trilha de roda nas rodovias brasileiras dimensionadas por esse método (DNIT, 2006a). Para ilustrar o método, a Figura 2.6 apresenta o perfil de um pavimento flexível constituído pelas camadas de subleito, reforço de subleito, sub-base, base e revestimento.

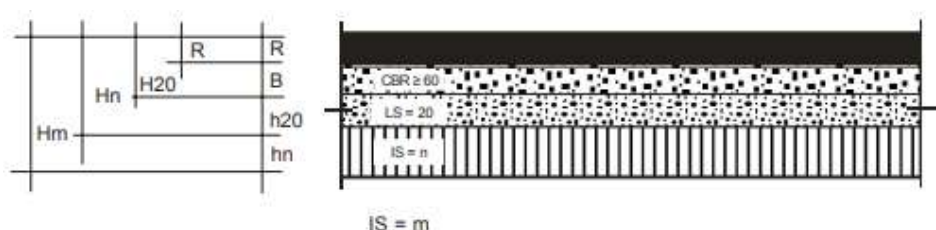


Figura 2.6 - Perfil típico de um pavimento flexível utilizado no método do DNER (DNIT, 2006a).

A determinação da capacidade de suporte do subleito e dos demais materiais constituintes do pavimento é realizada em função do Índice de Suporte Califórnia (CBR), obtido por meio de ensaios padronizados em corpos de prova indeformados ou moldados em laboratório para as condições de massa específica aparente e umidade especificada para o respectivo serviço.

Os materiais a serem adotados no subleito devem apresentar CBR maior ou igual a 2% e expansão menor ou igual a 2%; os de reforço do subleito, CBR maior que o do subleito e expansão menor ou igual a 1%; os de sub-base, CBR maior ou igual a 20% e expansão menor ou igual a 1%; e os de base, CBR maior ou igual a 80% e expansão menor ou igual a 0,5%. Para um número de repetições do eixo-padrão de projeto (N) inferior a 5×10^6 , podem ser utilizados materiais com CBR maior ou igual a 60%. O método estabelece ainda parâmetros de resistência, de expansão, de granulometria, de limites de consistência e de durabilidade da fração granular a serem respeitados quando utilizados materiais de natureza laterítica.

Do conhecimento das características do tráfego, da resistência e dos coeficientes de equivalência estrutural dos materiais, são determinadas as espessuras mínimas (H_m , H_n e H_{20}) a serem adotadas em cada uma das camadas, conforme ábaco apresentado na Figura 2.7.

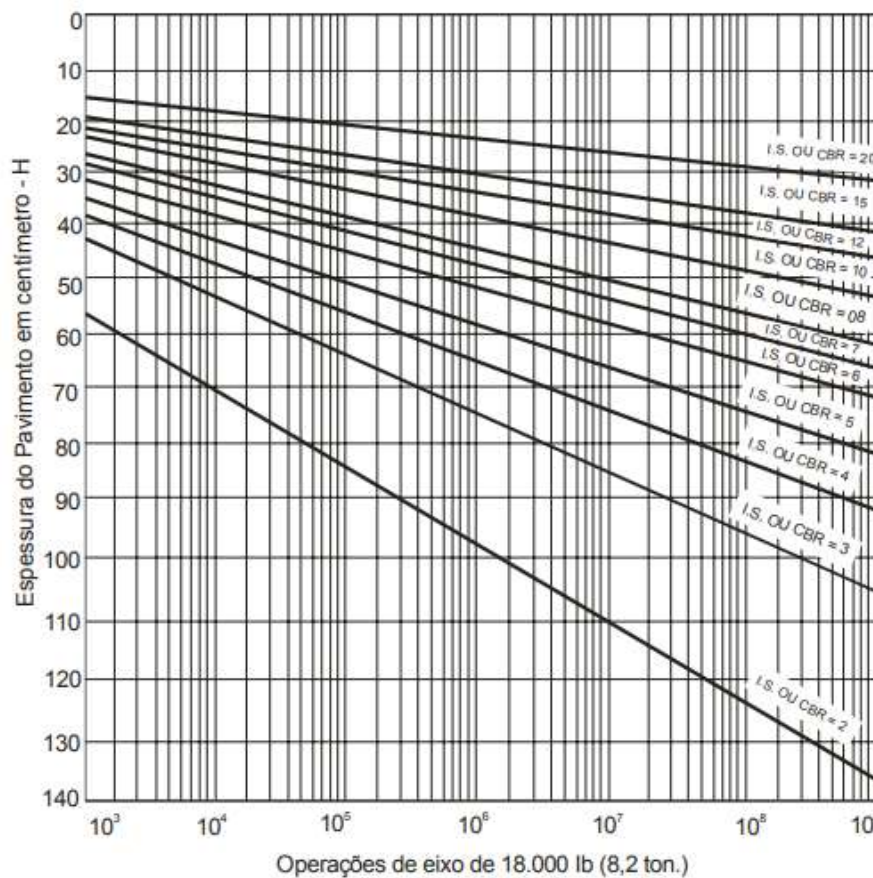


Figura 2.7 - Ábaco para determinação das espessuras no método do DNER (DNIT, 2006a).

Em função das espessuras parciais obtidas no ábaco da Figura 2.7, dos coeficientes de equivalência estrutural (K) e das soluções de revestimento flexível adotadas, torna-se possível determinar, por meio da resolução das inequações apresentadas nas expressões 2.7, 2.8 e 2.9, as espessuras das camadas de reforço do subleito (h_n), de sub-base (h_{20}) e de base (B).

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \quad (2.7)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \quad (2.8)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_n \times K_n \geq H_m \quad (2.9)$$

Embora desenvolvido para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, por sua simplicidade, o método do DNER também tem sido utilizado por órgãos rodoviários estaduais para a determinação da espessura de camadas de revestimento primário de estradas não pavimentadas.

b) Norma DNIT 445/2023 - Especificação de Serviço

A norma DNIT 445/2023-ES estabelece a sistemática a ser empregada na execução de camada de revestimento primário nas rodovias federais não pavimentadas.

A Tabela 2.9 determina as espessuras mínimas a serem adotadas na camada de revestimento primário em função do número de veículos comerciais diários e da capacidade de suporte do subleito, conforme classificação apresentada na Tabela 2.10.

Tabela 2.9 - Espessuras mínimas para a camada de revestimento primário (DNIT, 2023).

Número de veículos comerciais Diários Estimados	Capacidade de Suporte do Subleito (conforme Tabela 3)	Espessura Mínima para Camada de Revestimento Primário (mm)
0-5	Baixa	165
	Média	140
	Elevada	115
5-10	Baixa	215
	Média	180
	Elevada	140
10-25	Baixa	290
	Média	230
	Elevada	180
25-50	Baixa	370
	Média	290
	Elevada	215

Tabela 2.10 - Capacidade de suporte do subleito (DNIT, 2023).

Baixa capacidade de suporte	$\text{CBR} \leq 3 \%$
Média capacidade de suporte	$3 \% < \text{CBR} \leq 10 \%$
Elevada capacidade de suporte	$\text{CBR} > 10 \%$

No caso de utilização de materiais não lateríticos, a norma DNIT 445/2023-ES preconiza ainda que o material utilizado deve possuir Limite de Liquidez inferior a 35 % e o Índice de Plasticidade deve atender ao limite máximo apresentado na Tabela 2.11, definido em função do índice pluviométrico médio anual da região de execução do revestimento primário.

Tabela 2.11 - Índice de plasticidade máximo do revestimento primário (DNIT, 2023).

Altura das Chuvas	IP (valor máximo)
até 800 mm	12 %
entre 800 e 1500 mm	9 %
maior que 1500 mm	7 %

2.2.5. Manutenção de Estradas Não Pavimentadas

A manutenção da superfície de rolamento das estradas não pavimentadas consiste no conjunto de medidas adotadas para preservar a integridade das características físicas da seção transversal e contribuir para a eficiência do sistema de drenagem da via, objetivando reduzir os processos erosivos e assegurar conforto e segurança ao tráfego de veículos (DNIT, 2005).

Em termos de serventia, ou seja, da capacidade de proporcionar rolamento suave e confortável, podem ser destacados cinco fatores principais que afetam a qualidade de uma estrada não pavimentada, a saber: carga do tráfego, qualidade mecânica do subleito, práticas construtivas e de utilização do solo, ação da água e programa de manutenção adotado (DNIT, 2005).

O *Transport Research Road Laboratory* (TRRL), (1987), apud RIBEIRO (2016), classifica a manutenção das estradas não pavimentadas em cinco categorias de atividades, a saber:

- Urgente - reparos emergenciais para estradas bloqueadas e intransitáveis;
- Rotina - patrolamento, regularização, remendos, limpeza e reconformação de valetas, limpeza e reparação de pontes e bueiros e construção de dispositivos de controle de erosão;
- Outros serviços de rotina - corte de vegetação e reparo de sinalização;
- Periódica - recascalhamento;
- Especial - restauração e reconstrução da estrada.

Já o Departamento Estadual de Estradas de Rodagem de São Paulo - DER/SP (2012) classifica os serviços de manutenção em três grupos principais: rotina, especial e de emergência.

A manutenção de rotina objetiva manter os elementos constitutivos da estrada tão próximos quanto possível, técnica e economicamente, de suas condições originais. Isso preserva os investimentos realizados e garante a segurança do tráfego e o conforto do usuário.

A manutenção especial visa adaptar a estrada às novas condições ocorridas em seu entorno, ou seja, a execução de pequenas obras não previstas durante a fase de construção.

Já a manutenção de emergência encontra-se associada aos serviços destinados a recuperar rapidamente as condições de utilização de trechos da estrada que tenham tido seu tráfego interrompido em consequência de algum fato extraordinário.

2.2.5.1. Principais Atividades de Manutenção

Com intuito de garantir condições de conforto e de segurança na superfície de rolamento das estradas não pavimentadas, diversas atividades de manutenção devem ser realizadas de forma rotineira, principalmente a regularização, a reconformação, o patrolamento, a execução de remendos e a recomposição superficial ou recascalhamento (FERREIRA, 2004).

a) Reconformação da Plataforma

A reconformação da plataforma tem por objetivo melhorar a superfície de rolamento das estradas em leito natural ou com revestimento primário, por meio da restauração da declividade transversal da pista e das valetas laterais, sem adição de material. Essa atividade de manutenção é sempre realizada por meio de equipamentos mecanizados, motoniveladora ou nivelador rebocável por trator, principalmente após a estação chuvosa, quando são corrigidos os defeitos mais graves da estrada (Figura 2.8).



Figura 2.8 - Reconformação da plataforma (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).

Em virtude de sua finalidade, são observadas duas modalidades de reconformação, a leve e a pesada. Enquanto na reconformação leve são corrigidas as irregularidades e as ondulações (corrugações), na reconformação pesada, as partes mais profundas das deformações são recortadas na plataforma para posterior reconstituição da superfície (FERREIRA, 2004).

b) Recomposição Manual ou Mecanizada de Aterro

A recomposição consiste na recuperação manual ou mecanizada de partes erodidas do aterro, visando reestabelecer a superfície de rolamento da estrada e também os perfis dos taludes (Figuras 2.9 e 2.10). Essa medida objetiva garantir boas condições de rolamento da estrada aos usuários, evitar acidentes e reduzir danos ao corpo estradal.

De forma mecanizada, a recomposição de aterros é realizada com trator, retroescavadeira, caminhão pipa e rolos compactadores. Já a recomposição manual de aterros constitui atividade adotada em grande escala nos países em desenvolvimento, sendo considerada como um serviço de manutenção de rotina para estradas de pequena extensão e periódica para estradas de grande extensão, no caso de tráfego inferior a 50 veículos pesados por dia (FERREIRA, 2004).



Figura 2.9 - Recomposição lateral do aterro (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).



Figura 2.10 - Recomposição lateral do aterro (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).

Como atividade de manutenção rotineira, periódica, urgente ou emergencial, o serviço de recomposição manual ou mecanizada de aterro será executado de forma complementar à reconstrução de bueiros, conforme demonstrado nas Figuras 2.11 e 2.12.



Figura 2.11 - Desobstrução de bueiro e recomposição mecanizada de aterro (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).



Figura 2.12 - Reconstrução de bueiro e recomposição mecanizada de aterro (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).

c) Recomposição do Revestimento Primário

A recomposição do revestimento primário engloba a execução de nova camada de desgaste antes da degradação da existente e podem ser realizadas em toda a superfície da estrada ou apenas nos segmentos com defeitos mais graves. Essa recomposição corrige a perda de material superficial, perda de declividade transversal, afundamento longitudinal, panelas e canais de erosão, que, quando mais graves, devem ser antecedidos por serviços que reparem o sistema de drenagem. A recomposição do revestimento primário é executada com auxílio de motoniveladora, trator, caminhão-pipa e rolo compactador (Figuras 2.13 e 2.14)



Figura 2.13 - Recomposição do revestimento primário (1).



Figura 2.14 - Recomposição do revestimento primário (2).

2.2.5.2. Principais Técnicas de Tratamento Primário

A deterioração causada pelos fatores de tráfego e climáticos atua de forma mais rápida e agressiva em estradas em leito natural, ou seja, sem nenhum tratamento primário ou revestimento na superfície de rolamento. A presença de uma camada de desgaste constituída por materiais de melhor qualidade e comportamento geotécnico tem como principal vantagem reduzir a periodicidade e os custos relacionados às manutenções.

Dentre as principais técnicas de tratamento primário utilizadas nas estradas não pavimentadas, destacam-se o agulhamento, a mistura de areia e argila e o revestimento primário.

a) Agulhamento

O agulhamento consiste em técnica caracterizada pela compactação direta de material grosseiro em subleito ou camada de base essencialmente argilosa por meio de cravação. Constitui o procedimento mais simples de manutenção, sendo recomendado para estradas com baixo volume de tráfego e quando a execução do revestimento primário se mostra dispendiosa ou problemática. Pedregulhos, cascalhos e piçarras resistentes com dimensões superiores a 2,5 centímetros representam os materiais mais utilizados para a execução dessa técnica de tratamento primário (ASSIS, 2018).

A execução do agulhamento envolve a regularização da pista, escarificação do subleito, espalhamento de material grosseiro sobre a superfície escarificada ou lançada, revolvimento dos materiais, umedecimento ou secagem, caso necessário, e compactação das camadas.

b) Mistura de Areia e Argila

A mistura de areia e argila consiste na técnica utilizada em vias com o subleito notadamente arenoso, o que resulta em desprendimento dos materiais e formação de bermas nas laterais e no centro da estrada, defeito esse conhecido como “areião”. Quando a estrada apresenta esse defeito, mas a capacidade de suporte é satisfatória, a adição de argila garante coesão entre os materiais granulares e um bom acabamento na superfície de rolamento (ASSIS, 2018).

A execução da mistura de areia e argila envolve as seguintes etapas: regularização da pista com a aplicação das corretas declividades, lançamento e espalhamento da argila seca e destorroada sobre o leito regularizado, mistura entre a argila e o solo com grade de disco, umedecimento e compactação da nova camada de desgaste.

c) Revestimento Primário

O revestimento primário consiste na aplicação de uma camada compactada, colocada sobre o subleito ou base da estrada de forma a melhorar as condições de rolamento da estrada. Essa camada é executada com a mistura de materiais argilosos e granulares, onde a fração argilosa atua como ligante e como regularizadora da superfície, e a fração granular aumenta o atrito do leito da pista com as rodas dos veículos, evitando derrapagens e acidentes.

No dimensionamento do revestimento primário devem ser consideradas as condições de suporte do subleito e o volume médio de tráfego que percorre a estrada. Essa camada de normalmente varia entre 10 e 20 centímetros de espessura. Jazidas com proporções satisfatórias de mistura que atendam à especificação técnica de revestimento primário não são facilmente encontradas na natureza. Jazidas de materiais granulares são normalmente pobres na fração fina. Assim, constitui procedimento usual e necessário misturar os materiais na pista ou em usina de solos.

A Figura 2.15 ilustra os depósitos de materiais selecionados utilizados na implantação da camada de revestimento primário de uma estrada não pavimentada.



Figura 2.15 - Implantação de camada de revestimento primário (Acervo fotográfico da Unidade Local do DNIT de Itabuna).

2.3. UTILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS - A EXPERIÊNCIA BRASILEIRA

Os fundamentos da Mecânica dos Solos foram introduzidos no Brasil no fim da década de 40, notadamente na área de construção rodoviária. Entretanto, durante a sua aplicação, foram observadas importantes discrepâncias entre os conceitos desenvolvidos para os solos das regiões de clima temperado e o real comportamento dos solos tropicais nas obras. Essas divergências foram atribuídas às condições geológicas e pedológicas particulares as quais os solos do Brasil foram submetidos na sua formação, notadamente ao grau de intemperismo muito superior àqueles desenvolvidos nos solos das regiões temperadas.

Em virtude de serem típicos das regiões tropicais e úmidas do planeta, caracterizadas por altas temperaturas, regime pluviométrico intenso e umidade elevada em contraste ao período de seca, esses solos foram denominados tropicais, para diferenciá-los dos solos de outras regiões.

Em função de sua gênese, os solos tropicais podem ser divididos em três grupos: lateríticos, intemperizados, drenados, e que constituem os materiais mais utilizados na construção de estradas no Brasil, saprolíticos ou não lateríticos, menos intemperizados e com características intrínsecas aos substratos rochosos que lhe deram origem, e transportados (NOGAMI & VILLIBOR, 1980). VERTAMATTI (1988) defende a existência dos solos denominados transicionais, que estariam em um estágio de evolução entre os lateríticos e os não lateríticos.

As camadas dos solos lateríticos normalmente ocupam a parte superior e mais bem drenada do perfil dos solos tropicais, sobrepondo alternadamente camadas de solos saprolíticos, solos transportados neogênicos (terciários), pleistocênicos (quaternários) e holocênicos e o próprio substrato rochoso, conforme perfil esquemático apresentado na Figura 2.16.

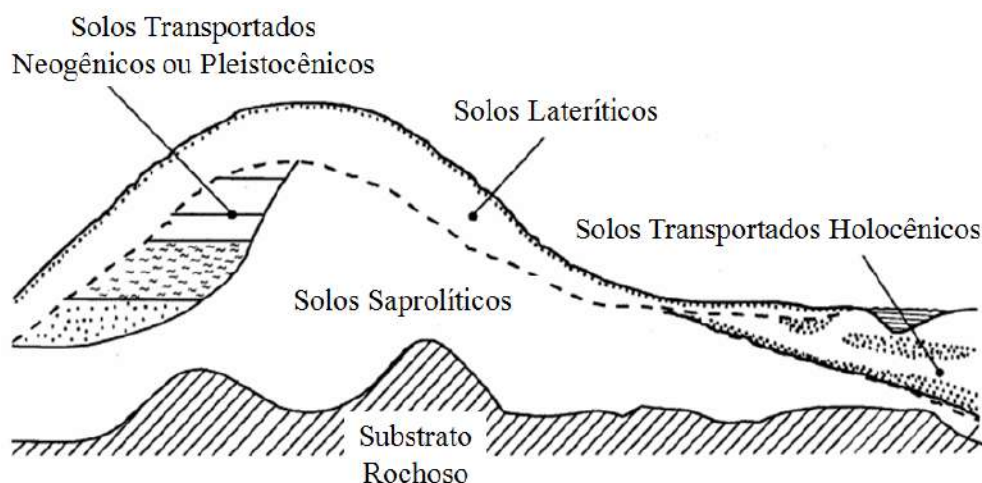


Figura 2.16 - Designação genética dos solos nas regiões tropicais (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Os solos lateríticos são aqueles resultantes da laterização das porções superficiais e mais bem drenadas dos perfis dos solos em regiões tropicais úmidas, laterização essa entendida, tanto como um intemperismo químico, quanto como um processo pedogenético, ou seja, associado à própria dinâmica de formação e transformação dos solos (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Esses solos, considerados pedogeneticamente maduros, caracterizam-se pelo enriquecimento de sua fração fina, notadamente a argila, por óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio e pela permanência quase exclusiva do argilo-mineral caulinita. As placas formadas por essas caulinitas são cimentadas por óxidos e hidróxidos, resultando em uma microestrutura com poros e agregações altamente estáveis (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Já a fração arenosa, fina e grossa, é normalmente constituída por quartzo, sendo a sua porcentagem na matriz responsável pela ocorrência de solos lateríticos com granulometria com grande variação, desde arenosos até argilosos (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Os solos lateríticos apresentam constituição mineralógica formada por minerais primários, tais como quartzo, muscovita (mica), biotita, rutilo, e minerais secundários, tais como anatásio, gibsitita, hematita e goetita. São de fácil identificação em campo e apresentam colorações típicas em tons de vermelho, amarelo, marrom e alaranjado em virtude do enriquecimento dos óxidos e dos hidróxidos de ferro e/ou alumínio.

Dentre as principais características dos solos lateríticos destacam-se a elevada plasticidade, a ocorrência de cimentação entre as partículas, o que tende a alterar os resultados dos ensaios de consistência e de composição granulométrica, a pequena variação na capacidade de suporte quando realizados os ensaios em condições de saturação ou de não saturação, e a sua elevada contração, mesmo quando os ensaios indicam uma baixa expansão (VILLIBOR, 2006).

Em função da granulometria, os solos lateríticos podem ser divididos em dois grupos, a saber:

- Solos finos lateríticos - são aqueles cujos grãos passam 100% na Peneira nº 10 (abertura de 2,0 mm). A maior ou menor presença de argila, superior ou inferior a 50% passante na Peneira nº 200 (abertura de 0,075 mm) definem o solo argiloso fino laterítico e o solo arenoso fino laterítico (SAFL), amplamente utilizados em bases de pavimentos;
- Solos lateríticos pedregulhosos - são aqueles cujos grãos passam menos que 50% na Peneira nº 10. Esses solos são denominados pedregulhos, concreções ou cascalhos lateríticos, cangas ou mais comumente lateritas.

Em virtude de suas características e comportamento, os solos lateríticos têm se constituído em importante recurso para construção de estradas não pavimentadas no Brasil. Os primeiros estudos relacionados à potencial utilização de solos lateríticos remontam ao final da década de 30, quando da criação da Seção de Solos e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). Naquele período, foram iniciados os primeiros trabalhos de aplicação dos solos lateríticos em parceria com o Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo.

Na década de 50, foi construída em Campinas, no estado de São Paulo, sob orientação do engenheiro Francisco Pacheco, a primeira pista experimental utilizando as argilas lateríticas. Posteriormente, o Plano de Pavimentação do Estado de São Paulo utilizou extensivamente o solo arenoso fino laterítico na pavimentação rodoviária e urbana.

A utilização desses solos lateríticos finos em bases e sub-bases de pavimentos submetidos a baixo e médio volume de tráfego é seguramente o fator mais relevante para a significativa expansão da rede rodoviária de estradas vicinais e de vias urbanas no estado de São Paulo, em razão principalmente da redução dos custos de implantação (NOGAMI & VILLIBOR, 1990). Essa experiência bem sucedida de utilização de solos lateríticos em pavimentos de baixo custo foi posteriormente reproduzida com sucesso em outras unidades da federação, incorporando inclusive argilas lateríticas e concreções lateríticas, as comumente denominadas lateritas.

Em função da comprovada inadequação dos sistemas de classificação aos solos tropicais, particularmente o TRB (*Transportation Research Board*) e o SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos), foi proposta uma classificação denominada Metodologia MCT, sendo M de miniatura, por utilizar corpos de provas de dimensões reduzidas, C por utilizar corpos de prova compactados e T para solos tropicais (NOGAMI & VILLIBOR, 1980). Essa metodologia dividiu os solos tropicais em sete grupos e duas classes principais: solos com comportamento não laterítico e solos com comportamento laterítico (NOGAMI & VILLIBOR, 1981).

VERTAMATI (1988), ao estudar solos amazônicos, propôs alterações ao ábaco original de NOGAMI & VILLIBOR. A proposta de classificação denominada Metodologia MCT-M introduziu a classe de solos transicionais e criou grupos intermediários. Essa metodologia dividiu os solos tropicais em onze grupos e três classes principais: solos com comportamento não laterítico, solos em transição e solos com comportamento laterítico.

Recentemente, VILLIBOR & ALVES (2019) propuseram classificação complementar para solos tropicais de granulação grossa, denominada Metodologia G-MCT, sendo G de granular.

2.4. TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

2.4.1. Estabilização Mecânica

A estabilização mecânica ou compactação consiste na operação de redução dos vazios e consequente aumento de resistência dos solos por meio de aplicação de energia mecânica, conferindo aos solos maior resistência estável às cargas, ao desgaste ou à erosão.

Quando o solo é transportado e depositado para a construção da camada de um pavimento, fica em um estado relativamente fofo e heterogêneo. Além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamento diferente do local de origem. A compactação aumenta a intimidade do contato entre os grãos e torna o aterro homogêneo. Além do aumento da massa específica e da redução do índice de vazios, a compactação melhora diversas propriedades dos solos.

Na compactação de um solo com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto e não são obtidas reduções significativas do índice de vazios. Para umidades mais elevadas, a água provoca um efeito lubrificador entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se em um arranjo mais compacto, o que proporciona um aumento da resistência, da massa específica aparente e do contato entre os grãos e uma redução da permeabilidade. Entretanto, a partir do teor de umidade ótimo, o ar que antes se encontrava na forma de canalículos interconectados se torna ocluso e envolvido por água, o que dificulta a compactação e a sua expulsão.

A Figura 2.17 apresenta uma curva típica de um ensaio compactação, com destaque para os ramos seco e úmido, umidade ótima, peso específico seco máximo e curvas de saturação.

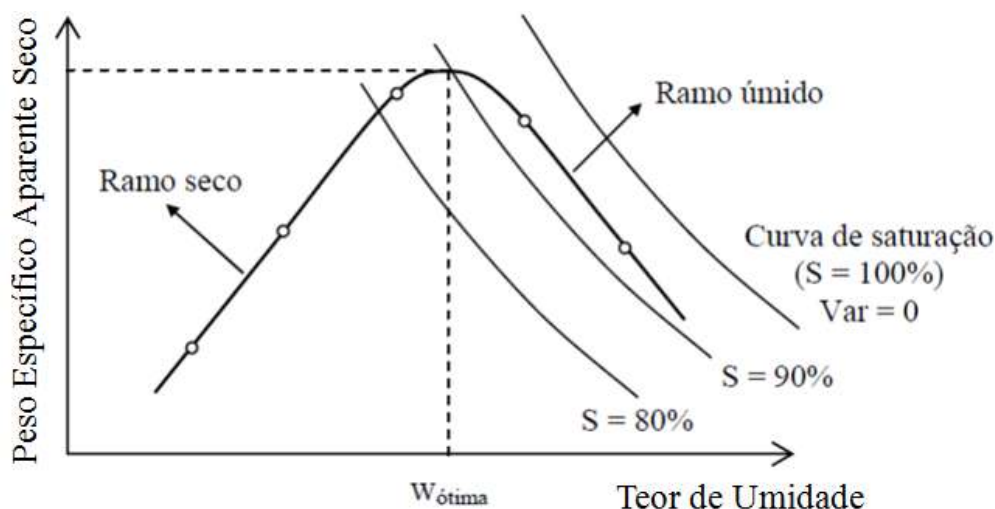


Figura 2.17 - Curva típica de um ensaio de compactação (extraído de SOUSA PINTO, 2002).

Com relação ao ensaio de compactação, a energia (Proctor normal, Proctor intermediário ou Proctor modificado) constitui seguramente o parâmetro mais importante a ser definido. Com a variação da energia, o teor de umidade ótimo e a massa específica aparente seca máxima também são alterados. Quanto maior a energia de compactação, maior será a massa específica aparente seca máxima e menor será o teor de umidade ótimo de determinado solo.

Na implantação de estradas não pavimentadas, a maior ou menor redução da permeabilidade, influenciada diretamente pela granulometria e energia de compactação a ser aplicada, constitui parâmetro importante a ser considerado no projeto e deve ser avaliado sob os aspectos de funcionalidade e de seus reflexos nos ciclos de manutenção. E a permeabilidade da camada de desgaste se relaciona ainda com a taxa de produção de sedimentos e o seu impacto na colmatção de bueiros e potencial assoreamento de nascentes e cursos d'água.

A estabilização mecânica, ou seja, a homogeneização, umidificação e compactação dos solos em condição ideal, deve ser sempre realizada na manutenção das estradas não pavimentadas, de forma imprescindível nas operações de recomposição do revestimento primário e recomendada nas operações de aterramento e recomposição da plataforma da estrada.

2.4.2. Estabilização Granulométrica

A estabilização granulométrica consiste na utilização de mistura de materiais devidamente dosados e ajustados para atendimento de uma determinada especificação técnica. A estabilização tem por objetivo obter condições granulométricas, de limites físicos e de resistência adequados quando o solo local não satisfaz aos parâmetros exigidos no projeto.

Em síntese, a estabilização ocorre por meio da adequada distribuição de porções de solo de tamanhos diferentes. Os vazios dos grãos maiores são preenchidos pelos grãos intermediários, e os vazios desses, preenchidos pelos grãos de menores.

O conjunto resultante dessa mistura, de estrutura mais densa, constitui um produto com massa específica superior ao do material original não estabilizado, o que seguramente lhe confere maiores resistência ao cisalhamento e à deformação, além de menor permeabilidade. Caso a mistura estabilizada granulometricamente ainda careça da incorporação de algum aglomerante adicional para sua completa estabilização, tais como, cal hidratada, cimento Portland, emulsões asfálticas, entre outros, a estrutura mais densa propiciada pela estabilização granulométrica permitirá redução do consumo do aglomerante.

A estabilidade de uma mistura de solos é diretamente influenciada pela forma e pelo tamanho das partículas, pela distribuição granulométrica, pela densidade relativa, pelo atrito interno e pela coesão (YODER & WITCZAK, 1975, citados por PIRES, 2014). Dentre esses fatores, a distribuição granulométrica e a proporção de finos em relação à fração de agregados graúdos na mistura constituem seguramente as propriedades mais importantes na estabilidade das misturas, conforme pode ser observado na Figura 2.18.

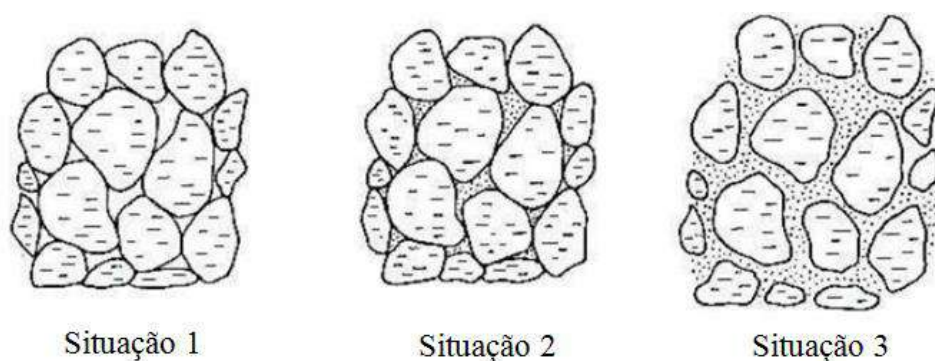


Figura 2.18 - Influência da distribuição granulométrica e proporção de finos na estabilidade das misturas (YODER & WITCZAK, 1975, extraído de PIRES, 2014).

- Situação 1 - mistura de agregados possui pouca ou nenhuma fração de material fino, resultando em uma estabilidade proveniente apenas do contato grão a grão. Misturas nessa situação apresentam densidade relativamente baixa e alta permeabilidade. Por não possuírem fração fina e coesão, são materiais de difícil manuseio na construção;
- Situação 2 - mistura de agregados possui fração de material fino suficiente para preencher os espaços vazios entre os grãos. Nessa situação, a estabilidade da mistura advém do contato com os grãos e de uma maior resistência ao cisalhamento. Essas misturas possuem densidade mais alta e baixa permeabilidade. Embora apresente a melhor estabilidade, seu manuseio é de moderada dificuldade;
- Situação 3 - mistura com grande proporção de material fino. Nessa situação, inexistente o contato grão a grão e os agregados encontram-se praticamente imersos na matriz fina. A estabilidade é muito baixa e fortemente influenciada pela presença de água. A mistura é facilmente manuseada e compactada durante a construção dos aterros e camadas.

Em virtude dessas características, as técnicas de correção granulométrica aplicadas às estradas não pavimentadas devem prever não apenas a resistência e a estabilidade das misturas, mas também o seu reflexo na permeabilidade das camadas e na trabalhabilidade dos materiais, particularmente em função do recorrente acúmulo de água na plataforma e nas valetas laterais.

Dentre as técnicas rotineiras de estabilização granulométrica de solos nas estradas não pavimentadas destacam-se as misturas de areia e argila e o agulhamento. Entretanto, outros materiais naturais e reciclados também podem se constituir em alternativas interessantes para a estabilização de solos e recomposição da camada de desgaste, tais como, britas graduadas, pó de pedra, resíduos de construção civil e demolição (RCD), pavimento asfáltico reciclado (RAP), rejeitos de mineração, escória de aciaria, areia descartada de fundição, etc.

AMORIM (2013) avaliou o comportamento mecânico e o desempenho funcional de um segmento experimental em pavimento urbano do município de Campo Verde - MT, construído com uma base composta por mistura de solos lateríticos locais e RCD. Foram realizados ensaios de caracterização física, química e mineralógica, de compactação, CBR, resistência à penetração dinâmica e monitoramento das deflexões por meio da viga Benkelman. Os resultados demonstraram a viabilidade técnica e econômica do RCD na condição pesquisada como uma alternativa para aplicação em obras de pavimentos urbanos.

PEREIRA et al. (2017) avaliaram a aplicação de estabilização mecânica e granulométrica como alternativa na construção de estradas florestais de baixo custo. Os resultados da pesquisa indicaram a melhoria significativa dos parâmetros geotécnicos dos solos finos locais quando submetidos a maiores energias de compactação. A estabilização granulométrica de solos finos locais com cascalho habilitou essa mistura como revestimento primário da estrada.

RODRIGUES (2018) avaliou a potencial estabilização de dois solos locais do Quadrilátero Ferrífero com rejeitos de minério de ferro. As amostras de solo-rejeito foram confeccionadas com teores de 0%, 10%, 20% e 30% de rejeito. Os resultados dos ensaios de caracterização e de resistência indicaram o aumento da massa específica aparente seca máxima, da resistência à compressão simples, do CBR, do módulo de resiliência e do índice mini-CBR das misturas com a gradual adição do rejeito, principalmente para adições de rejeito entre 10% e 20%.

ALHAJI & ALHASSAN (2018) avaliaram o ganho de resistência advindo da incorporação de RAP a um solo argiloso do nordeste da Nigéria, com variação de teores entre 0% a 100%. Os resultados dos ensaios de compactação na energia do Proctor modificado indicaram que a adição de 30% de RAP na mistura constitui a condição ideal e resultou na maior massa específica aparente seca, menor teor de umidade e maior CBR, habilitando inclusive essa mistura como camada de base de estradas com baixo volume de tráfego. Para teores elevadores de RAP à mistura, os autores identificaram inclusive a redução da resistência mecânica e o aumento da umidade em comparação ao solo na condição pura.

ARAÚJO JÚNIOR (2018) avaliou o comportamento de misturas de solos lateríticos e não lateríticos com RAP para potencial utilização em camadas de base, sub-base e reforço de subleito de pavimentos de vias urbanas de São Carlos - SP. O programa experimental envolveu a realização de ensaios de CBR e expansão com amostras em proporções pré-definidas de 10% em 10% RAP. Os resultados dos ensaios indicaram a viabilidade das misturas para composição das camadas de pavimentos de baixo volume de tráfego ou pavimentos urbanos.

LIMA (2020) pesquisou a estabilização de um solo sedimentar da Formação Guabirota, da região de Curitiba - PR, para fins de aplicação como camada de um pavimento. A campanha experimental envolveu a realização de ensaios de compactação em misturas com teores de RAP de 0%, 20%, 40%, 50%, 60% e 80%, com e sem a adição de cimento. Os resultados de CBR, expansão e resistência à compressão confirmaram os ganhos com a incorporação de RAP e a adição de cimento. O solo puro apresentava CBR de 3,5% e expansão de 1,19%. Com a incorporação de 40% de RAP e adição de 3% de cimento, a mistura apresentou resistência e expansão compatíveis a uma camada de sub-base de um pavimento rodoviário.

ALMEIDA et al. (2021) avaliaram a influência de vários teores de RAP e de cimento Portland na resistência de misturas, por meio da realização de ensaios de CBR e de compressão não confinada. Os resultados obtidos demonstraram que apenas a incorporação de RAP ao solo em pesquisa não foi suficiente para habilitar as misturas como camada de base em nenhum teor de RAP ensaiado. Com a adição de cimento, a mistura contendo 50% de RAP se mostrou promissora para aplicação como camada de base de um pavimento rodoviário.

ARAÚJO (2004) anteriormente havia identificado que a película de betume que envolve os agregados de RAP tende a formar grumos de material fresado. A presença do ligante asfáltico tenderia a reduzir o ângulo de atrito entre as partículas do material fresado e consequentemente poderia influenciar os valores de CBR das misturas, principalmente para maiores teores de RAP, conforme observado por ALHAJI & ALHASSAN (2018) e ALMEIDA et al. (2021).

LIMA et al. (2023) desenvolveram pesquisa com misturas de solo laterítico e RAP, sem uso de aglomerante, consoante ensaios preconizados pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa). As misturas foram avaliadas mecanicamente em função do módulo de resiliência e da deformação permanente e a simulação no programa MeDiNa, considerando o uso destas misturas na camada de base. Os resultados indicaram que a mistura composta por 75% de solo laterítico e 25% de RAP se mostrou a alternativa mais adequada para aplicações na camada de base, considerando a configuração de estrutura de pavimento e as características de tráfego.

2.4.3. Estabilização Química

A estabilização química consiste em qualquer procedimento no qual um material químico, cimentante ou não, é adicionado ao solo e resulta em melhorias de suas propriedades. Para atuar como estabilizante químico de um solo, modificando as suas propriedades físicas e químicas, o material a ser adicionado reage necessariamente como agente impermeabilizante, dispersante, agregante ou floculante dos materiais presentes no solo.

No caso de solos lateríticos, em virtude de sua gênese particular, caracterizada por intenso intemperismo, deve-se atentar para a eventual influência negativa, a médio e em longo prazo, dos aditivos químicos na instabilização dos agregados, particularmente de suas concreções. Tal preocupação se justifica no fato de que os óxidos de ferro e alumínio, compostos químicos responsáveis pela cimentação natural nos solos lateríticos, podem ter sua capacidade de troca catiônica aumentada em função da alteração das condições originais de pH do solo, resultando na desagregação das concreções e na consequente instabilização das misturas.

A utilização mais comum da estabilização química ocorre na indisponibilidade de materiais com propriedades de engenharia adequadas para sua aplicação como camadas de sub-base e base de pavimentos rodoviários. Entretanto, face às crescentes restrições ambientais para o licenciamento e a exploração de novas jazidas, a aplicação dessa técnica também tem se mostrado bastante viável na implantação e manutenção de estradas não pavimentadas.

Segundo LAMBE & MICHAELS (1954), a estabilização química de um solo envolve a ocorrência de três mecanismos essenciais: a) a retirada da água adsorvida e a eliminação da carga superficial dos solos tornam as partículas hidrofóbicas (agentes impermeabilizantes); b) o aumento da característica eletronegativa da superfície da partícula ou da espessura da membrana de água aumenta a repulsão interpartícula (agentes dispersantes); c) a eliminação das forças de repulsão eletrostática ou a atuação das moléculas-pontes entre as partículas facilitam a coesão interparticular (agentes agregantes ou floculantes).

Diferentes aditivos químicos têm sido pesquisados para estabilização de solos em obras rodoviárias, destacando-se a cal hidratada, cimento Portland, polímeros acrílicos, aditivos enzimáticos, emulsões asfálticas, cinzas volantes geopolimerizadas, sílicas de biomassa, nanopolímeros, nanosílicas, lignosulfonatos, aditivos à base de magnésio e até misturas de clínquer, cinzas volantes, cal viva e polímeros (BRITO & PARANHOS, 2017).

2.4.3.1. Solo-Cal ou Solo Melhorado com Cal

Dentre as técnicas de estabilização química citadas, a utilização de cal hidratada tem se mostrado bastante atrativa por se constituir em um material econômico e cujos resultados em solos lateríticos têm apresentado bom comportamento para confecção de diferentes camadas de pavimentos rodoviários, além do aumento de resistência a processos erosivos e habilitação de solos como revestimento primário em estradas não pavimentadas (JOAQUIM, 2017).

A cal calcítica é um aditivo aglomerante obtido a partir da calcinação do calcário, existindo registros de sua utilização como estabilizante de solos na implantação da Via Ápia durante o Império Romano e na construção da Muralha da China, há mais de dois mil anos. Entretanto, sua aplicação em obras rodoviárias tornou-se mais rotineira somente a partir do século XX, com a consolidação da técnica ocorrendo após a Segunda Guerra Mundial.

A estabilização química com cal é realizada por meio da mistura de solo, cal, água e ocasionalmente cinza volante, em proporções previamente determinadas por ensaios de laboratório. Essa técnica é normalmente recomendada para a melhoria das propriedades de solos argilosos ou siltosos caulínicos, que possuam elevada expansão e plasticidade e baixa capacidade de suporte. Fundamenta-se em um conjunto de reações físicas e químicas, rápidas e lentas, que ocorrem entre a cal e os constituintes do solo, resultando em modificação e consequente estabilização da mistura.

As reações de modificação são rápidas e decorrentes da troca de cátions de cálcio da cal, carregados positivamente, por íons de sódio, magnésio e hidrogênio, localizados nas superfícies dos argilo-minerais do solo, em fenômeno denominado troca catiônica.

Nesse ambiente de pH elevado e de trocas catiônicas, ocorrem alterações na textura do solo com aglutinação das partículas de argila em função do aumento do teor de eletrólito da água nos poros, em fenômeno denominado floculação ou aglomeração. Essas reações de modificação provocam a redução da plasticidade e da expansibilidade do solo (LITTLE, 1999).

Já as reações de estabilização são notadamente mais lentas, de ação cimentante e decorrentes principalmente da formação de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, similares em natureza aos componentes cimentícios encontrados no cimento Portland, e produzidos a partir de reações pozolânicas entre a cal e os argilominerais presentes nos solos (LITTLE, 1999).

Outra parcela da cimentação, embora notadamente mais fraca, é proveniente da reação do óxido e hidróxido de cálcio com o anidro carbônico, em fenômeno denominado carbonatação. Essa reação é considerada prejudicial ao desempenho de misturas com cal em virtude da retirada de cátions de cálcio da superfície das partículas de argila floculadas resultar em um composto menos resistente do que os silicatos e aluminatos gerados pelas reações pozolânicas.

Todas as reações de estabilização química com cal se mostram mais expressivas em ambientes com pH elevado e são influenciadas pela reatividade dos solos, ou seja, são observadas diferenças no comportamento de misturas de cal com solos de regiões temperadas e tropicais, em virtude principalmente de seus processos de formação (LITTLE, 1999).

Os solos lateríticos, altamente intemperizados, desenvolvidos e bem drenados, sofrem processo de lixiviação de seus cátions metálicos, substituídos por íons H^+ , o que resulta na redução do pH e da relação Cálcio/Magnésio. Outra característica observada nos solos lateríticos refere-se à presença de ferro livre distribuído uniformemente na fração argilosa dos perfis mais bem drenados. Essas partículas de ferro formam uma espécie de camada que retarda a reação pozolânica da cal com a sílica e alumina do solo (LITTLE, 1999).

Resguardadas as diferentes reatividades dos solos, os principais efeitos observados na adição de cal ao solo são a modificação da granulometria, devido à floclulação, aumento do limite de plasticidade e diminuição do limite de liquidez, o que resulta em redução da plasticidade, redução da expansibilidade, redução do peso específico aparente seco e aumento do teor de umidade, além do aumento da capacidade de suporte e da resistência à compressão simples.

O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) diferencia soluções de solo-cal e solo melhorado com cal em função dos teores de cal e dos processos de estabilização e melhoramento a que as misturas estarão submetidas. As normas DNIT 420/2019-ES, 421/2019-ES e 422/2019-ES definem a sistemática a ser empregada para estabilização e melhoramento de solos com adição de cal para fins de composição de camada de base, de sub-base e do subleito, respectivamente.

No caso das misturas de solo-cal, os teores adicionados de cal são bastante elevados, na faixa entre 5% e 6%, e o processo de estabilização envolve necessariamente as reações de pozolanização e de carbonatação. Já no caso do solo melhorado com cal, os teores são mais baixos, na faixa entre 1% e 4%, e o melhoramento ocorre apenas por modificação do solo, ou seja, por meio de alteração de suas propriedades de plasticidade e de sensibilidade à água.

JOAQUIM (2017) desenvolveu pesquisa em dois solos tropicais, sendo um argiloso laterítico e um não laterítico, da região de Campinas, no estado de São Paulo, por meio da adição de cal e de cimento, para avaliação de seu comportamento e consequente habilitação como revestimento primário de estradas não pavimentadas. Os resultados dos ensaios nas amostras das misturas, compactadas nas energias normal e intermediária, indicaram um teor ótimo de 4% de cimento e de 8% de cal hidratada para a habilitação dos materiais e consequente atendimento das especificações técnicas brasileiras do DER/SP para revestimento primário.

CONSOLI et al. (2019) estudaram a estabilização de uma argila rica em sulfato dispersivo e expansivo por meio da adição de cal. A pesquisa foi concebida para avaliar a influência de diferentes pesos específicos secos, teores de cal e cinza volante e períodos de cura na resistência e deflexão. A pesquisa indicou que o índice porosidade/teor de cal constitui o parâmetro mais adequado para avaliação em campo da resistência de base argila-cal em pavimentos.

TEIXEIRA (2019) pesquisou os fenômenos envolvidos na estabilização de um solo silto-arenoso de alta plasticidade não laterítico do município de Curitiba, no estado do Paraná, por meio da adição de cal e de resíduos de construção e demolição. A campanha experimental contou com a realização de ensaios de caracterização e de resistência, sendo avaliada a influência do teor de cal, da porosidade, do teor de umidade de moldagem e do tempo de cura das amostras. Os resultados indicaram que as amostras de solo, após incorporação da cal e dos resíduos de construção e demolição, tiveram sua expansão reduzida de forma significativa e apresentaram comportamento de uma mistura argilo-arenosa, o que permitiria a sua habilitação como reforço de subleito ou sub-base, de acordo com as energias de compactação aplicadas.

ROCHA et al. (2019) pesquisaram o efeito da adição de cal no comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da região de Viçosa-MG, para potencial utilização em estradas florestais. A adição de cal, no teor ótimo de 6%, resultou na redução do peso específico seco máximo, aumento no teor de umidade ótima do solo e ganhos significativos da resistência à compressão não confinada, evidenciando a ocorrência de reações pozolânicas nas misturas.

WANG et al. (2020) estudaram o comportamento de retração de uma argila compactada tratada com 4% de cal hidratada. Os resultados indicaram que a curva de retração do solo não tratado é próxima e quase paralela à linha de saturação, antes de se aproximar do limite de retração compactado. Em contraste, a curva de retração do solo tratado com cal exibe um limite de retração compactado mais alto, evidenciando um possível efeito da microestrutura. Outro resultado interessante da pesquisa consistiu na observação de que o efeito do tempo de cura mostrou-se insignificante no comportamento de retração do solo tratado com cal.

KLEINERT (2021) analisou os fatores que afetam o comportamento resistência-tensão-deformação dos solos tropicais estabilizados com cal hidratada e os impactos no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. A campanha experimental envolveu a caracterização, estabilização com cal hidratada de três solos residuais argilosos (argissolo, luvisolo e latossolo) e consequente avaliação do comportamento mecânico das misturas. Os resultados obtidos evidenciaram que a estabilização com cal hidratada proporcionou aumento da capacidade estrutural em comparação à condição original de todos os solos ensaiados.

2.4.3.2. Solo-Cimento ou Solo Melhorado com Cimento

A Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP (2024) define o solo-cimento como uma mistura homogênea, compactada e curada de solo, cimento e água em proporções adequadas, com teor de cimento entre 5% a 10%, suficiente para permitir a estabilização e conferir boa resistência à compressão, reduzida permeabilidade e baixo índice de retração volumétrica.

O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) diferencia as soluções de solo-cimento e de solo melhorado com cimento em função dos teores adicionados e do comportamento esperado. No caso do solo-cimento, em virtude da necessidade de satisfazer requisitos de densidade, durabilidade e resistência, os teores de cimento são elevados, em uma faixa entre 6% e 10%, resultando em um material duro, cimentado e de acentuada rigidez à flexão. Já no solo melhorado com cimento, o objetivo da mistura consiste apenas na modificação da plasticidade e da sensibilidade à água do solo, sem cimentação acentuada, razão pelo qual são adicionados pequenos teores de cimento, na faixa entre 1% e 4%.

As normas DNIT 140/2022-ES, 142/2022-ES e 143/2022-ES definem a sistemática a ser empregada na execução de camadas de sub-base e base de pavimentos com misturas de solo melhorado com cimento e de base de solo-cimento, respectivamente.

O ganho de resistência de solos estabilizados com cimento ocorre predominantemente em função de reações pozolânicas, de forma idêntica ao observado em solos estabilizados com cal. Embora o cimento e a cal contenham o cálcio para que as reações pozolânicas ocorram, a origem da sílica é diferente. Na estabilização com cal, a sílica é fornecida pela quebra das partículas de argila, enquanto na estabilização com cimento, a sílica encontra-se presente no próprio aditivo. De forma diferente da cal, a estabilização com cimento mostra-se menos dependente das propriedades do solo, requerendo apenas que o solo ou a mistura contenham um pouco de água para que o processo de hidratação seja iniciado (PATEL & PATEL, 2012).

Os solos mais apropriados para estabilização e melhoramento químico com cimento Portland são aquelas que apresentam maior fração de areia. Quando adotadas misturas com solos mais argilosos ou siltosos, mesmo com ganhos significativos de resistência, a necessidade de grande quantidade de cimento tende a tornar essa técnica inviável economicamente.

EMMERT et al. (2017) avaliaram a estabilização química de solos lateríticos areno-argilosos com adição de 2% de cimento para aplicação em estradas florestais de Niquelândia-GO. Os ensaios de laboratório foram realizados com diferentes energias de compactação e períodos de cura. Os resultados indicaram acréscimos de resistência de 44,1% na energia intermediária e de 41,7% na energia modificada das misturas em relação às amostras com solo laterítico puro.

HOPPE & NAIR (2017) realizaram, em conjunto com o Departamento de Transporte da Virgínia, pesquisa em segmento experimental de 550 pés (170 metros) de uma estrada de cascalho do condado de Loudoun para avaliar a eficiência de estabilização com adição de 5% de cimento. As contagens de tráfego realizadas indicaram uma média de 340 veículos por dia, incluindo 3% de caminhões, o que a caracteriza como uma estrada de médio a baixo volume de tráfego. A técnica de construção do segmento experimental consistiu na recuperação integral da base por meio de aplicação de uma camada de solo-cimento com espessura de 25 centímetros e execução de camada de desgaste de pedra britada com emulsão asfáltica.

A avaliação do comportamento estrutural das camadas no trecho experimental do condado de Loudoun foi realizada por meio da medição das deflexões com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Os resultados de HOPPE & NAIR (2017) demonstraram a viabilidade técnica e econômica da estabilização com cimento e a importância do monitoramento com FWD para priorização da manutenção em estradas não pavimentadas com maior volume de tráfego.

ARRIVABENI et al. (2018) analisaram os efeitos da estabilização granulométrica e química de cascalho para estradas florestais do município de Cajuri-MG. A solução de estabilização consistiu com a incorporação de cascalho ao solo local e aplicação de 4% de cimento em relação à massa de solo seco das amostras. Os resultados dos ensaios demonstraram alta capacidade de suporte e de resistência das misturas, além de bom comportamento em relação à estabilidade e à erosão, ou seja, reduzida perda de material frente à precipitação.

RAZALI & MALEK (2019) apresentaram os resultados da estabilização química em um trecho experimental de 2.000 metros construído em uma estrada não pavimentada da Malásia, com teores de cimento de 3%, 4%, 5% e 6%. Os resultados dos ensaios de resistência e de expansão indicaram que o teor de cimento de 4% foi suficiente para habilitar os solos locais para atender

as especificações técnicas do projeto. Para avaliar o desempenho estrutural no trecho experimental, antes e depois da construção, RAZALI & MALEK (2019) realizaram medições da capacidade de suporte do subleito e da camada de base por meio do Light Weight Deflectometer (LWD). Os resultados dos ensaios de campo indicaram um aumento de até 120% do módulo de elasticidade das seções com adição de cimento em comparação aos valores obtidos na condição original, ou seja, antes da construção do trecho experimental.

BALKIS & MACID (2019) pesquisaram a influência da estabilização química com cimento na plasticidade e na resistência de diversos solos do Chipre. A campanha experimental contou com a realização de numerosos ensaios com adição de cimento em teores de 0%, 3%, 7% e 10% e os resultados apontaram para aumento do CBR entre 22% e 69%.

YANG et al. (2020) propuseram procedimento para elaboração de projetos de estabilização de cimento para solos granulares e coesivos. A pesquisa envolveu a realização de ensaios de laboratório e a avaliação da influência dos teores de cimento nas propriedades índices e na resistência mecânica, antes e depois da saturação, de solos classificados como A-4 e A-7-6 (TRB), caracterizados pela baixa capacidade de suporte, elevada expansão e suscetibilidade aos fenômenos de congelamento e descongelamento. Os resultados dos ensaios apontaram para a existência de relações estatisticamente significativas entre as propriedades índices dos solos, a sua classificação e os teores de cimento adotados nas misturas.

FERREIRA et al. (2020) avaliaram a metodologia de dosagem físico-química na previsão da resistência de projeto de misturas solo-cimento para utilização em base de pavimentos. Em sua campanha experimental foram utilizadas areias fina à média siltosa, com adição de 2%, 4%, 6%, 7%, 8% e 10% de teores de cimento CP II Z-32 e CP V-ARI. Os resultados indicaram os teores mínimos de 4% (CP II) e 7% (CP V) para estabilização dos solos.

A vasta referência bibliográfica comprova que a aplicação de técnicas de estabilização química com cimento na área de pavimentação encontra-se bastante difundida no Brasil e no mundo. Em que pese os resultados satisfatórios na melhoria do comportamento mecânico, hidráulico e resistivo, foram registrados efeitos adversos na presença de solos com comportamento laterítico bem definido, de matéria orgânica, de sulfatos e de sais, além da influência do tempo de cura e do custo de aquisição e transporte do cimento, em função dos teores adotados nas misturas. Óxidos de ferro e alumínio, compostos químicos responsáveis pela cimentação natural nos solos lateríticos, podem ter sua capacidade de troca catiônica aumentada em função da alteração das condições originais de pH do solo, resultando na desagregação das concreções.

2.5. AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

A avaliação funcional, ou de superfície, das estradas não pavimentadas é um processo essencial que envolve inspeções de campo para qualificar e quantificar os defeitos encontrados, bem como determinar o grau de severidade desses defeitos. Essa avaliação abrange uma série de aspectos críticos, incluindo a medição do índice de irregularidade da superfície de rolamento, que é um indicador fundamental da qualidade da estrada. A condição funcional de uma estrada é diretamente influenciada por diversos fatores, tais como sua capacidade de suporte, o nível de deterioração presente e o conforto percebido pelos usuários durante o tráfego.

Para os órgãos rodoviários responsáveis pela manutenção das estradas não pavimentadas, a avaliação funcional constitui um parâmetro imprescindível no processo de gestão e tomada de decisões. Isso ocorre apesar das restrições inerentes relacionadas à subjetividade e aos riscos de divergência entre os avaliadores, que podem levar a variações nos resultados. Essa avaliação é fundamental para a elaboração de planos detalhados de correção de defeitos e para a priorização estratégica das atividades de manutenção, permitindo uma gestão mais eficiente e eficaz dos recursos disponíveis, que muitas vezes são limitados.

Os métodos para avaliação da condição funcional das estradas não pavimentadas podem ser divididos em duas grandes categorias, cada uma com suas próprias características e aplicações específicas, a saber: avaliação subjetiva e avaliação objetiva. Ambas as abordagens têm seus méritos e limitações, e a escolha entre elas frequentemente depende dos recursos disponíveis, da precisão necessária e do contexto específico da avaliação.

A avaliação subjetiva baseia-se na experiência e julgamento de avaliadores, que inspecionam visualmente a estrada e registram os defeitos observados, como buracos, ondulações, erosões e outros tipos de deterioração. Embora mais rápido e de baixo custo, ele está sujeito a variações entre os diferentes avaliadores. Essas discrepâncias podem surgir de diferenças na experiência, percepção e interpretação individual dos defeitos, o que pode comprometer a consistência e comparabilidade dos dados coletados ao longo do tempo ou entre diferentes regiões.

A avaliação objetiva, por outro lado, utiliza instrumentos e técnicas padronizadas para medir a condição da estrada de maneira quantitativa. Exemplos de métodos objetivos incluem a utilização de perfilômetros para medir a irregularidade da superfície e a aplicação de testes de carga para avaliar a capacidade de suporte do solo. Esses métodos fornecem dados mais precisos e consistentes, mas podem ser mais caros e demorados.

2.5.1. Avaliação Subjetiva

A avaliação subjetiva tem por objetivo averiguar a condição da superfície da estrada sob a ótica exclusiva dos usuários, sendo originalmente sugerido pelos americanos da AASHTO o índice denominado *Present Serviceability Rating* (PSR). Com esse mesmo entendimento, o DNIT apresentou uma proposta de avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos, por meio da norma DNIT 9/2003-PRO.

De forma similar ao PSR, a norma brasileira definiu o Valor de Serventia Atual (VSA) como a “medida subjetiva da condição de superfície de um pavimento, realizada por um grupo de avaliadores que percorrem o trecho, registrando as opiniões sobre a capacidade do pavimento de atender às exigências do tráfego que sobre ele atua, no momento da avaliação, quanto à suavidade e conforto”. No procedimento, técnicos treinados percorrem trechos da estrada em avaliação, nas velocidades permitidas de projeto, atribuindo notas em escala de 0 a 5, conforme ficha de avaliação apresentada na Figura 2.19, e tendo em mente os seguintes aspectos:

- Como se comportaria este trecho, atendendo à finalidade para a qual foi construído, por um período de 24 horas por dia, se ele estivesse localizado em uma rodovia principal?
- Qual o conforto que este pavimento me proporcionaria se tivesse que utilizá-lo dirigindo um veículo durante 8 horas?
- Como me sentiria dirigindo ao longo de 800 quilômetros sobre este pavimento?

VSA - Valor de Serventia Atual	Conceito
5	ÓTIMO
4	BOM
3	REGULAR
2	RUIM
1	PÉSSIMO
0	

Figura 2.19 - Ficha de avaliação de serventia de uma rodovia (Norma DNIT 9/2003-PRO).

Na avaliação de uma série de trechos, o avaliador não deve considerar os valores de serventia assinalados nos trechos anteriores. O avaliador não deve também comentar nada de sua avaliação com outro avaliador, nem procurar o auxílio de ninguém sobre as condições de projeto de qualquer trecho. O resultado final do Valor de Serventia Atual é obtido por meio do somatório de todas as avaliações individuais dividido pelo número de avaliadores.

Em que pese a sua importância por revelar as condições de conforto e segurança sob a percepção dos usuários que trafegam pela estrada, a avaliação de serventia não é utilizada isoladamente pelos órgãos rodoviários. O procedimento mais usual consiste na associação dessa avaliação com outros critérios e métodos que incorporem também a identificação de defeitos e patologias nas estradas, mesmo que de forma apenas qualitativa e não quantitativa.

Um desses métodos mais completos, embora ainda subjetivo, foi proposto por RIVERSON et al., em 1987, para a avaliação das condições funcionais das estradas não pavimentadas do estado de Indiana, nos Estados Unidos.

Esse método propõe inicialmente a classificação da condição de rolamento das estradas em função do conforto e da segurança que se transmite aos usuários e posterior correlação com os defeitos identificados na estrada, a saber: ondulações, buracos, sulcos, perda de cascalho, cascalho solto, seção transversal, curvatura ou inclinação transversal e drenagem lateral inadequada. Os autores avaliaram ainda a relação entre o conforto de rolamento e a irregularidade medida, a velocidade média do avaliador, os problemas da estrada avaliados visualmente e as características da seção transversal.

De acordo com a proposta de RIVERSON et al. (1987), a variação de velocidade de tráfego observada se relaciona diretamente à qualidade da superfície da estrada. Ou seja, quanto mais variações na velocidade o veículo tiver em relação à velocidade média de referência de 65 km/h, mais defeitos são esperados na superfície de rolamento de uma estrada. O método de RIVERSON et al. (1987) preconiza que, para cada defeito observado na estrada, o avaliador deve atribuir uma nota, em escala crescente, onde a nota 1 representa a melhor condição da estrada e a nota 5 uma condição considerada irregular para a superfície de rolamento.

Em virtude das premissas desse estudo, RIVERSON et al. (1987) propuseram um sistema de Classificação de Capacidade de Serviço Atual (CCSA) para ser utilizado como base de decisão para o gerenciamento da estrada. Os critérios de classificação para avaliar a capacidade de locomoção e os danos à superfície da estrada de cascalho são apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 - Descrição dos defeitos e das condições de superfície das estradas (RIVERSON et al., 1987).

Defeitos	Nota	Condição	Descrição dos Defeitos e das Condições de Superfície
Condições de Rolamento	5	Péssima	Rodagem muito desconfortável, com ocorrência de grandes mudanças de velocidade. Velocidade média do veículo abaixo de 32 km/h
	4	Ruim	Rodagem desconfortável, com variação de velocidade com mais de 15 km/h
	3	Média	Rodagem com qualidade regular mesmo com variações de velocidade maiores que 15 km/h
	2	Boa	Poucas variações de velocidade em trechos isolados, sempre abaixo de 8 km/h
	1	Muito boa	Sempre possível trafegar na velocidade de referência de 65 km/h
Corrugações	5	Muito severa	Corrugações com mais de 5 cm de profundidade. Baixa qualidade de rodagem
	4	Severa	Corrugações com profundidade entre 3,75 e 5 cm. Qualidade de rodagem de baixa a média
	3	Moderada	Corrugações com profundidade de cerca de 2,5 cm. Qualidade média de rodagem
	2	Boa	Corrugações com cerca de 1,25 cm. Qualidade de rodagem de média a alta
	1	Muito boa	Não apresenta corrugações. Alta qualidade de rodagem
Trilhas de Rodas	5	Muito severa	Trilhas de rodas com mais de 5 cm de profundidade. A condição da estrada é tão ruim que o veículo deve escolher trafegar sobre as trilhas ou em outras partes da estrada
	4	Severa	Trilhas com profundidade entre 3,75 e 5 cm. Caminhos do veículo são forçados
	3	Moderada	Trilhas com 2,5 cm de profundidade. Caminhos do veículo podem ser forçados
	2	Boa	Trilhas de rodas com cerca de 1,25 cm de profundidade. Caminhos do veículo são afetados
	1	Muito boa	Trilhas de rodas quase não são notadas ou completamente ausentes
Buracos	5	Muito severa	Mais de 40 buracos por 100 metros. Baixa qualidade de rodagem
	4	Severa	Entre 30 a 40 buracos por 100 metros. Qualidade de rodagem ruim a média
	3	Moderada	Entre 20 a 30 buracos por 100 metros. Qualidade média de rodagem
	2	Boa	Entre 10 a 20 buracos por 100 metros. Qualidade de viagem de média a alta
	1	Muito boa	Menos que 10 buracos por 100 metros. Alta qualidade de rodagem
Perda de Agregados	5	Muita perda	Cascalho ou pedras em seus lugares, mas sem compactação. Baixa qualidade de rodagem
	4	Perda	Cascalho ou pedras com pouca compactação. Qualidade de rodagem de ruim a média
	3	Moderada	Cascalho compactado com algumas pedras soltas. Qualidade de rodagem média
	2	Leve	Cascalho e pedras com boa compactação, com poucas partes soltas. Qualidade de rodagem média a alta
	1	Muito boa	Cascalho bem compactado, com pouquíssimas pedras soltas. Alta qualidade de rodagem

Em virtude dos resultados da avaliação funcional, a qualidade geral de uma estrada não pavimentada pode ser dividida em três níveis principais, a saber:

- Qualidade alta - vibrações do veículo podem ser notadas, mas não implica na necessidade de redução da velocidade para o tráfego confortável e seguro. Solavancos ocasionais podem ocasionar pequenos desconfortos;
- Qualidade média - vibrações são notadas com maior frequência e reduções de velocidades são necessárias, entre 15 km/h, para garantir a segurança e o conforto dos passageiros. Solavancos são percebidos com certa regularidade causando desconforto;
- Qualidade baixa - vibrações do veículo são tão constantes que a velocidade do veículo precisa ser reduzida de 25 km/h a 32 km/h para o tráfego seguro e confortável. Excessos de solavancos são notados, criando desconforto substancial nos passageiros, afetando as condições de segurança e aumentando os riscos de quebra do veículo.

2.5.2. Avaliação Objetiva

A avaliação objetiva, também denominada levantamento de defeitos superficiais, é realizada pela coleta de dados por métodos comprovados de mensuração dos defeitos ou patologias existentes na estrada. Ou seja, a avaliação fundamenta-se na qualificação do tipo de defeito, na sua severidade e em sua densidade. Após essa coleta de campo, ocorre a consolidação e a análise das informações para definição do estado atual do trecho da estrada.

Para o levantamento em uma estrada torna-se necessário que os tipos de defeitos a serem considerados sejam selecionados e as definições de aparência e severidade de cada um sejam devidamente estabelecidas. As definições dos defeitos devem estar escritas e acompanhadas por fotografias ou figuras que auxiliem na sua identificação, de forma a permitir a avaliação da severidade e de sua extensão (FONTENELE & SILVA JUNIOR, 2006).

O DNIT apresenta dois procedimentos para avaliação objetiva da condição funcional de estradas. A norma DNIT 006/2003-PRO estabelece critérios para contagem e classificação de ocorrências e medida das deformações permanentes nas trilhas de roda e a norma DNIT 008/2003-PRO define o levantamento visual para avaliação da superfície de pavimentos por meio do Índice de Condição dos Pavimentos Flexíveis (ICPF), do Índice de Gravidade Global Expedito (IGGE) e do Índice do Estado de Superfície do Pavimento (IES).

No caso específico de estradas não pavimentadas, a avaliação objetiva da condição de superfície pode ser realizada por meio de duas técnicas diferentes, a saber: caminhadas ao longo da seção ou a bordo de um veículo em movimento. O levantamento por meio de caminhadas possui como principal vantagem ser mais preciso. Entretanto, por consumir mais tempo, impede que o levantamento seja realizado em trechos muito extensos. Já a coleta de dados com o apoio de veículos a baixas velocidades, em que pese a pior qualidade da aferição, permite realizar o levantamento em uma extensão maior da estrada.

2.5.2.1. Método URCI (*Unsurfaced Road Condition Index*)

O método apresentado por EATON et al. (1987) consiste em uma proposta de classificação e em manual de campo para avaliação da condição de superfície e do sistema de drenagem de uma rede de estradas não pavimentadas. Esse método mostra-se compatível ao Sistema de Gerência de Pavimentos PAVER, desenvolvido pelo *United States Army Corps of Engineers* e pela *American Public Works Association* (FONTENELE & SILVA JUNIOR, 2006).

De acordo com o método proposto, a avaliação condição funcional das estradas não pavimentadas é realizada por meio de um índice denominado *Unsurfaced Road Condition Index* (URCI), cujo desenvolvimento respeitou as mesmas premissas metodológicas que o índice denominado *Pavement Condition Index* (PCI) do Sistema PAVER.

O índice URCI é obtido pela identificação dos defeitos e avaliação de seus graus de severidade, definidos em função das dimensões dos defeitos em relação às dimensões totais da unidade amostral. Para cada defeito, são propostas classificações específicas que, em conjunto com gráficos de severidade, permitem a determinação de um índice por unidade amostral.

Em síntese, o índice URCI pode ser entendido como um indicador numérico variável, em uma escala de 0 a 100, que permite a classificação da condição funcional de estradas não pavimentadas. O índice URCI é definido em função do cálculo dos valores de dedução de cada defeito, também apresentados em uma escala de 0 a 100, onde o valor 0 (zero) indica que um defeito em particular não tem impacto nas condições funcionais da estrada, enquanto o valor 100 (cem) indica que se trata de um defeito extremamente comprometedor (SILVA, 2009).

A Tabela 2.13 apresenta os tipos de defeitos considerados e os critérios utilizados para sua quantificação no método URCI (EATON et. al.,1987). Os defeitos relacionados a pistas escorregadias, atoleiros, areiões e erosões não foram considerados no método de avaliação.

Tabela 2.13 - Descrição dos defeitos e critérios de medição do método URCI (EATON et al., 1987).

Designação dos defeitos	Critério de medição
Seção transversal inadequada	Metro linear
Drenagem lateral inadequada	Metro linear
Corrugações	Área
Segregação de agregados	Metro linear
Buracos	Número
Pocira	Altura e densidade da nuvem
Trilhas de roda	Área

O método URCI é baseado em dois tipos de inspeção de campo, a saber: avaliação subjetiva e avaliação objetiva. A avaliação subjetiva é realizada por avaliadores que trafegam pela estrada em um veículo a uma velocidade constante de 40 km/h, observando as condições gerais da superfície de rolamento e da drenagem e os respectivos defeitos. Já a segunda inspeção é realizada por meio da seleção das seções críticas, com áreas variando entre 150 e 350 m², quantificação e qualificação dos defeitos em função de três graus de severidade (B, M e A).

Com esses levantamentos de campo, realiza-se o cálculo da densidade dos defeitos em função de sua incidência na área do trecho analisado (razão entre a quantidade dos defeitos e a área da unidade amostral). Calculada a densidade para cada tipo de defeito, torna-se possível obter o valor de dedução correspondente a ser aplicado a partir das curvas de graus de severidade.

Apenas para exemplificar o procedimento, a Figura 2.20 apresenta a curva dos graus de severidade para o cálculo do valor de dedução no defeito de seção transversal inadequada com uma densidade de 23,5% (FONTENELE & SILVA JUNIOR, 2006).

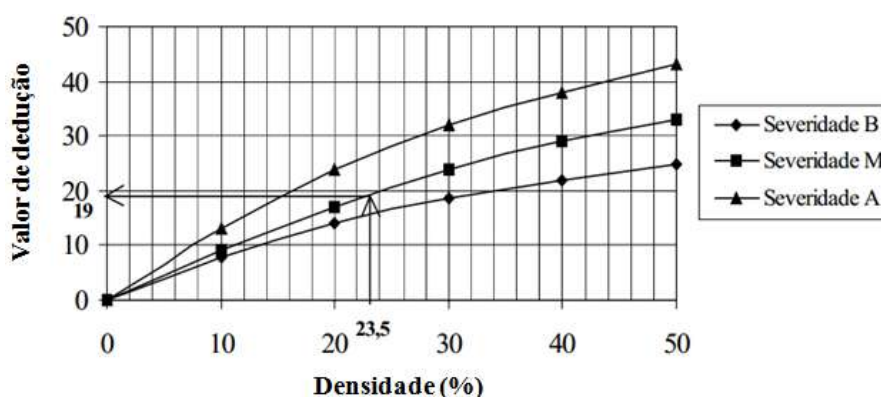


Figura 2.20 - Valores de dedução da seção transversal - URCI (FONTENELE & SILVA JUNIOR, 2006).

Após o cálculo de dedução para cada defeito, os valores individuais são somados, originando um valor de dedução total da unidade amostral. A partir do gráfico com as curvas de correção para cada quantidade de defeitos que apresentaram valor de dedução maior ou igual a cinco pontos, torna-se finalmente possível obter o índice URCI para o trecho analisado. A Figura 2.21 apresenta o índice URCI obtido para uma unidade amostral que registrou quatro defeitos com valores de dedução maiores que cinco pontos e dedução total igual a 132.

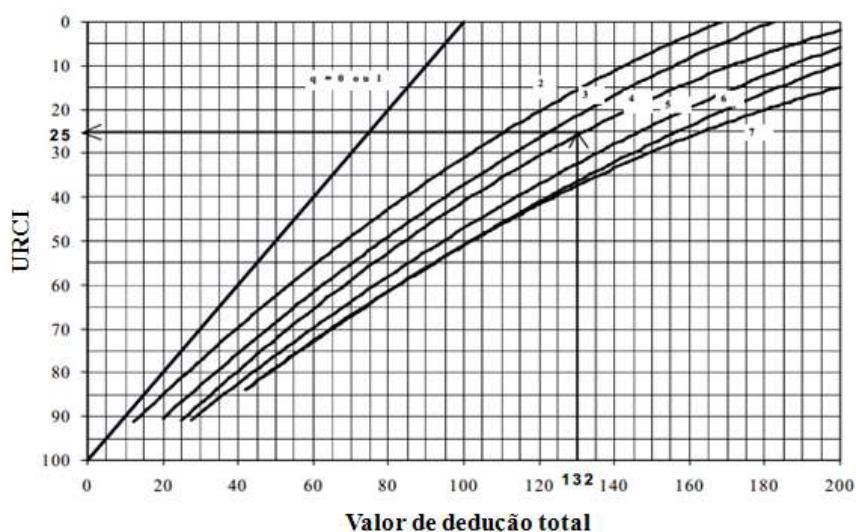


Figura 2.21 - Gráfico para determinação do índice URCI (FONTENELE & SILVA JUNIOR, 2006).

A Tabela 2.14 apresenta a classificação da condição funcional das estradas não pavimentadas em função do índice URCI (*Unsurfaced Road Condition Index*).

Tabela 2.14 - Condição funcional das estradas não pavimentadas pelo método URCI (EATON et al., 1987).

URCI	Classificação
100 – 86	Excelente
85 – 71	Muito boa
70 – 56	Boa
55 – 41	Regular
40 – 26	Ruim
25 – 11	Muito ruim
10 – 0	Péssima

No Brasil, esse método foi denominado ICMNP (Índice de Condição da Manutenção da Rodovia Não Pavimentada), conforme proposto por BAESSO & GONÇALVES (2003) e Resolução DNIT nº 5/2022, e tem se mostrado uma ferramenta útil para órgãos rodoviários no gerenciamento da manutenção das estradas não pavimentadas.

2.5.2.2. Outros Métodos

Além do método URCI (*Unsurfaced Road Condition Index*), Ferreira (2004) destaca outros importantes métodos de avaliação objetiva da condição funcional de estradas não pavimentadas propostos em diferentes países do mundo, a saber:

- Método RSMS (*Road Surface Management System*) - consiste em um sistema de computador desenvolvido em 1990 pela Universidade de New Hampshire, nos Estados Unidos, para a gerência de pavimentos de estradas pavimentadas e não pavimentadas. O método consiste no inventário inicial de informações da rede viária e posterior avaliação da condição funcional da estrada por meio de levantamento visual dos defeitos;
- Método RCS/DVI (*Road Condition Survey / Detailed Visual Inspection*) - método baseado em dois diferentes níveis de inspeção. O primeiro consiste em um levantamento preliminar da condição da estrada para avaliação geral e o segundo consiste em uma inspeção visual mais detalhada, a ser conduzida apenas nas seções em que for identificada maior necessidade de manutenção da superfície de rolamento;
- Método ERCI (*Earth Road Condition Index*) - adaptação de outros métodos de forma a incorporar defeitos particulares das estradas africanas, principalmente a ocupação da superfície da estrada para depósito e preparo de solo com sementes.

2.5.3. Irregularidade Longitudinal

A percepção da qualidade de um pavimento pelo usuário encontra-se associada a sua aparência (trincas, remendos, cor, condição dos acostamentos, entre outros), mas principalmente pela aceleração vertical experimentada durante a viagem dentro de um veículo. Essa vibração, por sua vez, depende fundamentalmente das características de irregularidade do pavimento, da massa do veículo, de seus parâmetros de suspensão e da velocidade operacional. O veículo funciona como um filtro mecânico, que dificulta a relação entre a sensibilidade do usuário e as características da superfície do pavimento (HASS et al., 1994, citados por BISCONSINI, 2016).

A norma DNER 164/1994-PRO define a irregularidade longitudinal como o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência do projeto geométrico, com características dimensionais próprias, que afetam a dinâmica do veículo, a qualidade ao rolamento, o efeito dinâmico das cargas e a drenagem superficial da via.

Dentre os diferentes índices utilizados para a avaliação das condições de superfície dos pavimentos, o *International Roughness Index* ou Índice de Irregularidade Internacional (IRI) constitui a ferramenta mais difundida para a gerência de pavimentos, pois influencia na tomada de decisões a respeito de investimentos para manutenções e reabilitações, além de ser utilizado para controle de obras e aceitação de serviços em muitos países.

A Figura 2.22 apresenta as faixas de variação do IRI observadas em diferentes condições de superfície de pavimentos, inclusive em estradas não pavimentadas, com e sem manutenção.

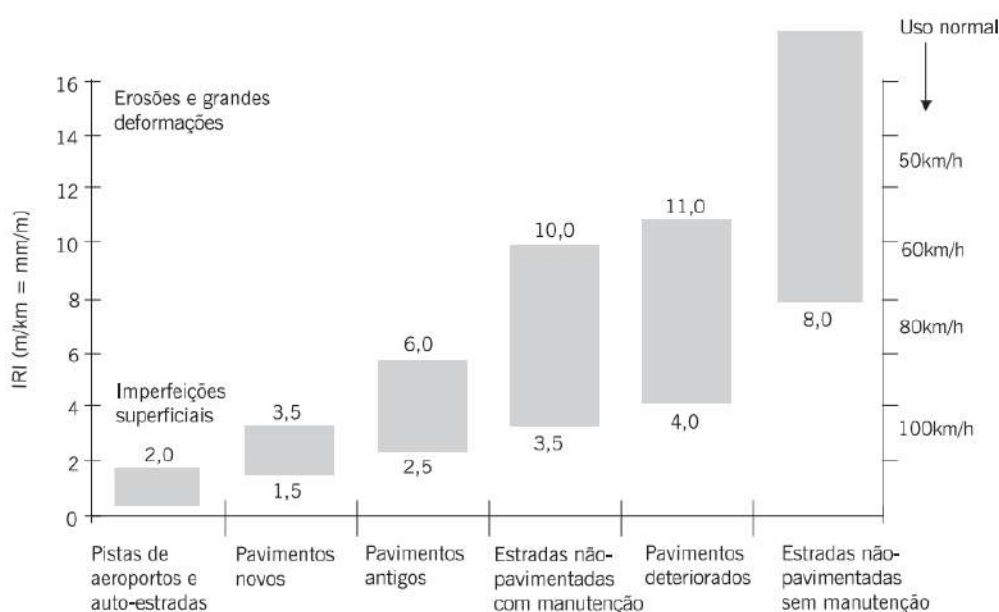


Figura 2.22 - Variação do IRI (SAYERS & KARAMIHAS, 1998, extraído de BERNUCCI et al., 2022).

A irregularidade longitudinal observada em estradas não pavimentadas pode ser resultante tanto de problemas construtivos, quanto de defeitos causados pela ação do tráfego ou do clima, particularmente as deformações nas camadas de desgaste, de base e do subleito.

O Manual de Gerência de Pavimentos do DNIT (2011) destaca que a irregularidade longitudinal não deve ser entendida apenas como mais um defeito de superfície, mas sim como um parâmetro importante que retrata as consequências geradas às condições de rolamento dos veículos por um conjunto de defeitos do pavimento.

A irregularidade longitudinal é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada e, em geral, coincidente com as regiões de trilhas de roda. Em alguns casos, identificada a necessidade de melhor detalhar um determinado perfil, outras linhas paralelas imaginárias podem ser utilizadas. A linha de levantamento longitudinal possui largura variável de alguns milímetros a centímetros, dependendo do tipo de equipamento empregado.

A irregularidade pode ser avaliada por meio de medidas topográficas ou de equipamentos medidores do perfil longitudinal, com ou sem contato, ou ainda indiretamente por meio de equipamentos integradores do tipo-resposta. A utilização do termo indireto acima se relaciona ao fato de que esses equipamentos medem mais o efeito da irregularidade nos veículos do que a irregularidade propriamente referenciada (BERNUCCI et al., 2022).

Segundo GILLESPIE et al. (1986), citados por BISCONSINI (2016), os medidores de irregularidade longitudinal dos pavimentos podem ser classificados em quatro classes, a saber:

- Classe 1 - equipamentos de precisão que medem diretamente o perfil longitudinal dos pavimentos, tais como nível e mira, dipstick e perfilômetros;
- Classe 2 - perfilógrafos, equipamentos com sensores a laser, infravermelho ou ultrassom e analisador de perfil longitudinal - APL francês;
- Classe 3 - sistemas de medidores do tipo-resposta, tais como integrador de irregularidade longitudinal IPR/USP, Maysmeter, Merlin, Riley, TRL Bump integrator, entre outros;
- Classe 4 - avaliações subjetivas da serventia (painel de avaliadores).

Os equipamentos mais difundidos no Brasil e no mundo para a medição da irregularidade longitudinal são os integradores do tipo-resposta, que se baseiam na reação da suspensão dos veículos às irregularidades existentes nas superfícies de rolamento da estrada, conforme princípio de funcionamento apresentado na Figura 2.23.

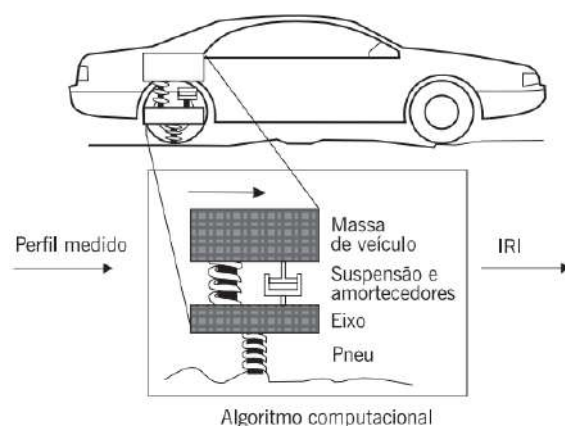


Figura 2.23 - Princípio de funcionamento de equipamentos do tipo-resposta (GILLESPIE et al., 1980, extraído de BERNUCCI et al., 2022).

No Brasil, os equipamentos de medição da irregularidade longitudinal têm seus métodos de medição, calibração e manutenção normalizados pelo DNIT por meio das seguintes normas:

- DNER 173/1986-ES - estabelece as condições para a execução de nivelamento detalhado de rodovias e define o procedimento a ser aplicado no levantamento de irregularidade longitudinal de trechos de rodovia por meio do método de nível e mira, objetivando a calibração de sistemas medidores do tipo-resposta;
- DNER 164/1994-PRO - define o procedimento a ser utilizado na calibração e no controle de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento utilizados nos estudos da condição de rolamento das rodovias e descreve as operações concernentes aos medidores e aos veículos ou reboques nos quais se acham instalados;
- DNER 182/1994-PRO - define o procedimento a ser utilizado para determinação da irregularidade de superfície de rodovias com emprego de sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter, em nível de rede ou projeto;
- DNER 229/1994-PRO - define o procedimento a ser utilizado na manutenção e no aperfeiçoamento de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento.

Embora a normalização brasileira ainda estabeleça o quociente de irregularidade (QI) como sendo o índice de irregularidade longitudinal oficial, diversos órgãos, agências e concessionárias têm utilizado os resultados do IRI obtidos por perfilômetros ou perfilógrafos a laser. Nessas situações, são adotados modelos de correlação para converter o valor do IRI e do QI. Os modelos de correlação mais utilizados no Brasil são $IRI = (QI + 10) / 14$ e $IRI = QI / 13$, propostos respectivamente por PATERSON (1986) e PATERSON (1987), citados por BARELLA (2008). Em ambos os modelos, o QI está em unidades de contagem/km e o IRI em m/km.

2.6. DEFEITOS NAS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

2.6.1. Definição

Os defeitos ou patologias são definidos como qualquer alteração na superfície de rolamento de uma estrada que influencie negativamente o tráfego dos veículos.

Essas alterações são hierarquizadas em graus ou níveis de severidade que variam de acordo com a interferência observada na trafegabilidade da estrada, conforme métodos de avaliação das condições funcionais das estradas não pavimentadas, tais como, por exemplo, o método URCI (*Unsurfaced Road Condition Index*), proposto por EATON et al. (1987).

A severidade consiste na dificuldade ou na quantidade de dificuldades que um determinado defeito impõe ao movimento dos veículos na estrada. Na prática, os graus de severidade são estabelecidos em função de limites pré-definidos para medidas ou classificações a respeito dos defeitos identificados nos levantamentos de campo (SILVA, 2009).

A ocorrência de defeitos nas estradas não pavimentadas está associada a diferentes fatores intrínsecos e extrínsecos. Dentre os principais fatores intrínsecos à estrada, destacam-se o perfil longitudinal, a seção transversal, as condições de drenagem e principalmente as características dos solos da camada de desgaste, da base e do subleito.

Já os fatores extrínsecos podem ser agrupados em três categorias principais, a saber:

- Fatores climáticos - relacionados à água da chuva, por meio da saturação dos solos, o que resulta na diminuição da capacidade de suporte das camadas, como também permite o transporte de material por desprendimento das partículas superficiais e a consequente deposição em outros lugares, resultando em valas e buracos;
- Fatores de tráfego - relacionados às tensões provocadas pelas rodas dos veículos e podem resultar em deformações no leito da estrada. Esse defeito se agrava quanto maior for a incidência de carga por eixo dos veículos;
- Fatores de manutenção - relacionados à execução mal orientada de intervenções na estrada, os fatores de manutenção podem ocasionar em resultados adversos e bastante diferentes dos esperados, tais como alterações errôneas dos perfis transversal e longitudinal da estrada, o que tende a provocar a redução da capacidade de suporte das camadas e a ocorrência de problemas no sistema de drenagem.

2.6.2. Principais Defeitos

2.6.2.1. Seção Transversal Inadequada

A seção transversal inadequada consiste no resultado de uma superfície que não apresenta declividade suficiente para direcionar, de forma eficiente, as águas precipitadas sobre a plataforma para os dispositivos de captação e escoamento. Esse defeito pode ser facilmente identificado em campo pela observação do escoamento da água das chuvas ao longo da superfície de rolamento e pela erosão causada em função de sua intensidade.

Ou seja, as condições de adequação da seção transversal de uma estrada não pavimentada devem ser avaliadas em função da facilidade de escoamento da água da superfície da estrada para um local que não influencie as condições de rolamento dos veículos.

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), a seção transversal inadequada pode apresentar três graus de severidade, a saber:

- Baixo - superfície completamente plana, ou seja, sem declividade transversal (Figura 2.24);

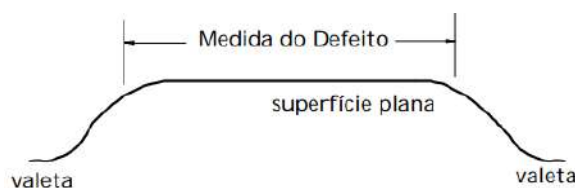


Figura 2.24 - Seção transversal inadequada com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - superfície em forma de “bacia” (Figura 2.25);

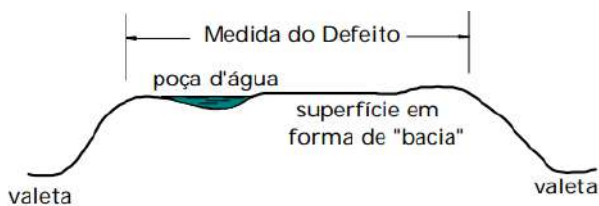


Figura 2.25 - Seção transversal inadequada com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - grandes depressões das trilhas de rodas na superfície da estrada (Figura 2.26).



Figura 2.26 - Seção transversal inadequada com severidade alta (ODA, 1995).

2.6.2.2. Drenagem Inadequada

A drenagem inadequada, resultante do mau dimensionamento ou de manutenção insuficiente, tem como consequência um funcionamento limitado de todo o sistema de drenagem superficial, o que resulta na maior concentração de água na plataforma, inclusive na superfície de rolamento, e em maior quantidade e extensão de buracos e erosões ao longo da estrada.

A ocorrência de drenagem inadequada pode ser facilmente identificada quando as sarjetas ou valetas encontram-se cobertas de vegetação lindeira, cheias de entulhos ou de material granular assoreado. Nessas condições, o direcionamento de água para fora da plataforma da estrada resta prejudicado, resultando em potencial empoçamento na região das sarjetas.

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), a drenagem inadequada pode apresentar três graus de severidade, a saber:

- Baixo - pequena quantidade de água empoçada nas valetas, além de não ser observado entulho ou vegetação presente em suas laterais (Figura 2.27);



Figura 2.27 - Drenagem lateral inadequada com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - quantidade moderada de água empoçada e presença de alguma vegetação ou entulho na parte interna das valetas. Podem ser observadas erosões nas valetas (Figura 2.28);



Figura 2.28 - Drenagem lateral inadequada com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - grande quantidade de água empoçada e ocorrência de valetas totalmente cobertas com vegetação e entulho. As erosões nas valetas são facilmente observadas (Figura 2.29).



Figura 2.29 - Drenagem lateral inadequada com severidade alta (ODA, 1995).

EATON & BEAUCHAM (1992) classificam o defeito de drenagem inadequada com maior amplitude, definindo os graus de severidade de acordo com aspectos a serem observados na pista e nas laterais das estradas não pavimentadas: a) baixo - pequena quantidade de poças de água e vegetação, detritos ou fragmentos de pedras depositados nos dispositivos de drenagem; b) médio - moderada quantidade de poças de água, vegetação, detritos ou fragmentos de pedras depositados nos dispositivos de drenagem e erosões; c) alto - alta quantidade de poças de água, vegetação, detritos ou fragmentos de pedras depositados sobre os dispositivos de drenagem, erosões e água fluindo superficialmente na pista ou se infiltrando na plataforma.

2.6.2.3. Corrugações

As corrugações, também denominadas popularmente como “costelas de vaca”, consistem em ondulações ou sulcos transversais na pista, espaçados em intervalos regulares, sempre no sentido perpendicular ao fluxo do tráfego, conforme ilustração apresentada na Figura 2.30. Esses graves defeitos podem ser caracterizados como ondas resultantes do movimento vibratório transmitido pelos veículos à estrada e se formam normalmente em rampas ou curvas, em áreas de aceleração ou desaceleração e em trechos esburacados da estrada.



Figura 2.30 - Corrugações nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).

A ocorrência de corrugações está associada a diversos fatores, tais como a ação contínua do tráfego, a perda de finos da camada de desgaste, da base ou do subleito, as deficiências na capacidade de suporte do subleito, a declividade transversal insuficiente e a baixa qualidade da camada de desgaste aliada a longos períodos de seca (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

As estradas não pavimentadas que apresentam granulometria composta por grande quantidade de pedras e pedregulhos estão particularmente propensas à formação de corrugações em virtude do movimento oscilatório dos veículos sobre as pedras.

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), as corrugações podem apresentar três graus de severidade, a saber, baixo, médio ou alto:

- Baixo - corrugações com profundidade inferior a 2,5 centímetros ou menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações (Figura 2.31);



Figura 2.31 - Corrugações com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - corrugações com profundidade entre 2,5 e 7,5 centímetros ou entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações (Figura 2.32);



Figura 2.32 - Corrugações com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - corrugações com profundidade superior a 7,5 centímetros ou com mais de 30% da área total da superfície da estrada coberta por corrugações (Figura 2.33).

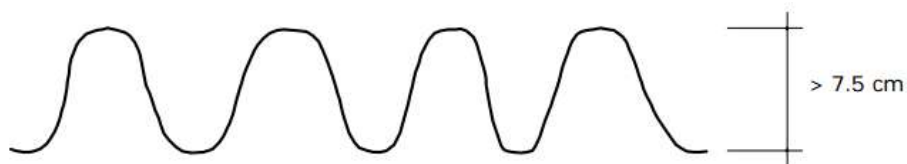


Figura 2.33 - Corrugações com severidade alta (ODA, 1995).

2.6.2.4. Segregação de Agregados

A ação intensa do tráfego nas estradas não pavimentadas pode provocar a segregação da fração mais grossa da camada de desgaste e a deposição desse material junto às trilhas das rodas ou mais frequentemente nos bordos da pista de rolamento (áreas não transitáveis), sempre de forma paralela à linha central da estrada, conforme apresentado na Figura 2.34.

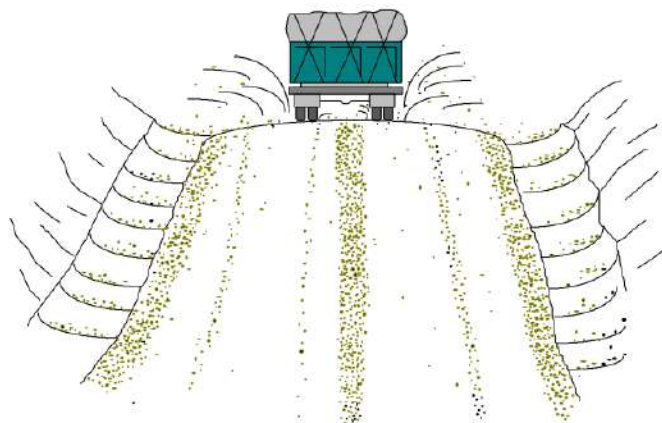


Figura 2.34 - Segregação de agregados nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).

A principal causa da segregação de agregados está associada à ausência de material ligante, ou seja, de fração fina, em proporções adequadas na composição da camada de desgaste.

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), o defeito de segregação de agregados pode apresentar três graus de severidade, a saber:

- Baixo - presença de agregados soltos na superfície da estrada ou de bermas de agregados com altura inferior a 5 centímetros nos bordos ou nas áreas menos transitáveis (Figura 2.35);



Figura 2.35 - Segregação de agregados com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - presença de bermas de agregados entre 5 e 10 centímetros de altura nos bordos ou nas áreas menos transitáveis da estrada (Figura 2.36);



Figura 2.36 - Segregação de agregados com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - presença de grande quantidade de agregados soltos ou de bermas de agregados com altura superior a 10 centímetros nos bordos ou nas áreas menos transitáveis (Figura 2.37).

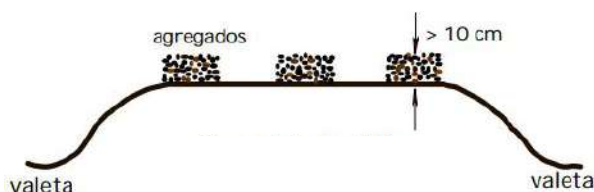


Figura 2.37 - Segregação de agregados com severidade alta (ODA, 1995).

2.6.2.5. Buracos

Os buracos, também denominados de cavas ou panelas, são depressões em forma de bacia que se desenvolvem quando ocorre a expulsão das partículas sólidas da superfície de rolamento das estradas em função do tráfego em locais com acumulação de água, conforme demonstrado na Figura 2.38. A acumulação de água nas estradas ocorre principalmente nos trechos planos, em virtude da ausência ou insuficiência de declividade transversal na pista e de um sistema de drenagem superficial que permita o adequado escoamento.

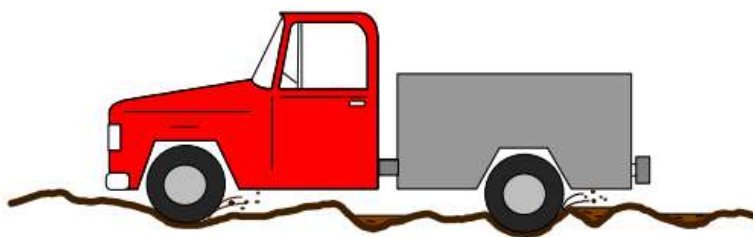


Figura 2.38 - Buracos nas estradas não pavimentadas (ODA, 1995).

Outros fatores causadores de buracos nas estradas são a falta de capacidade de suporte e a ocorrência de deformações excessivas no subleito, a inexistência de tratamento primário, a ausência de partículas finas aglutinantes na mistura da camada de desgaste, a evolução da fissuração e a compactação deficiente das camadas (SANTOS, 2013).

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), os buracos são definidos em função de sua profundidade e diâmetro e podem apresentar três graus de severidade, a saber:

- Baixo - buracos com profundidade menor do que 2,5 cm e/ou diâmetro menor do que 30 cm e menos de 10% da área coberta e/ou menos que 5 buracos por seção (Figura 2.39);

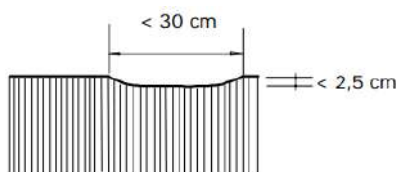


Figura 2.39 - Buracos com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - buracos com profundidade entre 2,5 e 5,0 cm e/ou diâmetro entre 30 e 60 cm e entre 10% e 30% da área total da estrada coberta por buracos e/ou menos que 5 a 10 buracos por seção (Figura 2.40);

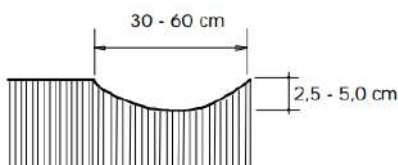


Figura 2.40 - Buracos com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - buracos com profundidade maior do que 7,5 cm e/ou diâmetro maior do que 60 cm e mais de 30% da área coberta e/ou mais que 10 buracos por seção (Figura 2.41).

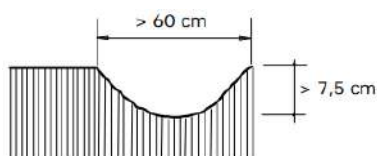


Figura 2.41 - Buracos com severidade alta (ODA, 1995).

A Tabela 2.15 consolida a proposta de classificação do grau de severidade em função da análise combinada entre a profundidade e o diâmetro dos buracos (EATON et al., 1987).

Tabela 2.15 - Grau de severidade dos buracos (EATON et al., 1987, extraído de SILVA, 2009).

Profundidade (h) (cm)	Diâmetro médio (Φ) (m)			
	$\Phi \leq 0,30$	$0,30 < \Phi \leq 0,60$	$0,60 < \Phi \leq 0,90$	$\Phi > 0,90$
$1 \leq h < 5$	Baixo	Baixo	Médio	Médio
$5 \leq h \leq 10$	Baixo	Médio	Alto	Alto
$h > 10$	Médio	Alto	Alto	Alto

2.6.2.6. Nuvens de Poeira

A ação abrasiva do tráfego em estradas não pavimentadas provoca, no período seco, o descolamento e a perda das partículas finas aglutinantes da superfície de rolamento, o que resulta na formação de nuvens de poeira, conforme apresentado na Figura 2.42.

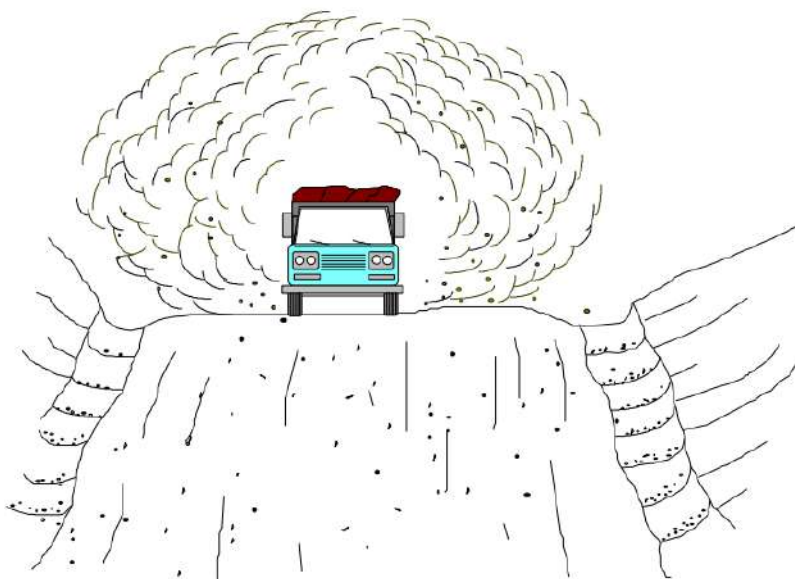


Figura 2.42 - Ação abrasiva do tráfego e formação da nuvem de poeira (ODA, 1995).

A formação de nuvens de poeira constitui um defeito grave e não deve ser tratada como uma simples questão de desconforto aos usuários da estrada. Sua ocorrência coloca em risco a segurança do tráfego, em virtude de obstruir o campo da visão do motorista e reduzir a vida útil dos veículos, causa danos a propriedades vizinhas e a culturas agrícolas, provoca problemas de saúde às pessoas, sendo responsável por alergias e outras enfermidades respiratórias, além dos custos associados à recomposição do equilíbrio das frações finas e de agregados na mistura da camada de desgaste (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

A quantidade de partículas finas perdidas em razão das nuvens de poeira está diretamente associada ao tipo de veículo, à velocidade de circulação, às propriedades do material colocado na superfície de rolamento e às condições climáticas. A gradativa perda de partículas finas aumenta a permeabilidade da camada superficial e diminui a sua coesão (MONTE, 2016).

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), os níveis de severidade de formação de nuvens de poeira são definidos por meio da observação dos efeitos causados pela movimentação de um veículo a 40 km/h e podem apresentar três graus de severidade:

- Baixo - nuvem de poeira pouca densa, com altura inferior a 1,0 metro e que não obstrui a visibilidade (Figura 2.43);



Figura 2.43 - Nuvem de poeira com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - nuvem de poeira moderadamente densa, com altura entre 1,0 e 2,0 metros, que obstrui parcialmente a visibilidade e resulta em tráfego lento (Figura 2.44);



Figura 2.44 - Nuvem de poeira com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - nuvem de poeira muito densa, com altura superior a 2,0 metros, que obstrui severamente a visibilidade e resulta em tráfego muito lento ou parado (Figura 2.45).



Figura 2.45 - Nuvem de poeira com severidade alta (ODA, 1995).

2.6.2.7. Trilhas de Roda

As trilhas de roda são caracterizadas por depressões, que se formam longitudinalmente ao eixo das estradas não pavimentadas, sempre nos locais onde as rodas dos veículos comerciais transitam (Figura 2.46). Esse defeito estrutural é resultado da aplicação repetida das cargas, particularmente no período chuvoso e em plataformas com drenagem deficiente, quando as camadas e o subleito, em condição saturada, têm a sua capacidade de suporte reduzida. Caso não tenham o devido tratamento e correção, as trilhas de rodas podem provocar o colapso estrutural da estrada, tornando-a intransitável (BAESSO & GONÇALVES, 2003).

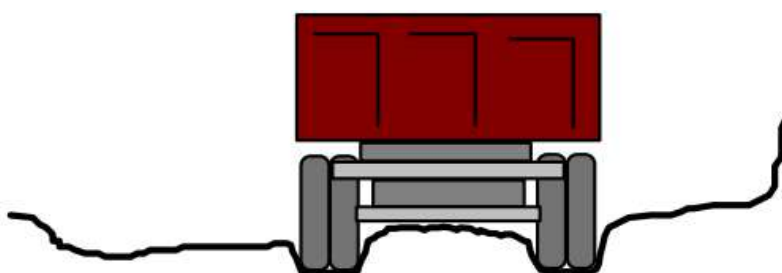


Figura 2.46 - Trilhas de roda em estradas não pavimentadas (ODA, 1995).

De acordo com o método de avaliação do URCI (EATON et al., 1987), as trilhas de roda podem apresentar três graus de severidade, a saber:

- Baixo - trilhas de roda com profundidade inferior a 2,5 centímetros ou menos que 10% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos (Figura 2.47);



Figura 2.47 - Trilhas de roda com severidade baixa (ODA, 1995).

- Médio - trilhas de roda com profundidade entre 2,5 e 7,5 centímetros ou entre 10% e 30% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos (Figura 2.48);



Figura 2.48 - Trilhas de roda com severidade média (ODA, 1995).

- Alto - trilhas de roda com profundidade superior a 7,5 centímetros ou com mais de 30% da área total da superfície da estrada coberta por afundamentos (Figura 2.49).



Figura 2.49 - Trilhas de roda com severidade alta (ODA, 1995).

2.6.2.8. Outros Defeitos

FERREIRA (2004) destaca outros potenciais defeitos nas estradas não pavimentadas, a saber:

- Pistas escorregadias - ocorrem em trechos formados por solos argilosos, que, quando submetidos à condição de saturação, a superfície de rolamento perde o atrito e a aderência fazendo com que os veículos derrapem sobre uma camada fina de solo mole;
- Atoleiros - formados por camadas de lama que reduzem o atrito entre a superfície de rolamento e os pneus dos veículos, que patinam sem sair do lugar. Esses defeitos ocorrem em estradas não pavimentadas com solos argilosos, também em condição de saturação, e têm a sua principal causa na ausência ou deficiência do sistema de drenagem;
- Areiões - podem ocorrer em trechos de espigão ou de baixada, sempre associados à ausência de material ligante, ou seja, da fração fina na camada de desgaste;
- Erosões - consistem em processos de desagregação, transporte e deposição das partículas sólidas do solo por agentes erosivos, principalmente a chuva. As erosões têm início na forma de sulcos e podem evoluir rapidamente para ravinas, quando o solo tem baixa resistência. Quando as erosões superficiais não são contidas em sua fase inicial, podem atingir o lençol freático e formar “voçorocas”, defeito de difícil correção.

2.7. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

2.7.1. Definição

A avaliação estrutural, também chamada de avaliação mecânica, compreende a realização de ensaios geotécnicos e ensaios de capacidade de carga, que podem ser realizados em laboratório ou no próprio local da pesquisa (KOLODI, 2023).

A avaliação estrutural de uma estrada está associada ao conceito de capacidade de carga, ao projeto da estrutura e ao seu dimensionamento. Os defeitos estruturais resultam da repetição das cargas, principalmente de veículos pesados, e são vinculados às deformações elásticas ou recuperáveis e plásticas ou permanentes (BERNUCCI et al., 2022).

No caso específico das estradas não pavimentadas, os únicos defeitos que podem ser considerados realmente estruturais, embora com implicações também funcionais na camada de desgaste, relacionam-se aos buracos e trilhas de roda. Os demais defeitos observados na estrada, anteriormente detalhados, são qualificados como puramente funcionais.

2.7.2. Métodos de Avaliação

A avaliação da condição estrutural de um pavimento pode ser realizada por três métodos:

- Métodos destrutivos;
- Métodos semi-destrutivos;
- Métodos não destrutivos.

Os métodos destrutivos avaliam a condição estrutural das camadas constituintes do pavimento por meio da abertura de trincheiras ou poços de sondagem, o que permite o recolhimento de amostras de cada material até o subleito e a consequente realização de ensaios de capacidade de carga *in situ*. Pela sua própria natureza, os métodos destrutivos só podem ser empregados em poucos pontos e selecionados como representativos de cada segmento em análise.

Com a extração de amostras, torna-se possível identificar os tipos de materiais das camadas e do subleito, além de permitir a realização de ensaios de laboratório para determinação da massa específica e de umidade de cada camada *in situ*, comparando-os com os valores ótimos obtidos dos ensaios de compactação, para avaliar eventuais excessos de umidade ou deficiências no grau de compactação (BERNUCCI et al., 2022).

Os métodos semi-destrutivos consistem na abertura de furos que permitam a utilização de instrumentos portáteis de pequenas dimensões, tais como os cones dinâmicos de penetração (DCP). Esses equipamentos têm como finalidade avaliar a resistência à penetração no solo ou a capacidade de carga *in situ*, tanto nas camadas compactadas do pavimento, quanto no solo em seu estado natural, como no subleito. Diversas pesquisas na área de pavimentação têm demonstrado a potencialidade de correlação entre os resultados do DCP e do comumente utilizado Índice de Suporte Califórnia - CBR (BERNUCCI et al., 2022).

Para a avaliação da condição estrutural em grandes extensões de pistas e inúmeras repetições em um mesmo ponto, com objetivo de acompanhar a variação da capacidade de carga ao longo do tempo, são normalmente utilizados os métodos não destrutivos, caracterizados como procedimentos de medida das deflexões (BERNUCCI et al., 2022). Esses métodos são baseados na deformação elástica, ou seja, na resposta do pavimento às deformações provocadas pelas cargas dinâmicas aplicadas pelo tráfego dos veículos. Este parâmetro sofre influência do comportamento resiliente dos materiais, do teor de umidade e da temperatura.

Em cada passagem da roda de um veículo, qualquer pavimento sofre um deslocamento total formado por duas componentes básicas, a saber:

- Deformação elástica - denominada de deflexão, é resultante da flexão alternada do pavimento e a sua medida constitui a principal forma de avaliação da condição estrutural;
- Deformação permanente - resultante do afundamento de trilha de roda, sua medida também constitui um critério importante para definição da vida útil estrutural e funcional de um pavimento e pode interferir na condição de conforto e segurança do tráfego.

A avaliação não destrutiva pode ser realizada por meio de equipamentos de carregamento quase estático (ensaio de placa e viga Benkelman, por exemplo), de carregamento vibratório (GeoGauge, *Road Rater* e *Dynaflect*, por exemplo) ou de carregamento por impacto (FWD - *Falling Weight Deflectometer* e LWD - *Light Weight Deflectometer*, por exemplo).

Os equipamentos de medição de deflexão mais utilizados no Brasil são oriundos de duas gerações diferentes: a viga Benkelman, desenvolvida na década de 1950, no Departamento de Transportes da Califórnia, e introduzida no Brasil em 1962, e o FWD, criado na década de 1980 e introduzido no Brasil em 1994 (BERNUCCI et al., 2022). Embora as concepções dos equipamentos sejam diferentes e resultem em medidas de deflexões distintas, é possível estabelecer correlações específicas e não generalizáveis para uma estrada em particular.

Em virtude de ser um equipamento portátil e de fácil mobilização, o LWD tem sido muito utilizado para medir a capacidade de suporte da camada do subleito e das camadas de estradas.

A viga Benkelman e o FWD são utilizados para medição de três importantes parâmetros para avaliação da condição estrutural dos pavimentos, a saber:

- Deflexão máxima - deslocamento sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas do eixo simples (viga Benkelman), normalmente expresso em 10^{-2} mm (d_0);
- Raio de curvatura - círculo ou arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (viga Benkelman), normalmente sob a carga e a 25 cm do centro da mesma (d_0 e d_{25});
- Deformada, bacia de deformação ou deflectométrica - medida dos deslocamentos elásticos ou recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento (d_0 , d_{25} , d_{50} , etc.).

De forma complementar aos métodos não destrutivos, tem sido recomendada a utilização de métodos geofísicos de investigação geotécnica, tais como o georadar, para a estimativa das espessuras das camadas do pavimento ao longo de toda a estrada (GONÇALVES & CERATTI, 1998, citados por BERNUCCI et al., 2022).

2.7.3. Métodos Não Destrutivos

2.7.3.1. Viga Benkelman

A viga Benkelman consiste em um dispositivo mecânico muito simples que permite a medição dos deslocamentos verticais e consequentemente das deformações elásticas, de um ponto de contato no pavimento, situado entre as rodas duplas de um caminhão com eixo traseiro simples, com carga de 8,2 toneladas-força (BERNUCCI et al., 2022).

Em virtude da simplicidade de execução do ensaio e do seu baixo custo operacional, a utilização da viga Benkelman teve a sua utilização amplamente difundida em todo o mundo. No Brasil, a norma DNIT 133/2010-ME descreve os componentes e dispositivos necessários para determinação das deflexões e raios de curvatura com a utilização da viga Benkelman:

- Viga Benkelman, constituída de um conjunto de sustentação em que se articula uma alavanca interfixa. A extremidade do braço maior contém a ponta de prova da viga. Já a extremidade do braço menor aciona um extensômetro com precisão de 0,01 mm. A viga possui ainda um pequeno vibrador destinado a evitar inibições do ponteiro do extensômetro e uma trava de proteção a ser utilizada durante o transporte;
- Caminhão com 8,2 toneladas-força de carga no eixo traseiro simples, simetricamente distribuída em relação às rodas duplas;
- Pneus com 12 lonas, “com câmara” e com frisos na faixa de rodagem, calibrados a uma pressão de 550 kPa (80 psi);
- Calibrador responsável pela medição da pressão dos pneus.

A Figura 2.50 apresenta um esquema dos principais componentes de uma viga Benkelman.

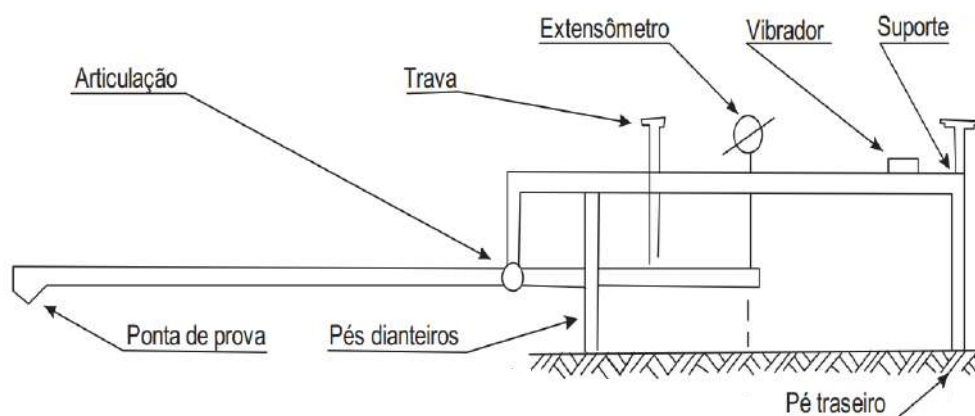


Figura 2.50 - Esquema com os componentes da viga Benkelman (Norma DNIT 133/2010-ME).

A execução do ensaio com a viga Benkelman pode ser sintetizada nas seguintes etapas:

- Marcação dos pontos no pavimento onde serão realizadas as medidas de deflexão, sempre localizados a uma distância pré-estabelecida do bordo da estrada;
- Centralização de um dos conjuntos das rodas duplas traseiras do caminhão sobre o ponto selecionado na trilha externa;
- Colocação da ponta de prova da viga Benkelman entre os pneus de uma das rodas duplas do eixo traseiro do caminhão, certificando-se que ela esteja exatamente sob o eixo;
- Ligado o vibrador, realização da leitura inicial (L_0) quando o extensômetro indicar movimento igual ou menor a 0,01 mm/min ou depois de decorridos 3 minutos;
- Deslocamento lento do caminhão por 10 metros para frente do ponto original e realização da leitura final (L_f), quando o extensômetro indicar movimento igual ou menor a 0,01 mm/min ou após 3 minutos da saída do caminhão de sua posição original;
- Para determinação do raio de curvatura da bacia de deformação, realização de uma leitura adicional, por meio do deslocamento do eixo das rodas duplas do caminhão em 25 centímetros à frente do ponto de prova do pavimento.

A deflexão do pavimento no ponto de prova é calculada por meio da fórmula $D_0 = (L_0 - L_f)^{a/b}$, onde D_0 representa a deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetros; L_0 a leitura inicial, em centésimos de milímetros; L_f a leitura final, em centésimos de milímetros; e os parâmetros “a” e “b” dimensões específicas dos braços da viga Benkelman.

Já o raio de curvatura da bacia de deformação no ponto de prova é calculado por meio da fórmula $R = 6.250 / 2 \times (D_0 - D_{25})$, onde R representa o raio de curvatura, em metros; D_0 a deflexão real ou verdadeira, em centésimos de milímetros; e D_{25} a deflexão a 25 centímetros do ponto de carga, em centésimos de milímetros.

A determinação da bacia de deformação com a viga Benkelman convencional constitui um procedimento demasiadamente trabalhoso e de pouca precisão. Entretanto, já se encontram hoje disponíveis vigas automatizadas, nas quais a leitura dos deslocamentos é realizada por meio de medidores elétricos tipo LVDT. Todas as leituras intermediárias devem ser referidas à leitura final para o cálculo da deflexão no ponto considerado (BERNUCCI et al., 2022).

De forma a garantir a qualidade dos resultados, a viga Benkelman deve ser periodicamente aferida, respeitando-se os procedimentos definidos na norma DNER 175/1994-PRO.

WANG et al. (2019) pesquisaram a utilização de escória de estrôncio em camadas de base de uma estrada com baixo volume de tráfego localizada em Xunquim, na China. A campanha experimental envolveu a execução de três camadas de base diferentes (mistura de solo e cimento, mistura de solo e cal e mistura de solo e escória). Em virtude da natureza química da escória de estrôncio, além do desempenho mecânico das misturas, tornou-se necessária a análise complementar de seus impactos ao meio ambiente. Já a avaliação estrutural dos trechos experimentais foi realizada por meio de medidas de deflexão com a viga Benkelman.

SUNITHA et al. (2019) pesquisaram a aplicação de fibra de coco em estradas indianas com baixo volume de tráfego, com ênfase no comportamento da interface do reforço entre o subleito e a camada granular da base. Além da caracterização da fibra natural, foram realizados ensaios para determinação dos parâmetros de resistência e da condição estrutural da estrada, por meio da viga Benkelman. Os resultados obtidos indicaram que as seções reforçadas com fibra de coco apresentaram valores de deflexão menores do que os da seção de controle.

2.7.3.2. Falling Weight Deflectometer (FWD)

O FWD é um equipamento deflectométrico automatizado de carregamento por impacto que tem por finalidade a medição de deslocamentos elásticos e a determinação da bacia de deflexões de pavimentos. Seu princípio de funcionamento consiste na simulação do impacto de uma roda em movimento, por meio da queda de um peso suspenso, a partir de uma altura pré-fixada, sobre amortecedores de borracha que transmitem a força aplicada a uma placa circular apoiada no ponto de leitura da deflexão máxima (Figura 2.51).

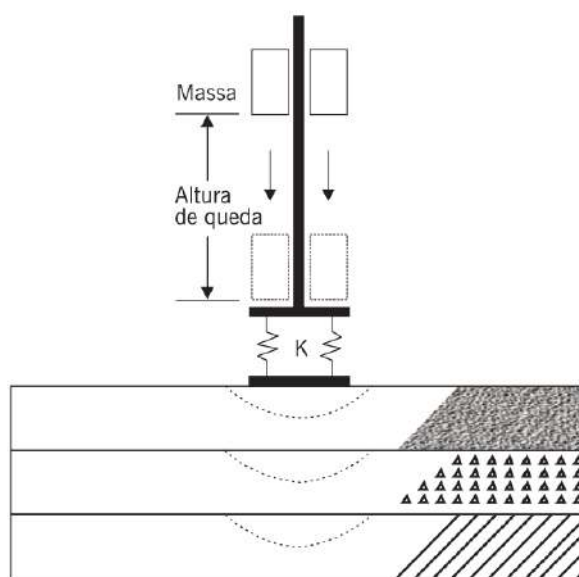


Figura 2.51 - Esquema de um deflectômetro de carregamento por impacto (BERNUCCI et al., 2022).

O procedimento do ensaio consiste em se aplicar o carregamento por impacto e realizar a leitura dos deslocamentos em vários sensores (geofones) posicionados ao longo de um suporte em locais convenientemente escolhidos para obtenção da bacia de deflexões (Figura 2.52).

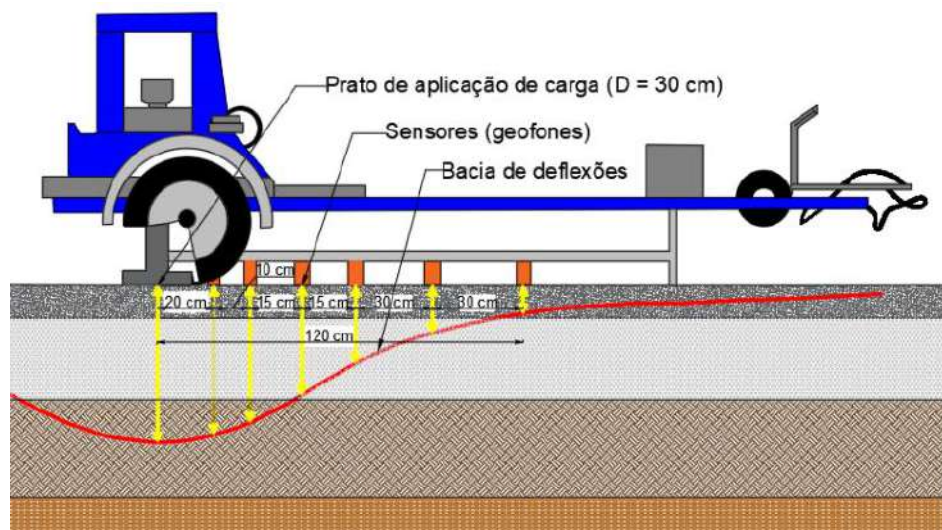


Figura 2.52 - Procedimento de ensaio para determinação da bacia de deflexões (BALBO, 2012).

As normas DNER 273/1996-PRO e ASTM D4695/2015 descrevem a aparelhagem do equipamento e os procedimentos necessários à realização do ensaio para determinação das deflexões em pavimentos com a utilização de deflectômetros de impacto tipo FWD.

De acordo com as referidas normas técnicas, a aparelhagem completa do equipamento FWD é constituída pelos seguintes componentes e dispositivos:

- Veículo propulsor que abriga o controle do sistema hidráulico, de dados e de geração de energia para recarga das baterias instaladas no reboque;
- Equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) instalado em um reboque tracionado por veículo utilitário leve, com placa de carga e barra de suporte dos sensores;
- Sistema automatizado de aquisição de dados constituído por células de carga, sensores, termômetros e odômetro de precisão.

Embora os deflectômetros aqui apresentados e detalhados, viga Benkelman e FWD, tenham por finalidade medir os deslocamentos elásticos, pelas diferenças de concepção entre eles, as deflexões não são iguais e nem existe uma correlação universal entre as medidas realizadas. Ou seja, para cada tipo de pavimento torna-se sempre possível obter uma determinada correlação entre os valores, porém nunca generalizável (BERNUCCI et al., 2022).

As principais vantagens observadas do FWD em relação à viga Benkelman convencional são a acurácia nas medições, possibilidade de aplicação de vários níveis de carga, maior produtividade, menor influência do operador nos resultados e registro automático da temperatura e das distâncias dos pontos de ensaio. Como principais desvantagens, o custo de aquisição, necessidade de constantes e mais sofisticadas calibrações e diferenças de resultados entre os fabricantes dos equipamentos devem ser destacadas (BERNUCCI et al., 2022).

RAHMAN & NORDCBECK (2019) investigaram a contribuição dos tratamentos adotados na superfície de rolamento e das técnicas de manutenção na condição estrutural de uma estrada de baixo volume de tráfego da cidade de Auburn, no estado norte-americano do Alabama. Na referida estrada, foi monitorado um segmento experimental de 25 seções de teste, com diferentes soluções de tratamento, e 2 seções de controle. Além da avaliação funcional dos defeitos, foram realizados levantamentos com o FWD para medição dos parâmetros da bacia de deflexão das seções. Os dados referentes à avaliação funcional e estrutural foram coletados, tabulados e analisados ao longo do tempo para previsão do desempenho de cada solução e a sua contribuição para o prolongamento da vida útil das diferentes seções da estrada.

RUSSEL (2019) pesquisou a aplicação de cinzas de caldeiras de fábricas de celulose para estabilizar duas estradas não pavimentadas localizadas no estado norte-americano de Wiscosin. A escolha dessas estradas foi justificada pela natureza areno-siltosa e mal graduada dos solos do subleito e pela localização de uma fábrica de celulose ativa na região. A campanha experimental envolveu a realização de ensaios de caracterização, compactação e resistência dos solos, na condição natural e em misturas com diferentes teores de cinzas, e de levantamentos com FWD e DCP em segmentos experimentais de 200 metros. A avaliação estrutural da estrada foi realizada por meio de levantamentos periódicos com o FWD e DCP e os volumes de tráfego foram determinados por meio de contadores automáticos.

2.7.3.3. Light Weight Deflectometer (LWD)

O LWD é um equipamento portátil, utilizado para medir *in situ* o módulo de deformabilidade dinâmico das camadas, baseado no princípio da placa de carga (AYYANCHIRA, 2014). As deflexões são medidas em até três sensores, que podem ser posicionados a diferentes distâncias em relação ao centro da placa. Embora originalmente desenvolvido para controle tecnológico de camadas compactadas, o LWD vem sendo muito utilizado na determinação da capacidade de suporte do subleito (RODRIGUES et al., 2021; WANG et al., 2024).

Em síntese, o LWD consiste em uma versão portátil do FWD. Utiliza tecnologia semelhante, mas foi desenvolvido com o objetivo de reduzir a duração do pulso de carga e a máxima força aplicada, ou seja, diminuir o peso a ser levantado manualmente durante a realização do ensaio (COMMURI et al., 2012). O equipamento pesa menos de 20 kg, o que permite que seja deslocado para qualquer local, inclusive de difícil acesso, não necessita de nenhuma medida de referência e consiste em uma alternativa simples, efetiva e de baixo custo em comparação aos testes de placas de carga até então utilizados (Figura 2.53).



Figura 2.53 - Equipamento LWD, com aplicativo para controle e leitura de dados.

Dentre as principais vantagens observadas na utilização do LWD destacam-se o tempo reduzido para realização do ensaio, estimados em dois minutos por ponto de medição, autonomia em relação à reação exigida dos veículos nos testes de placas de carga de maior porte, fácil transporte, manuseio e operação, rapidez na apresentação do resultado do ensaio, que pode ser imediatamente impresso ou armazenado.

MARECOS et al. (2017) identificaram que a profundidade de medição do LWD, normalmente duas vezes o diâmetro da placa, e as cargas incidentes são inferiores às aplicadas pelo FWD. O LWD realiza a medida de deflexão no ponto de aplicação da carga e pode ser complementado por um módulo extra, o que permite a obtenção de leituras a 30 cm e 60 cm em relação ao centro da carga, conforme pode ser observado no desenho esquemático da Figura 2.54.

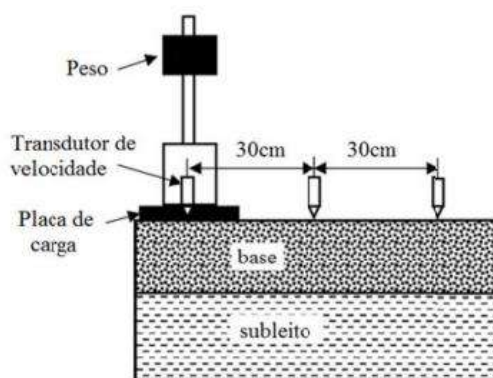


Figura 2.54 - Funcionamento do LWD, com módulo complementar para leituras de 30 cm e 60 cm.

Para a execução do ensaio com LWD, recomenda-se a aplicação de uma delgada camada uniforme de areia fina no ponto a ser investigado da estrada com objetivo de melhorar a aderência da placa de carga com a superfície da camada investigada e proporcionar uma superfície mais nivelada para distribuir o impacto da queda.

RODRIGUES et al. (2020) desenvolveram pesquisa com objetivo de obter correlações entre levantamentos deflectométricos executados com viga Benkelman e LWD em duas vias urbanas do município de Joinville/SC. Em uma das vias, a capa asfáltica foi executada sobre paralelepípedos. Na outra, a capa asfáltica foi executada sobre um pacote convencional de camadas granulares. Os resultados dos levantamentos indicaram uma boa correlação para a via executada com capa asfáltica diretamente sobre as camadas granulares.

WOLF (2021) avaliou as condições funcionais de uma estrada não pavimentada de baixo volume de tráfego da cidade de Bragança, em Portugal, por meio da realização de ensaios dinâmicos de LWD e CBR e ensaios complementares de laboratório. A estrada do estudo, importante por se constituir na ligação entre duas barragens de abastecimento de água da cidade, foi avaliada tanto pela abordagem mecânica, quanto pela funcional, em condição inicial pós-manutenção e em estado deteriorado. Os ensaios dinâmicos evidenciaram que os parâmetros de capacidade de carga da estrada tiveram redução contínua ao longo do tempo.

FONTE et al. (2022) pesquisaram a relação entre o módulo de elasticidade estimado pelo LWD e o módulo de resiliência obtido a partir do ensaio triaxial de carga repetida (RLT) para potencial aplicação na avaliação da capacidade de suporte de subleitos ferroviários. As amostras de solos foram coletadas em um trecho ferroviário do Brasil que possui grande circulação de minerais e commodities. Os resultados dos levantamentos e ensaios indicaram que os solos lateríticos apresentaram boa correlação entre os módulos obtidos por RLT e LWD com o aumento da umidade do solo. Os solos não lateríticos apresentaram desempenho oposto, ou seja, a relação entre os módulos dos ensaios diminuiu com o aumento da umidade.

ORDAZ et al. (2023) avaliaram a utilização do LWD como ferramenta de avaliação estrutural de estradas de baixo volume de tráfego. O estudo investigou os três fatores principais que afetam a medição da capacidade estrutural de um pavimento, a saber: deterioração induzida pela carga, umidade do solo e temperatura do revestimento da estrada. Em estudo comparativo realizado em um segmento experimental, os resultados indicaram que o LWD acompanhou as tendências do FWD na maioria das leituras dos equipamentos.

KOLODI (2023) monitorou uma estrada de baixo volume de tráfego não pavimentada, localizada no Parque Natural do Montesinho, no Conselho de Bragança, em Portugal. Foram realizadas campanhas de avaliações funcionais e estruturais, por meio de ensaios de LWD e de CBR dinâmico. A avaliação estrutural da estrada com o LWD apresentou resultados consistentes, não sendo observado o mesmo comportamento com o CBR dinâmico. Quanto à avaliação funcional, os registros dos 4 avaliadores apontaram para a subjetividade do método, sendo observadas diferenças substanciais em todas as inspeções de campo realizadas.

KIM et al. (2023) desenvolveram estudo comparativo entre o LWD e o penetrômetro de cone dinâmico (DCP) em um segmento experimental de estrada não pavimentada recém-construída, com aplicação de 0, 200 e 400 ciclos de cargas nas rodas por veículo em movimento. Os resultados demonstraram a potencialidade do DCP no traçado do perfil de rigidez de estradas não pavimentadas e as relações dos fatores de influência de deformação podem ser utilizadas para estimar as propriedades de engenharia das camadas da estrada.

GRAJEWSKI (2023) avaliou a possibilidade de estimar o módulo de deformação secundária a partir de medições com teste de carga estática de placa e com LWD. A análise de regressão incluiu 245 resultados de medições de capacidade de carga realizadas em 46 segmentos de estradas florestais com diferentes soluções de base e camada de desgaste. Foram testados modelos de regressão lineares, logarítmicos, polinomiais, exponenciais e de potência, mas nenhum resultou em ajuste que resultasse em um elevado coeficiente de determinação.

COSTA et al. (2023) avaliaram as condições estruturais de um segmento não pavimentado da rodovia federal BR-030, no município de Boa Nova/BA, por meio de levantamentos deflectométricos com viga Benkelman e LWD. O segmento experimental de 600 metros foi dividido em 30 estacas e em cada estaca foram considerados pontos na trilha de roda externa das faixas esquerda e direita demarcados com base no eixo central da estrada. Em que pese as diferenças nas cargas, as deflexões máximas medidas com a viga Benkelman foram da ordem de 0,70 mm a 0,80 mm, enquanto que com o LWD foram da ordem de 0,50 mm a 0,60 mm. A análise mecânica de um pavimento hipotético com tratamento superficial conduziu a valores de número de solicitações de eixos equivalentes ao eixo padrão da ordem de 10^7 .

Em que pese a grande quantidade de pesquisas de avaliação estrutural de pavimentos e do estabelecimento de correlações entre diferentes equipamentos de ensaios deflectométricos, os estudos normalmente retratam as condições de vias pavimentadas, razão pelo qual a aplicação do LWD em estradas não pavimentadas apresenta-se como uma linha de pesquisa promissora.

2.8. DEFORMABILIDADE DE SOLOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

O pavimento consiste em um sistema de camadas, constituídas por um ou mais materiais e colocadas sobre o terreno natural ou terraplenado, em que todas as camadas contribuem para resistir às tensões e deformações decorrentes das solicitações em sua superfície de rolamento. A análise mecânica dos pavimentos atua no conhecimento das tensões, das deformações e dos deslocamentos ocasionados pelo carregamento do tráfego à estrutura do pavimento como um todo. Nesse processo, as deformações provocadas nas camadas, os consequentes danos causados pela fadiga e a influência da variação das condições climáticas são importantes fatores a serem considerados no dimensionamento dos pavimentos.

Ou seja, a mecânica dos pavimentos consiste em uma área do saber voltada à compreensão do conjunto estrutural de camadas de suporte, carregadas e descarregadas repetidamente pela passagem dos veículos. Seu principal objetivo é compreender as propriedades dos materiais constituintes e estabelecer espessuras para as respectivas camadas. Também constitui objeto a avaliação das condições de tensões atuantes e os consequentes deslocamentos e deformações no sistema, de forma a determinar o término da vida útil por meio do total de cargas aplicadas que culminam com a ruptura do pavimento (MEDINA & MOTTA, 2015).

O conhecimento dos parâmetros de deformabilidade dos solos e materiais estabilizados constitui informação imprescindível ao dimensionamento mecânico-empírico como descrito em MEDINA & MOTTA (2015). E o desempenho do pavimento ainda é influenciado por muitos fatores, tais como o volume de tráfego de veículos pesados, valores das cargas solicitantes, número de eixos por veículo, pressão exercida pelos pneus, qualidade dos materiais empregados e efeitos climáticos, principalmente a temperatura e a umidade. Ou seja, os materiais naturais ou estabilizados que virão a compor as camadas e o subleito devem ser avaliados em relação ao seu comportamento plástico (deformação permanente) e elástico (módulo de resiliência), considerando o clima e o tráfego a que serão submetidos.

O trincamento por fadiga (deformação elástica) e a deformação permanente constituem os principais defeitos das estradas e aqueles que mais afetam a serventia de um pavimento ao longo de sua vida de serviço. No caso de estradas não pavimentadas, as trilhas de roda e a formação de buracos estão seguramente associados a deformações plásticas. Já a formação das corrugações são menos influenciadas pela forma e tamanho das partículas do que pelas forças coesivas, proporção argila-areia ou contração do solo (MATSUYAMA et al., 2020).

As ações das cargas repetidas do tráfego dos veículos sobre a superfície de rolamento de uma estrada geram deformações de dois tipos, a saber: deformações de caráter permanente (plásticas) e deformações recuperáveis (elásticas). A Figura 2.55 representa as deformações elásticas (resilientes) e plásticas (permanentes) de um solo sob carregamento dinâmico.

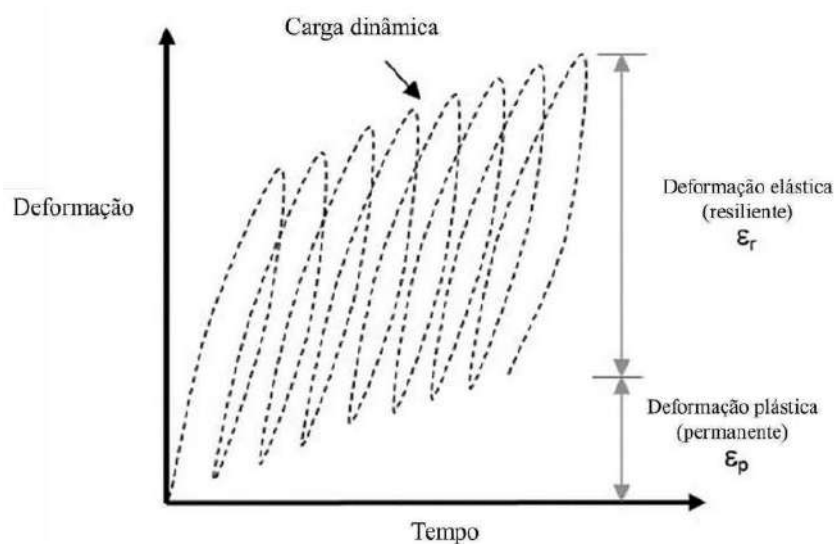


Figura 2.55 - Deformações resilientes e plásticas de um solo sob carregamento dinâmico (ALNEDAWI et al., 2019).

As deformações permanentes se caracterizam por se manterem mesmo quando o efeito da atuação da carga já cessou e resultam em afundamentos nas trilhas de rodas, defeito de natureza notadamente plástica. Já a deformação recuperável representa o comportamento elástico da estrutura do pavimento, cessando seus efeitos logo após a retirada da carga e sendo responsável pelo fenômeno da fadiga dos materiais e dos defeitos de fissuras e trincas.

As deformações permanentes são acumuladas durante toda vida útil do pavimento, podendo ser localizadas ou se estender ao longo de certa extensão da rodovia, especialmente nos afundamentos de trilhas de roda. Essas deformações estão relacionadas ao comportamento plástico dos materiais. Quando as camadas do pavimento sofrem a ação da carga do tráfego, uma parcela da deformação total não volta ao seu estado original, o que acarreta no acúmulo de deformações não recuperáveis ao longo da vida de serviço (NORBACK & MOTTA, 2017).

Os principais fatores que influenciam a taxa de acumulação de deformação permanente são: participação da fração fina na distribuição granulométrica; grau de compactação; umidade do solo; condições de tensão, especialmente a intensidade das tensões de cisalhamento. Em baixos níveis de tensão, a deformação permanente se estabilizará, enquanto em altos níveis de tensão de cisalhamento ela continuará se acumulando continuamente (ROADEX, 2024).

Associada à deformação de afundamento de trilha de roda, ocorre a perda de capacidade de drenagem transversal da estrada. Este é um aspecto crítico, pois uma drenagem eficiente é fundamental para manter a integridade estrutural e funcional da via. DAWSON & KOLISOJA (2006) enfatizam que a acumulação de água nas trilhas de roda pode acelerar significativamente a deterioração do pavimento. A água retida nestas depressões pode infiltrar-se nas camadas inferiores, reduzindo a capacidade de suporte do solo e acelerando o processo de deformação permanente. Esta concentração pode ocorrer no revestimento, no subleito ou como uma contribuição de todas as camadas do pavimento (NORBACK & MOTTA, 2017).

A interação entre o módulo de resiliência (MR) e a deformação permanente em estradas não pavimentadas constitui tema de crescente interesse em pesquisas. A variação do MR ao longo dos ciclos de carga devido ao rearranjo das partículas e à densificação do material tem implicações para o desempenho das estradas. Ou seja, abordagens de dimensionamento que consideram apenas valores iniciais de MR podem se mostrar inadequadas.

GUIMARÃES (2009) realizou extensa campanha de ensaios triaxiais de carga repetida em diferentes tipos de solos, lateríticos e não lateríticos, e apresentou um modelo matemático de previsão dessa deformação em função do estado de tensões e do número de aplicações de cargas. De forma complementar, avaliou os principais fatores que podem afetar a magnitude da deformação permanente e a variação da deformação resiliente ao longo dos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Os ensaios para determinação dos módulos de resiliência foram realizados após os de deformação permanente e tiveram por objetivo verificar um possível enrijecimento dos solos compactados devido ao efeito da repetição de cargas.

LIMA et al. (2019) realizaram campanha de ensaios de deformação permanente em três solos e em uma brita graduada simples consoante norma DNIT 179/2018-IE, ou seja, com a aplicação de até 150 mil ciclos de um par de tensões por corpo de prova. A norma sugere nove pares de tensões, mas admite que os engenheiros projetistas selecionem, no mínimo, seis pares. O objetivo do trabalho consistiu na avaliação da influência da escolha dos pares de tensões.

ARRUDA (2022) realizou ensaios triaxiais de cargas repetidas em solo argiloso de comportamento laterítico empregado em subleito. Os ensaios ocorreram sob duas diferentes condições de aplicações de ciclos de cargas: a) seis diferentes pares de tensões, com variação das tensões confinante e de desvio; b) tensão confinante fixa e variação da tensão de desvio. Os resultados indicaram que as deformações permanentes acumuladas crescem à medida que as tensões aplicadas aumentam e que elas apresentam uma tendência ao acomodamento. A primeira condição de ensaio obteve resultados mais próximos ao da metodologia convencional, quando comparados a segunda metodologia avaliada.

MEDEIROS et al. (2023) realizaram ensaios triaxiais de carregamento cíclico, com solicitações crescentes em multi-estágios, para obtenção de deformação permanente de três solos tropicais. Os ensaios foram realizados com aplicação de 10.000 ciclos intermediários e uma frequência de 2 Hz, sendo 0,1 segundo de aplicação de carga e 0,4 segundo de repouso. Os resultados comprovaram que a redução do tempo de laboratório e de material a ser ensaiado não comprometeu a avaliação do comportamento dos solos, construindo-se em técnica promissora.

ARRUDA (2022) realizou ensaios triaxiais de cargas repetidas em solo argiloso de comportamento laterítico empregado em subleito. Os ensaios ocorreram sob duas diferentes condições de aplicações de ciclos de cargas: a) seis diferentes pares de tensões, com variação das tensões confinante e de desvio; b) tensão confinante fixa e variação da tensão de desvio. Os resultados indicaram que as deformações permanentes acumuladas crescem à medida que as tensões aplicadas aumentam e que elas apresentam uma tendência ao acomodamento. A primeira condição de ensaio obteve resultados mais próximos ao da metodologia convencional, quando comparados a segunda metodologia avaliada.

BEN et al. (2023) avaliou a deformação permanente de um solo argiloso de comportamento laterítico empregado em subleito do município de Cruz Alta/RS, por meio de comparativo do protocolo de estágio único (9 pares de tensão, com no mínimo 150.000 ciclos de cargas) frente a dois protocolos multi-estágios adaptados a duas diferentes condições de aplicações de ciclos de cargas, a saber: a) seis pares de tensão distintos, com variação das tensões confinante e de desvio; b) tensão confinante fixa e variação apenas da tensão de desvio.

FARIAS (2023) analisou a resposta à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos, naturais e melhorados com ligantes hidráulicos, com objetivo de potencial utilização em camadas de pavimentos rodoviários de tráfego médio e elevado. O programa experimental envolveu a realização de ensaios de deformação permanente com redução da quantidade de ciclos de aplicação de cargas. Os resultados indicaram excelente correspondência entre os valores obtidos nos ensaios realizados com 30.000 e 150.000 ciclos de aplicação de carga.

2.8.1. Teoria do *Shakedown*

A deformação permanente em pavimentos, especialmente em estradas não pavimentadas, consiste em um processo bastante complexo e influenciado por diversos fatores, incluindo o tipo de solo ou material granular, a intensidade e a frequência do tráfego, as condições climáticas e a qualidade da construção. Sob cargas repetidas, os materiais granulares tendem a

se rearranjar, levando a uma deformação permanente progressiva. Entretanto, em certas condições, esse processo de deformação pode se estabilizar após um certo número de ciclos, caracterizando o fenômeno conhecido como shakedown.

A teoria do shakedown, originalmente desenvolvida para análise de estruturas metálicas, foi adaptada para o estudo de pavimentos por SHARP & BOOKER (1984). Desde então, tem sido aplicada extensivamente na análise do comportamento de materiais granulares sob carregamento cíclico em estruturas de pavimentos. Esta teoria descreve como os materiais granulares podem atingir um estado de equilíbrio após um certo número de ciclos de carga, onde as deformações plásticas adicionais se tornam negligenciáveis.

WERKMEISTER et al. (2001) e GUIMARÃES (2009) contribuíram significativamente para o entendimento desse fenômeno no contexto de pavimentos. Seus estudos demonstraram que o conceito de "limite de shakedown" é particularmente relevante para estradas não pavimentadas. WERKMEISTER et al. (2001) definem o Limite de Shakedown como o nível de tensão crítico entre a condição estável e instável de um determinado solo ou material.

A ocorrência do shakedown depende necessariamente da relação entre a magnitude das tensões induzidas pelo tráfego e a capacidade de suporte do material. COLLINS & BOULBIBANE (2000) desenvolveram um modelo teórico para prever o limite de shakedown em pavimentos, considerando tanto o comportamento do material granular das camadas, quanto dos solos constituintes do subleito. Seus resultados indicam que o limite de shakedown é fortemente influenciado pela coesão e pelo ângulo de atrito interno do material.

Se as tensões aplicadas forem inferiores ao limite de shakedown, o material pode experimentar apenas deformações elásticas, retornando à sua forma original após a remoção da carga. Entretanto, quando as tensões excedem esse limite, ocorrem deformações plásticas, que são permanentes. O shakedown ocorre quando, após um certo número de ciclos de carregamento, as tensões residuais no material se redistribuem de forma que as tensões induzidas pelo tráfego não causam mais deformações plásticas significativas.

BROWN et al. (2012) expandiram a aplicação da teoria do shakedown para incluir a análise de pavimentos flexíveis sob cargas móveis de superfície, uma condição mais realista para estradas. Seus estudos demonstraram que o limite de shakedown sob cargas móveis pode ser diferente daquele observado sob cargas estáticas repetidas, enfatizando a importância de considerar a natureza dinâmica das cargas de tráfego na análise de pavimentos.

A Figura 2.56 apresenta os diferentes níveis de comportamento de shakedown relacionados à deformação permanente dos materiais conforme modelo originalmente proposto por DAWSON & WELLNER (1999). Os níveis de comportamento A, B e C foram propostos por WERKMEISTER et al. (2001) e posteriormente o modelo AB por GUIMARÃES (2009). Esta classificação tem sido amplamente adotada na literatura e fornece uma base útil para a análise do comportamento de materiais granulares em pavimentos.

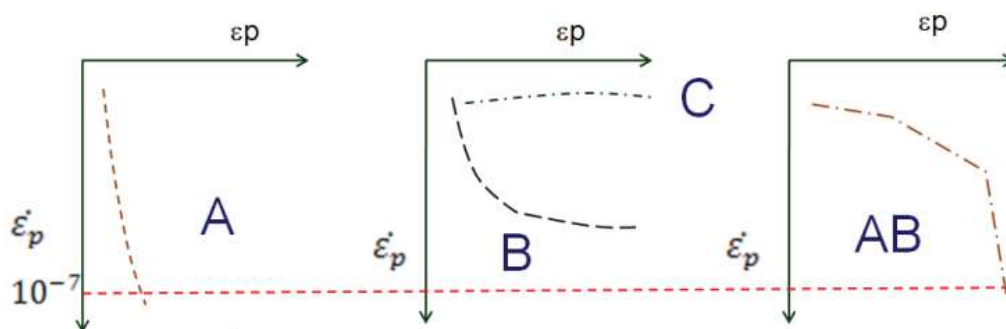


Figura 2.56 - Níveis de comportamento de shakedown da deformação permanente (DNIT IE 179, 2018).

O Nível A é caracterizado pelo shakedown plástico. Inicialmente, ocorre um acúmulo de deformações plásticas. Após um número finito de ciclos de carregamento, o solo atinge um estado de equilíbrio. A taxa de acúmulo de deformações permanentes diminui progressivamente até se tornar praticamente nula. O comportamento subsequente é predominantemente elástico. GARCÍA-ROJO & HERRMANN (2005) demonstraram, por meio de simulações numéricas, que este comportamento está associado a uma reorganização das partículas do material granular, resultando em uma estrutura mais estável.

O Nível C representa um cenário crítico, com comportamento caracterizado pelo acúmulo contínuo de deformação permanente a cada ciclo, sem estabilização. O nível de tensão é elevado e o material sofre deformação permanente de forma rápida e intensa. A cada ciclo de carregamento são acumuladas deformações plásticas que resultam na ruptura em curto prazo. Esse comportamento, conhecido como colapso ou falha incremental, é inaceitável em pavimentos, pois resulta em deterioração progressiva e ruptura acelerada da estrutura.

O Nível B apresenta uma resposta intermediária entre os Níveis A e C, ou seja, encontra-se em uma condição em que não é possível afirmar que o material entrou em shakedown ou entrará em colapso. Nos ciclos iniciais de aplicação das cargas, a taxa de acréscimo da deformação permanente é elevada, mas vai decrescendo sucessivamente até tornar-se constante. WERKMEISTER et al. (2005) realizaram uma série de ensaios triaxiais de carga repetida para caracterizar este comportamento, fornecendo informações valiosas a respeito da transição entre os diferentes níveis de resposta do material.

O Nível AB, proposto por GUIMARÃES (2009), representa uma transição entre os níveis A e B, com pequena deformação permanente inicial que se estabiliza rapidamente, resultando em um comportamento próximo ao elástico. Esse nível é desejável em projetos de pavimentos, pois combina a estabilidade a longo prazo do shakedown a uma menor deformação inicial. GUIMARÃES & MOTTA (2014) desenvolveram um modelo matemático para prever este comportamento, facilitando sua incorporação em métodos de dimensionamento de pavimentos.

Recentes avanços na teoria do shakedown têm expandido sua aplicabilidade. YU & WANG (2012) propuseram um método de análise de shakedown tridimensional para pavimentos, permitindo uma avaliação mais realista do comportamento do material sob cargas de tráfego complexas. WANG & YU (2013) estenderam esta abordagem para incluir efeitos da anisotropia do material, um fator importante em muitos solos naturais e materiais granulares compactados.

A aplicação da teoria do shakedown em estradas não pavimentadas apresenta desafios específicos devido à natureza não ligada dos materiais e à maior variabilidade nas condições de carga e ambientais. LEKARP et al. (2000) realizaram revisão abrangente do comportamento de materiais granulares não ligados em pavimentos, destacando a importância de considerar fatores como o teor de umidade e a densidade na análise do shakedown.

CERNI et al. (2012) investigaram o comportamento de deformação permanente de dois materiais granulares não ligados para camadas de sub-base de estradas sob repetidos carregamentos triaxiais. Na primeira parte da pesquisa foi utilizado o conceito shakedown para classificar a resposta mecânica das misturas granulares e os resultados obtidos confirmaram a potencial utilidade desta abordagem teórica para classificação da resposta dos materiais. A segunda parte foi inteiramente dedicada ao desenvolvimento de um modelo analítico para descrever o comportamento de deformação permanente a longo prazo destes materiais. Os resultados, além de se apresentarem consistentes ao conceito de shakedown, demonstraram a capacidade do modelo de refletir a mudança no comportamento mecânico devido à natureza diferente dos materiais, sob condições específicas de tensão e umidade.

Em síntese, a teoria do shakedown fornece uma base teórica sólida para a compreensão e previsão do comportamento de materiais granulares em estradas não pavimentadas sob cargas repetidas. Os avanços nesta área têm permitido uma análise mais precisa do desempenho de pavimentos, contribuindo para o desenvolvimento de métodos de projeto mais eficientes e econômicos. A contínua pesquisa neste campo promete melhorar nossa capacidade de projetar e manter estradas não pavimentadas duráveis e resistentes às deformações permanentes.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi concebido objetivando a caracterização dos solos locais, a avaliação das técnicas de estabilização e melhoramento a serem aplicadas no revestimento primário e a implantação e o monitoramento estrutural e funcional de um segmento não pavimentado da rodovia BR-030, na região da Península de Maraú, com extensão total de 700 metros e largura de 8 metros. O referido segmento foi subdividido em 7 seções de 100 metros, onde foram implantadas uma seção de controle e 6 seções com aplicação de diferentes técnicas de estabilização granulométrica e melhoramento químico ao revestimento primário.

Após a coleta inicial de amostras dos solos do subleito e do revestimento primário em 7 pontos, foram realizados levantamentos iniciais, instalados marcos topográficos do futuro segmento experimental e executados ensaios para determinação da massa específica aparente *in situ* com emprego do frasco de areia e da umidade natural por meio do método Speedy. Também foram coletadas amostras de cascalho argiloso, areia pura, brita graduada simples (BGS) e pavimento asfáltico reciclado (RAP), materiais anteriormente utilizados em segmentos pontuais da rodovia e que também se constituíram em soluções de estabilização granulométrica da pesquisa.

A campanha de ensaios de laboratório da pesquisa envolveu a caracterização física, mecânica e química dos solos do subleito, do revestimento primário, dos agregados e das misturas estabilizadas e melhoradas. Para melhor entendimento, a campanha completa pode ser dividida em duas etapas principais, a saber: a) campanha inicial para conhecimento das características do subleito e do revestimento primário original; b) campanha para definição das misturas estabilizadas a serem implantadas nas diferentes seções do segmento experimental.

Os ensaios de laboratório da pesquisa foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), excetuando-se os ensaios de caracterização química, que foram realizados no Laboratório de Solos da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo (ESALQ/USP).

O monitoramento funcional e estrutural das seções teve início em etapa anterior à própria implantação do segmento experimental, por meio da realização de inspeções e levantamentos de campo no revestimento primário. Imediatamente após a implantação das diferentes soluções de estabilização e melhoramento foram realizados novos levantamentos. O ciclo hidrológico local da Península de Maraú permitiu ainda a realização de uma última campanha de inspeções e ensaios de campo após transcorrido um mês da implantação do segmento experimental.

Em cada visita de campo, foram realizadas inspeções para qualificação e quantificação dos defeitos, particularmente das corrugações, segregação de agregados e nuvens de poeira, e medidas de deflexões com a utilização da viga Benkelman e *Light Weight Deflectometer* (LWD).

3.2. DESCRIÇÃO DA ÁREA DO SEGMENTO EXPERIMENTAL

3.2.1. Localização

O segmento experimental foi implantado entre o km 903,8 e o km 904,5 da rodovia BR-030/BA, no trecho entre o entroncamento com a rodovia BA-001 e o distrito de Campinho, na Península de Maraú, na costa do estado da Bahia, conforme localização apresentada na Figura 3.1. Esse trecho da estrada encontra-se em condição não pavimentada, não havendo previsão de implantação de revestimento definitivo no intervalo de monitoramento.



Figura 3.1 - Mapa de localização do segmento experimental implantado na rodovia federal BR-030/BA.

As Figuras 3.2 a 3.6 constituem registros fotográficos da região onde foi implantado o segmento experimental na Península de Maraú. O segmento experimental notadamente plano constituiu importante requisito de projeto de forma a garantir a distribuição uniforme das cargas advindas do tráfego dos veículos pesados ao longo das 7 seções.



Figura 3.2 - Fotografia aérea do segmento experimental na Península de Maraú (1).



Figura 3.3 - Fotografia aérea do segmento experimental na Península de Maraú (2).



Figura 3.4 - Vista lateral do segmento experimental, com destaque ao fundo na baixada alagadiça.



Figura 3.5 - Baixada alagadiça na área lindeira do segmento experimental.



Figura 3.6 - Vista aérea frontal da região de implantação do segmento experimental.

3.2.2. Relevo

A Península de Marau possui altitudes médias que variam do nível do mar até 55 metros, desde a zona costeira até o relevo de morros e montanhas na porção oeste da área. A distribuição da hipsometria da área do segmento experimental é apresentada na Figura 3.7, com classificação definida em função de cinco intervalos de altitude, de 0 a 75 m.

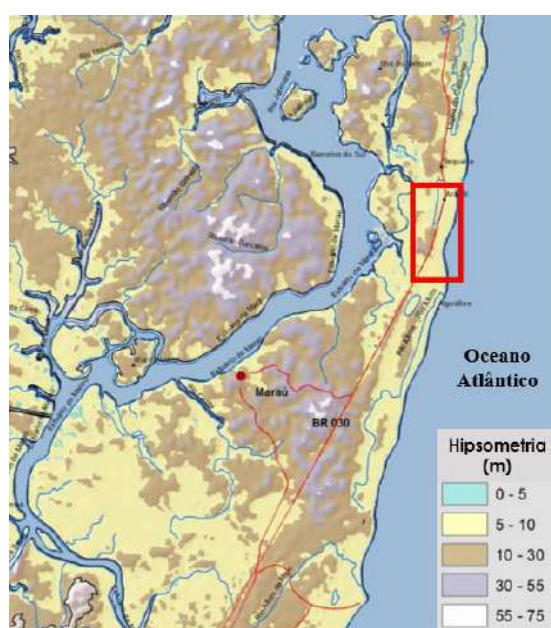


Figura 3.7 - Hipsometria da região do segmento experimental (modificado de WALDBURGER, 2014).

A classe hipsométrica entre 0 e 10 metros representa as altitudes distribuídas na zona costeira, incluindo depósitos arenosos costeiros e manguezais. A classe com altitudes entre 10 e 30 metros representa elevações associadas à ocorrência de sedimentos mesozóicos na Bacia de Camamu (WALDBURGER, 2014). Essas duas classes são dominantes na área de implantação do segmento experimental, que apresenta altitude média de 11,6 metros.

3.2.3. Clima

O clima da região da Península de Maraú é classificado como Tropical Super-Úmido, sem estação seca acentuada, comum no litoral centro-sul, estendendo-se desde o Recôncavo até o extremo sul do estado da Bahia. A região apresenta elevada pluviosidade, normalmente superior a 2.000,0 mm anuais e distribuídos ao longo de todo o ano. As maiores precipitações ocorrem nos meses de abril e maio e as menores nos meses de setembro e outubro.

A Figura 3.8 apresenta médias pluviométricas mensais consolidadas no período de janeiro de 2012 a outubro de 2022, conforme dados extraídos da Estação de Maraú do INMET.

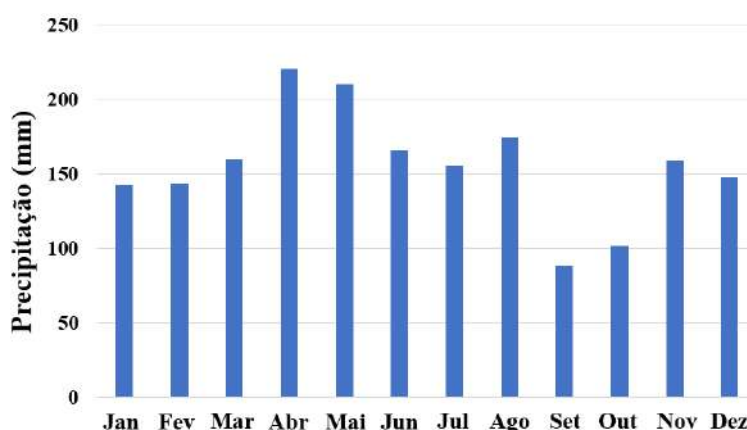


Figura 3.8 - Médias pluviométricas mensais consolidadas - Estação de Maraú-BA (INMET, 2022).

3.2.4. Geologia

O substrato rochoso da região de implantação do segmento experimental é caracterizado pela ocorrência intercalada de três classes distintas, com predominância da primeira, a saber:

- Terraços arenosos do Holoceno - Areias costeiras caracterizadas por cristas de cordões litorâneos e diferenciadas por serem mais finas e próximas entre si;
- Depósitos de leques aluviais - Areias mal selecionadas com seixos. Ocorrem ao pé de elevações e com topos entre 15 e 20 metros acima do nível do mar;
- Grupo Barreiras - Depósitos sedimentares compostos por areias, argilas e cascalhos. Ocorrem em tabuleiros do complexo cristalino ou sedimentos da Bacia de Camamu.

O segmento experimental foi implantado em trecho da rodovia caracterizado por baixa cota topográfica, o que tem resultado em um contínuo aterramento da estrada advindo da recomposição do revestimento primário em décadas de atividades de manutenção. Além da proximidade da costa marinha, o segmento foi implantado em uma grande baixada úmida, alagadiça ao longo de todo o ano, e com forte influência da variação do nível d'água.

3.3. COLETA DE AMOSTRAS E DENSIDADE *IN SITU*

A estabilização e melhoramento de um solo e a avaliação de seu comportamento estrutural e funcional como superfície de rolamento ou camada de desgaste de uma estrada não pavimentada requer o conhecimento das propriedades em sua condição original, tanto dos solos do subleito, quanto do revestimento primário original, ou seja, do material a ser melhorado.

A primeira campanha de coleta de amostras de solos do subleito e do revestimento primário foi realizada nos dias 13 e 14 de setembro de 2022. A Tabela 3.1 apresenta as coordenadas geográficas e demais informações dos pontos de coleta de amostras de solos e de realização dos ensaios para determinação da massa específica aparente *in situ* pelo método do frasco de areia.

Tabela 3.1 - Coordenadas geográficas dos pontos de coleta de solos no segmento experimental.

Seção	Camada	Identificação da amostra	Coordenadas geográficas		Profundidade (m)	Local de coleta na pista
			Latitude	Longitude		
1	Subleito	SL1	14,06210° S	38,95775° W	1,0	Borda direita
	Revestimento primário	RP1			0,2	
2	Subleito	SL2	14,06115° S	38,95758° W	1,0	Eixo
	Revestimento primário	RP2			0,2	
3	Subleito	SL3	14,06029° S	38,95733° W	1,0	Borda esquerda
	Revestimento primário	RP3			0,2	
4	Subleito	SL4	14,05936° S	38,95701° W	1,0	Borda direita
	Revestimento primário	RP4			0,2	
5	Subleito	SL5	14,05852° S	38,95679° W	1,0	Eixo
	Revestimento primário	RP5			0,2	
6	Subleito	SL6	14,05771° S	38,95659° W	1,0	Borda esquerda
	Revestimento primário	RP6			0,2	
7	Subleito	SL7	14,05688° S	38,95630° W	1,0	Borda direita
	Revestimento primário	RP7			0,2	

O processo de coleta de amostras de solos foi realizado alternadamente no eixo e nas bordas esquerda e direita da largura referencial das seções do segmento experimental com o objetivo de ampliar a investigação das áreas sujeitas à aplicação das cargas dos veículos na estrada, conforme procedimento recomendado na norma DNER 003/1994-PRO. As amostras do revestimento primário foram coletadas, em superfície, a 20 centímetros, e as do subleito a 1,0 metro de profundidade, com emprego de retroescavadeira na escavação, conforme registro fotográfico apresentado na Figura 3.10. O nível freático não foi observado em nenhuma trincheira do segmento experimental durante o processo de coleta de amostras.



Figura 3.10 - Coleta de amostras de solos do subleito na seção 1.

Além da coleta de amostras, foram realizados ensaios para determinação da massa específica aparente *in situ* pelo método do frasco de areia no subleito e no revestimento primário, conforme registro fotográfico apresentado na Figura 3.11. Os ensaios foram realizados para identificar a energia de compactação a ser aplicada nos ensaios de resistência dos solos puros e das misturas estabilizadas e melhoradas e foram executados em consonância à norma DNER 092/1994-ME.



Figura 3.11 - Realização de ensaio de frasco de areia no revestimento primário na seção 1.

3.4. IMPLANTAÇÃO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL

3.4.1. Técnicas de Estabilização e Melhoramento de Solos Adotadas

O segmento experimental foi definido com extensão total de 700 metros, sendo subdividido em 7 seções de 100 metros com diferentes técnicas de estabilização e melhoramento de solos:

- Seção 1 - Melhoramento químico pela adição de 1% de cimento Portland - MCP1%;
- Seção 2 - Estabilização granulométrica com incorporação de 25% de areia e 10% de cascalho argiloso ao revestimento primário (65%) - MAA;
- Seção 3 - Melhoramento químico pela adição de 2% de cimento Portland - MCP2%;
- Seção 4 - Estabilização mecânica com revestimento primário compactado, definida como seção de controle do experimento - SC;
- Seção 5 - Estabilização granulométrica com incorporação de 25% de RAP e 10% de cascalho argiloso ao revestimento primário (65%) - MRAP;
- Seção 6 - Melhoramento químico pela adição de 1% de cal hidratada - MCH1%;
- Seção 7 - Estabilização granulométrica com incorporação de 25% de brita graduada simples ao revestimento primário (75%) - MBGS.

A Figura 3.12 apresenta um croqui ilustrativo com a locação das seções no segmento experimental e a Figura 3.13 apresenta o modelo da placa de identificação.

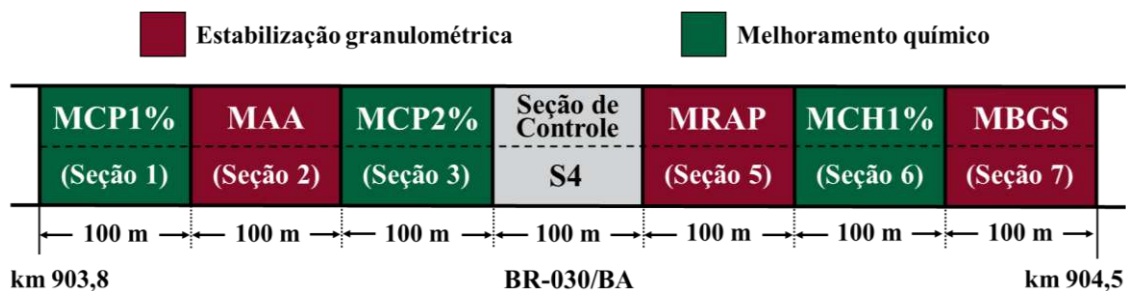


Figura 3.12 - Croqui de locação das seções do segmento experimental.



Figura 3.13 - Modelo das placas de identificação do segmento experimental.

A implantação do segmento experimental ocorreu em um período de 12 dias, entre 23 de outubro e 3 de novembro de 2023, sem registro de intercorrências e grandes paralisações em virtude de chuvas intensas, coerente às médias pluviométricas mensais historicamente registradas na Península de Maraú (Figura 3.8). Nesse processo, também foi realizada a coleta de amostras das misturas e dos estabilizantes granulométricos utilizados.

A patrulha mecânica utilizada foi constituída por motoniveladora com escarificador, trator de pneus com arados e grades de disco, pá carregadeira, caminhão tanque com distribuidor de água, rolo compactador pé de carneiro, rolo compactador liso e rolo compactador pneumático. A construção das camadas estabilizadas e melhoradas do segmento experimental envolveu a seguinte sequência executiva: escarificação superficial da camada de desgaste, espalhamento, mistura na pista, homogeneização e umidificação dos agregados estabilizantes granulométricos e dos aditivos químicos, correção da umidade, caso necessário, e compactação.

Todas as operações de terraplenagem acima citadas e os respectivos controles de compactação necessários foram executadas em consonância às diretrizes preconizadas nas normas DNIT 098/2007-ES, DNIT 420/2019-ES, DNIT 141/2022-ES e DNIT 142/2022-ES, que tratam da execução de bases estabilizadas com solo laterítico, com adição de cal, bases estabilizadas granulometricamente e bases melhoradas quimicamente com cimento, respectivamente.

As Figuras 3.14 a 3.30 constituem registros fotográficos dos serviços e equipamentos utilizados na implantação da seção de controle e das camadas estabilizadas do segmento experimental.



Figura 3.14 - Início da escarificação da camada de desgaste da seção 3.



Figura 3.15 - Descarga de areia na lateral da pista da seção 2.



Figura 3.16 - Descarga de RAP na lateral da pista da seção 5.



Figura 3.17 - Descarga de cimento na pista da seção 3.



Figura 3.18 - Depósito lateral de areia na seção 2.



Figura 3.19 - Depósito lateral de RAP na seção 5.



Figura 3.20 - Operação “rasga saco” de cimento Portland na pista da seção 3.



Figura 3.21 - Vista aérea do cimento Portland distribuído na pista da seção 1.



Figura 3.22 - Cimento Portland distribuído na pista da seção 3.



Figura 3.23 - Espalhamento de cal hidratada na pista da seção 6.



Figura 3.24 - Homogeneização de areia e revestimento primário na pista da seção 2.



Figura 3.25 - Vista aérea da homogeneização de areia e revestimento primário na pista da seção 2.



Figura 3.26 - Espalhamento e homogeneização de cal hidratada e revestimento primário na seção 6.



Figura 3.27 - Compactação da camada de desgaste da seção 2.



Figura 3.28 - Compactação da camada de desgaste da seção de controle.



Figura 3.29 - Coleta de amostras para controle de compactação da camada de desgaste na seção 5.



Figura 3.30 - Placas de identificação do segmento experimental instaladas às margens da rodovia.

3.5. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A campanha experimental em laboratório contou com a realização de ensaios de caracterização física, mecânica e química, em totalidade ou em partes, nos solos do subleito, revestimento primário, cascalho argiloso, areia, brita graduada simples e pavimento asfáltico reciclado (RAP), materiais utilizados na estabilização granulométrica das seções, em sua condição pura e nas respectivas misturas com revestimento primário. Também foram realizados ensaios nas misturas melhoradas quimicamente com adição de cimento Portland e cal hidratada.

As amostras de solos e misturas foram identificadas em laboratório da seguinte forma: subleito (SL), revestimento primário (RP), areia pura (AP), cascalho argiloso (CA), pavimento asfáltico reciclado (RAP), brita graduada simples (BGS), seção de controle (SC), mistura de revestimento primário com areia e cascalho argiloso (MAA), mistura de revestimento primário com RAP e cascalho argiloso (MRAP), mistura de revestimento primário com BGS (MBGS), mistura com adição de 1% de cimento Portland (MCP1%), mistura com adição de 2% de cimento Portland (MCP2%) e mistura com adição de 1% de cal hidratada (MCH1%).

Todos os ensaios de laboratório do programa experimental foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), parceiro do DNIT na pesquisa de avaliação de técnicas de estabilização e melhoramento de solos em estradas não pavimentadas, excetuando-se os de caracterização química, realizados no Laboratório de Solos da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo (ESALQ/USP), e de caracterização reológica, realizados no Laboratório do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

A coleta das amostras dos solos no segmento experimental e o seu respectivo transporte aos laboratórios contaram com o apoio de equipamentos e profissionais do contrato de manutenção da rodovia, coordenados pela equipe técnica da Unidade Local do DNIT em Itabuna/BA.

3.5.1. Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física das amostras de solos envolveram a análise granulométrica e a determinação das massas específicas aparente dos grãos, do equivalente de areia médio e dos limites de consistência. Todos esses ensaios foram realizados em respeito às normas NBR 7181/2016 (Solo - Análise granulométrica), NBR 6508/1984 (Solos - Massa específica dos grãos), DNER 093/1984-ME (Densidade real dos solos), DNER 054/1997-ME (Equivalente de areia), NBR 6459/2016 (Limite de liquidez) e NBR 7180/2016 (Limite de plasticidade).

Os ensaios para avaliação do comportamento laterítico ou não laterítico dos solos do subleito e do revestimento primário foram realizados em consonância às diretrizes das normas DNIT 258/2023-ME (Solos - Compactação em equipamento miniatura - Ensaio Mini-MCV e de perda de massa por imersão) e DNIT 259/2023-CLA (Solos - Classificação de solos finos tropicais para fins rodoviários). De forma complementar, foi ainda consultada a norma DNIT 228/2023-ME (Solos - Ensaio de compactação em equipamento miniatura).

As Figuras 3.31 a 3.38 constituem registros fotográficos das etapas e procedimentos realizados nos ensaios de caracterização física das amostras de solos e misturas estabilizadas e melhoradas.



Figura 3.31 - Secagem de amostras de solo.



Figura 3.32 - Destorroamento do solo.



Figura 3.33 - Redução das amostras de solos por quarteamento.



Figura 3.34 - Preparo das amostras com defloculante para ensaio de sedimentação.



Figura 3.35 - Ensaio de sedimentação.



Figura 3.36 - Ensaio para determinação do limite de liquidez.



Figura 3.37 - Ensaio para determinação do limite de plasticidade.



Figura 3.38 - Imersão dos corpos de prova para determinação da classificação MCT.

3.5.2. Ensaio de Caracterização Química

A caracterização química foi realizada nas amostras dos solos do subleito, das camadas de base e de desgaste da rodovia, do cascalho e do argissolo vermelho adotados na recomposição do revestimento primário durante as operações de manutenção. Os ensaios realizados tiveram por objetivo a avaliação da acidez (pH H_2O , pH KCl e $H + Al$), a presença de matéria orgânica (MO), a capacidade de troca catiônica (CTC), as concentrações de fósforo (P), potássio (K^{+1}), cálcio (Ca^{+2}), magnésio (Mg^{+2}), alumínio (Al^{+3}) e sódio (Na^{+1}) e as relações sílica/sesquióxidos. Todos os ensaios de caracterização química foram realizados no Laboratório de Solos da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo (ESALQ/USP).

A coleta de amostras em profundidade, em diversas camadas e horizontes das trincheiras, teve por objetivo descrever a morfologia dos perfis dos solos na região do segmento experimental e avaliar as características do processo de aterramento da rodovia ao longo de décadas de recomposição do revestimento primário com materiais oriundos de diferentes jazidas.

Nesse sentido, foram coletadas amostras de solos em duas trincheiras escavadas na região do segmento experimental, a saber: a) uma na margem direita da faixa de domínio da rodovia (T1), na seção 2, com intuito de avaliar o subleito original; e b) uma na borda esquerda da plataforma da estrada (T2), na porção central da seção 3, com intuito de avaliar as características dos materiais utilizados no processo de aterramento da estrada. A Figura 3.39 apresenta o croqui de localização das trincheiras escavadas no segmento experimental e a Figura 3.40 constitui registro fotográfico da escavação na área da faixa de domínio da rodovia.

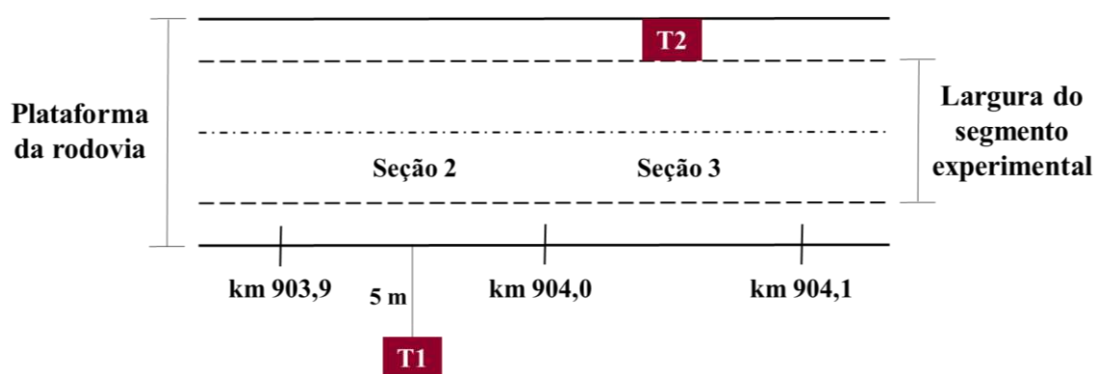


Figura 3.39 - Croqui de localização das trincheiras utilizadas para coleta de amostras em profundidade.



Figura 3.40 - Escavação da trincheira de investigação na faixa de domínio da estrada (T1).

A Figura 3.41 apresenta o perfil do solo observado na região da faixa de domínio da rodovia. A natureza notadamente arenosa e a coloração mais escura dos horizontes superficiais refletem a acentuada concentração de matéria orgânica nos espodossolos hidromórficos distribuídos nas baixadas alagadiças da Península de Maraú, conforme caracterização pedológica anteriormente realizada por WALDBURGER (2014).



Figura 3.41 - Perfil de solo na trincheira escavada na faixa de domínio da rodovia (T1).

A Figura 3.42 apresenta o perfil de solo observado na trincheira escavada na seção 3, na margem esquerda da plataforma, ou seja, no leito da estrada (T2). Diferente da composição essencialmente arenosa observada nos solos da faixa de domínio (T1), os solos nessa região apresentam maior presença de argila, o que reflete o processo contínuo de recomposição do revestimento primário e aterramento da rodovia BR-030/BA nas últimas décadas. Estes solos saprolíticos, com pouco ou nenhum cascalho, constituem sedimentos da Formação Barreiras e ocorrem às margens da rodovia em toda a Península de Maraú, inclusive nas proximidades da região onde o segmento experimental foi implantado. Os espodossolos hidromórficos arenosos, anteriormente caracterizados, são observados apenas a partir de 1,80 metro de profundidade, o que se mostra coerente com a diferença de cota entre os topos das trincheiras T1 e T2.



Figura 3.42 - Perfil de solo na trincheira escavada no leito do segmento experimental (T2).

De forma complementar à investigação dos perfis de solos na região do segmento experimental, foram escavadas duas trincheiras na Fazenda Santa Teresinha (Figura 3.43). Esta área tem sido utilizada como jazida para retirada de dois materiais utilizados na manutenção da rodovia, a saber: a) cascalho laterítico para recomposição do revestimento primário (T3); b) solo argiloso utilizado em algumas estabilizações granulométricas anteriormente adotadas (T4).



Figura 3.43 - Localização da Fazenda Santa Teresinha (jazidas de cascalho laterítico e de solo argiloso).

As Figuras 3.44 e 3.45 constituem registros fotográficos da área da jazida de cascalho laterítico (T3) e a Figura 3.46 apresenta o perfil do argissolo vermelho típico (T4).



Figura 3.44 - Jazida de cascalho (T3) na Fazenda Santa Teresinha (1).



Figura 3.45 - Jazida de cascalho (T3) na Fazenda Santa Teresinha (2).



Figura 3.46 - Perfil do argissolo vermelho (T4), na Fazenda Santa Teresinha.

3.5.3. Ensaios de Caracterização Mecânica

A caracterização mecânica dos materiais da pesquisa envolveu a realização de ensaios para determinação de parâmetros de resistência, de resiliência e de deformabilidade do revestimento primário e dos agregados, em sua condição pura ou original, e também das misturas estabilizadas e melhoradas. Essa campanha de caracterização mecânica foi integralmente executada nas dependências do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) e contou com a realização dos seguintes ensaios: compactação, Índice de Suporte Califórnia (CBR), módulo de resiliência e deformação permanente.

Os ensaios de caracterização mecânica foram realizados, em integralidade ou com pequenos ajustes, em consonância às diretrizes preconizadas nas normas NBR 7182/2016 (Compactação); DNIT 172/2016-ME (Índice de Suporte Califórnia - CBR); DNIT 134/2018-ME e DNIT 181/2018-ME (Módulo de resiliência); e DNIT 179/2018-IE (Deformação permanente).

No caso específico do módulo de resiliência, além dos ensaios convencionais com 18 pares de tensão para as amostras moldadas na umidade ótima, foram realizados ensaios complementares. De forma a avaliar os efeitos da variação da umidade nas amostras do revestimento primário e misturas, foram realizados ensaios com apenas 12 pares de tensões para amostras moldadas com diferentes teores de umidade, a saber: $-4\%W_{ótima}$; $-2\%W_{ótima}$; $W_{ótima}$; $+2\%W_{ótima}$; e $+4\%W_{ótima}$, conforme sequência indicada na norma DNIT 134/2018-ME para solos do subleito.

Nos ensaios de deformação permanente foram realizados ajustes às condições dos corpos de prova e ciclos de cargas, constituindo-se em simples adaptações à norma DNIT 179/2018-IE, por meio da aplicação de múltiplos estágios (NZTA, 2014). Essa técnica foi utilizada por permitir a avaliação rápida da deformação permanente de diferentes materiais pela aplicação de carregamentos cíclicos de magnitudes variáveis em um único corpo de prova. A frequência de aplicação de cargas nos ensaios foi de 5 Hz, consoante recomendado na referida norma.

Os ensaios foram realizados com a aplicação da primeira tensão confinante (σ_3) prevista na norma DNIT 179/2018-IE, ou seja, de 40 kPa, aplicando-se no mesmo corpo de prova os três níveis de tensão desvio (σ_d), de 40 kPa, 80 kPa e 120 kPa, previstos nessa mesma norma, de forma consecutiva, com 50.000 ciclos para cada uma das tensões desvio aplicadas. O procedimento foi repetido para os outros dois corpos de prova respectivamente para o segundo e terceiro níveis de tensão confinante da norma, ou seja, de 80 kPa e 120 kPa, com a aplicação dos níveis de tensão desvio consecutivos referentes à razão de tensões de 1, 2 e 3 vezes.

Com esses ajustes advindos da técnica de múltiplos estágios (NZTA, 2014), a quantidade de corpos de prova dos ensaios foi reduzida de 9 para 3 e o tempo total necessário para conclusão dos ensaios de deformação permanente de uma determinada amostra também foi reduzido na mesma proporção, em função da redução do número de ciclos de carga de 150.000 para 50.000.

As Figuras 3.47 a 3.56 constituem registros fotográficos das etapas e dos procedimentos dos ensaios de caracterização mecânica executados nas amostras de solos do subleito, do revestimento primário original e das misturas advindas da estabilização granulométrica e do melhoramento químico aplicadas nas diferentes seções do segmento experimental.



Figura 3.47 - Secagem das amostras.



Figura 3.48 - Destorroamento do solo.



Figura 3.49 - Umedecimento das amostras para compactação.



Figura 3.50 - Corpo de prova para ensaio de CBR.



Figura 3.51 - Preparo dos cilindros para imersão em tanque para ensaio de CBR e expansão.



Figura 3.52 - Cilindros imersos no tanque para ensaio de CBR e expansão.



Figura 3.53 - Preparo de cilindro tripartido para ensaio de compactação.



Figura 3.54 - Extração do corpo de prova do cilindro tripartido.



Figura 3.55 - Compactação dos corpos de prova no cilindro tripartido.

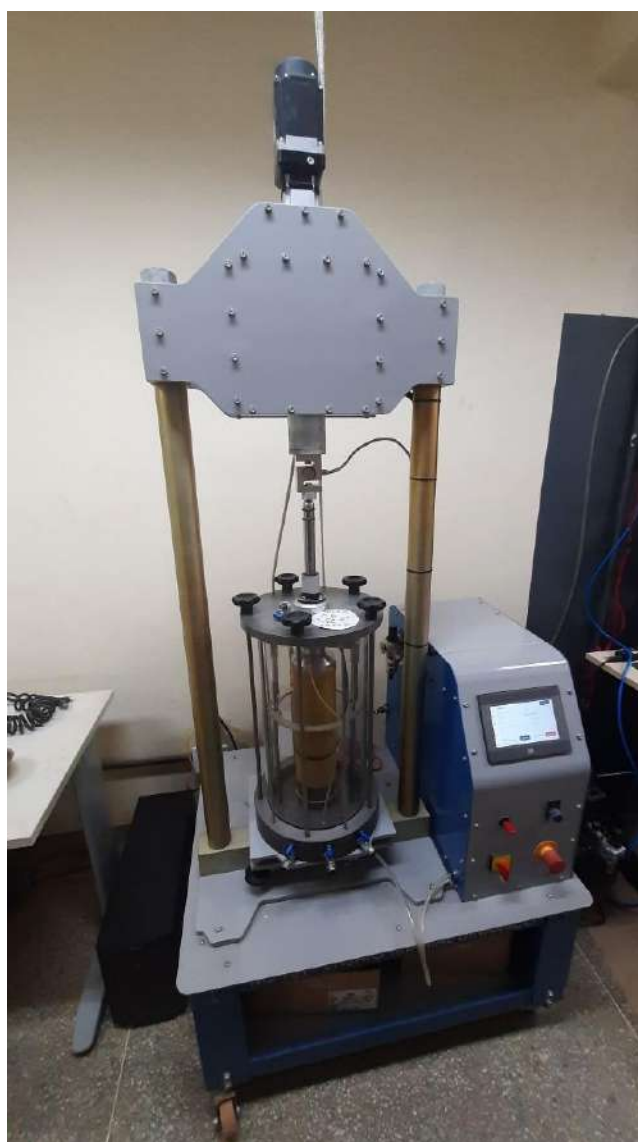


Figura 3.56 - Prensa triaxial para ensaios de deformação permanente e de módulo de resiliência.

3.6. MONITORAMENTO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL

O monitoramento da condição funcional e estrutural das seções teve início em etapa anterior à implantação do segmento experimental, com o inventário do revestimento primário da estrada, ainda em sua condição original. Imediatamente após a implantação das diferentes técnicas de estabilização e melhoramento foram realizados novos levantamentos.

O intenso ciclo hidrológico da Península de Marau permitiu a realização de apenas uma última campanha de levantamentos estruturais com a viga Benkelman e o *Light Weight Deflectometer* (LWD) após transcorrido um mês de implantação do segmento experimental. Entretanto, inspeções para quantificação dos defeitos foram ainda realizadas nos dois meses subsequentes após a reconformação da plataforma do segmento experimental em função de chuvas intensas.

O monitoramento do segmento experimental ocorreu por meio de inspeções de campo realizadas pela equipe do Laboratório de Pavimentação da UFRB, que contaram ainda com apoio de técnicos do DNIT e da empresa responsável pela manutenção desse trecho não pavimentado da rodovia. Em cada visita técnica, foram realizadas inspeções de campo para qualificação e quantificação dos defeitos, particularmente das corrugações e da segregação de agregados, e medidas de deflexões com a viga Benkelman e o LWD.

3.6.1. Inspeções para Qualificação e Quantificação dos Defeitos

As inspeções de campo para qualificação e quantificação de defeitos foram baseadas em avaliações subjetivas e objetivas, conforme definido no método URCI, também denominado ICMNP (Índice de Condição de Manutenção da Rodovia Não Pavimentada) no Brasil, conforme especificações técnicas de órgãos rodoviários estaduais e Resolução DNIT nº 5/2022.

No caso específico do método URCI (1987), a segregação de agregados é avaliada apenas por inspeção visual. Esta avaliação ocorre basicamente pela identificação da presença de agregados soltos ou de bermas de agregados nos bordos ou nas áreas menos transitáveis da estrada.

Na presente pesquisa, adotou-se formulação mais objetiva, consoante procedimento proposto pela equipe da UFRB (COSTA et al., 2024). Em cada seção do segmento experimental, foram definidos 3 pontos para quantificação dos agregados e finos presentes em um retângulo de referência de 1,0 metro por 1,0 metro ($1,0 \text{ m}^2$), posicionado no meio da pista de rolamento. Nessa área de referência, todo o material desagregado foi varrido e coletado para pesagem de sua massa, conforme registro fotográfico apresentado na Figura 3.57. Diferente da observação visual, esse método permite quantificar a perda de agregados, informação imprescindível para o planejamento da recomposição do revestimento primário da estrada.

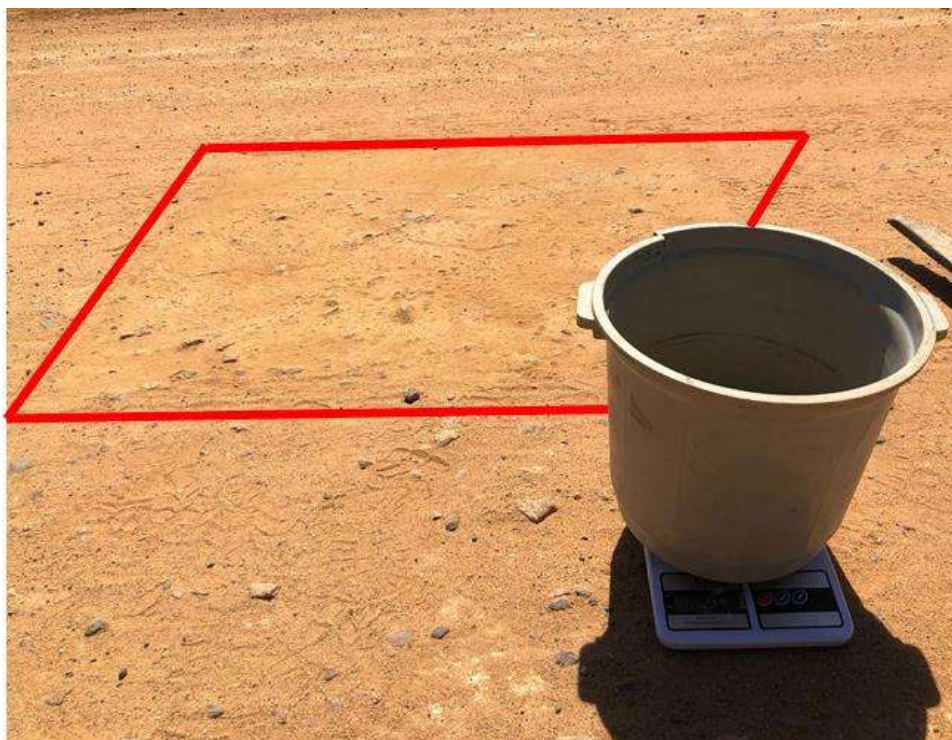


Figura 3.57 - Medida da segregação de agregados na região do segmento experimental.

No caso específico das corrugações, a profundidade foi medida em cada estaca das seções do segmento experimental, nas bordas esquerda e direita, sempre na região das trilhas das rodas (Figura 3.59). As medidas foram realizadas em uma extensão de 6,0 metros, sendo 3,0 metros anteriores à estaca de referência e 3,0 metros posteriores. Ou seja, 30% da área de cada seção do segmento experimental teve suas corrugações medidas nas inspeções de campo.



Figura 3.58 - Medida da profundidade da corrugação na região do segmento experimental.

3.6.2. Medidas de Deflexão com a Viga Benkelman

As medidas de deflexão com a viga Benkelman foram determinadas com a utilização de equipamento devidamente calibrado em laboratório e que possui relação a/b de 4/1. A execução do ensaio foi realizada em conformidade com a norma DNIT 133/2010-ME, conforme registro fotográfico apresentado na Figura 3.59. O caminhão de apoio utilizado foi calibrado com 8,2 t de carga no eixo traseiro, igualmente distribuída entre as duas rodas duplas com pneus calibrados na pressão de 550 kPa (80 psi). Em cada estaca do segmento experimental foram determinadas as deflexões nas trilhas de roda externas da esquerda e da direita de cada seção, trilhas essas localizadas à 90 cm das bordas da estrada, com largura referencial de 8 metros.



Figura 3.59 - Medidas de deflexão com a Viga Benkelman após a implantação da seção 1.

As medidas de deflexão com viga Benkelman foram realizadas antes, imediatamente após a implantação e depois de transcorridos 28 dias da implantação do segmento experimental. De forma a permitir a determinação da deformada ou bacia de deformação em cada estaca, foram realizadas medidas dos deslocamentos elásticos em vários pontos, além das tradicionais leituras inicial e final (D_0), a saber: D_{20} , D_{30} , D_{45} , D_{60} , D_{90} e D_{120} , espaçados respectivamente de 20 cm, 30 cm, 45 cm, 60 cm, 90 cm e 120 cm em relação ao centro da carga.

3.6.3. Medidas de Deflexão com o Light Weight Deflectometer (LWD)

Outro equipamento utilizado para medidas de deflexão no segmento experimental foi o Deflectômetro de Impacto Leve LWD-15. O equipamento é constituído por uma placa de aço com 30 cm de diâmetro e 2 cm de espessura e um peso de queda de massa de 10 kg. A execução do ensaio consiste na queda orientada do peso na placa de aço por meio de uma haste metálica, com altura de queda de 720 mm, conforme registro fotográfico apresentado na Figura 3.60.



Figura 3.60 - Medidas de deflexão com o LWD após a implantação da seção 1.

De forma similar à viga Benkelman, os ensaios com LWD foram executados em todas as estacas do segmento experimental, na borda esquerda e direita, ou seja, foram determinadas 10 medidas de deflexão para cada seção. Em virtude da indisponibilidade do equipamento no início da implantação do segmento experimental e de restrições climáticas durante o período de monitoramento de campo, algumas seções não tiveram suas deflexões medidas com o LWD. Entretanto, a ausência desses dados não impediu o estabelecimento de correlações e comparações entre as demais seções remanescentes.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O presente capítulo apresenta inicialmente os resultados dos ensaios de laboratório realizados para conhecimento das características do subleito e do revestimento primário, em sua condição original. Nesta fase da pesquisa também foram executados ensaios de campo para determinação da massa específica aparente *in situ* pelo método do frasco de areia.

Em tópico posterior, são apresentados os resultados e discussões afetas à campanha de ensaios de laboratório para definição dos traços e teores das misturas estabilizadas e melhoradas, avaliação do comportamento e implantação das seções no segmento experimental. A campanha completa de ensaios envolveu a caracterização física, mecânica e química do subleito, revestimento primário, cascalho argiloso, areia pura, brita graduada simples (BGS) e pavimento asfáltico reciclado (RAP), em sua condição pura e incorporados nas misturas. Também são apresentados e discutidos neste tópico os resultados advindos dos ensaios realizados nas misturas melhoradas quimicamente com cimento Portland e cal hidratada.

Os levantamentos de campo e os resultados do monitoramento das condições estruturais e funcionais das seções do segmento experimental também são apresentados, analisados e discutidos nesse capítulo. Os resultados das medidas de deflexão obtidos com a viga Benkelman e com o LWD são apresentados em função das seções e do momento de realização dos ensaios. Por se tratar de um segmento experimental implantado, a qualificação e quantificação de defeitos das seções foi realizada exclusivamente em função da medição das corrugações e da segregação de agregados. Os demais defeitos usuais em estradas não pavimentadas não se mostraram relevantes no curto período de monitoramento do segmento experimental.

Em síntese, os resultados dos ensaios de laboratório e de campo desta pesquisa são apresentados divididos em três partes fundamentais, a saber: a) Campanha inicial de ensaios para conhecimento das características do subleito e do revestimento primário; b) Campanha de ensaios para caracterização dos agregados e definição das misturas estabilizadas e melhoradas das seções do segmento experimental; c) Inspeções de campo e monitoramento das condições estruturais e funcionais da camada de desgaste das seções do segmento experimental.

4.1. CAMPANHA INICIAL DE INVESTIGAÇÃO

4.1.1. Caracterização Física

4.1.1.1. Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência

a) Subleito

A Figura 4.1 apresenta as curvas de distribuição granulométrica dos solos do subleito (SL) das 7 seções do segmento experimental. A Tabela 4.1 apresenta as densidades reais dos grãos e os limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade).

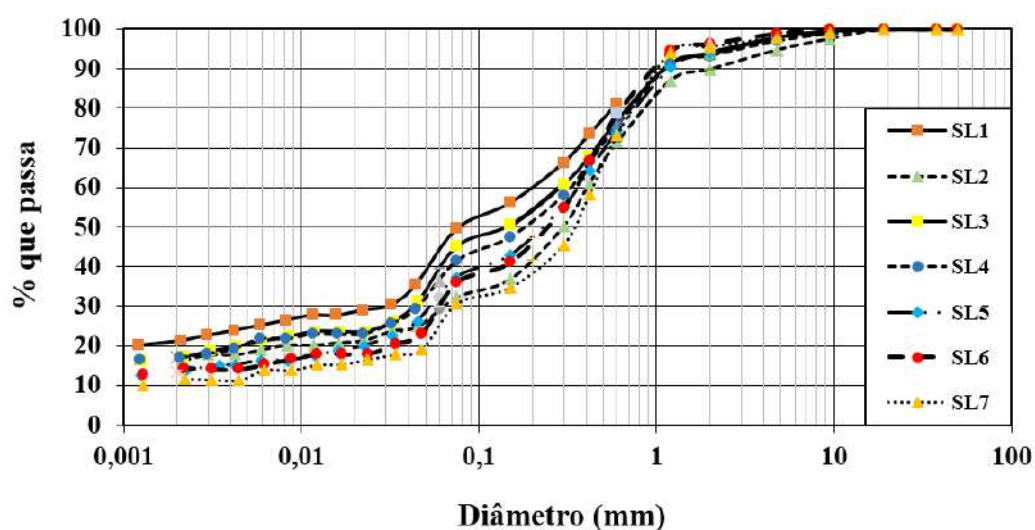


Figura 4.1 - Curvas de distribuição granulométrica dos solos do subleito (SL).

Tabela 4.1 - Densidade real dos grãos e limites de consistência dos solos do subleito (SL).

Identificação da amostra	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de consistência		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)
SL1	2,690	28	19	9
SL2	2,730	25	19	6
SL3	2,680	-	-	NP
SL4	2,690	30	20	10
SL5	2,690	30	18	12
SL6	2,740	-	-	NP
SL7	2,680	-	-	NP
Média	2,700	28	19	9
Desvio padrão	0,02	2,36	0,82	2,50
Coefficiente de variação	0,9	8,4	4,3	27,0

De forma complementar, a Tabela 4.2 apresenta as frações granulométricas dos solos do subleito, segundo a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), as medidas estatísticas para avaliação do comportamento das amostras (média, desvio padrão e coeficiente de variação) e as classificações dos solos, segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4.2 - Frações granulométricas e classificações dos solos do subleito (AASHTO, TRB e SUCS).

Identificação da amostra	Granulometria (AASHTO)				Classificação	
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	TRB	SUCS
SL1	25,3	24,4	44,7	5,7	A-7-6	CL
SL2	19,1	13,2	57,5	10,2	A-6	SC
SL3	21,2	24,0	48,5	6,3	A-7-6	CL
SL4	21,8	19,8	51,7	6,7	A-7-6	CL
SL5	16,3	21,0	56,7	6,0	A-7-6	CL
SL6	15,4	21,4	59,5	3,8	A-6	SC
SL7	13,9	17,2	64,4	4,5	A-6	SC
Média	19,0	20,1	54,7	6,2		
Desvio padrão	4,04	3,90	6,78	2,05		
Coeficiente de variação	21,3	19,4	12,4	33,2		

A classificação TRB aplicada indica a ocorrência de seções com solos pertencentes ao grupo A-6 (argilas de baixa plasticidade) e ao grupo A-7-6 (argilas de alta plasticidade), todos materiais considerados com comportamento pobre como subleito. Já a classificação SUCS evidenciou a natureza argilosa dos solos do subleito, sendo identificadas solos como pertencentes ao grupo CL (argilas de baixa plasticidade) e ao grupo SC (areias argilosas).

Os elevados coeficientes de variação observados entre as frações granulométricas, particularmente de argilas e pedregulhos, e a não plasticidade do subleito de algumas seções confirmam a diversidade dos solos amostrados e ensaiados da região do segmento experimental. Essa diversidade granulométrica em seções relativamente próximas pode estar associada ao processo de aterramento contínuo advindo da recomposição do revestimento primário, de textura notadamente granular, em décadas de atividades de manutenção na estrada, e da contínua incorporação dos solos hidromórficos locais, característicos das baixadas alagadiças da Península de Maraú, de textura mais fina e com concentração de matéria orgânica.

b) Revestimento primário

A Figura 4.2 apresenta as curvas granulométricas do revestimento primário de todas as 7 seções do segmento experimental. A Tabela 4.3 apresenta as densidades reais dos grãos e os limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade).

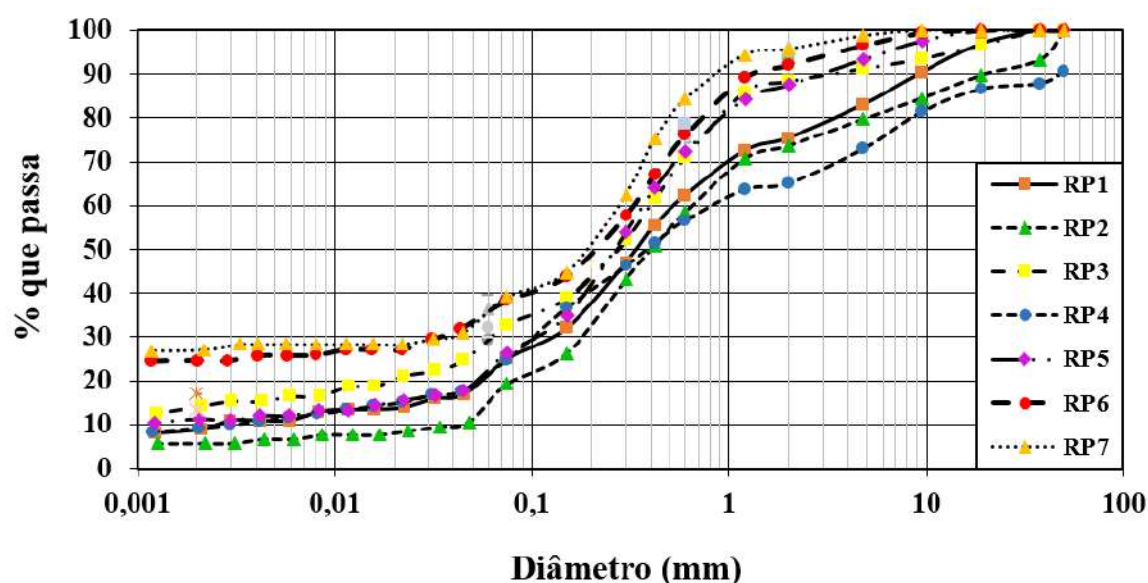


Figura 4.2 - Curvas de distribuição granulométrica do revestimento primário (RP).

Tabela 4.3 - Densidade real dos grãos e limites de consistência do revestimento primário (RP).

Identificação da amostra	Densidade real dos grãos (g/cm³)	Limites de consistência		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)
RP1	2,820	-	-	-
RP2	2,780	-	-	-
RP3	2,750	27	18	9
RP4	2,760	-	-	-
RP5	2,780	-	-	-
RP6	2,740	33	20	13
RP7	2,710	32	20	12
Média	2,763	31	19	11
Desvio padrão	0,03	3,21	1,15	2,08
Coefficiente de variação	1,3	10,5	6,0	18,4

A norma DNIT 445/2023-ES estabelece que o limite máximo do índice de plasticidade (IP) do material a ser empregado como revestimento primário em estradas não pavimentadas deve ser definido em função do índice pluviométrico da região. Para regiões com pluviosidade superior a 1.500 mm anuais, condição observada na Península de Marau (Figura 3.8), local de implantação do segmento experimental na rodovia BR-030/BA, a norma estabelece que o material a ser empregado como revestimento primário não deve possuir IP superior a 7%.

Em que pese a não plasticidade observada em algumas amostras, em 3 seções do segmento experimental foram identificados solos com IP superiores a 9%, conforme valores apresentados na Tabela 4.3, materiais considerados de média plasticidade e inadequados para aplicação como revestimento primário em uma estrada não pavimentada de uma região sujeita a um regime com elevada pluviometria ao longo de praticamente todo o ano.

De forma a permitir a avaliação da uniformidade da composição textural dos solos do revestimento primário ao longo de todas as seções do segmento experimental, a Tabela 4.4 apresenta as frações granulométricas, segundo a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), e as classificações dos solos, segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4.4 - Frações granulométricas e classificações dos solos do revestimento primário (TRB e SUCS).

Identificação da amostra	Granulometria (AASHTO)				Classificação	
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	TRB	SUCS
RP1	10,9	14,0	50,5	24,6	A-1-a	GW
RP2	6,6	12,6	54,4	26,4	A-1-a	GW
RP3	16,4	16,3	55,5	11,7	A-2-4	SM
RP4	11,6	13,2	40,2	35,0	A-1-a	GW
RP5	12,0	14,4	61,3	12,4	A-1-b	SW
RP6	25,7	12,7	53,6	8,1	A-7-6	SC
RP7	28,4	11,9	55,4	4,3	A-7-6	SC
Média	15,9	13,6	53,0	17,5		
Desvio padrão	8,1	1,5	6,5	11,2		
Coefficiente de variação	51,0	10,9	12,2	64,1		

Em primeira análise, a distribuição granulométrica média do revestimento primário aponta para solos granulares, com presença equilibrada de pedregulhos, areias, siltes e argilas. Entretanto, os baixos valores de coeficiente de variação observados nos siltes e areias, associados aos elevados coeficientes da fração argilosa e do pedregulho, constituem indícios importantes da heterogeneidade do revestimento primário ao longo das seções do segmento experimental. Adicionalmente, os médios valores de índice de plasticidade e a redução da densidade real dos grãos nas amostras das duas últimas seções corroboram a mudança de comportamento geotécnico do material selecionado utilizado como revestimento primário da estrada.

A classificação TRB aplicada aos solos do revestimento primário confirma a ocorrência de solos pedregulhosos e arenosos, na maioria das seções, classificados como pertencentes aos grupos A-1-a (pedregulho e areia bem graduados), A-1-b (areia bem graduada) e A-2-4 (areia silto-argilosa), considerados de bom comportamento para subleito e consequentemente como revestimento primário de uma estrada não pavimentada. Entretanto, nas amostras de solos das seções 6 e 7 do segmento experimental, a classificação TRB confirma a alteração observada na composição granulométrica do revestimento primário, com acréscimo acentuado da fração argilosa, em contraposição à redução, na mesma proporção, de pedregulhos.

Essa variação granulométrica resultou inclusive na mudança da classificação dos solos das seções 6 e 7 para o grupo A-7-6, materiais considerados com comportamento pobre para subleito e consequentemente para revestimento primário de uma estrada não pavimentada. Alterações no perfil de exploração da jazida e ocorrência de pedregulhos friáveis desagregados pela passagem de veículos pesados podem justificar essa mudança de comportamento.

A classificação SUCS confirmou a natureza granular do revestimento primário. Nas primeiras seções do segmento experimental foram identificados solos pertencentes aos grupos GW (pedregulho bem graduado, com pouca ou nenhuma fração fina), SW (areia bem graduada, com pouca ou nenhuma fração fina) e SM (areia com quantidade significativa de siltes). Entretanto, os médios valores de índice de plasticidade (IP) observados nas seções 6 e 7, reflexo direto da maior presença da fração argilosa, resultaram na classificação dos solos dessas seções como SC (areia com quantidade significativa da fração argilosa).

A heterogeneidade observada na composição do revestimento primário na região do segmento experimental constitui dificuldade adicional para estabilização e melhoramento dos solos por técnicas granulométricas ou químicas. A maior presença de solos argilosos, identificada

principalmente nas seções 6 e 7, importante para reduzir a desagregação do revestimento primário, aumentar a coesão entre o material granular e melhorar a condição da superfície de rolamento da estrada, também aumenta a plasticidade e consequentemente a compressibilidade. Os solos muito plásticos tendem a se deformar e desgastar mais rapidamente sob o tráfego, resultando em uma superfície irregular e cheia de buracos, além da potencial formação de lama.

As amostras RP2, RP5, RP3, RP1 e RP4, classificadas alternadamente como pertencentes aos grupos A-1-a, A-1-b e A-2-4 (TRB) e GW, SW e SM (SUCS), apresentam, em ordem, características adequadas para sua potencial aplicação como revestimento primário de uma estrada não pavimentada em uma região com elevada pluviosidade, em função de sua elevada capacidade de suporte (CBR), baixa expansão e menor sensibilidade à umidade. Entretanto, as amostras dos solos das seções RP7 e RP6, classificadas como A-7-6 (TRB) e SC (SUCS), embora ainda passíveis de utilização, apresentam desempenho bastante limitado como revestimento primário, em virtude de sua maior plasticidade e menor capacidade de suporte.

4.1.1.2. Densidade *In Situ*

A Tabela 4.5 apresenta os valores de massa específica aparente *in situ* e umidade natural, obtidos com o emprego do frasco de areia, e de massa específica seca máxima e umidade ótima, obtidos nos ensaios de compactação de alguns pontos do subleito e do revestimento primário. Os ensaios de compactação com as amostras do subleito foram realizados com a aplicação de energia do Proctor normal, enquanto os do revestimento primário com o Proctor intermediário.

Tabela 4.5 - Quadro comparativo entre as massas específicas seca *in situ* e seca máxima.

Identificação da amostra	Frasco de Areia			Ensaio de Compactação		Relação entre massas específicas secas
	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm ³)	Umidade natural (%)	Massa específica seca <i>in situ</i> (g/cm ³)	Umidade ótima (%)	Massa específica seca máxima (g/cm ³)	
SL1	1,978	12,9	1,752	13,5	1,854	0,94
RP1	2,152	11,1	1,937	8,6	2,123	0,91
RP4	2,167	12,1	1,933	8,0	2,173	0,89
SL6	1,913	9,3	1,750	13,6	1,854	0,94
RP6	2,028	8,7	1,866	12,7	1,940	0,96
RP7	1,988	8,7	1,829	11,4	1,932	0,95

A comparação entre as massas específicas secas advindas do ensaio de compactação, em laboratório, e do frasco de areia, em campo, demonstra a importância da aplicação de energia mecânica na estruturação das camadas de uma estrada. Mesmo confinado a 1,0 metro de profundidade, os solos do subleito das seções 1 e 6 apresentam, em sua condição natural, massa específica seca equivalente a 94% de sua condição compactada com a umidade ótima. As diferenças de massas específicas observadas nas duas condições confirmam a escolha da energia do Proctor normal para os ensaios de compactação com os solos do subleito.

Na camada de revestimento primário, a diferença entre as massas específicas secas dos solos das seções 1, 4, 6 e 7 variou entre 89% e 96%, demonstrando os efeitos limitados do lançamento direto de materiais selecionados na pista e compactação apenas pelo tráfego durante as operações de recomposição da plataforma da estrada. Para fins de comparação, as normas do DNIT para controle de execução de camadas de reforço de subleito, de bases e de sub-bases estabelecem a necessidade de grau de compactação nunca inferior a 100%. A escolha da energia do Proctor intermediário para os solos do revestimento primário também se mostrou adequada.

Observa-se ainda redução da massa específica seca nas seções 6 e 7 em torno de 5%, quando analisados os resultados em condição natural, e em torno de 10%, quando analisada a condição compactada, em relação às seções 1 e 4. Isso se mostra coerente à maior presença da fração fina nas seções 6 e 7 anteriormente observada na análise granulométrica apresentada na Tabela 4.4.

Outro efeito observado da maior presença da fração argilosa no revestimento primário destas seções do segmento experimental reflete-se na comparação entre as massas específicas secas, em condição natural e após a compactação. Enquanto nas seções 1 e 4, com maior presença de pedregulhos, a relação entre as massas específicas secas atinge, em média, 90%, nas seções 6 e 7, notadamente mais argilosas, a relação atinge, em média, 95%.

Ou seja, a composição granulométrica com maior presença de finos nas seções 6 e 7 resulta em um solo com pior comportamento geotécnico em relação às outras seções do segmento experimental, conforme demonstrado na média plasticidade e nas classificações TRB e SUCS. Entretanto, a maior presença particularmente de argilas favorece a estabilidade do solo, por sua maior coesão, e favorece a compactação, tanto das amostras em laboratório, quanto no campo, pela ação do tráfego de veículos pesados sobre a camada de revestimento primário.

4.1.1.3. Metodologia MCT

A estabilização e o melhoramento dos solos, particularmente por técnicas químicas, exigem o conhecimento de como o solo reagirá aos estabilizantes, tais como cimento Portland ou cal hidratada. Solos com alta plasticidade, por exemplo, necessitam de maior quantidade de aditivos para alcançar a estabilização desejada. A cal tem se mostrado particularmente eficaz para a estabilização de solos argilosos, pois reduz a plasticidade e melhora a trabalhabilidade. A Tabela 4.6 apresenta os índices classificatórios da metodologia MCT para as amostras dos solos do subleito e revestimento primário do segmento experimental e a Figura 4.3 ilustra os resultados dos ensaios no gráfico de referência utilizado para classificação dos solos tropicais.

Tabela 4.6 - Índices classificatórios da metodologia MCT dos solos do subleito e do revestimento primário.

Identificação da amostra	Índices Classificatórios				Classificação MCT
	c'	d'	Pi (%)	e'	
SL1	1,23	87,50	150	1,20	NA'
RP1	0,86	62,50	88	1,06	LA'
SL2	1,16	47,37	116	1,17	NA'
RP2	0,56	33,33	126	1,23	LA
SL3	1,13	62,50	94	1,08	LA'
RP3	1,05	57,14	107	1,12	LA'
RP4	0,27	68,00	112	1,12	LA

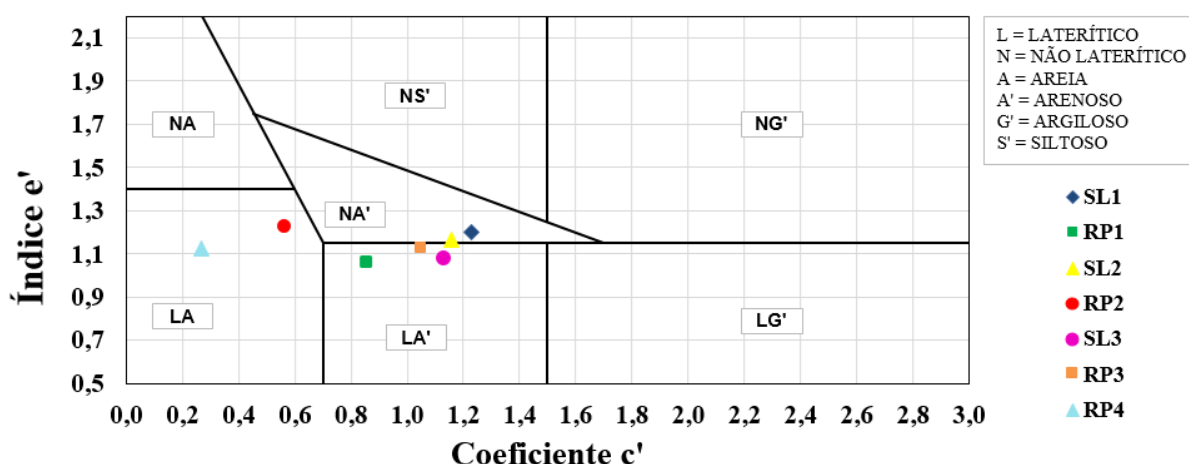


Figura 4.3 - Gráfico para classificação dos solos na metodologia MCT (subleito e revestimento primário).

Em análise ao gráfico de classificação dos solos tropicais observa-se que os solos do subleito encontram-se nos limites entre os grupos NA' e LA'. Ou seja, evidencia-se a composição granulométrica essencialmente arenosa dos solos do subleito de todas as seções pesquisadas, mas o comportamento comprovadamente laterítico se apresenta apenas na amostra da seção 3.

No caso específico do revestimento primário, as amostras dos solos foram classificadas como pertencentes aos grupos LA e LA', ambos de comportamento laterítico. Os solos do grupo LA se caracterizam como areias com pequena quantidade de finos, o que lhes conferem pouca coesão e elevado módulo de resiliência. Já os solos do grupo LA' também são arenosos, mas apresentam maior quantidade de finos lateríticos, o que lhes conferem razoável coesão e elevado módulo de resiliência, geralmente superiores a 200 MPa, quando aplicados em camadas nobres de pavimento. Os grupos LA' e LA agrupam os solos da classificação MCT com melhor comportamento para a construção de sub-bases e bases (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Observa-se ainda que os valores do coeficiente de argilosidade (c') do subleito foram superiores a 1,0 e inferiores a 1,5, comportamento de solos constituídos por diferentes granulometrias. Já as amostras do revestimento primário apresentaram coeficiente de argilosidade inferior a 1,0, exceto na amostra RP3, comportamento observado em areias e siltes de baixa plasticidade.

Os medianos valores do parâmetro d' , relacionado diretamente à inclinação da curva de compactação de $n = 10$ golpes, evidenciam a importância da fração fina nas amostras dos solos. A perda de massa por imersão (P_i), quase sempre inferior a 125%, e os índices de laterização (e'), sempre muito próximos a 1,15, reforçam o comportamento laterítico das amostras dos solos na região do segmento experimental.

4.1.2. Caracterização Mecânica

4.1.2.1. Compactação e CBR

a) Subleito

A Tabela 4.7 apresenta os resultados dos ensaios de compactação e de Índice de Suporte Califórnia (CBR) realizados nas amostras de solos coletadas no subleito do segmento experimental e a Figura 4.4 ilustra, por meio de um gráfico de coluna, a variação do CBR ao longo de todas as seções. Os valores de CBR apresentados abaixo refletem a aplicação de energia equivalente ao Proctor normal na realização dos ensaios nos solos do subleito.

Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas amostras do subleito.

Identificação da amostra	Compactação		CBR (%)	Expansão (%)
	Massa específica seca máxima (g/cm ³)	Umidade ótima (%)		
SL1	1,854	13,5	10,1	0
SL2	1,893	11,9	8,4	0
SL3	1,872	12,1	14,7	1,0
SL4	1,845	13,4	12,5	0,1
SL5	1,823	14,0	12,3	0,1
SL6	1,854	13,6	7,8	0,1
SL7	1,875	12,8	8,9	0,1
Média	1,859	13,0	10,7	0,2
Desvio padrão	0,023	0,8	2,6	0,4
Coefficiente de variação	1,2	6,1	23,9	178,0

Os solos do subleito da região do segmento experimental apresentam massa específica seca máxima média de 1,859 g/cm³, com valores variando entre 1,823 e 1,893 g/cm³. A umidade ótima média obtida nos ensaios de compactação foi de 13,0%, com baixo coeficiente de variação.

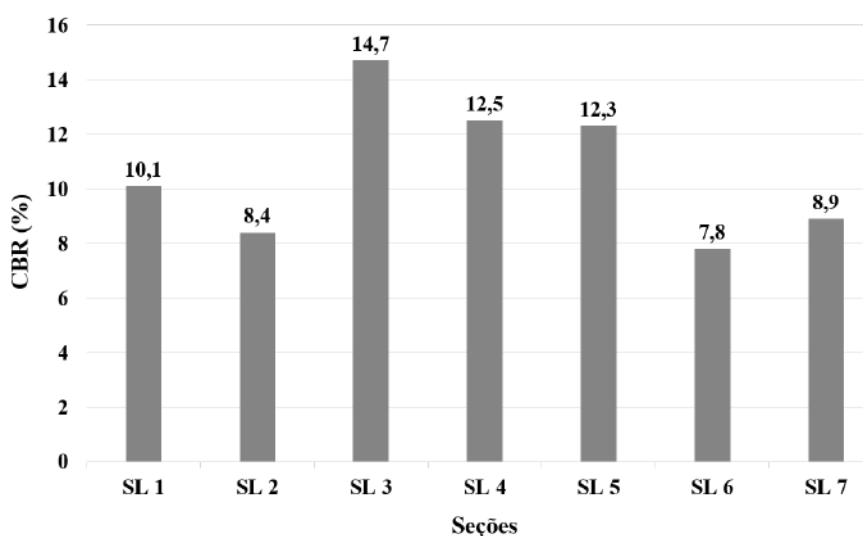


Figura 4.4 - Variação do CBR do subleito (SL) ao longo das seções do segmento experimental.

Os resultados dos ensaios indicam que os solos do subleito apresentam CBR médio de 10,7% e expansão média de apenas 0,2%. As maiores resistências foram identificadas nos solos das seções 3, 4 e 5 do segmento experimental, com valores de CBR variando entre 12,3% e 14,7%, enquanto as menores foram identificadas nas seções 2, 6 e 7, com valores de CBR variando

entre 7,8% e 8,9%. As diferenças observadas inclusive resultaram em elevado coeficiente de variação do CBR, mesmo com universal amostral restrito em função do número reduzido de seções e ensaios. A maioria dos solos do subleito das seções apresentou expansão mínima ou nula, sendo observado valor mais expressivo apenas na seção 3 do segmento experimental.

O método do DNER para o dimensionamento de pavimentos flexíveis (DNIT, 2006a) estabelece que os solos do subleito de uma rodovia devem apresentar CBR maior ou igual a 2,0% e expansão menor ou igual a 2,0%. Ou seja, todas as amostras do subleito do segmento experimental atendem aos requisitos técnicos para fundação de um pavimento. Adicionalmente, a norma DNIT 445/2023-ES, que define a execução de camada de revestimento primário em estradas não pavimentadas, classifica o subleito como de baixa capacidade de suporte quando o CBR for inferior a 3% e de alta capacidade de suporte quando for superior a 10%.

b) Revestimento primário

A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos ensaios de compactação e de Índice de Suporte Califórnia (CBR) realizados nos solos do revestimento primário coletados em todas as seções do segmento experimental e a Figura 4.5 ilustra a variação do CBR ao longo de todas as seções por meio de um gráfico de coluna. Importante destacar que os resultados apresentados abaixo refletem a aplicação da energia do Proctor intermediário nos solos do revestimento primário.

Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas amostras do revestimento primário.

Identificação da amostra	Compactação		CBR (%)	Expansão (%)
	Massa específica seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)		
RP1	2,123	8,6	36,8	0
RP2	2,123	7,3	72,6	0
RP3	2,103	8,8	38,2	0
RP4	2,173	8,0	33,0	0
RP5	2,097	8,6	60,4	0
RP6	1,940	12,7	18,8	0
RP7	1,932	11,4	38,9	0
Média	2,070	9,3	42,7	0
Desvio padrão	0,09	1,94	17,99	0
Coeficiente de variação	4,6	20,8	42,2	0

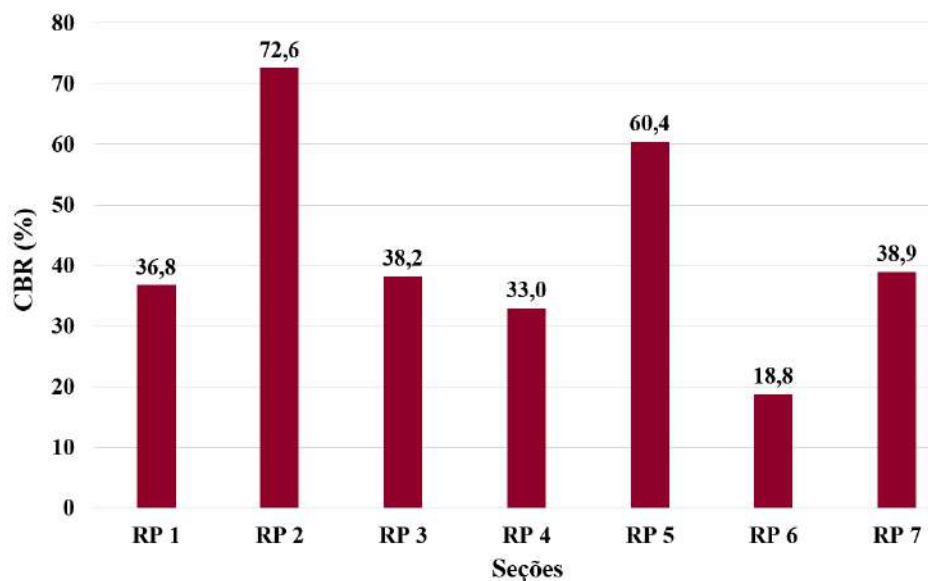


Figura 4.5 - Variação do CBR do revestimento primário ao longo das seções do segmento experimental.

Os solos originais do revestimento primário do segmento experimental apresentam massa específica seca máxima média de $2,070 \text{ g/cm}^3$ e umidade ótima média de 9,3%, quando submetidos a ensaios de compactação com aplicação de energia do Proctor intermediário. Entretanto, observa-se uma redução importante das massas específicas secas máximas nas seções 6 e 7, coerente à alteração granulométrica observada e apresentada na Tabela 4.4.

Os solos do revestimento primário apresentam CBR médio de 42,7%, com valor mínimo de 18,8% e máximo de 72,6%, e expansão nula. O elevado coeficiente de variação observado no CBR em apenas 7 amostras confirma a grande heterogeneidade dos solos do revestimento primário na região do segmento experimental. A norma DNIT 445/2023-ES estabelece que o material a ser empregado como revestimento primário em uma estrada não pavimentada deve apresentar CBR maior ou igual a 20% e expansão menor ou igual a 1%. Ou seja, as amostras do revestimento primário atendem aos requisitos técnicos, excetuando-se às da seção 6. Entretanto, a pequena diferença do CBR dessa amostra em relação ao limite da norma e a elevada média de CBR das outras seções minimizam o impacto dessa ocorrência.

4.1.2.2. Módulo de Resiliência

A determinação do comportamento resiliente dos solos constitui informação importante para o projeto de construção e manutenção de uma estrada não pavimentada. Os ensaios de resiliência permitem avaliar como o revestimento primário irá se comportar sob cargas repetidas de veículos pesados e leves. Ou seja, o módulo de resiliência (MR) constitui um parâmetro que indica a rigidez do solo sob cargas cíclicas.

a) Revestimento primário

Os módulos de resiliência do revestimento primário do segmento experimental foram calculados em função dos 18 pares de tensões da norma DNIT 134/2018-ME. A Tabela 4.9 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos com a aplicação do modelo composto, conforme Equação 4.1, que relaciona a variação do módulo de resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d). A Figura 4.6 apresenta o gráfico utilizado para definição do modelo e determinação dos coeficientes de ajuste para a Seção 7, que apresenta maior R^2 .

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (4.1)$$

Tabela 4.9 - Módulos de resiliência médios e constantes de ajuste do revestimento primário.

Identificação da amostra	MR médio (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
RP1	342,54	409,09	0,213	-0,195	0,810
RP2	346,96	505,38	0,242	-0,143	0,834
RP3	654,12	1.396,00	0,284	-0,020	0,970
RP4	481,38	596,95	0,117	-0,055	0,868
RP5	362,65	491,05	0,211	-0,136	0,834
RP6	456,97	683,99	0,232	-0,118	0,881
RP7	521,58	1.277,53	0,321	-0,002	0,983
Média	452,31	765,71	0,231	-0,096	0,883
Desvio padrão	113,7	401,0	0,1	0,1	0,07
Coeficiente de variação	25,1	52,4	27,8	-74,3	7,7

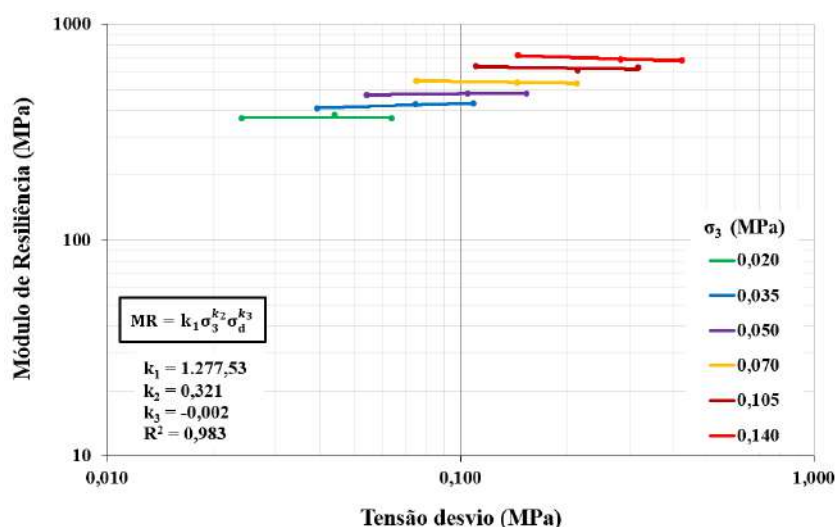


Figura 4.6 - Variação do módulo de resiliência das amostras do RP em função da tensão de desvio (Seção 7).

Em análise aos valores médios dos módulos de resiliência, observa-se grande variação entre as seções, confirmando a heterogeneidade do revestimento primário do segmento experimental, conforme identificado nas análises granulométricas, limites de consistência, classificações TRB, SUCS e MCT e ensaios de CBR. O valor médio do módulo de resiliência obtido em todo o segmento experimental foi de 452,31 MPa, com limite inferior em 342,54 MPa (Seção 1) e limite superior em 654,12 MPa (Seção 3). Esse valor mostra-se elevado, compatível a materiais granulares compactados, tais como bases de macadame hidráulico, conforme valor de referência apresentado na Instrução de Serviço IP-DE-P00/001/2006, do DER/SP.

A análise tridimensional que relaciona o módulo de resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d) fornece uma visão abrangente do comportamento do solo sob diferentes condições de carga. A Figura 4.7 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência obtidos com os ensaios realizados com os solos do revestimento primário.

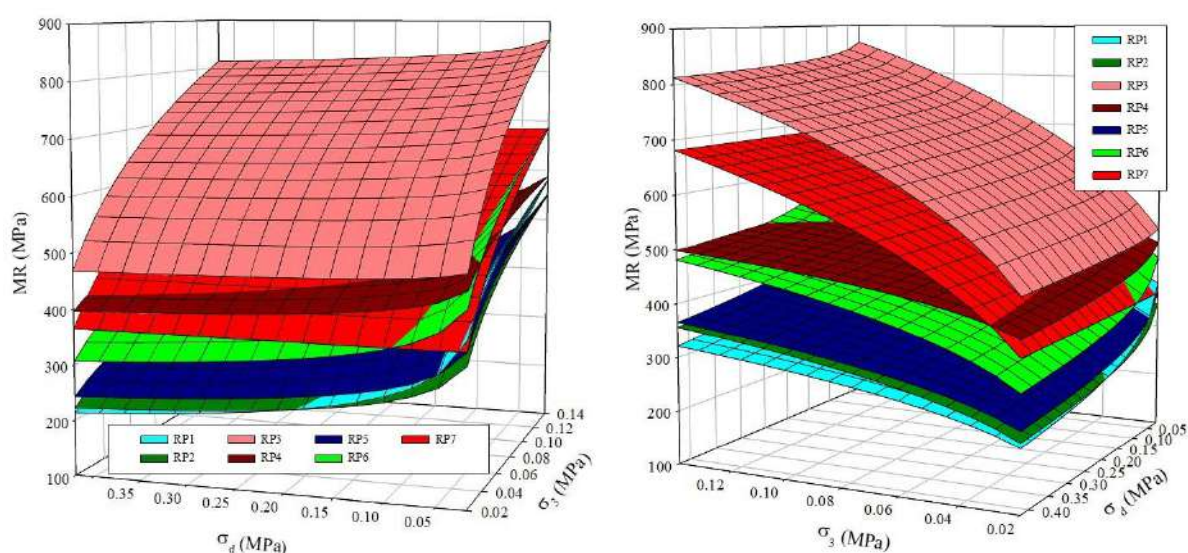


Figura 4.7 - Gráficos tridimensionais da variação dos módulos de resiliência das amostras do RP.

Em análise aos gráficos tridimensionais, observa-se que as seções 3 e 7 apresentam os solos do revestimento primário com maiores módulos de resiliência (MR), com valores que representam praticamente o dobro do calculado para as seções 1, 2 e 5. Entretanto, diferente das demais seções do segmento experimental, os solos das seções 3 e 7 sofreram grande influência da variação da tensão confinante. Esses solos apresentaram grande redução de MR com a redução da tensão confinante. A variação da tensão de desvio apresentou pouca influência no MR em todas as amostras de solos. A seção de controle é constituída pelos solos cujos módulos de resiliência mostram-se menos dependentes das variações das tensões confinante e de desvio.

4.1.3. Estudo de Tráfego

O volume de tráfego constitui um dos fatores mais importantes para o dimensionamento de estradas e rodovias. Este processo envolve diversas variáveis, incluindo fluxo, velocidade, cargas, pressão dos pneus e área de contato, tornando o cálculo bastante complexo. Os estudos a respeito do tráfego buscam identificar os volumes e fluxos atuais, a composição da frota dos veículos por tipo, as projeções para o período de vida útil do projeto, os parâmetros necessários para fundamentar as análises de pavimentos e a geometria do trecho em estudo.

Para definir o tráfego previsto no segmento experimental, utilizou-se o número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas ao longo do período de projeto, conhecido como Número N. A conversão das diferentes configurações de veículos, eixos e pesos por eixo foi realizado por meio de fatores de equivalência. Estes fatores são obtidos de reconhecidos institutos de pesquisa. No Brasil, os fatores mais recomendados e amplamente utilizados são os estabelecidos pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE).

O volume médio diário de tráfego local foi estabelecido por meio de contagem contínua e classificação dos veículos que transitaram no segmento experimental na Península de Marau no período de uma semana. Os procedimentos adotados para determinação do número “N” encontram-se detalhadamente apresentados no Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006b).

A classificação adotada pelo DNIT define configurações básicas de cada veículo ou combinação de veículos, bem como número de eixos, peso bruto total (PBT) máximo e classe. As diversas classes são representadas por um código alfanumérico, onde o primeiro algarismo representa o número de eixos do veículo simples ou da unidade tratora e o segundo algarismo, caso exista, indica a quantidade de eixos da(s) unidade(s) rebocada(s).

As letras nos códigos alfanuméricos apresentam diferentes significados, a saber: C = veículo simples (caminhão ou ônibus) ou veículo trator + reboque; S = veículo trator (cavalo mecânico) + semirreboque; I = veículo trator + semirreboque com distância entre eixos superior a 2,40 m (eixos isolados); J = veículo trator + semirreboque com um eixo isolado e um eixo em tandem; D = combinação dotada de 2 articulações; T = combinação de 3 articulações; Q = combinação de 4 articulações; X = veículos especiais (combinações de veículos para carga especializada, com mais de 9 (nove) eixos, para o transporte de cargas excepcionais em peso ou dimensões, cuja movimentação exige emissão de Autorização Especial de Trânsito - AET); B = ônibus.

Além das classes de veículos comerciais anteriormente descritas, devem ser incluídas também definições para veículos leves, necessários para o desenvolvimento de estudos de tráfego e de capacidade, a saber: P = carro de passeio; U = veículo utilitário (caminhões leves, pick-ups, furgões, vans e micro-ônibus); M = motocicletas, motonetas e bicicletas a motor.

4.1.3.1. Contagem e Classificação dos Veículos

A Tabela 4.10 apresenta os resultados da contagem de tráfego realizada entre os dias 2 (sábado) e 8 (sexta) de dezembro de 2023, consoante classificação de veículos adotada no DNIT.

Tabela 4.10 - Resultados da contagem de tráfego na região do segmento experimental (1).

Tipo de Veículo	Classe	Número de Eixos	Silhueta	Quantidade						
				02/12	03/12	04/12	05/12	06/12	07/12	08/12
Motocicleta	M	-		327	282	364	297	182	143	70
Quadriciclo	-	-		32	39	23	4	7	21	5
Trator	-	-		5	-	10	36	4	2	3
Veículo de passeio	P	-		776	829	841	574	558	559	306
Utilitário	U	-		4	15	4	5	9	7	1
Ônibus	2CB	2		6	3	17	15	13	12	11
Ônibus trucado	3CB	3		-	-	-	-	-	-	-
Ônibus trucado	4CB	4		-	-	-	-	-	-	-
Ônibus articulado	2SB1	3		-	-	-	-	-	-	-
Ônibus articulado	2IB2	4		-	-	-	-	-	-	-

Tabela 4.10 - Resultados da contagem de tráfego na região do segmento experimental (2).

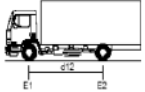
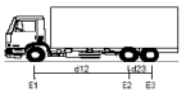
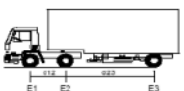
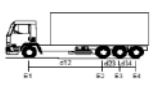
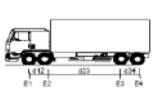
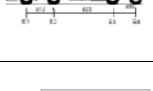
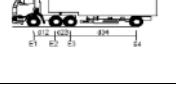
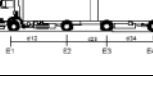
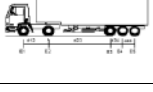
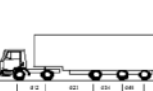
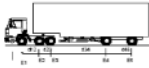
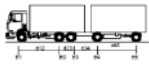
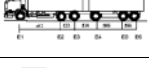
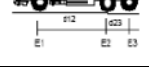
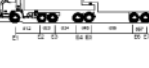
Tipo de Veículo	Classe	Número de Eixos	Silhueta	Quantidade						
				02/12	03/12	04/12	05/12	06/12	07/12	08/12
Caminhão simples	2C	2		56	29	76	93	63	74	25
Caminhão trucado	3C	3		53	8	83	101	118	116	47
Veículo trator + semirreboque	2S1	3		-	-	-	2	1	-	-
Caminhão pesado	4C	4		-	-	1	-	5	5	1
Caminhão duplo direcional trucado	4CD	4		-	-	-	-	-	-	-
Caminhão duplo direcional trucado	2S2	4		2	-	1	3	3	6	1
Caminhão duplo direcional trucado	2I2	4		-	-	1	-	-	-	-
Caminhão duplo direcional trucado	3S1	4		-	-	-	-	-	-	1
Caminhão + reboque	2C2	4		-	-	-	-	-	-	-
Caminhão + semirreboque	2S3	5		4	-	3	-	2	1	-
Caminhão trucado + semirreboque	3S2	5		-	-	-	-	-	2	-
Caminhão + semirreboque (eixos isolados)	2I3	5		-	-	-	-	-	-	-
Veículo trator + semirreboque (eixos isolados e eixo tandem)	2J3	5		-	-	-	-	2	-	-

Tabela 4.10 - Resultados da contagem de tráfego na região do segmento experimental (3).

Tipo de Veículo	Classe	Número de Eixos	Silhueta	Quantidade						
				02/12	03/12	04/12	05/12	06/12	07/12	08/12
Caminhão trucado + semirreboque	3I2	5		-	-	-	-	-	-	-
Caminhão + reboque	2C3	5		-	-	-	-	-	-	-
Caminhão trucado + reboque	3C2	5		-	-	-	-	-	-	-
Veículo trator + semirreboque	3S3	6		4	1	4	4	2	4	2
Veículo trator + semirreboque (eixos isolados)	3I3	6		-	-	-	-	-	-	-
Veículo trator + semirreboque (eixos isolados e eixo tandem)	3J3	6		-	-	-	-	-	-	-
Caminhão	3C3	6		-	-	-	-	-	1	-
Veículo especial	X	6		3	-	-	-	1	-	-
Combinação com 2 articulações	3D3	6		-	-	-	-	-	-	-
Combinação com 2 articulações	3D4	7		-	1	-	-	-	-	-
Combinação com 2 articulações	3D4	7		1	-	-	1	-	-	-
Combinação com 4 articulações	3Q4	7		-	-	-	-	-	-	-
Combinação com 3 articulações	3T6	9		-	-	-	-	-	-	-
Combinação com 3 articulações	3T6	9		-	-	-	-	-	-	-

4.1.3.2. Cálculo do Número N

a) Dados iniciais

- VMD (Volume Médio Diário) inicial em 2023: 156 veículos comerciais;
- Taxa de crescimento anual: 3%;
- Período de projeto: 1 ano, considerando a vida útil de projeto esperada para técnicas de estabilização e melhoramento sem proteção superficial da camada de desgaste. Para fins de comparação com outras contagens de veículos, inclusive na própria BR-030/BA, na Península de Maraú, são calculados os Números N para até 10 anos de projeto;
- Fator Direcional (FD): 50%, considerando a distribuição do fluxo de veículos entre as duas faixas de rolamento da estrada não pavimentada.

b) Composição da frota

A Tabela 4.11 apresenta a composição simplificada da frota de veículos identificada na contagem de tráfego na região do segmento experimental durante o período de uma semana.

Tabela 4.11 - Composição simplificada por dia da frota de veículos no segmento experimental (2023).

Tipo de Veículo	Classe	Quantidade	Participação no VMD (%)
Ônibus	2CB	11	7
Ônibus Articulado	2IB2	4	3
Caminhão simples	2C	56	36
Caminhão trucado	3C	74	47
Caminhão pesado	4C	2	2
Caminhão duplo direcional trucado	2S2	2	2
Veículo trator + semirreboque	2S3	1	1
Veículo trator + semirreboque	3S3	3	2
Total		156	100

Outros tipos de veículos foram registrados na contagem de tráfego realizada no segmento experimental, porém em quantidade insuficiente para constar na composição simplificada da frota de veículos apresentada na Tabela 4.11. Em que pese sua não apresentação na referida tabela, estes veículos comerciais foram computados e considerados na definição do VMD, conforme detalhado no cálculo do fator de veículo.

c) Cálculo do Fator de Veículo (FV)

O Fator de Veículo deve ser calculado para cada tipo de veículo, considerando a configuração de eixos e o peso por eixo das respectivas composições. A Tabela 4.12 apresenta os fatores de veículo da frota calculados pelos métodos AASHTO e USACE.

Tabela 4.12 - Fatores de veículo da frota calculados pelos métodos AASHTO e USACE.

Classe do Veículo	AASHTO	USACE
2CB	0,184	0,242
2IB2	0,199	0,269
2C	0,985	1,284
3C	0,934	4,187
2S1	0,014	0,019
4C	0,021	0,105
2S2	0,064	0,178
2I2	0,007	0,009
3S1	0,004	0,011
2S3	0,039	0,118
3S2	0,007	0,032
2J3	0,012	0,028
3C2	0,006	0,014
3S3	0,065	0,332
3C3	0,006	0,019
X	0,007	0,032
3D4	0,005	0,024
3D4	0,010	0,047
Total	2,5686	6,9571

d) Cálculo do Fator de Veículo da Frota (FVF)

O FVF consiste na média ponderada dos fatores de veículo individuais da frota registrada na contagem de tráfego. Os resultados deste cálculo são consolidados seguir:

- Para AASHTO: $FVF = \Sigma(FVi \times \%i) = 2,5686$
- Para USACE: $FVF = \Sigma(FVi \times \%i) = 6,9571$

e) Cálculo do Número N Ano a Ano

$$N_{\text{ano}} = 365 \times \text{VMD} \times \text{FVF} \times \text{FD} \quad (4.2)$$

Onde:

365 é o número de dias no ano;

VMD é o volume médio diário (cresce 3% ao ano);

FVF são os fatores de veículo da frota (AASHTO e USACE);

FD é o fator direcional (0,5).

A Tabela 4.13 apresenta os números N calculados, ano a ano e acumulado, em um período de 10 anos, considerando taxa de 3% de crescimento do tráfego pelos métodos AASHTO e USACE.

Tabela 4.13 - Números N calculados pelos métodos AASHTO e USACE.

Ano	VMD	N_{ano} AASHTO	N_{acumulado} AASHTO	N_{ano} USACE	N_{acumulado} USACE
2023	156	-	-	-	-
2024	161	$7,53 \times 10^4$	$7,53 \times 10^4$	$2,04 \times 10^5$	$2,04 \times 10^5$
2025	166	$7,76 \times 10^4$	$1,53 \times 10^5$	$2,10 \times 10^5$	$4,14 \times 10^5$
2026	170	$7,99 \times 10^4$	$2,33 \times 10^5$	$2,16 \times 10^5$	$6,31 \times 10^5$
2027	176	$8,23 \times 10^4$	$3,15 \times 10^5$	$2,23 \times 10^5$	$8,54 \times 10^5$
2028	181	$8,48 \times 10^4$	$4,00 \times 10^5$	$2,30 \times 10^5$	$1,08 \times 10^6$
2029	186	$8,73 \times 10^4$	$4,87 \times 10^5$	$2,37 \times 10^5$	$1,32 \times 10^6$
2030	192	$8,99 \times 10^4$	$5,77 \times 10^5$	$2,44 \times 10^5$	$1,56 \times 10^6$
2031	198	$9,26 \times 10^4$	$6,70 \times 10^5$	$2,51 \times 10^5$	$1,81 \times 10^6$
2032	204	$9,54 \times 10^4$	$7,65 \times 10^5$	$2,58 \times 10^5$	$2,07 \times 10^6$
2033	210	$9,83 \times 10^4$	$8,63 \times 10^5$	$2,66 \times 10^5$	$2,34 \times 10^6$

O número N acumulado pelo método AASHTO para 1 ano de projeto é $7,53 \times 10^4$ e pelo método USACE é $2,04 \times 10^5$. Ou seja, a rodovia BR-030/BA, na região do segmento experimental em pesquisa, apresenta um volume de tráfego considerado alto para estradas não pavimentadas. A FHWA (2015), por exemplo, preconiza que estradas submetidas a tráfegos superiores a 400 ou 500 veículos por dia devem considerar o projeto de algum tipo de pavimentação definitiva. Deve-se destacar que o método USACE resultou em um valor maior em virtude de seus fatores de veículo mais conservadores, especialmente para veículos pesados.

4.1.4. Dimensionamento da Espessura da Camada de Desgaste

Com o conhecimento das propriedades de resistência e deformabilidade dos solos do subleito e do revestimento primário, principalmente do Índice de Suporte Califórnia (CBR), das condições climáticas e das características e frequência do tráfego local, podemos determinar a espessura da camada de desgaste a ser executada nas diferentes seções do segmento experimental.

A Tabela 4.14 apresenta as espessuras da camada de desgaste calculadas pela aplicação dos diferentes métodos de dimensionamento descritos no Capítulo 2. Para este cálculo foram utilizadas as propriedades dos materiais, características de tráfego e condições climáticas, devidamente adaptadas para o segmento experimental na Península de Marau. Por se constituir em região de recomposição contínua de aterro da rodovia, adotou-se, como premissa, em alguns métodos de dimensionamento, CBR para o subleito igual ao do revestimento primário.

Tabela 4.14 - Espessura do revestimento primário por diferentes métodos de dimensionamento.

Propriedade	Valor de Referência	Métodos de Dimensionamento						
		Estados Unidos			Reino Unido	Austrália	Brasil	
		FHWA			TRL	Austroads	Método CBR (DNIT)	Norma DNIT 445/2023
		Método I	Método II	Método III (AASHTO)				
Nível de Tráfego	$N = 4 \times 10^5$ (USACE)	Elevado		$N = 4 \times 10^5$ (USACE)	$N = 4 \times 10^5$ (USACE)	$N = 4 \times 10^5$ (USACE)	$N = 4 \times 10^5$ (USACE)	
Qualidade do Subleito	CBR = 10% (-1,0 m) CBR = 40% (-0,2 m)	Muito Elevada	Superior a 10%			CBR = 10%	CBR = 10%	Elevada
Condição Climática	Tropical úmida	I						
Qualidade do Revestimento Primário	CBR = 40%				CBR = 40%			
Veículos Pesados por Dia	Superior a 50 veículos		Sim					Sim
Módulo de Resiliência do Subleito	MR = 100 MPa (estimado em função do CBR e da granulometria)			MR = 100 MPa				
Módulo de Elasticidade do Revestimento Primário	E = 400 MPa (estimado em função do módulo de resiliência)			E = 400 MPa				
Espessura da Camada de Desgaste (cm)		20	21,5	15	20	14	21,5	21,5

Considerando as premissas conservadoras adotadas em todos os métodos, adotou-se, em função da qualidade do subleito e do revestimento primário original, de questões executivas da camada e dos ganhos de resistência das misturas, espessura de 15 centímetros para todas as seções de estabilização granulométrica e melhoramento químico aplicadas no segmento experimental.

4.2. CAMPANHA DE IMPLANTAÇÃO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL

4.2.1. Caracterização Física

4.2.1.1. Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência

a) Agregados

A Figura 4.8 apresenta as curvas de distribuição granulométrica das amostras do cascalho argiloso, da areia pura, da brita graduada simples (BGS) e do pavimento asfáltico reciclado (RAP), materiais utilizados como agregados nas misturas das diferentes técnicas de estabilização granulométrica adotadas nas seções do segmento experimental.

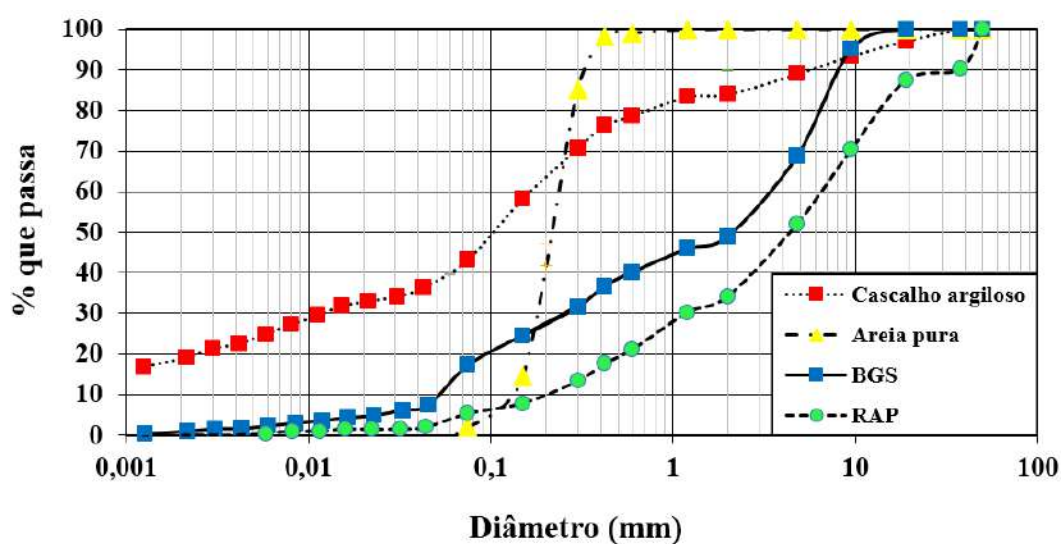


Figura 4.8 - Curvas de distribuição granulométrica dos agregados utilizados nas misturas estabilizadas.

De forma complementar, a Tabela 4.15 apresenta as densidades reais dos grãos e os limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade) dos agregados utilizados nas estabilizações granulométricas do programa experimental.

Tabela 4.15 - Densidade real dos grãos e limites de consistência dos agregados.

Agregado	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de consistência		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)
Areia pura	2,760	-	-	-
Cascalho argiloso	2,720	32	23	9
RAP	2,570	-	-	-
BGS	2,940	-	-	-

A elevada densidade real dos grãos observada na brita graduada simples (BGS) pode estar associada à presença de mica e quartzo, minerais notadamente com maior densidade, enquanto a baixa densidade observada no RAP pode estar relacionada à menor densidade dos ligantes asfálticos em relação ao revestimento primário.

Excetuando-se o cascalho argiloso, utilizado em pequenas quantidades para melhorar a trabalhabilidade das misturas na pista de algumas estabilizações granulométricas, os limites de consistência dos demais agregados indicaram integralmente comportamento não plástico. Essa característica mostra-se fundamental à estabilização proposta nessa pesquisa em virtude da média plasticidade observada nos solos de algumas seções do revestimento primário.

A Tabela 4.16 apresenta as frações granulométricas, segundo a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), e as classificações dos materiais, segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos.

Tabela 4.16 - Frações granulométricas e classificações dos agregados (TRB e SUCS).

Agregado	Granulometria (AASHTO)				Classificação	
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	TRB	SUCS
Areia pura	1,5	0,5	98,0	0,0	A-3	SP
Cascalho argiloso	24,9	18,3	40,8	16,0	A-6	SC
BGS	2,2	15,0	31,7	51,1	A-1-a	GW-GM
RAP	0,4	4,9	28,9	65,8	A-1-a	GP-GM

A análise da distribuição granulométrica dos agregados permite identificar uma participação significativa da fração granular. Mesmo o cascalho argiloso apresenta parcela relevante de areias e pedregulhos em sua composição. A areia pura confirma a sua denominação, apresentando baixíssimo coeficiente de não uniformidade (CNU) e apenas 2% de passante na peneira #200. Já a brita graduada simples (BGS) e o pavimento asfáltico reciclado (RAP) apresentam predominância de pedregulhos, mas com fração arenosa também importante. Praticamente ausente no RAP, a fração fina representa 17,2% da composição do BGS, principalmente siltes.

Segundo o TRB, o cascalho argiloso foi classificado como pertencente ao grupo A-6 (solos argilosos de baixa plasticidade) e a areia pura ao grupo A-3, (solos arenosos finos). Já o BGS e o RAP foram classificados como pertencentes ao grupo A-1-a, em uma faixa granulométrica constituída por solos granulares com boa graduação e pouca quantidade de finos.

Segundo o SUCS, o cascalho argiloso foi classificado como SC (areia argilosa) e a areia pura como SP (areia mal graduada e uniforme). Enquanto o cascalho argiloso apresenta características compatíveis ao aumento da coesão da mistura, a areia melhora a condição de drenagem da mistura a ser estabilizada granulometricamente. O BGS foi classificado como pertencente ao grupo GW-GM (pedregulhos bem graduados, pouco uniformes e com presença acentuada de siltes), enquanto o RAP foi classificado como GP-GM (pedregulhos mal graduados com siltes). A caracterização física e as classificações granulométricas indicam que os agregados podem adicionar estabilidade, resistência e capacidade de suporte às misturas.

Em síntese, os resultados dos ensaios de laboratório indicaram que os materiais selecionados no programa experimental apresentam classificação e comportamento compatíveis ao objetivo esperado como agregados nas misturas a serem estabilizadas granulometricamente.

b) Seção de controle e misturas estabilizadas e melhoradas

A Figura 4.9 apresenta as curvas de distribuição granulométrica das amostras do revestimento primário da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas das outras seções do segmento experimental, conforme soluções técnicas nominadas e detalhadas a seguir:

- Seção 1 - Melhoramento químico com adição de 1% de cimento Portland e mistura em pista - Solução técnica MCP1%;
- Seção 2 - Estabilização granulométrica com incorporação em pista de 25% de areia e 10% de cascalho argiloso ao revestimento primário (65%) - Solução técnica MAA;
- Seção 3 - Melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland e mistura em pista - Solução técnica MCP2%;
- Seção 4 - Estabilização mecânica com revestimento primário original compactado, definida como seção de controle em relação às demais seções - Solução técnica SC;
- Seção 5 - Estabilização granulométrica com incorporação em pista de 25% de RAP e 10% de cascalho argiloso ao revestimento primário (65%) - Solução técnica MRAP;
- Seção 6 - Melhoramento químico com adição de 1% de cal hidratada e mistura em pista - Solução técnica MCH1%;
- Seção 7 - Estabilização granulométrica com incorporação em pista de 25% de brita graduada simples ao revestimento primário (75%) - Solução técnica MBGS.

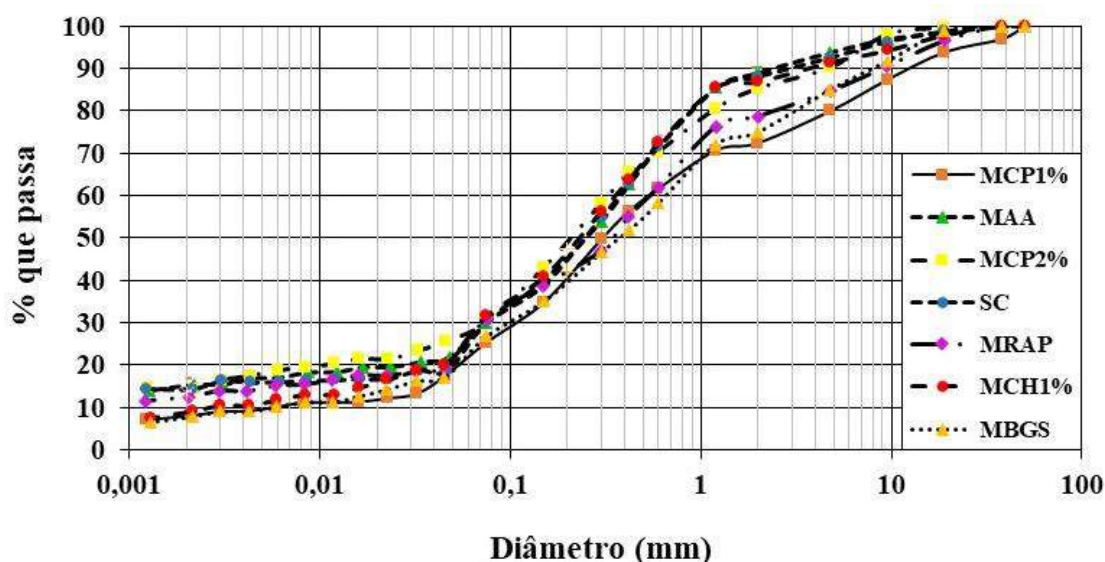


Figura 4.9 - Curvas de distribuição granulométrica da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas.

As amostras dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente foram coletadas imediatamente após as operações de espalhamento e homogeneização em pista. Ou seja, as amostras foram coletadas em momento imediatamente anterior ao início da compactação. Já as misturas melhoradas quimicamente tiveram os aditivos (cimento Portland e cal hidratada) incorporados apenas durante a realização dos ensaios de resistência.

A Tabela 4.17 apresenta as densidades reais dos grãos e os limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade) das amostras dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente e melhoradas quimicamente.

Tabela 4.17 - Densidade e limites de consistência da seção de controle e misturas estabilizadas e melhoradas.

Seção	Identificação da amostra	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de consistência		
			LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	MCP1%	2,730	26	18	8
2	MAA	2,750	23	16	7
3	MCP2%	2,760	17	13	4
4	SC	2,760	25	17	8
5	MRAP	2,710	27	18	9
6	MCH1%	2,750	29	19	10
7	MBGS	2,760	20	15	5

Em análise aos valores da densidade real dos grãos observa-se pouca influência das estabilizações granulométricas e melhoramentos químicos. Apenas a mistura com RAP e cascalho argiloso (MRAP), implantada na seção 5, apresentou redução mais perceptível, refletindo a menor densidade do RAP (2,57 g/cm³) em relação ao revestimento primário puro (2,76 g/cm³), conforme informações das Tabelas 4.3 e 4.10. Importante destacar que a seção de controle também constitui registro do revestimento primário original da estrada.

Com relação aos limites de consistência, os valores das misturas não apresentaram significativa redução em relação à média plasticidade identificada em algumas seções. Apenas o melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland (seção 3) e a estabilização granulométrica com incorporação de 25% de BGS (seção 7) se mostraram exitosos em reduzir o índice de plasticidade ao limite de 7% estabelecido na norma DNIT 445/2023-ES para revestimento primário de estradas em regiões com pluviometria superior a 1.500 mm anuais.

A Tabela 4.18 apresenta as frações granulométricas, segundo a AASHTO, e as classificações da seção de controle e das misturas do segmento experimental, segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4.18 - Frações granulométricas e classificações da seção de controle e das misturas.

Seção	Identificação da amostra	Granulometria (AASHTO)				Classificação	
		Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	TRB	SUCS
1	MCP1%	10,2	15,2	47,1	27,5	A-1-a	GW
2	MAA	17,2	12,8	59,0	11,0	A-2-4	SM
3	MCP2%	18,8	11,4	55,0	14,8	A-2-4	SM
4	SC	16,1	14,0	58,0	11,9	A-2-4	SM
5	MRAP	15,1	15,9	47,8	21,2	A-1-a	GW
6	MCH1%	11,9	19,9	55,1	13,1	A-2-4	SM
7	MBGS	10,2	16,7	48,2	24,9	A-1-a	GW

A classificação TRB aplicada aos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas indica a ocorrência de seções com solos do grupo A-2-6 (solos silto-arenosos, de baixa a moderada plasticidade), alternadamente a seções com solos do grupo A-1-a (pedregulho e areia bem graduados), solos considerados de bom comportamento geotécnico para composição do revestimento primário de uma estrada não pavimentada.

A classificação SUCS evidenciou a natureza granular dos solos originais do revestimento primário e suas misturas estabilizadas granulometricamente e melhoradas quimicamente, sendo identificados alternadamente solos pertencentes aos grupos SM (solos silto-arenosos ou solos com predominância de areia, mas com quantidade significativa de siltes de baixa a moderada plasticidade) e GW (pedregulho bem graduado, com pouca fração fina em sua composição).

As misturas adotadas na seção 3, melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland, e na seção 7, estabilização granulométrica com incorporação de 25% de BGS, foram as únicas que apresentaram IP inferior ao limite estabelecido na norma DNIT 445/2023-ES para revestimento primário em regiões com elevada pluviometria. Em termos de distribuição granulométrica e classificação dos solos, segundo TRB e SUCS, as misturas estabilizadas atendem aos requisitos para sua aplicação como revestimento primário.

Entretanto, a média plasticidade observada nos solos do revestimento primário de algumas seções deve ser adequadamente corrigida. Na presente pesquisa, apenas as técnicas aplicadas nas seções 3 e 7 se mostraram eficientes para redução do índice de plasticidade. A heterogeneidade dos solos do revestimento primário, conforme observado nos elevados valores de coeficiente de variação das frações de argila e pedregulho apresentados na Tabela 4.4, representou dificuldade adicional para a estabilização ou melhoramento desses solos.

Essa heterogeneidade também se materializou nos resultados dos ensaios realizados com as misturas melhoradas quimicamente. Enquanto técnica, as seções 1 e 3 diferenciam-se apenas no teor de cimento Portland adicionado ao revestimento primário. Entretanto, embora separados por apenas 100 metros de distância no segmento experimental, os materiais dessas seções apresentam distribuições granulométricas com diferenças importantes e que tendem a influenciar o melhoramento dos solos, particularmente com aditivos químicos.

Em análise à Tabela 4.18, observa-se que a seção 3 tem praticamente o dobro de argila em relação à seção 1, e essa proporção se inverte quando analisamos a fração de pedregulhos. Ou seja, a maior redução do índice de plasticidade observada na seção 3 pode estar associada ao simples aumento de teor de cimento Portland, mas também à maior disponibilidade de argilominerais que influenciam as reações químicas nas misturas melhoradas com esse aditivo.

No caso específico de estradas não pavimentadas, a preocupação com a plasticidade dos solos do revestimento primário deve ser sempre reforçada, particularmente em regiões com elevada pluviosidade. A maior compressibilidade dos solos, associada à maior plasticidade, resulta em maiores deformações e favorece a formação de buracos e trilhas de rodas, o que reduz a funcionalidade das estradas e o tempo de ciclo de intervenções de manutenção.

Em virtude da desagregação dos agregados e do carreamento contínuo das partículas pela ação da água e do vento, a manutenção da estrada passa a requerer o serviço de recomposição do revestimento primário, de custo muito mais elevado, particularmente quando envolve o transporte de materiais selecionados a longas distâncias.

4.2.1.2. Metodologia MCT

A Tabela 4.19 apresenta os índices classificatórios da metodologia MCT para amostras dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas e a Figura 4.10 ilustra os resultados dos ensaios no gráfico de referência utilizado para classificação dos solos tropicais.

Tabela 4.19 - Índices classificatórios da metodologia MCT da seção de controle e das misturas.

Seção	Identificação da amostra	Índices Classificatórios				Classificação MCT
		c'	d'	Pi (%)	e'	
1	MCP1%	1,10	89,3	75	0,99	LA'
2	MAA	1,61	162,3	103	1,05	LG'
3	MCP2%	1,86	83,9	85	1,03	LG'
4	SC	1,22	81,0	63	0,96	LA'
5	MRAP	1,30	50,0	128	1,19	NA'
6	MCH1%	1,07	135,5	88	1,01	LA'
7	MBGS	1,11	63,1	125	1,16	NA'-LA'

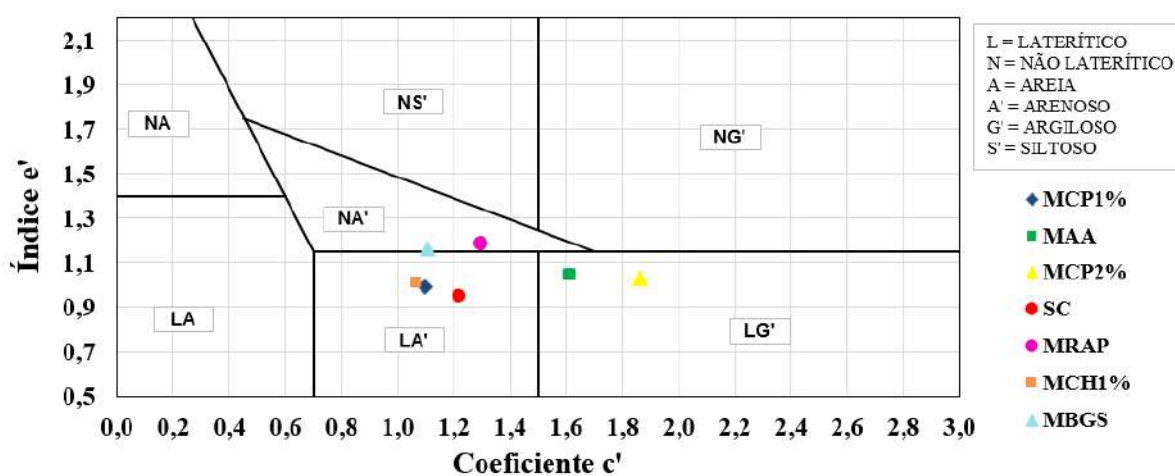


Figura 4.10 - Gráfico para classificação da metodologia MCT (seção de controle e misturas).

Os solos da seção de controle (seção 4) e as amostras das misturas MCP1% (seção 1) e MCH1% (seção 6), melhoradas quimicamente com 1% de cimento Portland e 1% de cal hidratada, respectivamente, foram classificadas como pertencentes aos grupos LA'. Esses solos são notadamente arenosos, mas apresentam quantidade de finos lateríticos suficientes para lhes conferir razoável coesão e elevado módulo de resiliência, geralmente superiores a 200 MPa. Os solos do grupo LA' têm se constituído historicamente em importante fonte de material na construção de sub-bases e bases rodoviárias do Brasil (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Nas misturas MBGS (seção 7) e particularmente na MRAP (seção 5), a incorporação de agregados artificiais com fração relevante de pedregulhos, superior a 50%, resultou na alteração da classificação original desses solos do revestimento primário de LA' para NA'. Quando se situam próximos aos limites com os grupos LA' e LA no gráfico de classificação, os solos do grupo NA', de comportamento não laterítico, constituem materiais com características e propriedades adequadas para serem utilizados como camada de pavimentos e podem apresentar inclusive módulo de resiliência superior a 150 MPa (VILLIBOR & ALVES, 2019).

Nas misturas MAA (seção 2), estabilizada granulometricamente com incorporação de areia pura e cascalho argiloso, e MCP2% (seção 3), melhorada quimicamente com adição de 2% de cimento Portland, a porcentagem elevada de finos dos solos do revestimento primário original dessas seções resultou em sua classificação como pertencente ao grupo LG', solos argilosos com comportamento laterítico. O coeficiente de argilosidade (c') superior a 1,5 constitui mais um indicativo do comportamento granulométrico argiloso das amostras. Quando próximos ao limite do grupo LA' no gráfico de classificação, esses solos apresentam porcentagem alta de grãos de areia e propriedades similares a esses inclusive, principalmente quando o coeficiente de argilosidade for inferior a 2,0 (VILLIBOR & ALVES, 2019).

As amostras da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas apresentaram coeficientes de argilosidade (c') superiores a 1,0 e inferiores a 1,3, comportamento de solos arenosos com diferentes granulometrias, mas principalmente de siltes e argilas. Quanto menor o valor de c' , menor a coesão e a compressibilidade dos solos.

A perda de massa por imersão (P_i), quase sempre inferior a 125%, e os índices de laterização (e'), inferiores ou muito próximos a 1,15, reforçam o comportamento laterítico das amostras. Quanto menor o valor de P_i , menor será a plasticidade dos solos, o que é desejável para a estabilidade de uma camada de revestimento primário.

4.2.2. Caracterização Química

4.2.2.1. Perfil de Solo T1 (faixa de domínio da rodovia)

A Tabela 4.20 apresenta os resultados das análises químicas realizadas no perfil de solo da trincheira escavada na margem direita da seção 2, na área da faixa de domínio (T1). Estes ensaios químicos tiveram por objetivo avaliar o teor de matéria orgânica (MO), a capacidade de troca catiônica (Valor T), as concentrações de fósforo (P), potássio (K^{+1}), cálcio (Ca^{+2}), magnésio (Mg^{+2}), alumínio (Al^{+3}) e sódio (Na^{+1}), a soma das bases trocáveis (Valor S) e a saturação por bases (Valor V) ou por alumínio (m).

Tabela 4.20 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da faixa de domínio da rodovia (T1).

Prof. (cm)	Horizonte	MO (g kg ⁻¹)	Complexo sortivo								Valor V	m	P
			Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S	H ⁺ +Al ³⁺	Al ³⁺	Valor T			
			cmolc kg ⁻¹								%		mg kg ⁻¹
0 – 16	A1	13,7	1,30	0,79	<0,02	<0,06	2,34	2,39	0,07	4,73	49	3	47,3
16 – 38	A2	1,4	0,17	0,09	<0,02	<0,06	0,32	0,18	0,04	0,50	64	11	5,0
38 – 52	Ab1	4,0	0,19	0,09	<0,02	<0,06	0,32	0,77	0,04	1,09	29	11	10,9
52 – 69	Ab2	2,0	0,06	0,02	<0,02	<0,06	0,11	0,70	0,01	0,18	62	8	1,8
69 – 110	Ab3	1,4	<0,05	0,01	<0,02	<0,06	0,09	0,29	0,01	0,38	23	0	3,8
110 – 149	AE	1,4	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,04	0,55	0,02	0,59	7	33	5,9
149 – 173	E	1,4	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,04	0,29	0,06	0,33	11	63	3,3
173 – 183	EB	1,9	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,04	0,55	0,06	0,59	6	63	5,9
183 – 221	Bs1	2,6	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,03	0,63	0,06	0,66	5	67	6,6
221 – 233	Bs2	3,7	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,07	0,92	0,07	0,99	7	50	9,9

De forma complementar às análises químicas realizadas nas amostras em profundidade, a Tabela 4.21 apresenta os resultados da avaliação da acidez (pH em água e em cloreto de potássio) e da resposta ao ataque sulfúrico no perfil de solo da faixa de domínio (T1), inclusive as relações moleculares Ki e Kr. Estas informações constituem importantes ferramentas para avaliar o grau de intemperismo e laterização do subleito original do segmento experimental, ou seja, da camada onde foi continuamente apoiada a plataforma da rodovia ao longo do processo de manutenção e recomposição do revestimento primário.

Tabela 4.21 - Resultados da acidez e do ataque sulfúrico nas amostras de solo da faixa de domínio (T1).

Prof. (cm)	Horizonte	pH (1:2,5)			Ataque sulfúrico (g kg ⁻¹)					SiO ₂ / Al ₂ O ₃	SiO ₂ / Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃
		H ₂ O	KCl	ΔpH	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MnO	(Ki)	(Kr)
0 – 16	A1	6,09	4,50	-1,59	-	-	-	-	-	NA	NA
16 – 38	A2	6,29	4,56	-1,73	-	-	-	-	-	NA	NA
38 – 52	Ab1	6,22	4,69	-1,53	-	-	-	-	-	NA	NA
52 – 69	Ab2	6,38	4,93	-1,45	-	-	-	-	-	NA	NA
69 – 110	Ab3	6,55	4,87	-1,68	-	-	-	-	-	NA	NA
110 – 149	AE	6,43	4,75	-1,68	-	-	-	-	-	NA	NA
149 – 173	E	6,40	4,87	-1,53	-	-	-	-	-	NA	NA
173 – 183	EB	6,28	4,86	-1,42	-	-	-	-	-	NA	NA
183 – 221	Bs1	6,40	4,92	-1,48	2,1	0,74	0,08	0,12	0	4,82	4,6
221 – 233	Bs2	6,09	4,50	-1,59	5,6	0,44	0,15	0,17	0	21,64	18,27

TEIXEIRA et al. (2017) definem o complexo sortivo como o conjunto de partículas trocadoras de íons no solo. Os cátions são íons carregados positivamente, tais como o cálcio (Ca²⁺), o magnésio (Mg²⁺), o potássio (K⁺), o sódio (Na⁺), o alumínio (Al³⁺), o ferro (Fe²⁺), o manganês (Mn²⁺) e o cobre (Cu²⁺). A capacidade do solo para manter esses cátions é chamada de capacidade de troca catiônica (Valor T). Esses cátions são mantidos ao solo por forças eletrostáticas das argilas carregadas negativamente e/ou partículas de matéria orgânica (partículas negativas do solo atraem os cátions positivos). Se a maior parte da CTC do solo está ocupada por cátions essenciais, tais como Ca²⁺, Mg²⁺ e K⁺, esse pode ser considerado um solo bom em termos de nutrição das plantas. Por outro lado, se a maior parte da CTC está ocupada por cátions potencialmente tóxicos, como H⁺ e Al³⁺, este será um solo pobre.

Adicionalmente, SOBRAL et al. (2015) afirmam que os valores de saturação de bases (Valor V) e de alumínio (m) constituem importantes indicadores da fertilidade e da acidez do solo. Solos com valores de V maiores que 70% apresentam grande disponibilidade de cátions essenciais, enquanto os inferiores a 50% necessitam de calagem de correção. Valores elevados de m indicam que o solo é ácido e pode conter alumínio tóxico para as plantas. A maioria dos estudos indica que valores de m superiores a 10% prejudicam o desenvolvimento das plantas.

Nas amostras do perfil dos espodossolos hidromórficos (T1), coletadas na faixa de domínio às margens da plataforma da rodovia, a capacidade de troca catiônica (Valor T) varia de 0,18 a 4,73 cmolc/kg, sendo significativamente mais alta na camada superficial e diminuindo em profundidade, o que se mostra totalmente coerente ao maior teor de matéria orgânica e concentração de fósforo identificados no horizonte A1 (Tabela 4.21).

Neste horizonte em particular, refletindo essa maior atividade, a soma das bases trocáveis (Valor S) e os cátions $H^+ + Al^{3+}$ também apresentam valores muito elevados em comparação aos demais horizontes do perfil (Tabela 4.21). Nos horizontes mais profundos (AE em diante), a partir de 110 centímetros de profundidade, os valores de saturação por alumínio apresentam valores muito elevados, ambiente hostil para o desenvolvimento de plantas, conforme observado com a cobertura vegetal local formada apenas por espécies de restinga arbustiva.

A acidez do solo é avaliada por meio do valor de pH (potencial hidrogeniônico), ou seja, na concentração de íons H^+ na solução do solo. Quando os solos possuem predominância de hidrogênio sobre hidróxidos, são denominados ácidos (com valores máximos atingindo a 3,5). Quando contrário, são alcalinos (com valores atingindo a 10). Solos que possuem a mesma concentração de íons de hidrogênio e hidróxidos são denominados neutros (pH = 7). A variação mais comum no pH em solos de regiões tropicais e úmidas é de 5 a 7 (BRADY, 1974).

A EMBRAPA SOLOS (2018) propõe classificar a acidez ou a alcalinidade dos solos em 6 (seis) diferentes grupos, a saber: a) extremamente ácido, quando o pH (H_2O) do solo é inferior a 4,3; b) fortemente ácido, quando entre 4,3 e 5,3; c) moderadamente ácido, quando entre 5,4 e 6,5; d) praticamente neutro, quando entre 6,6 e 7,3; e) moderadamente alcalino, quando entre 7,4 e 8,3; f) fortemente alcalino, quando pH (H_2O) é superior a 8,3.

Outra informação relevante nos resultados de acidez consiste no parâmetro ΔpH , definido como a diferença entre os valores de pH em água e em KCl e pode apresentar valores negativos (predominância de cargas elétricas negativas), positivos (predominância de cargas positivas) ou nulo (ponto de carga zero - PCZ, ou seja, quando valores de pH em água e em KCl são iguais).

Os resultados apresentados na Tabela 4.21 indicam que o perfil do solo da faixa de domínio (T1) apresenta acidez moderada, com pH variando entre 6,09 e 6,55, com tendência de ligeiro aumento do PH com a profundidade, ou seja, de leve redução da acidez. Com relação ao ΔpH , os valores mostram-se elevados, em termos absolutos, indicando uma diferença significativa entre o pH em KCl e em H_2O , ou seja, existe uma predominância de cargas elétricas negativas.

Os valores negativos de ΔpH dos espodosolos hidromórficos sugerem ainda que, apesar do baixo teor de argila, os minerais presentes têm uma influência significativa nas propriedades eletroquímicas do solo. Além disso, a presença de matéria orgânica, particularmente no horizonte mais superficial, também contribui para uma maior capacidade de troca catiônica.

Com relação ao ataque sulfúrico, o ensaio consiste em um método utilizado para determinar os teores de óxidos de silício (SiO_2), de alumínio (Al_2O_3) e de ferro (Fe_2O_3) presentes no solo. A partir dos resultados, são calculadas as relações moleculares K_i e K_r , fundamentais para avaliar o grau de intemperismo. Solos menos intemperizados, com predomínio de argilominerais 2:1, apresentam índice K_i superior a 2,0 e K_r superior a 0,75, enquanto solos muito intemperizados, com predomínio de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, apresentam índices K_i e K_r inferiores a 0,75. Valores intermediários representam grau de intemperismo intermediário. Em que pese registro dos índices K_i e K_r nos horizontes Bs1 e Bs2, em profundidade superior a 183 centímetros, os espodosolos hidromórficos coletados na faixa de domínio da rodovia, na região do segmento experimental, apresentam baixíssimo grau de intemperismo.

De forma complementar à análise química, as Tabelas 4.22 e 4.23 apresentam os atributos físicos das amostras do perfil de solo da faixa de domínio da rodovia BR-030/BA (T1). Enquanto a Tabela 4.22 apresenta as frações da amostra total e a composição granulométrica da terra fina (EMBRAPA, 2018), a Tabela 4.23 apresenta os resultados dos ensaios de argila dispersa em água, do grau de floculação e da relação silte/argila.

Tabela 4.22 - Composição granulométrica do perfil de solo da faixa de domínio da rodovia (T1).

Prof. (cm)	Horizonte	Frações da amostra total (g kg ⁻¹)			Composição granulométrica da terra fina (g kg ⁻¹)						
		Calhau (>20 mm)	Cascalho (2-20 mm)	Terra fina (<2 mm)	Areia muito grossa	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Areia muito fina	Silte	Argila
0 – 16	A1	0	0	1.000	78	490	265	68	30	19	50
16 – 38	A2	0	0	1.000	50	472	331	75	30	17	25
38 – 52	Ab1	0	0	1.000	33	357	407	136	24	18	25
52 – 69	Ab2	0	0	1.000	52	424	374	90	0	23	37
69 – 110	Ab3	0	0	1.000	40	346	466	82	3	25	37
110 – 149	AE	0	0	1.000	65	465	355	29	29	20	38
149 – 173	E	0	0	1.000	41	476	382	32	13	19	38
173 – 183	EB	0	0	1.000	73	558	275	7	30	20	37
183 – 221	Bs1	0	0	1.000	53	459	359	34	33	24	37
221 – 233	Bs2	0	0	1.000	42	574	278	17	27	25	37

Tabela 4.23 - Resultados dos demais atributos físicos do perfil de solo da faixa de domínio da rodovia (T1).

Profundidade (cm)	Horizonte	Argila dispersa em água (g kg⁻¹)	Grau de floculação (%)	Relação silte/argila
0 – 16	A1	25	50	0,4
16 – 38	A2	12	52	0,7
38 – 52	Ab1	13	48	0,7
52 – 69	Ab2	25	32	0,6
69 – 110	Ab3	25	32	0,7
110 – 149	AE	25	34	0,5
149 – 173	E	25	34	0,5
173 – 183	EB	25	32	0,5
183 – 221	Bs1	25	32	0,6
221 – 233	Bs2	25	32	0,7

As frações e a composição granulométrica da terra fina apresentadas na Tabela 4.22 refletem premissas do Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), desenvolvido pela EMBRAPA (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária). Esta classificação é utilizada no Brasil para análises granulométricas e texturais de solos e pode diferir ligeiramente de classificações internacionais. A separação detalhada das frações de areia (muito grossa, grossa, média, fina e muito fina) constitui informação particularmente útil para solos tropicais, onde essas diferenças podem ter impactos significativos nas propriedades do solo (EMBRAPA, 2018).

O sistema de classificação da EMBRAPA (2018) define as seguintes faixas de tamanho das partículas para as frações dos solos: a) calhau (superior a 20 mm); b) cascalho (entre 20 e 2 mm); c.1) areia muito grossa (entre 2 e 1 mm); c.2) areia grossa (entre 1 e 0,5 mm); c.3) areia média (entre 0,5 e 0,25 mm); c.4) areia fina (entre 0,25 e 0,1 mm); c.5) areia muito fina (entre 0,1 e 0,05 mm); d) silte (entre 0,05 e 0,002 mm); e) argila (inferior a 0,002 mm).

De forma a permitir uma melhor visualização, a Figura 4.11 apresenta o gráfico de colunas da composição granulométrica da terra fina dos diferentes horizontes do perfil de solo da trincheira escavada na faixa de domínio da rodovia (T1). Importante destacar que, consoante resultados das frações da amostra total ensaiada apresentados na Tabela 4.22, não foi identificada a ocorrência de calhau ou cascalho em nenhum horizonte deste perfil de solo.

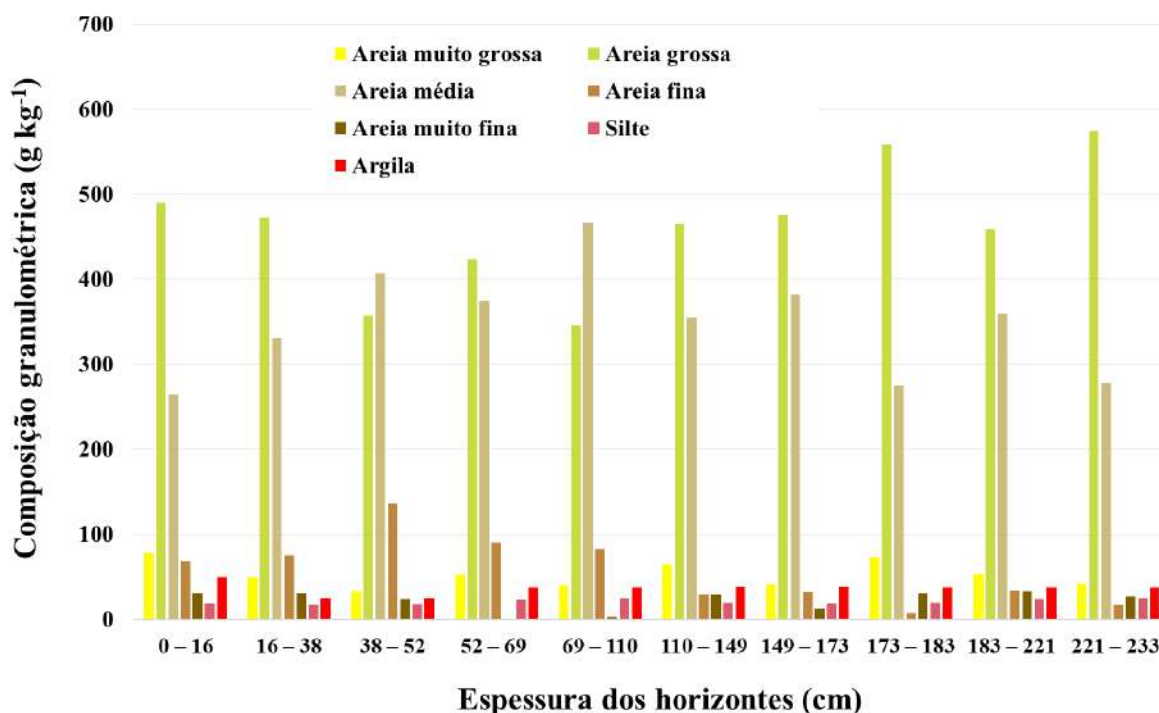


Figura 4.11 - Composição granulométrica da terra fina na faixa de domínio da rodovia (T1).

Os resultados evidenciam a composição uniforme e arenosa dos espodossolos hidromórficos da faixa de domínio da rodovia. As frações de areia grossa e média são consistentemente as mais abundantes em todos os horizontes. A areia grossa é mais abundante no horizonte superficial (0-16 cm) e diminui com a profundidade, exceto na camada mais profunda. Já a areia média aumenta a sua participação com a profundidade. Os teores de silte e argila são consistentemente baixos em todas as profundidades, nunca excedendo 50 g kg^{-1} individualmente.

Respeitadas as diferenças entre os métodos de classificação, mas admitidas comparações entre as faixas granulométricas e estimativa da plasticidade em função da proporção de argila nas amostras, os solos da faixa de domínio (T1) seriam enquadrados no SUCS como pertencentes ao grupo SP, ou seja, areia mal graduada. Tal classificação se fundamenta no fato de que mais de 50% da fração grossa passa na peneira nº 4 (4,75 mm), enquanto menos de 5% passa na peneira nº 200 (0,075 mm). Embora os coeficientes de uniformidade (Cu) e de curvatura (Cc) não possam ser calculados precisamente com os dados disponíveis, a predominância de areia grossa e média, em conjunto, sempre superior a 75%, sugere uma graduação pobre.

Segundo o *Transportation Research Board* (TRB), os solos da faixa de domínio (T1) seriam classificados no grupo A-3, composto por areias consideradas finas. Tal classificação se fundamenta no fato de que mais de 51% passa na peneira nº 40 (0,425 mm) e menos de 10% passa na peneira nº 200 (0,075 mm). Além disso, o material pode ser considerado não plástico, em virtude da baixíssima quantidade de finos em todos os horizontes.

Em termos geotécnicos, solos classificados pelo SUCS como SP apresentam propriedades favoráveis em termos de resistência ao cisalhamento drenado, mas se mostram potencialmente problemáticos em termos de compactação e suscetibilidade à erosão. Já os solos classificados na TRB como A-3 são considerados bons materiais para subleito de estradas, pois apresentam elevada capacidade de drenagem, mas também se mostram suscetíveis à erosão. Em síntese, as duas tradicionais classificações confirmam a natureza notadamente arenosa do solo, o que indica alta permeabilidade e baixa capacidade de retenção de água e nutrientes.

4.2.2.2. Perfil de Solo T2 (plataforma da rodovia)

A Tabela 4.24 apresenta alguns resultados das análises químicas dos horizontes do perfil de solo da trincheira de investigação escavada na plataforma do segmento experimental da rodovia (T2). São apresentados na referida tabela os valores do complexo sortivo, ou seja, as concentrações de diferentes cátions (Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , Na^+ , $\text{H}^+ + \text{Al}^{3+}$ e Al^{3+}), a capacidade de troca catiônica (Valor T), o teor de matéria orgânica (MO), a soma das bases trocáveis (Valor S) e a saturação por bases (Valor V) ou por alumínio (m).

Tabela 4.24 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).

Prof. (cm)	Horizonte	MO (g kg ⁻¹)	Complexo sortivo								Valor V	m	P
			Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S	H ⁺ +Al ³⁺	Al ³⁺	Valor T			
			cmolc kg ⁻¹								%		mg kg ⁻¹
0 – 16	C1	5,6	1,38	0,31	0,02	0,06	1,78	1,14	<0,01	2,92	61	0	2
16 – 38	C2	4,6	0,21	0,26	<0,02	0,07	0,54	2,61	0,53	3,15	17	49	1,2
38 – 52	C3	4,2	<0,05	0,13	<0,02	<0,06	0,21	1,07	0,85	1,28	16	81	6,3
52 – 69	C4	2,7	0,06	0,43	<0,02	0,06	0,56	1,69	1,75	2,25	25	76	<1,2
69 – 110	C5	3,0	<0,05	0,19	<0,02	<0,06	0,25	1,65	1,35	1,90	13	85	1,5
110 – 149	C6	2,6	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,03	0,59	0,11	0,62	4	81	1,2
149 – 173	C7	2,1	0,21	0,49	0,03	0,09	0,82	3,2	2,00	4,02	20	71	<1,2
173 – 183	C8	3,5	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,03	0,29	0,04	0,32	10	56	<1,2

A Tabela 4.25 apresenta os resultados da avaliação da acidez (pH em água e em cloreto de potássio) e da resposta ao ataque sulfúrico nas amostras do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2), inclusive as relações moleculares Ki e Kr. Estas informações são importantes para avaliar o grau de intemperismo das camadas de aterro da rodovia e o potencial impacto da incorporação de aditivos químicos na instabilização e desagregação de concreções lateríticas.

Tabela 4.25 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras de solo da plataforma da rodovia (T2).

Prof. (cm)	Horizonte	pH (1:2,5)			Ataque sulfúrico (g kg ⁻¹)					SiO ₂ / Al ₂ O ₃	SiO ₂ / Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃
		H ₂ O	KCl	ΔpH	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MnO	(Ki)	(Kr)
0 – 16	C1	5,74	5,23	-0,51	11,5	4,89	3,58	8,10	0,02	4,00	2,04
16 – 38	C2	4,87	4,31	-0,56	15,9	11,36	2,98	8,03	0,01	2,38	1,72
38 – 52	C3	4,92	4,28	-0,64	11,0	8,45	1,95	0,68	0,01	2,21	2,22
52 – 69	C4	4,89	4,02	-0,87	11,2	9,53	1,47	0,76	0,01	2,00	2,00
69 – 110	C5	4,84	4,21	-0,63	12,1	11,51	1,93	0,72	0,01	1,79	1,81
110 – 149	C6	5,74	4,45	-1,29	6,4	0,69	1,36	0,74	0,02	NA	NA
149 – 173	C7	5,12	3,91	-1,21	-4,0	11,56	1,96	3,92	0,01	-0,59	-0,51
173 – 183	C8	5,70	4,48	-1,22	5,1	0,35	1,44	0,79	0,02	NA	NA

O solo coletado no perfil da plataforma da rodovia (T2) é fortemente a moderadamente ácido em todo o perfil, com ligeira redução na camada superficial (C1) e em camadas mais profundas (C6 e C8). Quanto ao ΔpH, todos os valores são negativos, variando entre -0,51 a -1,29. Este comportamento indica predominância de cargas negativas no solo, típico de solos tropicais intemperizados. Além disso, as baixas saturação por bases trocáveis (Valor V) e capacidade de troca catiônica (Valor T) e a elevada saturação por alumínio (m) indicam reduzida coesão e consequente baixa capacidade de retenção de cátions, típico de solos mais arenosos.

Com relação ao ataque sulfúrico e relações moleculares, os resultados dos ensaios indicam um perfil com solos levemente intemperizados. No caso específico do horizonte superficial C1, a análise química seguramente foi influenciada pela adição de 2% de cimento Portland na implantação do segmento experimental (seção 3). A acentuada redução da acidez na camada superficial em relação aos horizontes adjacentes constitui outro indicativo da alteração da condição original do revestimento primário com a incorporação do aditivo químico.

Em termos químicos, o grau de intemperismo identificado nas análises é coerente aos resultados obtidos com a classificação dos solos do subleito e do revestimento primário na metodologia MCT (Figura 4.3). Solos menos intemperizados não restringem a incorporação de cal hidratada e/ou cimento Portland para melhorar as condições do revestimento primário. A estabilização química não apenas corrigirá os problemas de acidez e de saturação de alumínio, mas também aumentará a resistência mecânica. Isso resultará em um revestimento primário mais adequado para suportar as cargas do tráfego e resistir às variações ambientais.

A Tabela 4.26 apresenta as frações da amostra total e a composição granulométrica da terra fina no perfil das camadas de aterro da rodovia (T2) e a Tabela 4.27 apresenta os resultados dos ensaios de argila dispersa em água, de grau de flocculação e da relação silte/argila (T2).

Tabela 4.26 - Composição granulométrica do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).

Prof. (cm)	Horizonte	Frações da amostra total (g kg ⁻¹)			Composição granulométrica da terra fina (g kg ⁻¹)						
		Calhau (>20 mm)	Cascalho (2-20 mm)	Terra fina (<2 mm)	Areia muito grossa	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Areia muito fina	Silte	Argila
0 – 16	C1	0	60	940	63	147	199	135	98	33	325
16 – 38	C2	0	80	920	51	160	178	125	92	19	375
38 – 52	C3	0	80	920	54	158	202	153	134	49	250
52 – 69	C4	0	70	930	102	212	135	83	98	93	276
69 – 110	C5	0	70	930	61	141	168	90	141	98	301
110 – 149	C6	0	10	990	31	242	392	242	34	22	38
149 – 173	C7	0	180	820	69	164	192	88	61	72	353
173 – 183	C8	0	00	1.000	51	414	417	32	24	24	38

Tabela 4.27 - Resultados dos atributos físicos do perfil de solo da plataforma da rodovia (T2).

Profundidade (cm)	Horizonte	Argila dispersa em água (g kg ⁻¹)	Grau de flocculação (%)	Relação silte/argila
0 – 16	C1	0	100	0,1
16 – 38	C2	0	100	0,1
38 – 52	C3	0	100	0,2
52 – 69	C4	0	100	0,3
69 – 110	C5	0	100	0,3
110 – 149	C6	25	34	0,6
149 – 173	C7	0	100	0,2
173 – 183	C8	25	34	0,6

De forma a permitir uma melhor visualização, a Figura 4.12 apresenta o gráfico de colunas da composição granulométrica da terra fina (EMBRAPA, 2018) do perfil de solo da trincheira escavada na plataforma da rodovia (T2). Nestas amostras de solos, a presença de cascalho variou de 1 a 18%, com média de 7% ao longo de todo o perfil. Apenas no horizonte C8, início do domínio dos espodossolos hidromórficos, não foi identificada a ocorrência de cascalho. A presença residual de cascalho mostra-se coerente à natureza e textura necessárias aos materiais utilizados na recomposição do revestimento primário de uma estrada não pavimentada.

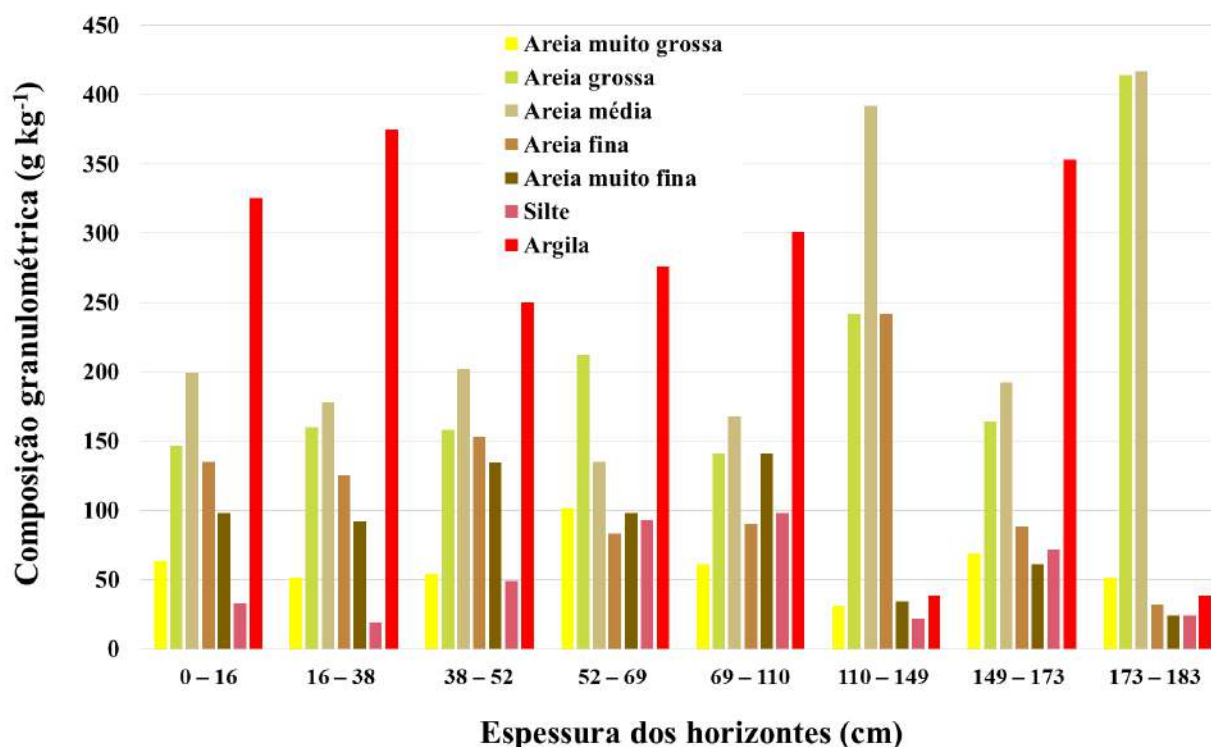


Figura 4.12 - Composição granulométrica da terra fina na plataforma da rodovia (T2).

Em termos de avaliação textural, o perfil da plataforma da rodovia (T2) apresenta solos que variam de franco-arenosos a argilo-arenosos, dependendo do horizonte pesquisado. Por exemplo, os horizontes C6 e C8 são predominantemente arenosos com baixo teor de argila, enquanto todos os demais horizontes apresentam teores significativos de argila.

Respeitadas as diferenças entre os métodos de classificação e a ausência de limites de consistência, mas admitidas comparações entre as faixas granulométricas dos sistemas de classificação, os solos dos horizontes C6 e C8 poderiam ser enquadrados no SUCS como pertencentes ao grupo SP (areias mal graduadas), enquanto os demais horizontes da plataforma da rodovia seriam classificados como SC (areias argilosas). A classificação SC foi aplicada aos solos com mais de 50% de areia e mais de 12% de finos (silte + argila), onde os finos são predominantemente argilosos, enquanto a classificação SP foi aplicada para solos com mais de 50% de areia e menos de 5% de finos.

Segundo o *Transportation Research Board* (TRB), os solos dos horizontes C6 e C8 seriam classificados como pertencentes ao grupo A-1-b, (solos granulares com poucos finos e baixa ou nenhuma plasticidade). Os demais horizontes da plataforma da rodovia (T2) seriam classificados como A-2-6 e A-2-7 (solos granulares com finos argilosos). A distinção entre estes dois grupos foi realizada considerando o teor de argila, assumindo que horizontes com teor de argila acima de 35% teriam plasticidade suficiente para enquadramento como A-2-7.

Em termos geotécnicos, solos classificados pelo SUCS como SC (areias argilosas) e pelo TRB como A-2-6 e A-2-7 (solos granulares com finos argilosos) apresentam boa capacidade de suporte quando compactados e menor susceptibilidade à erosão devido ao conteúdo de argila. Estes materiais podem ser aplicados como base ou revestimento primário, mas demandam cuidados quanto à drenagem. Solos do grupo A-2-7, por sua maior plasticidade e sensibilidade à umidade, podem resultar em maiores deformações sob carga em condições de alta umidade.

Já os horizontes mais arenosos, classificados pelo SUCS como SP (areias mal graduadas) e pelo TRB como A-1-b (solos granulares com poucos finos e baixa ou nenhuma plasticidade), apresentam boa drenagem e baixa susceptibilidade a mudanças volumétricas em função da variação de umidade. Entretanto, a baixa coesão pode resultar em desagregação na superfície e maior susceptibilidade à erosão. Para sua aplicação como revestimento primário, seria recomendada a estabilização com incorporação de materiais mais coesivos.

4.2.2.3. Perfil de Solo T3 (cascalho argiloso)

A Tabela 4.28 apresenta alguns resultados das análises químicas dos horizontes do perfil de solo da trincheira escavada na jazida de cascalho localizada na Fazenda Santa Teresinha (T3). São apresentados na referida tabela os valores do complexo sortivo, a capacidade de troca catiônica (Valor T), o teor de matéria orgânica (MO), a soma das bases trocáveis (Valor S) e a saturação por bases (Valor V) ou por alumínio (m).

Tabela 4.28 - Resultados de análises químicas do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).

Prof. (cm)	Horizonte	MO (g kg ⁻¹)	Complexo sortivo								Valor V	M	P
			Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S	H ⁺ +Al ³⁺	Al ³⁺	Valor T			
			cmolc kg ⁻¹								%		mg kg ⁻¹
0 – 14	A	41,1	3,1	0,78	0,10	0,12	4,10	7,83	0,41	11,93	34	9	1
14 – 27	Ac1	14,9	0,58	0,15	0,04	0,06	0,79	3,57	0,18	4,36	18	19	<1,2
27 – 50	Ac2	8,5	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,06	3,20	0,14	3,26	2	70	<1,2
50 – 80	BA	8,2	<0,05	0,01	<0,02	<0,06	0,09	2,68	0,09	2,77	3	51	<1,2
80 – 134	B1	10,2	0,11	0,02	0,02	<0,06	0,19	3,24	0,01	3,43	5	5	<1,2
134 – 200	B2	3,9	<0,05	<0,01	<0,02	<0,06	0,07	1,91	<0,01	1,98	3	0	<1,2

A Tabela 4.29 apresenta os resultados da avaliação da acidez (pH em água e em cloreto de potássio) e da resposta ao ataque sulfúrico nas amostras do perfil de solo da trincheira escavada na jazida de cascalho (T3), inclusive as relações moleculares Ki e Kr.

Tabela 4.29 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras de solo da jazida de cascalho (T3).

Prof. (cm)	Horizonte	pH (1:2,5)			Ataque sulfúrico (g kg ⁻¹)					SiO ₂ / Al ₂ O ₃	SiO ₂ / Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃
		H ₂ O	KCl	ΔpH	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MnO	(Ki)	(Kr)
0 – 14	A	5,53	4,25	-1,28	-	-	-	-	-	NA	NA
14 – 27	Ac1	5,38	4,41	-0,97	-	-	-	-	-	NA	NA
27 – 50	Ac2	5,12	4,64	-0,48	-	-	-	-	-	NA	NA
50 – 80	BA	5,20	4,76	-0,44	6,4	11,56	7,72	14,31	0,04	0,94	0,55
80 – 134	B1	5,62	5,00	-0,62	9,0	18,92	4,40	17,87	0,02	0,81	0,53
134 – 200	B2	5,50	5,32	-0,18	9,6	16,80	2,78	14,75	0,01	0,97	0,65

O perfil de solo da jazida de cascalho argiloso (T3) é fortemente a moderadamente ácido em todo os horizontes. Quanto ao ΔpH, todos os valores são negativos, variando entre -0,18 e -1,28, com tendência de redução com a profundidade. Este comportamento indica predominância de cargas negativas no solo, típico de solos tropicais intemperizados. A matéria orgânica apresenta maior concentração no horizonte superficial (A1), com diminuição significativa nos horizontes subsuperficiais. A capacidade de troca catiônica mostra-se extremamente baixa em todo o perfil, o que indica baixa capacidade de retenção de nutrientes.

Todo o perfil da jazida de cascalho apresenta alto grau de intemperismo, evidenciado pelos baixos valores de Ki (<2,0). O intemperismo aumenta com a profundidade, sendo mais intenso no horizonte B1. A perda significativa de sílica em relação ao alumínio indica lixiviação intensa e decomposição avançada dos minerais primários. Adicionalmente, os baixos valores de Kr (<0,75), em todo o perfil, indicam processo avançado de laterização. A laterização é mais pronunciada nos horizontes inferiores, especialmente no B1. O acúmulo relativo de óxidos de ferro e alumínio, em detrimento da sílica, é característico do processo de laterização.

O alto grau de intemperismo do cascalho argiloso sugere que o material é quimicamente estável, com pouca tendência a alterações futuras. Este comportamento indica baixo risco de expansão ou contração devido à alteração de argilominerais, inclusive com potencial adição química. O horizonte B1, em particular, apresenta características de laterita, resultante de longo processo de alteração e considerado material nobre e útil na manutenção de estradas não pavimentadas. De forma complementar, a elevada concentração de óxidos de ferro e alumínio contribui para uma boa capacidade de suporte dos solos, especialmente quando compactados.

A Tabela 4.30 apresenta as frações da amostra total e a composição granulométrica da terra fina no perfil de solo da jazida de cascalho (T3) e a Tabela 4.31 apresenta os resultados dos ensaios de argila dispersa em água, de grau de flocculação e da relação silte/argila.

Tabela 4.30 - Composição granulométrica do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).

Prof. (cm)	Horizonte	Frações da amostra total (g kg ⁻¹)			Composição granulométrica da terra fina (g kg ⁻¹)						
		Calhau (>20 mm)	Cascalho (2-20 mm)	Terra fina (<2 mm)	Areia muito grossa	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Areia muito fina	Silte	Argila
0 – 14	A	0	32	968	53	256	294	86	53	78	229
14 – 27	Ac1	0	536	464	48	67	185	267	126	56	251
27 – 50	Ac2	0	424	576	37	74	186	240	136	25	302
50 – 80	BA	0	359	641	29	50	154	254	117	43	353
80 – 134	B1	0	310	690	54	68	119	127	52	51	530
134 – 200	B2	0	310	690	54	104	135	127	66	35	478

Tabela 4.31 - Resultados dos atributos físicos do perfil de solo da jazida de cascalho (T3).

Profundidade (cm)	Horizonte	Argila dispersa em água (g kg ⁻¹)	Grau de flocculação (%)	Relação silte/argila
0 – 14	A	51	78	0,3
14 – 27	Ac1	125	50	0,2
27 – 50	Ac2	50	83	0,1
50 – 80	BA	50	86	0,1
80 – 134	B1	25	95	0,1
134 – 200	B2	0	100	0,1

Concordante à denominação utilizada em sua caracterização, os solos coletados na jazida da trincheira T3 apresentam grande ocorrência de cascalhos, excetuando-se a camada superficial, em proporção sempre superior a 30% e atingindo até 54% no horizonte Ac1. Camadas com alto teor de cascalho podem ser mais difíceis de trabalhar, mas oferecem melhor estabilidade.

Para fins de aplicação na recomposição do revestimento primário de uma estrada não pavimentada, a baixa relação silte/argila em todo o perfil pode influenciar a trabalhabilidade, mas também pode contribuir para uma superfície mais coesa após compactação.

De forma a permitir uma melhor visualização, a Figura 4.13 apresenta o gráfico de colunas da composição granulométrica da terra fina do perfil de solo da trincheira escavada na jazida de cascalho (T3), consoante proposta de classificação da EMBRAPA (2018).

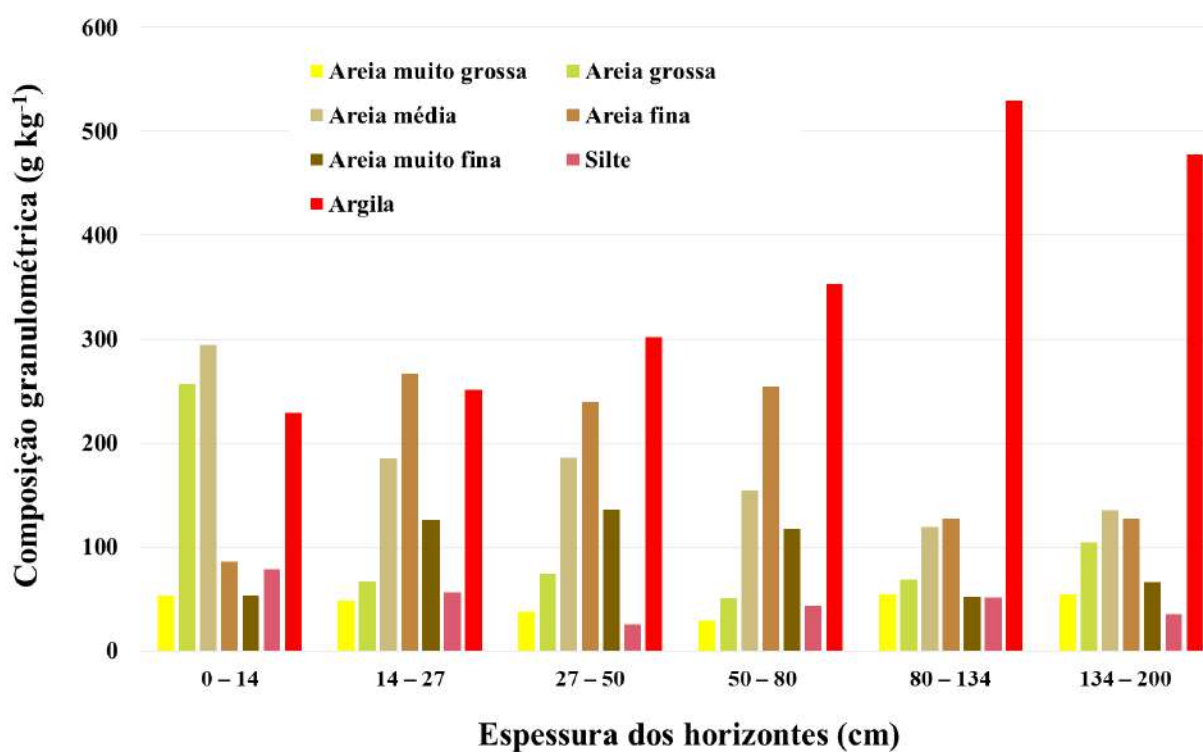


Figura 4.13 - Composição granulométrica da terra fina dos solos da jazida de cascalho (T3).

Com relação à composição granulométrica da terra fina, os solos da jazida de cascalho apresentam boa distribuição de tamanhos de partículas em todos os horizontes, o que favorece a compactação e a estabilidade. Além disso, a predominância de frações arenosas na maioria dos horizontes contribui para a permeabilidade das futuras camadas de revestimento primário.

Respeitadas as diferenças entre os métodos de classificação e a ausência de limites de consistência, mas admitidas comparações entre as faixas granulométricas, os horizontes superiores da jazida de cascalho (A, Ac1 e Ac2) seriam classificados no SUCS como GC (pedregulhos argilosos) devido à presença significativa de cascalho. O horizonte BA seria classificado como SC (areias argilosas) devido à presença de cascalho, mas ainda com predominância de areia. Já os horizontes inferiores (B1 e B2) seriam classificados como pertencentes ao grupo CL (argilas pedregulhosas) devido ao alto teor de finos, principalmente argila, mas com pouca plasticidade em virtude dos cascalhos e areias, embora em menor proporção. Em síntese, os solos dos horizontes superiores (GC e SC) apresentam classificação SUCS adequada para aplicação como revestimento primário de uma estrada não pavimentada.

Segundo o TRB, os horizontes superiores (A, Ac1, Ac2 e BA) seriam classificados como pertencentes aos grupos A-2-6 ou A-2-7 (solos granulares com finos argilosos) devido ao menor teor de finos, inferior a 35%, mas com presença significativa de argila. Já os horizontes mais profundos (B1 e B2) seriam classificados como pertencentes aos grupos A-6 ou A-7-6 (solos argilosos) devido ao alto teor de finos, superior a 35%, e predominância de argila. Em síntese, solos dos grupos A-2-6 e A-2-7 são considerados bons materiais para aplicação em pavimentação em virtude da combinação de características granulares e coesivas.

Em síntese, os resultados dos ensaios realizados nos solos coletadas em profundidade na jazida de cascalho da Fazenda Santa Teresinha apresentam, principalmente nos horizontes superiores, características técnicas favoráveis para sua aplicação como revestimento primário de uma estrada não pavimentada em região de elevada pluviosidade, conforme identificado na Península de Maraú. A presença significativa de cascalho e areia na maioria dos horizontes contribui para a drenagem e a estabilidade das camadas. Já o teor variável de finos permite a realização de ajustes para obtenção da coesão e da plasticidade necessárias.

4.2.2.4. Perfil de Solo T4 (argissolo vermelho)

A Tabela 4.32 apresenta os resultados das análises químicas do perfil de argissolo vermelho, também encontrado na Fazenda Santa Teresinha (T4). Este material de granulometria fina foi anteriormente utilizado na estabilização granulométrica de alguns segmentos da rodovia e também adotado na estabilização granulométrica de uma seção do segmento experimental.

Tabela 4.32 - Resultados de análises químicas do perfil de argissolo vermelho (T4).

Prof. (cm)	Horizonte	MO (g kg ⁻¹)	Complexo sortivo								Valor V	m	P
			Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S	H ⁺ +Al ³⁺	Al ³⁺	Valor T			
			cmolc kg ⁻¹								%		mg kg ⁻¹
0 – 14	A	41,1	3,10	0,78	0,10	0,12	4,10	7,83	0,41	11,93	34	9	1
14 – 27	Ac1	21,9	0,43	0,27	0,067	0,06	0,83	6,07	0,80	6,90	12	49	1
27 – 50	Ac2	12,9	<0,05	0,04	0,02	<0,06	0,10	3,16	0,21	3,26	3	67	<2
50 – 80	BA	11,2	<0,05	0,04	<0,02	<0,06	0,08	2,87	0,06	2,95	3	43	<2
80 – 134	B1	6,3	0,14	<0,01	<0,02	<0,06	0,18	1,36	<0,01	1,54	12	0	<4
134 – 200	B2	7,1	0,13	0,01	<0,02	<0,06	0,17	1,84	0,01	2,01	9	5	<3

A Tabela 4.33 apresenta os resultados da avaliação da acidez (pH em água e em cloreto de potássio) e da resposta ao ataque sulfúrico nas amostras do perfil do argissolo vermelho (T4), inclusive as relações moleculares Ki e Kr.

Tabela 4.33 - Resultados da acidez e ataque sulfúrico nas amostras de argissolo vermelho (T4).

Prof. (cm)	Horizonte	pH (1:2,5)			Ataque sulfúrico (g kg ⁻¹)					SiO ₂ / Al ₂ O ₃	SiO ₂ / Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃
		H ₂ O	KCl	ΔpH	SiO ₂	Al ₂ O ₃	TiO ₂	Fe ₂ O ₃	MnO	(Ki)	(Kr)
0 – 14	A	5,53	4,25	-1,28	-	-	-	-	-	NA	NA
14 – 27	Ac1	5,27	4,13	-1,14	-	-	-	-	-	NA	NA
27 – 50	Ac2	5,25	4,59	-0,66	-	-	-	-	-	NA	NA
50 – 80	BA	5,27	4,82	-0,45	11,8	13,14	5,94	14,08	0,03	1,53	0,95
80 – 134	B1	5,25	5,27	0,02	23	20,65	2,24	17,22	0,02	1,89	1,3
134 – 200	B2	5,32	5,01	-0,31	21,4	13,93	2,35	15,35	0,01	2,61	1,61

O argissolo vermelho coletado (T4) é fortemente a moderadamente ácido em todo os horizontes. Quanto ao ΔpH, os valores são negativos em quase todos os horizontes, o que indica predominância de cargas elétricas negativas, e variam entre -0,31 e -1,28. Entretanto, no Horizonte B1 foi obtido valor de ΔpH levemente positivo. Em solos tropicais intemperizados, como argissolos vermelhos, é comum a maior concentração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, conforme observado na Tabela 4.32. Estes minerais podem desenvolver cargas positivas em condições de pH ácido, contribuindo para o ΔpH positivo. A baixa capacidade de troca catiônica (valor T) neste horizonte também constitui indicativo deste comportamento.

O perfil de argissolo vermelho (T4), como um todo, apresenta um grau muito avançado de intemperismo. Todos os horizontes apresentam Ki inferior a 1,0, o que indica intensa lixiviação de sílica e concentração relativa de alumínio, confirmando estágio muito avançado de intemperismo, e Kr inferior a 0,5, o que atesta o alto grau de laterização. Este processo resultou em uma concentração significativa de óxidos de ferro e alumínio, sendo a laterização mais pronunciada nos horizontes subsuperficiais, especialmente no B2. Há uma tendência geral de aumento do intemperismo e laterização com a profundidade.

Quanto aos atributos físicos, a Tabela 4.34 apresenta as frações da amostra total e a composição granulométrica da terra fina das amostras de argissolo vermelho coletadas na trincheira T4 e a Tabela 4.35 apresenta os resultados dos ensaios de argila dispersa em água, de grau de floculação e da relação silte/argila.

Tabela 4.34 - Composição granulométrica do perfil de argissolo vermelho (T4).

Prof. (cm)	Horizonte	Frações da amostra total (g kg ⁻¹)			Composição granulométrica da terra fina (g kg ⁻¹)						
		Calhau (>20 mm)	Cascalho (2-20 mm)	Terra fina (<2 mm)	Areia muito grossa	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Areia muito fina	Silte	Argila
0 – 14	A	0	32	968	53	256	294	86	53	78	229
14 – 27	Ac1	0	242	758	64	207	274	86	64	80	252
27 – 50	Ac2	0	366	634	52	195	243	76	52	57	353
50 – 80	BA	0	198	802	39	135	166	63	39	76	507
80 – 134	B1	0	4	996	29	59	67	31	29	252	556
134 – 200	B2	0	7	993	18	50	65	33	18	272	560

Tabela 4.35 - Resultados dos atributos físicos do perfil de argissolo vermelho (T4).

Profundidade (cm)	Horizonte	Argila dispersa em água (g kg ⁻¹)	Grau de floculação (%)	Relação silte/argila
0 – 14	A	51	78	0,3
14 – 27	Ac1	50	80	0,3
27 – 50	Ac2	25	93	0,2
50 – 80	BA	0	100	0,1
80 – 134	B1	0	100	0,5
134 – 200	B2	0	100	0,5

Com relação às frações das amostras totais, o perfil de argissolo vermelho, consoante sua natureza laterítica, apresenta proporção relevante de cascalho nos Horizontes Ac1, Ac2 e BA. Entretanto, nos horizontes mais profundos observa-se praticamente a inexistência de cascalho. Este comportamento pode estar associado a uma descontinuidade, ao processo de argiluviação, que consiste na movimentação de argila dos horizontes superiores para os inferiores com preenchimento dos espaços entre as partículas maiores, ou à deposição diferencial de camadas com diferentes conteúdos de cascalho ao longo do tempo de formação do solo.

De forma a permitir uma melhor visualização, a Figura 4.14 apresenta o gráfico de colunas da composição granulométrica da terra fina das amostras do argissolo vermelho (T4), consoante proposta de classificação da EMBRAPA (2018). Importante não esquecer de considerar na análise as frações de cascalho identificadas no peneiramento e apresentadas na Tabela 4.34.

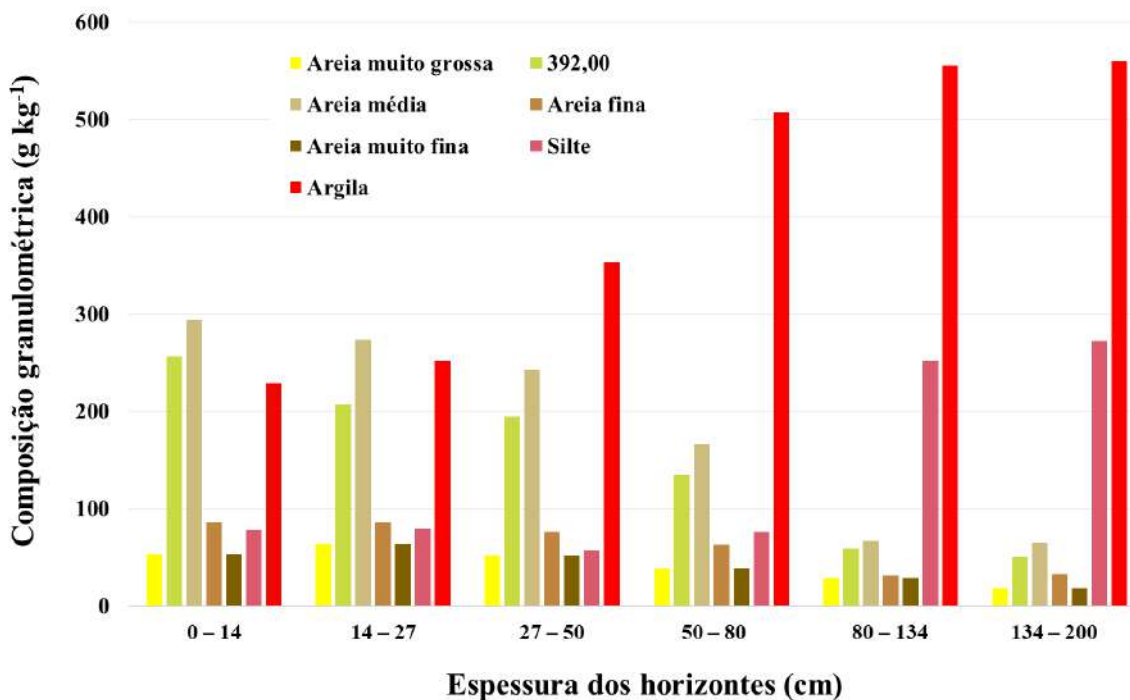


Figura 4.14 - Composição granulométrica da terra fina do argissolo vermelho (T4).

A terra fina dos argissolos vermelhos da Fazenda Santa Teresinha apresenta predominância de frações arenosas nos horizontes superficiais (A, Ac1 e Ac2), com variações na distribuição entre areia grossa, média e fina ao longo de todo o perfil. A partir do horizonte BA ocorre uma mudança significativa, com redução da fração de areia e aumento expressivo da fração de argila. O teor de silte é geralmente baixo nos horizontes superficiais, com aumento significativo nos horizontes B1 e B2, onde atingem até 272 g kg⁻¹. Em termos químicos e físicos, o argissolo vermelho apresenta características favoráveis para aplicação em estabilizações granulométricas com intuito de aumentar a coesão e a trabalhabilidade do revestimento primário.

De forma similar ao exercício anteriormente realizado nas outras amostras, os horizontes superiores dos argissolos vermelhos (A, Ac1, Ac2 e BA) seriam classificados no SUCS como pertencentes ao grupo SC (areias argilosas com cascalho), devido à predominância de areia e presença significativa de finos e cascalho. Já os horizontes inferiores (B1 e B2) seriam classificados como pertencentes ao grupo CL (argilas de baixa plasticidade), devido ao alto teor de finos. Na classificação TRB, os horizontes superiores seriam classificados como A-2-6 ou A-2-7 (solos granulares com finos plásticos). Já os horizontes inferiores seriam classificados como A-7-6, indicando solos argilosos com alta plasticidade.

Os perfis de argissolos vermelhos apresentam comportamento químico e atributos físicos em profundidade bastante similar ao da jazida de cascalho, indicando tratarem-se de solos com formação pedogenética similar, mas em estágios diferentes de intemperismo e laterização.

4.2.3. Desempenho Mecânico

4.2.3.1. Compactação e CBR

A Tabela 4.36 apresenta os resultados dos ensaios de compactação e de Índice de Suporte Califórnia (CBR) nas amostras dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas. As Figuras 4.15 e 4.16 constituem gráficos de coluna com valores de CBR das misturas em relação à seção de controle. No caso específico dos melhoramentos químicos, a imersão dos corpos de prova em água ocorreu após cura de 14 dias. Os resultados de CBR apresentados na tabela e gráficos refletem a aplicação da energia do Proctor intermediário.

Tabela 4.36 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR da seção de controle e das misturas.

Seção	Identificação da amostra	Compactação		CBR (%)	Expansão (%)
		Massa específica seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)		
1	MCP1%	2,115	10,2	46,9	0,2
2	MAA	2,080	10,3	33,5	0,1
3	MCP2%	2,050	10,4	91,8	0,2
4	SC	2,102	9,2	26,1	0,1
5	MRAP	2,060	9,3	26,5	0,1
6	MCH1%	2,045	11,1	24,9	0,1
7	MBGS	2,180	8,8	20,9	0,2

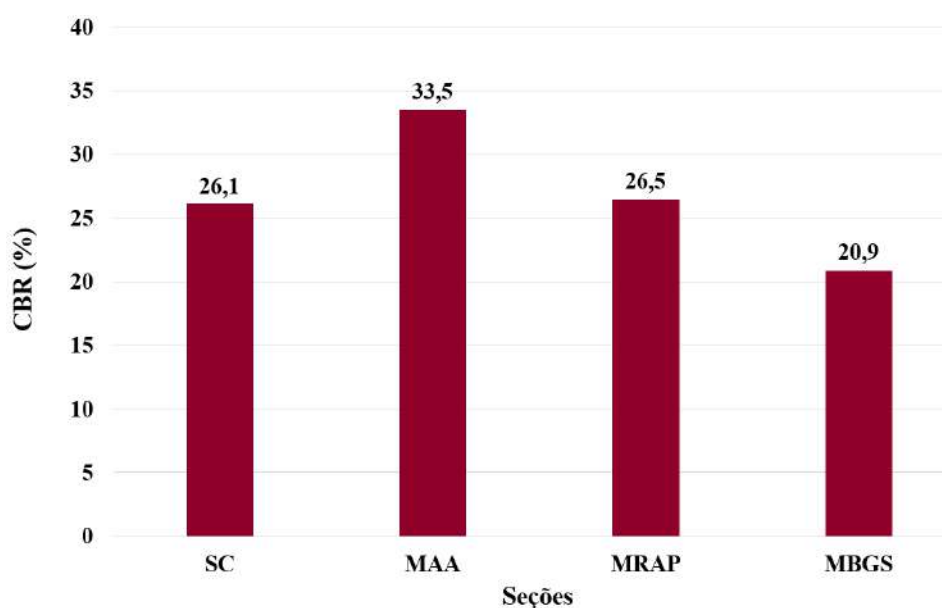


Figura 4.15 - CBR da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente.

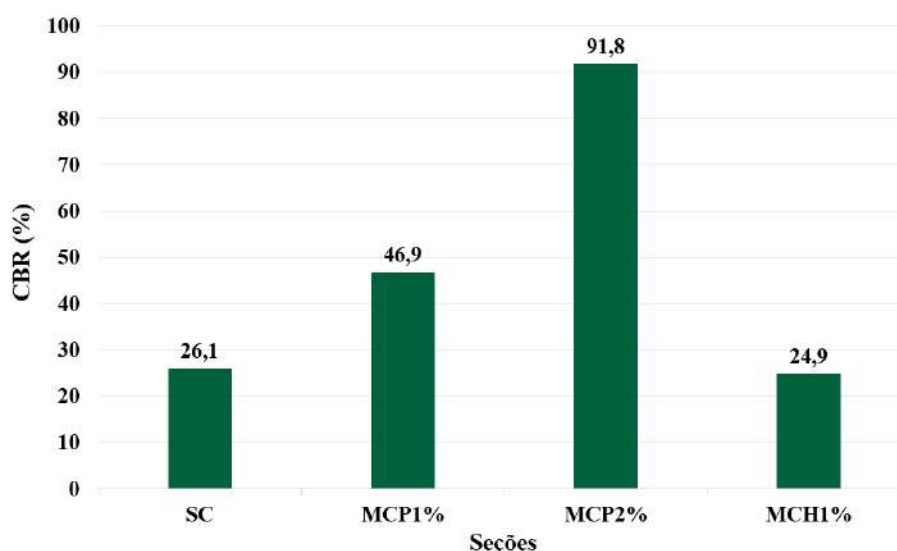


Figura 4.16 - CBR da seção de controle e das misturas melhoradas quimicamente.

O revestimento primário original da rodovia na região do segmento experimental, representado pela seção de controle (seção 4), e que será utilizado como referência para avaliação da influência dos agregados e aditivos químicos, apresenta CBR de 26,1% e expansão de 0,1%, valores que atendem aos requisitos de materiais preconizados na norma DNIT 445/2023-ES. Observa-se uma pequena redução na resistência do revestimento primário da seção de controle em comparação ao CBR de 33% registrado na campanha inicial de investigação (Tabela 4.8).

As estabilizações granulométricas resultaram em pequeno acréscimo de CBR nas misturas com incorporação de areia pura e cascalho argiloso (seção 2) e de RAP (seção 5). No caso da mistura com BGS (seção 7), ocorreu pequena redução de CBR, porém ainda dentro do limite preconizado na norma DNIT 445/2023-ES. Quando analisadas conjuntamente, a estabilização granulométrica, enquanto solução técnica da pesquisa, resultou em acréscimo médio de CBR de apenas 3%. A expansão medida em todas as amostras mostrou-se residual, similar ao comportamento observado na amostra do revestimento primário original.

Já os melhoramentos químicos com adição de cimento Portland conduziram a valores de CBR mais expressivos em relação ao revestimento primário original. A adição de 2% de cimento Portland (seção 3) resultou em um CBR de 91,8%, o que representa um acréscimo de 251% em relação à seção de controle. A mistura com adição de 1% de cimento Portland (seção 1) apresentou CBR no valor de 46,9%, o que representa um acréscimo de 79%. A adição de 1% de cal hidratada (seção 6) resultou em pequena redução do CBR. Em média, quando analisadas conjuntamente, os melhoramentos químicos resultaram em acréscimo de CBR de 109%.

De forma a avaliar a perda de resistência das misturas melhoradas quimicamente em função da imersão das amostras por 4 dias em água, foram moldados corpos de prova em duplicata para penetração do cilindro do CBR. A Figura 4.17 apresenta os resultados nas duas condições.

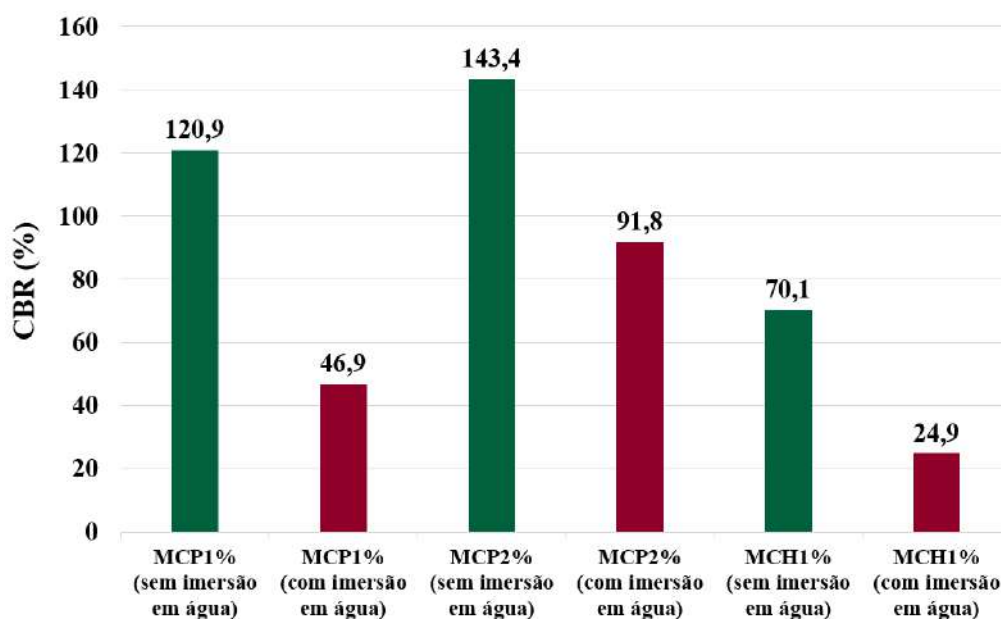


Figura 4.17 - CBR das misturas melhoradas quimicamente, com e sem imersão em água.

A elevada pluviometria da Península de Marau e sua distribuição ao longo de praticamente todo o ano motivaram a avaliação da potencial redução de resistência das misturas melhoradas quimicamente diante de condições extremas de chuva. As maiores reduções de CBR ocorreram nos menores teores de aditivos químicos. Ou seja, a mistura com adição de 1% de cal hidratada apresentou 65% de redução de CBR e a mistura com adição de 1% de cimento Portland de 61%. A redução de CBR da mistura com adição de 2% de cimento Portland foi de apenas 36%. Isso pode ser justificado pela maior cimentação entre as partículas na mistura com maior teor de cimento, o que resulta em uma mistura com estrutura mais estável. A pouca redução de resistência com o aumento do teor de umidade constitui comportamento desejável para uma camada de revestimento primário em região caracterizada por elevadas médias pluviométricas.

4.2.3.2. Módulo de Resiliência

Os módulos de resiliência dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas foram inicialmente determinados em amostras moldadas apenas na umidade ótima e calculados em função dos 18 pares de tensões preconizados pela norma DNIT 134/2018-ME.

a) Amostras moldadas na umidade ótima do ensaio de compactação (PI)

A Tabela 4.37 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência obtidos com as amostras dos solos da seção de controle e misturas moldadas na umidade ótima. A referida tabela apresenta ainda constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) e coeficientes de determinação (R^2) obtidos com a aplicação do modelo composto que relaciona a variação do módulo de resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d), conforme Equação 4.1.

Tabela 4.37 - Módulos de resiliência e constantes de ajuste das amostras moldadas na umidade ótima.

Seção	Identificação da amostra	MR (MPa)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
1	MCP1%	287,20	330,17	0,206	-0,199	0,33
2	MAA	193,35	168,80	0,155	-0,245	0,98
3	MCP2%	403,85	427,42	0,193	-0,223	0,83
4	SC	209,82	373,61	0,384	-0,230	0,66
5	MRAP	124,20	388,67	0,522	-0,141	0,79
6	MCH1%	379,19	488,41	0,209	-0,156	0,81
7	MBGS	121,86	143,53	0,230	-0,225	0,88

A Figura 4.18 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência em função da tensão confinante e tensão de desvio do revestimento primário da seção de controle e misturas estabilizadas granulometricamente e melhoradas quimicamente na umidade ótima.

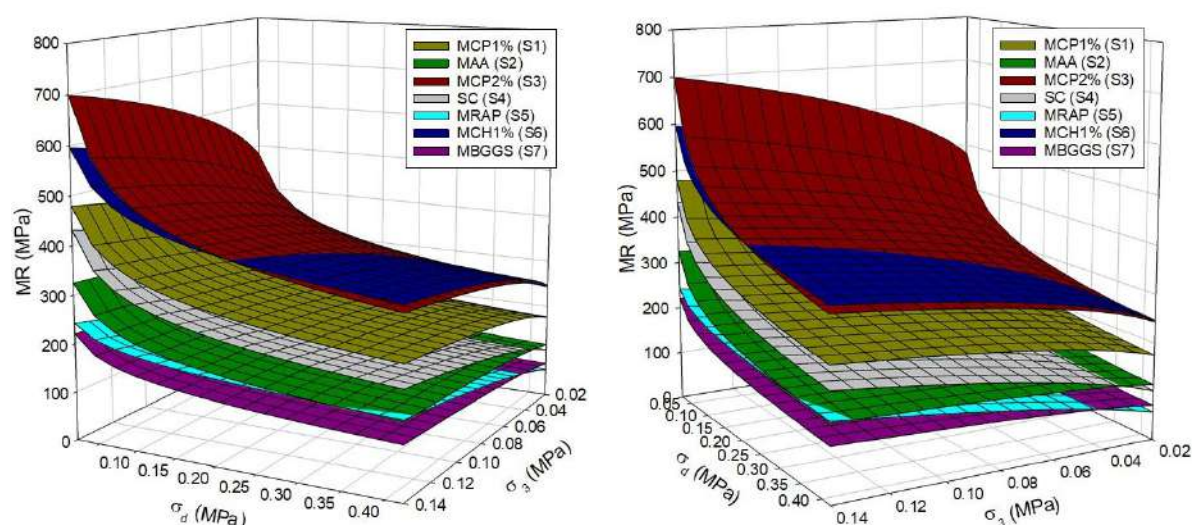


Figura 4.18 - Gráficos tridimensionais da variação do módulo de resiliência das amostras da seção de controle e das misturas em função da tensão confinante e da tensão de desvio.

Os resultados da Tabela 4.37 indicaram que o revestimento primário adotado originalmente na estrada não pavimentada apresenta módulo de resiliência (MR) médio na ordem de 200 MPa. Esse valor mostra-se compatível ao limite superior observado em solos finos com comportamento laterítico (LA, LA' e LG'), ao limite superior de pedregulhos argilosos e ao limite inferior de solos finos melhorados com cimento para reforço de subleito, consoante valores de referência apresentados na Instrução de Projeto nº 1/2006 do DER/SP.

Com relação às técnicas adotadas no segmento experimental, as amostras das misturas melhoradas quimicamente com cimento Portland e cal hidratada apresentaram os maiores acréscimos de módulos de resiliência, com valores variando entre 300 e 400 MPa. Já as estabilizações granulométricas adotadas resultaram em redução do módulo de resiliência em relação ao revestimento primário original, principalmente nas seções 5 (MRAP) e 7 (MBGS), onde a incorporação de pedregulhos reduziu os módulos de resiliência quase pela metade.

b) Amostras moldadas com variação da umidade em relação à curva de compactação

A elevada média pluviométrica histórica (Figura 3.8), intensa irradiação solar (CERQUEIRA & GOMES, 2019) e a baixa cota topográfica do segmento experimental na rodovia BR-030/BA na região da Península de Marau implicam em grandes variações de umidade dos solos. Além da proximidade da costa marinha, o segmento encontra-se localizado em uma baixada úmida, alagadiça ao longo de todo o ano, e com forte influência da variação do nível d'água.

Em virtude desses importantes condicionantes locais, torna-se fundamental avaliar os módulos de resiliência da seção de controle e das diferentes misturas estabilizadas e melhoradas em função da variação da umidade. Assim, foram realizados ensaios para determinação do módulo de resiliência em cinco umidades diferentes, a saber: $-4\%W_{ótima}$; $-2\%W_{ótima}$; $W_{ótima}$; $+2\%W_{ótima}$; e $+4\%W_{ótima}$. Entretanto, nessa campanha de ensaios foram utilizados apenas 12 pares de tensões, conforme sequência indicada na norma DNIT 134/2018-ME para solos do subleito.

b.1) Seção 1 - Melhoramento químico com adição de 1% de cimento Portland (MCP1%)

A Tabela 4.38 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos em função da variação da umidade das amostras da mistura MCP1% em relação à umidade ótima.

Tabela 4.38 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MCP1% com variação da umidade (seção 1).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
1	MCP1%	$W_{ot} - 4\%$	6%	341,73	559,70	0,168	-0,020	0,87
		$W_{ot} - 2\%$	8%	390,67	1.381,21	0,439	-0,059	0,94
		W_{ot}	10%	247,83	170,37	0,135	-0,311	0,76
		$W_{ot} + 2\%$	12%	127,04	0,0	0,0	0,0	0,0
		$W_{ot} + 4\%$	14%	57,22	0,0	0,0	0,0	0,0

A Figura 4.19 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCP1% (seção 1) em função da tensão confinante e tensão de desvio, para a umidade ótima e 2 teores no ramo seco da curva de compactação. No ramo úmido, as amostras sofreram deformação excessiva e o equipamento automaticamente interrompeu o ensaio.

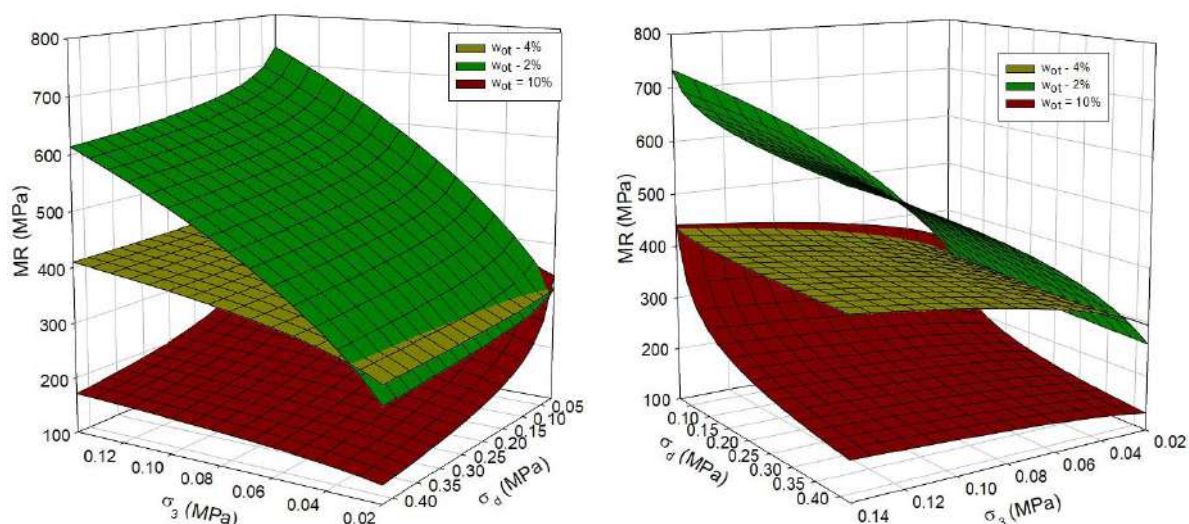


Figura 4.19 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCP1% (S1) para diferentes teores de umidade.

Em termos de resiliência, ou seja, na capacidade de suportar cargas repetidas sem sofrer deformações permanentes significativas, as amostras no ramo seco da mistura MCP1% apresentaram melhor comportamento do que aquela moldada na umidade ótima. Os módulos de resiliência na umidade ótima apresentaram pouca influência da tensão confinante, mas sofrem redução relevante com o aumento da tensão de desvio. Ou seja, essa mistura apresentou comportamento pouco estável para aplicação como revestimento primário de uma estrada.

b.2) Seção 2 - Estabilização com incorporação de 25% de areia e 10% de cascalho argiloso (MAA)

A Tabela 4.39 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras da mistura MAA em relação à umidade ótima.

Tabela 4.39 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MAA com variação da umidade (Seção 2).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
2	MAA	$w_{ot} - 4\%$	6,0	246,93	414,40	0,181	-0,124	0,74
		$w_{ot} - 2\%$	8,0	317,36	128,30	0,322	-0,273	0,79
		w_{ot}	10,0	92,49	0,0	0,0	0,0	0,0

A Figura 4.20 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MAA (seção 2) em função das tensões confinante e de desvio, para 2 teores de umidade no ramo seco. Nessa seção, não foi possível estabelecer qualquer correlação com os resultados do ensaio realizado com as amostras moldadas na umidade ótima e no ramo úmido.

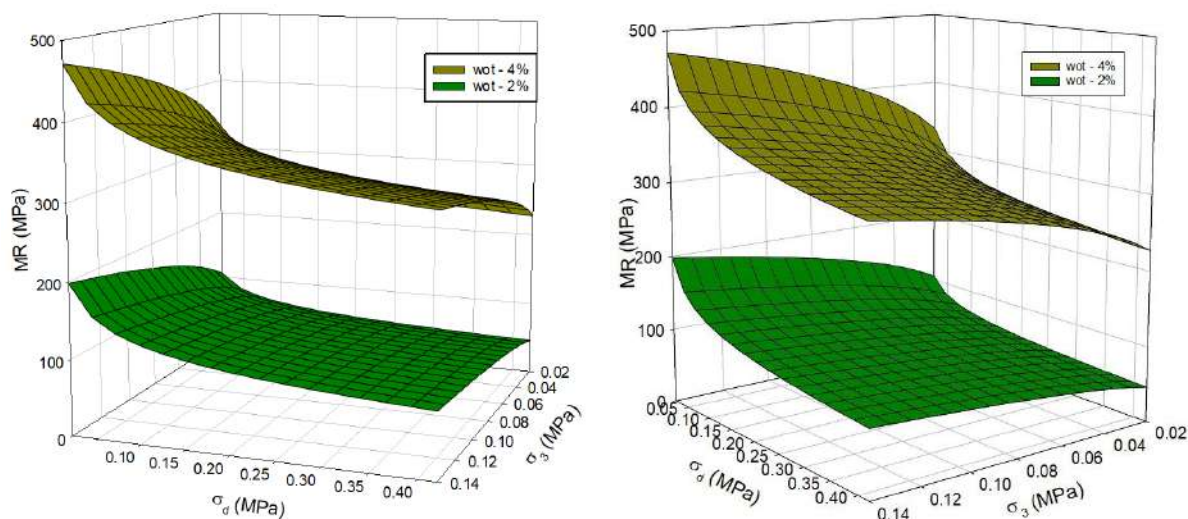


Figura 4.20 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da Mistura MAA (S2) para diferentes teores de umidade.

Em termos de resiliência, a amostra da mistura MAA com teor de umidade 2% inferior à umidade ótima apresentou melhor comportamento do que aquela moldada com umidade 4% inferior à ótima. Os módulos de resiliência médio apresentados na Tabela 4.39 mostraram-se de duas a três vezes superiores àqueles obtidos na amostra moldada na umidade ótima.

b.3) Seção 3 - Melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland (MCP2%)

A Tabela 4.40 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras da mistura MCP2% em relação à umidade ótima.

Tabela 4.40 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MCP2% com variação da umidade (seção 3).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
3	MCP2%	W _{ot} - 4%	4%	241,57	542,81	0,277	-0,034	0,94
		W _{ot} - 2%	6%	462,93	957,17	0,202	0,028	0,92
		W _{ot}	8%	263,78	328,54	0,192	-0,157	0,79
		W _{ot} + 2%	10%	134,87	187,89	0,258	-0,194	0,83
		W _{ot} + 4%	12%	134,78	103,49	0,193	-0,335	0,95

A Figura 4.21 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCP2% (seção 3) em função das tensões confinante e de desvio, para 5 diferentes teores de umidade, nos ramos seco e úmido da curva de compactação, além da umidade ótima.

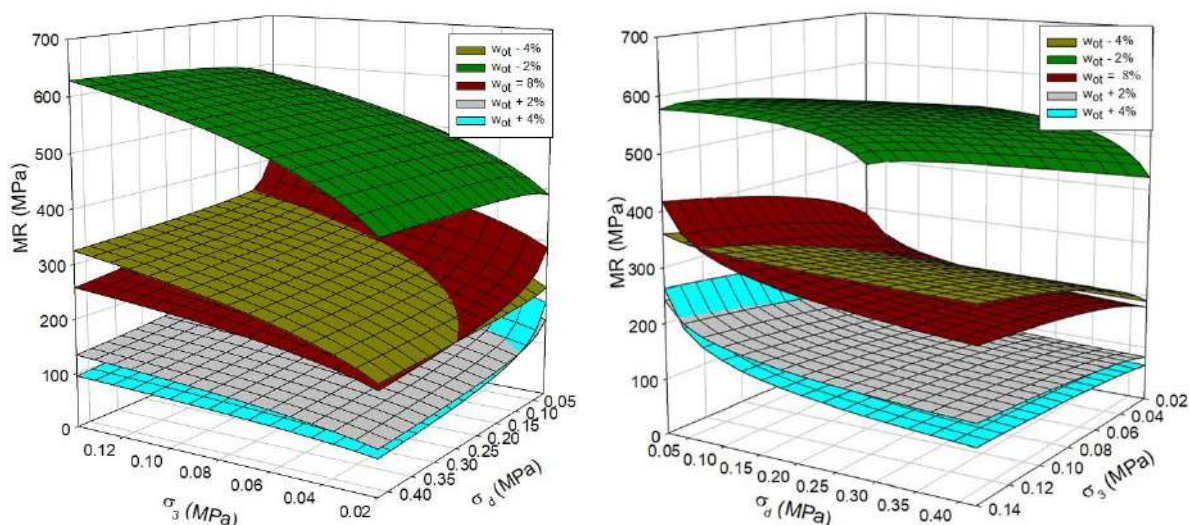


Figura 4.21 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCP2% (S3) para diferentes teores de umidade.

As amostras moldadas no ramo seco da curva de compactação da mistura MCP2% apresentaram os maiores módulos de resiliência, com destaque para o teor de umidade de 6% ($w_{ot} - 2\%$). Embora menores do que aqueles obtidos no ramo seco, os módulos de resiliência na umidade ótima apresentaram valores médios elevados para essa camada. Para baixos níveis de tensão confinante inclusive, o que se observa na aplicação como revestimento primário, o módulo de resiliência da mistura MCP2% apresentou pouca redução com o aumento da tensão de desvio.

b.4) Seção de Controle (SC)

A Tabela 4.41 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras dos solos da seção de controle em relação à umidade ótima.

Tabela 4.41 - Módulos de resiliência e constantes da seção de controle com variação da umidade (seção 4).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
4	SC	$w_{ot} - 4\%$	4%	259,99	352,34	0,169	-0,096	0,86
		$w_{ot} - 2\%$	6%	319,26	524,18	0,159	-0,008	0,93
		w_{ot}	8%	263,17	217,51	0,136	-0,243	0,92
		$w_{ot} + 2\%$	10%	80,82	0,0	0,0	0,0	0,0

A Figura 4.22 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da seção de controle (seção 4) em função da tensão confinante e da tensão de desvio, para 2 teores de umidade no ramo seco da curva de compactação, além da umidade ótima.

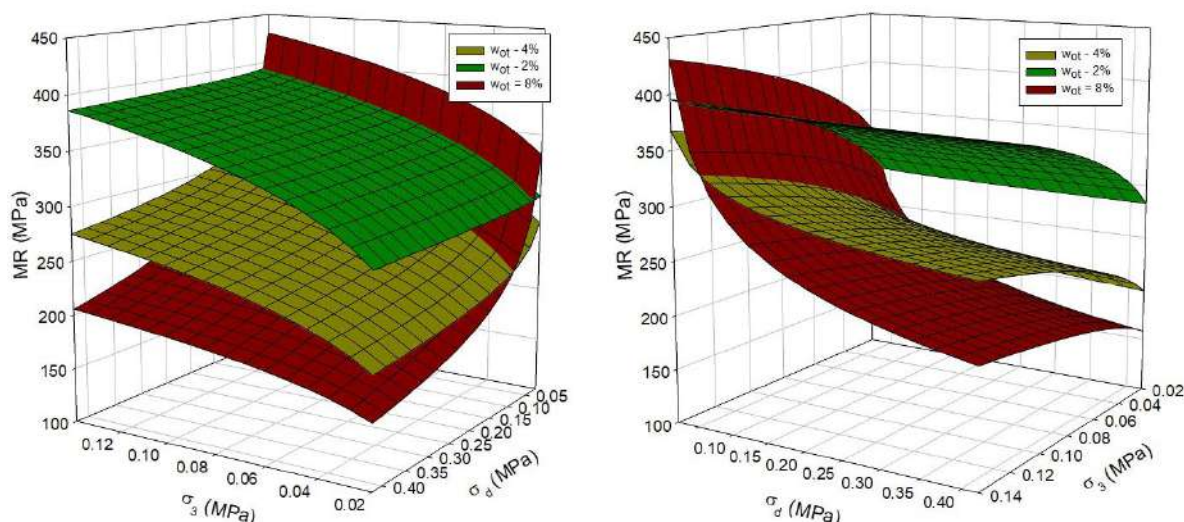


Figura 4.22 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da seção de controle (S4) para diferentes teores de umidade.

A amostra da seção de controle moldada com 2% de umidade abaixo da ótima apresentou o melhor comportamento, em virtude dos elevados módulos de resiliência e da pouca influência das tensões confinante e de desvio. Na umidade ótima, apresentaram módulos de resiliência elevados quando confinados e sujeitos a reduzida aplicação de cargas (400 MPa). Entretanto, na condição de reduzida tensão confinante e elevada tensão de desvio, os solos da seção de controle na umidade ótima apresentaram baixos valores de módulo de resiliência (150 MPa).

b.5) Seção 5 - Estabilização granulométrica com incorporação de 25% de RAP (MRAP)

A Tabela 4.42 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras da mistura MRAP em relação à umidade ótima.

Tabela 4.42 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MRAP com variação da umidade (seção 5).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
5	MRAP	W _{ot} - 4%	5,0	295,45	692,94	0,307	-0,055	0,97
		W _{ot} - 2%	7,0	377,74	555,43	0,148	-0,038	0,83
		W _{ot}	9,0	248,92	221,05	0,108	-0,182	0,92
		W _{ot} + 2%	11,0	84,45	0,0	0,0	0,0	0,0

A Figura 4.23 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MRAP (seção 5) em função da tensão confinante e da tensão de desvio, para 2 teores de umidade no ramo seco da curva de compactação, além da umidade ótima.

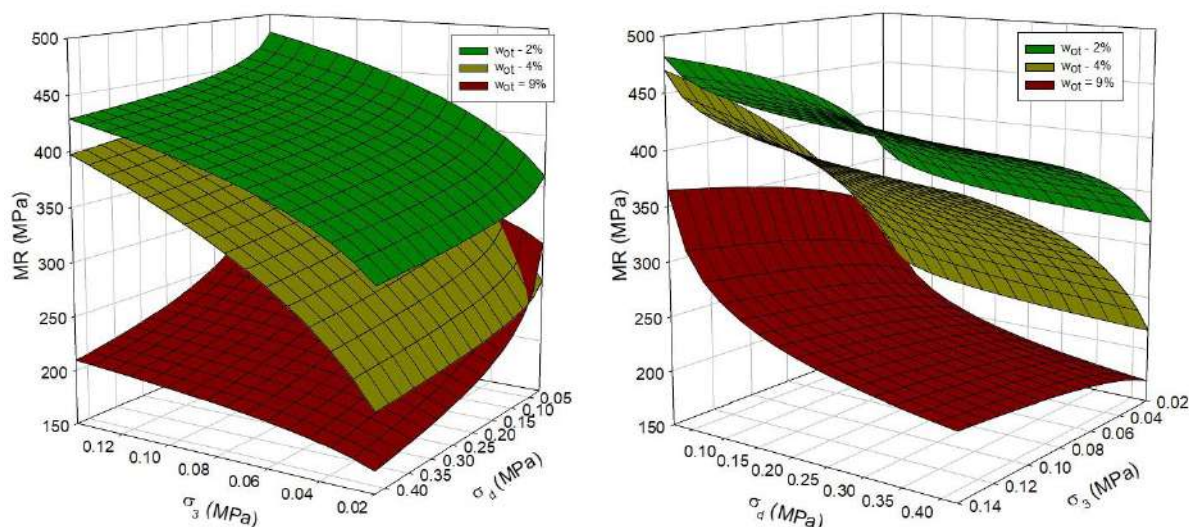


Figura 4.23 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MRAP (S5) para diferentes teores de umidade.

As amostras no ramo seco da mistura MRAP apresentaram os maiores módulos de resiliência, particularmente em condição de elevada tensão confinante e de baixa tensão de desvio. As amostras moldadas no ramo úmido da curva de compactação não permitiram ajuste no modelo. Os módulos de resiliência na umidade ótima apresentaram pouca influência da tensão confinante, mas sofreram redução relevante com o aumento da tensão de desvio. Ou seja, a mistura apresentou comportamento pouco estável para aplicação como revestimento primário.

b.6) Seção 6 - Melhoramento químico com adição de 1% de cal hidratada (MCH1%)

A Tabela 4.43 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras da mistura MCH1% em relação à umidade ótima.

Tabela 4.43 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MCH1% com variação da umidade (seção 6).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
6	MCH1%	$w_{Ot} - 4\%$	6,0	433,08	1.016,54	0,284	-0,027	0,97
		$w_{Ot} - 2\%$	8,0	498,90	830,51	0,186	-0,037	0,84
		w_{Ot}	10,0	275,82	247,78	0,131	-0,205	0,84
		$w_{Ot} + 2\%$	12,0	251,81	200,58	0,148	-0,271	0,77
		$w_{Ot} + 4\%$	14,0	161,11	107,42	0,212	-0,415	0,94

A Figura 4.24 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCH1% (seção 6) em função das tensões confinante e de desvio, para 5 diferentes teores de umidade, nos ramos seco e úmido da curva de compactação, além da umidade ótima.

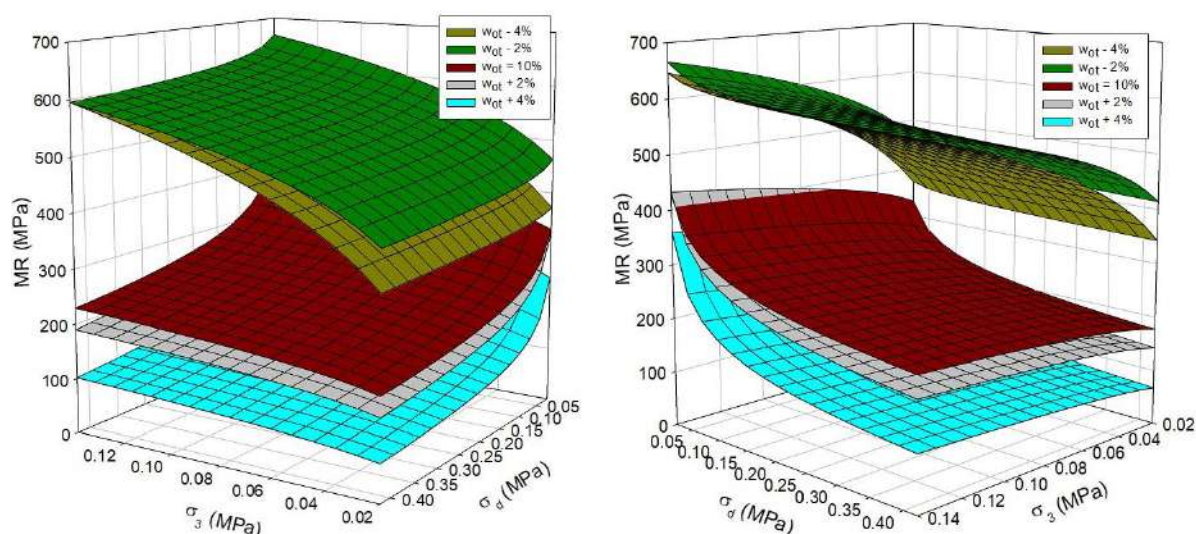


Figura 4.24 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MCH1% (S6) para diferentes teores de umidade.

As amostras no ramo seco da mistura MCH1% apresentaram melhor comportamento do que aquela moldada na umidade ótima. As amostras moldadas no ramo úmido da curva de compactação apresentaram os menores módulos de resiliência. Na umidade ótima, a variação do módulo de resiliência apresentou pouca influência da tensão confinante, mas sofreu redução significativa com o aumento da tensão de desvio, em comportamento semelhante ao observado na amostra da mistura MCP1%. Ou seja, estas misturas apresentaram comportamento pouco estável em termos de módulo de resiliência, para aplicação como revestimento primário.

b.7) Seção 7 - Estabilização granulométrica com incorporação de 25% de BGS (MBGS)

A Tabela 4.44 apresenta os módulos de resiliência médios, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos por meio da variação da umidade das amostras da mistura MBGS em relação à umidade ótima.

Tabela 4.44 - Módulos de resiliência e constantes da mistura MBGS com variação da umidade (seção 7).

Seção	Mistura	Identificação da amostra	Umidade	MR (MPa)	k_1	k_2	k_3	R^2
7	MBGS	$w_{ot} - 4\%$	4,0	303,21	544,35	0,204	-0,031	0,93
		$w_{ot} - 2\%$	6,0	310,05	420,11	0,164	-0,090	0,83
		w_{ot}	8,0	179,69	142,24	0,096	-0,209	0,90

A Figura 4.25 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MBGS (seção 7) em função da tensão confinante e da tensão de desvio, para 2 teores de umidade no ramo seco da curva de compactação, além da umidade ótima.

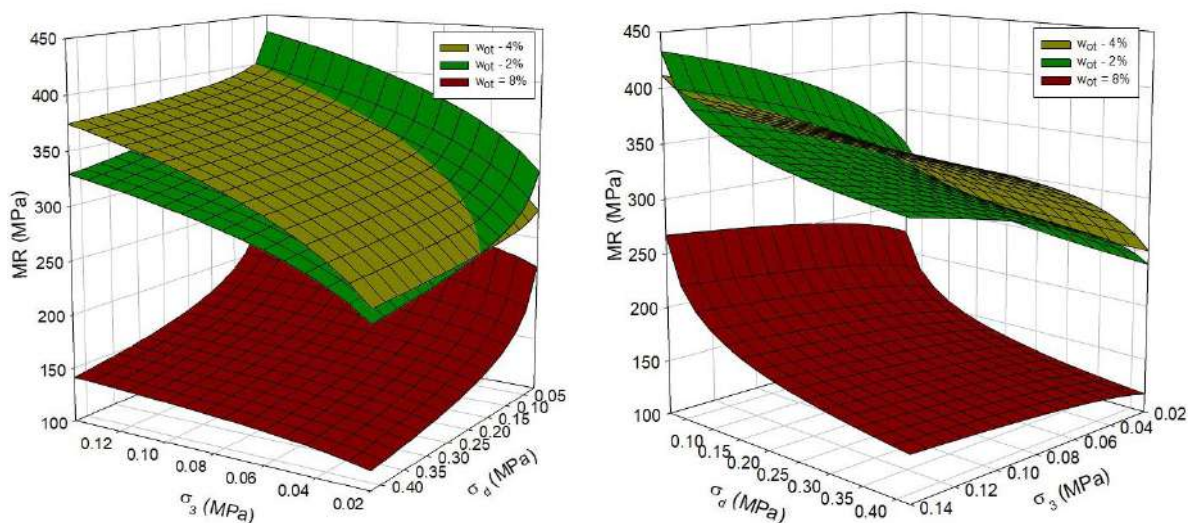


Figura 4.25 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência da mistura MBGS (S7) para diferentes teores de umidade.

De forma similar às outras seções, as amostras da mistura MBGS (seção 7) moldadas com umidades no ramo seco da curva de compactação apresentaram os maiores módulos de resiliência medidos. As amostras moldadas no ramo úmido não permitiram ajuste no modelo composto. Os módulos de resiliência da amostra da mistura MBGS na umidade ótima apresentaram valores significativamente menores em relação aos de outras misturas. Essa seção, entretanto, apresentou maior estabilidade por sofrer menor influência da variação das tensões confinante e de desvio, o que constitui uma propriedade importante para um material a ser utilizado como revestimento primário de uma estrada não pavimentada.

b.8) Considerações a respeito dos resultados dos ensaios

Em análise aos gráficos tridimensionais apresentados nas Figuras 4.19 a 4.25, observa-se que quase todas as amostras da seção de controle e misturas estabilizadas moldadas com umidades no ramo seco das curvas de compactação apresentaram módulos de resiliência superiores aos das amostras moldadas na umidade ótima. Em contrapartida, os módulos de resiliência das amostras moldadas no ramo úmido sempre se mostraram inferiores aos da umidade ótima.

De forma a analisar a magnitude das variações, a Tabela 4.45 consolida os módulos de resiliência médios das seções do segmento experimental obtidos com variação de umidade. A referida tabela apresenta ainda a variação nos ramos seco e úmido em relação à umidade ótima, sendo identificados acréscimos de resiliência da ordem de 250% e reduções de até 48%.

Tabela 4.45 - Módulos de resiliência das amostras em função da variação de umidade.

Seção	Mistura	Módulo de Resiliência (MPa)					Variação de MR (%)		
		W _{ot} - 4% (1)	W _{ot} - 2% (2)	W _{ot} (3)	W _{ot} + 2% (4)	W _{ot} + 4% (5)	(1)/(3)	(2)/(3)	(4)/(3)
1	MCP1%	341,73	390,67	247,83	127,04	57,22	37,89	57,64	-48,74
2	MAA	246,93	317,36	92,49	-	-	166,98	243,1	-
3	MCP2%	241,57	462,93	263,78	134,87	134,78	-8,42	75,50	-48,87
4	SC	259,99	319,26	263,17	80,82	0,0	-1,21	21,31	-69,29
5	MRAP	295,45	377,74	248,92	84,45	0,0	18,69	51,75	-66,07
6	MCH1%	433,08	498,90	275,82	251,81	161,11	57,02	80,88	-8,70
7	MBGS	303,21	310,05	179,69	-	-	68,74	72,55	-
						Média	48,53	86,10	-48,33

Conforme observado na Tabela 4.45, excetuando-se apenas em duas amostras, onde foram observadas reduções inexpressivas no módulo de resiliência, todos os demais corpos de prova ensaiados no ramo seco da curva de compactação apresentaram acréscimo nos módulos de resiliência em relação à amostra moldada na umidade ótima. O acréscimo médio de resiliência atingiu 48,53% nas amostras moldadas com teor de umidade 4% inferior à umidade ótima e 86,10% quando moldadas com teor de umidade apenas 2% inferior à umidade ótima. Já nas amostras moldadas no ramo úmido da curva de compactação, os módulos de resiliência sofreram redução média de 48,33% em relação à amostra moldada na umidade ótima.

Em termos de solução de estabilização ou melhoramento, a seção 2, implantada com mistura granulométrica de 65% de revestimento primário com 25% de areia pura e 10% de cascalho argiloso (MAA), mostrou-se a técnica que resultou nos maiores acréscimos de resiliência dos corpos de prova quando moldados no ramo seco da curva de compactação. Os piores resultados foram observados na seção 4, denominada seção de controle (SC) do segmento experimental.

CARDOSO et al. (2023) identificaram comportamento similar em um solo de subleito do Distrito Federal, ou seja, maiores módulos de resiliência nas amostras moldadas no ramo seco e menores quando moldadas no ramo úmido, conforme apresentado na Figura 4.26. Ao comparar os efeitos da variação de umidade de compactação, verificaram que, para uma redução de 2% em relação à umidade ótima, ocorreu um acréscimo de 14,35% no módulo de resiliência da amostra. Em contrapartida, nas amostras moldadas 2% acima da umidade ótima, observou-se uma redução no módulo de resiliência dos materiais da ordem de 27,31%.

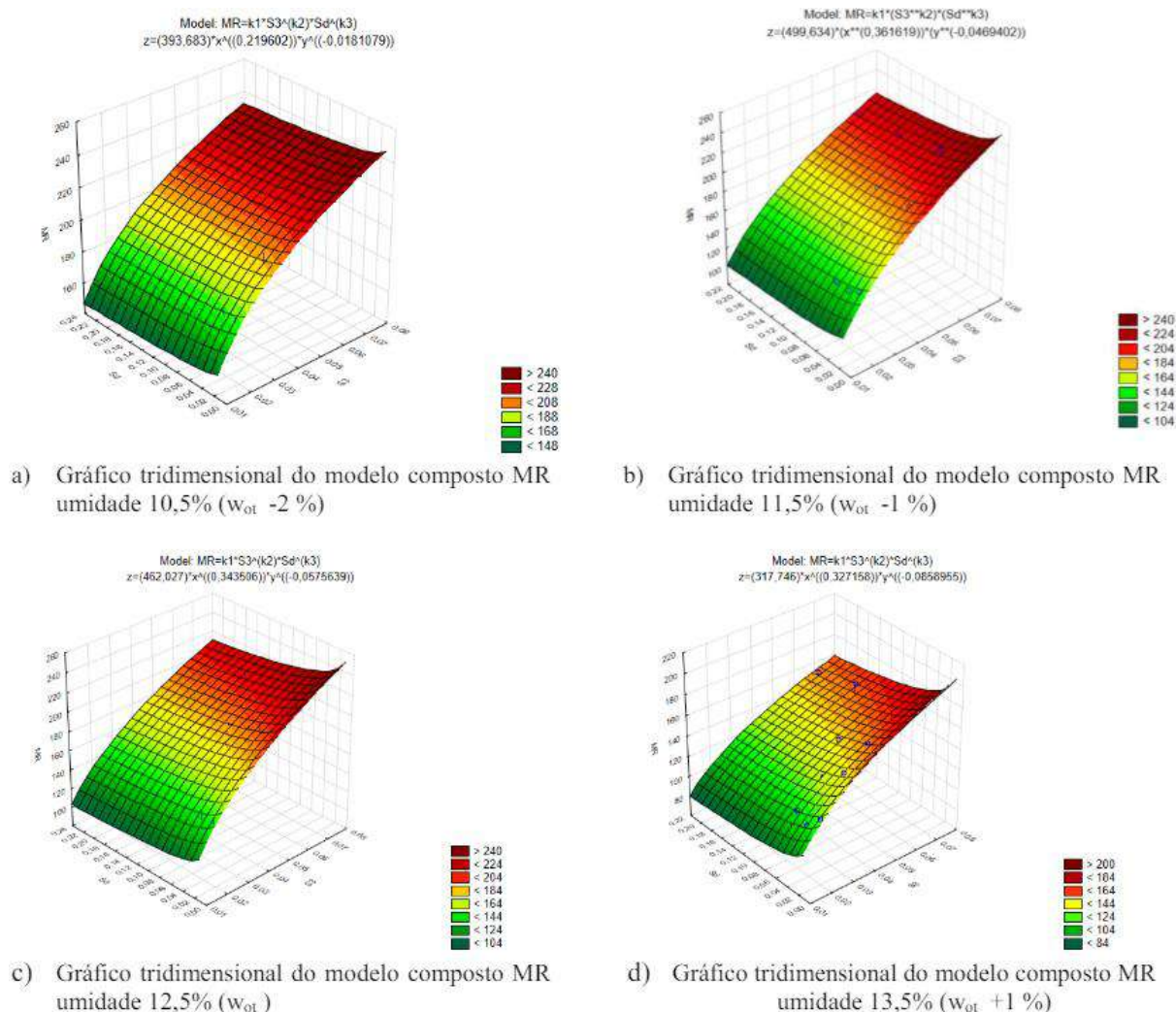


Figura 4.26 - Gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência (CARDOSO et al., 2023).

Em termos de valores de módulo de resiliência, os resultados dos ensaios indicaram que a variação da umidade das amostras em relação à umidade ótima pode trazer tantos efeitos positivos (ramo seco), quanto negativos (ramo úmido). Em que pese a compactação abaixo da umidade ótima ter se mostrado favorável ao comportamento resiliente dos solos, a execução das camadas de revestimento primário resultaria em solos com menor massa específica seca e consequentemente mais propensos à infiltração e aos danos causados pela penetração da água em sua resiliência, ou seja, os impactos do umedecimento da camada após a compactação.

c) Comparação dos resultados de umidade ótima com 18 e 12 pares de tensão

A realização da campanha complementar de ensaios de resiliência com variação de umidade permitiu a obtenção de dois resultados diferentes para as amostras moldadas na umidade ótima. Para cada material ensaiado das seções, foram realizados ensaios com aplicação de 18 pares de tensão (ensaio completo) e com 12 pares de tensão (ensaio reduzido para subleito).

A Tabela 4.46 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência obtidos com as amostras dos solos da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas, moldadas na umidade ótima e submetidas à aplicação de respectivamente 18 e 12 pares de tensão.

Tabela 4.46 - Módulos de resiliência das amostras na umidade ótima (aplicação de 18 e 12 pares de tensão).

Seção	Identificação da amostra	Pares de tensão	MR (MPa)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
1	MCP1%	18	287,20	330,17	0,206	-0,199	0,33
		12	247,83	170,37	0,135	-0,311	0,76
2	MAA	18	193,35	168,80	0,155	-0,245	0,98
		12	92,49	0	0	0	0
3	MCP2%	18	403,85	427,42	0,193	-0,223	0,83
		12	263,78	328,54	0,192	-0,157	0,79
4	SC	18	209,82	373,61	0,384	-0,230	0,66
		12	263,17	217,51	0,136	-0,243	0,92
5	MRAP	18	124,20	388,67	0,522	-0,141	0,79
		12	248,92	221,05	0,108	-0,182	0,92
6	MCH1%	18	379,19	488,41	0,209	-0,156	0,81
		12	275,82	247,78	0,131	-0,205	0,84
7	MBGS	18	121,86	143,53	0,230	-0,225	0,88
		12	179,69	142,24	0,096	-0,209	0,90

A referida tabela apresenta ainda as constantes de ajuste (k₁, k₂ e k₃) e os coeficientes de determinação (R²) obtidos com a aplicação do modelo composto que relaciona a variação da resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d), conforme Equação 4.1.

As Figuras 4.27 a 4.30 apresentam os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência em função da tensão confinante e da tensão de desvio das amostras das seções 1 (MCP1%), 3 (MCP2%), 4 (seção de controle) e 5 (MRAP), moldadas com a umidade ótima, mas submetidas à aplicação de duas sequências de tensão diferentes (completa com 18 pares de tensão e reduzida com 12 pares de tensão), conforme sequência indicada na norma DNIT 134/2018-ME respectivamente para solos das camadas do pavimento e para o subleito.

Os resultados indicaram que as amostras melhoradas quimicamente apresentaram maiores módulos de resiliência com a sequência completa (aplicação de 18 pares de tensão) do que com a sequência reduzida (12 pares de tensão). Nas amostras estabilizadas granulometricamente, particularmente nas seções 5 e 7, misturas onde foram incorporados materiais mais pedregulhosos, os valores de módulo de resiliência apresentaram inversão de comportamento.

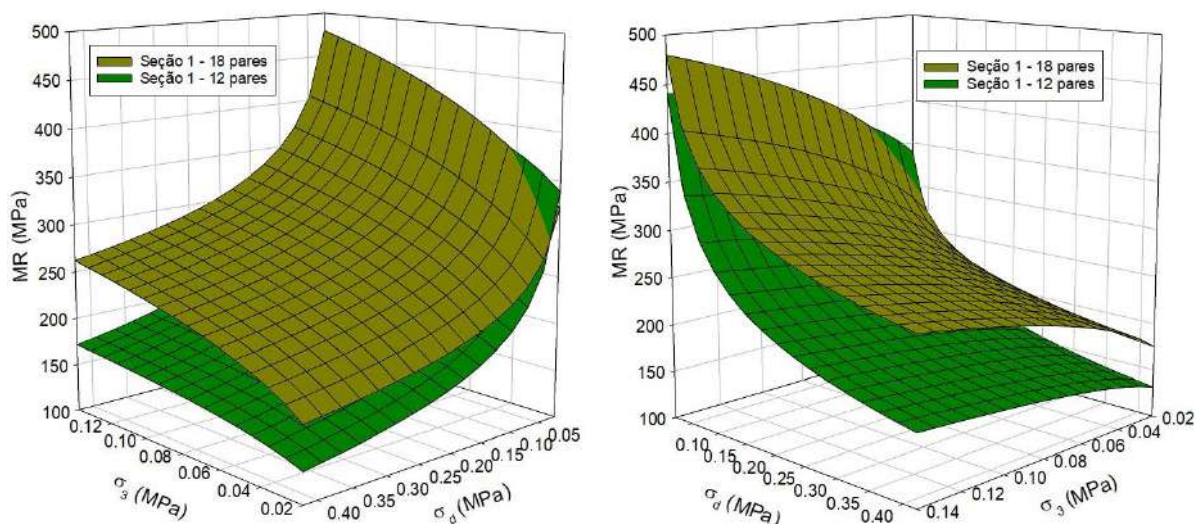


Figura 4.27 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MCP1% na umidade ótima (S1) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).

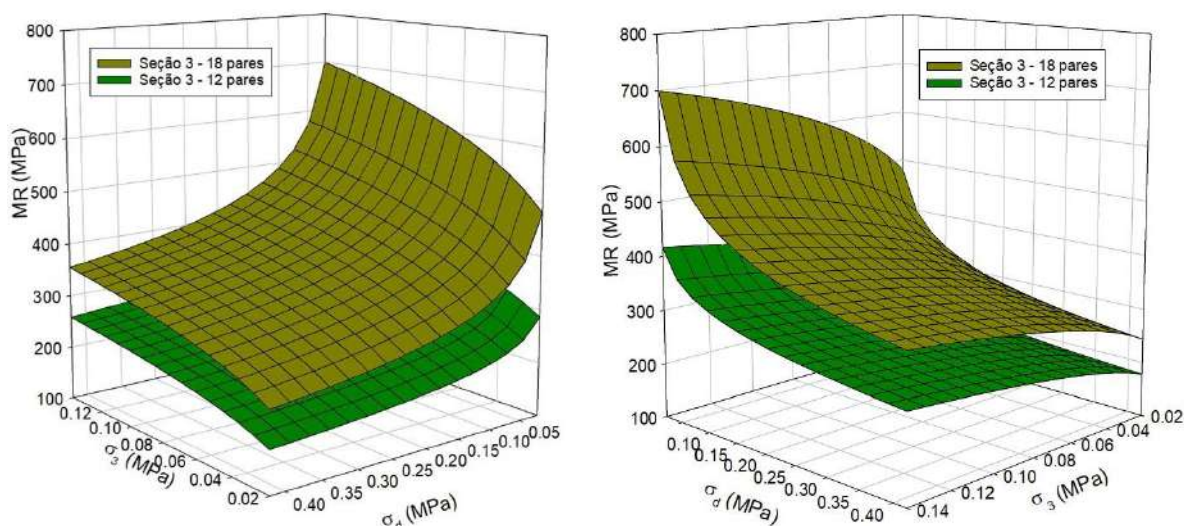


Figura 4.28 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MCP2% na umidade ótima (S3) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).

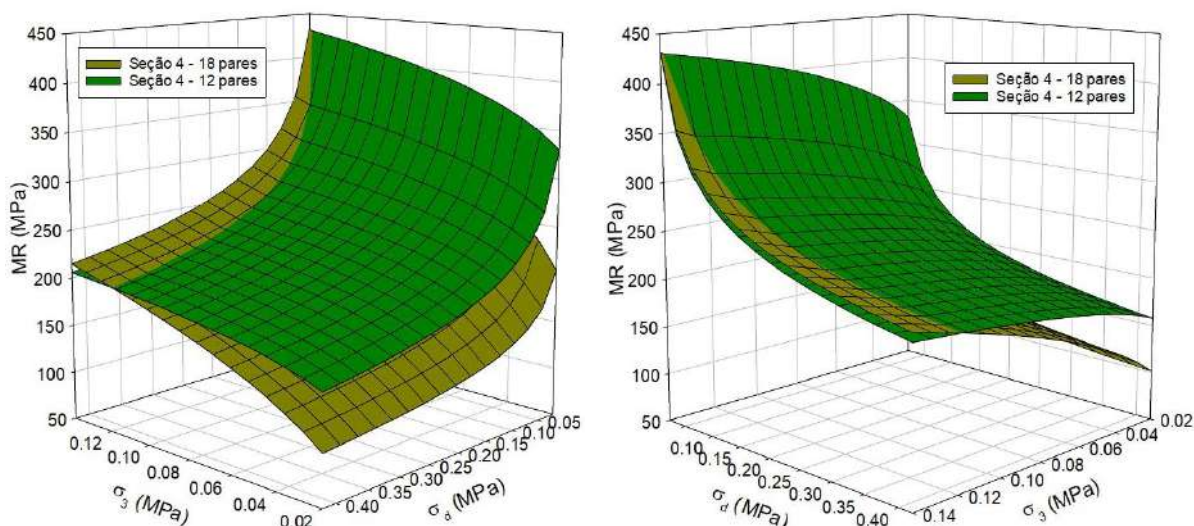


Figura 4.29 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da seção de controle na umidade ótima (S4) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).

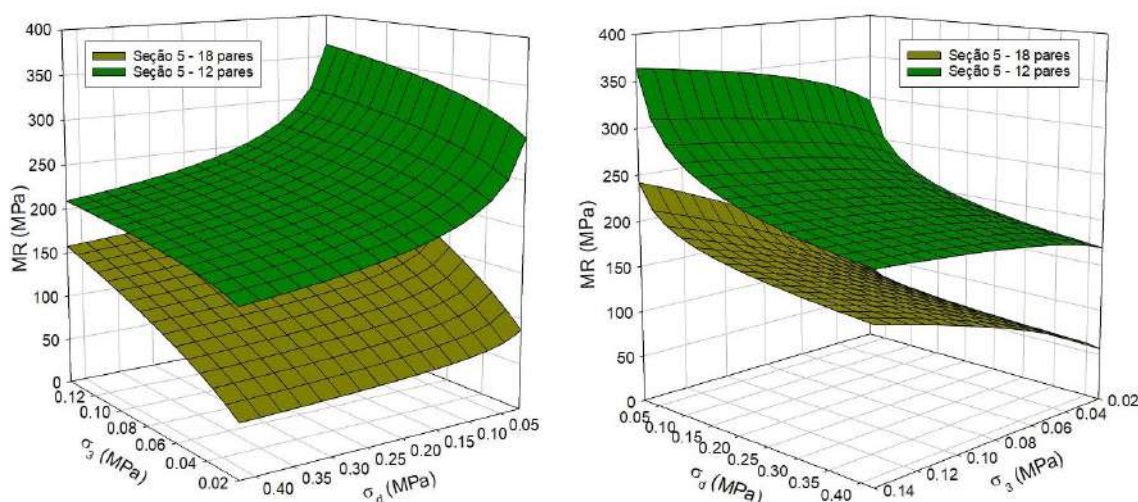


Figura 4.30 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência da mistura MRAP na umidade ótima (S5) com aplicação de 18 pares de tensão (completo) e 12 pares de tensão (reduzido).

CALLEGARO et al., (2020) analisaram os valores de módulo de resiliência obtidos pela aplicação das duas sequências de pares de tensão permitidas pela norma DNIT 134/2018-ME para três solos do Rio Grande do Sul. Os módulos de resiliência obtidos se mostraram maiores quando ensaiados na sequência de tensões reduzida para solos de subleito, ou seja, com aplicação de apenas 12 pares de tensão, do que na sequência completa com 18 pares de tensão.

4.2.3.3. Deformação Permanente

As Figuras 4.31 a 4.37 apresentam as curvas de deformação permanente acumulada dos ensaios realizados nas amostras da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas. Os ensaios foram realizados com a aplicação de ensaios cíclicos do tipo *Repeated Load Triaxial* (RLT), por meio de metodologia conhecida como múltiplos estágios (NZTA, 2014).

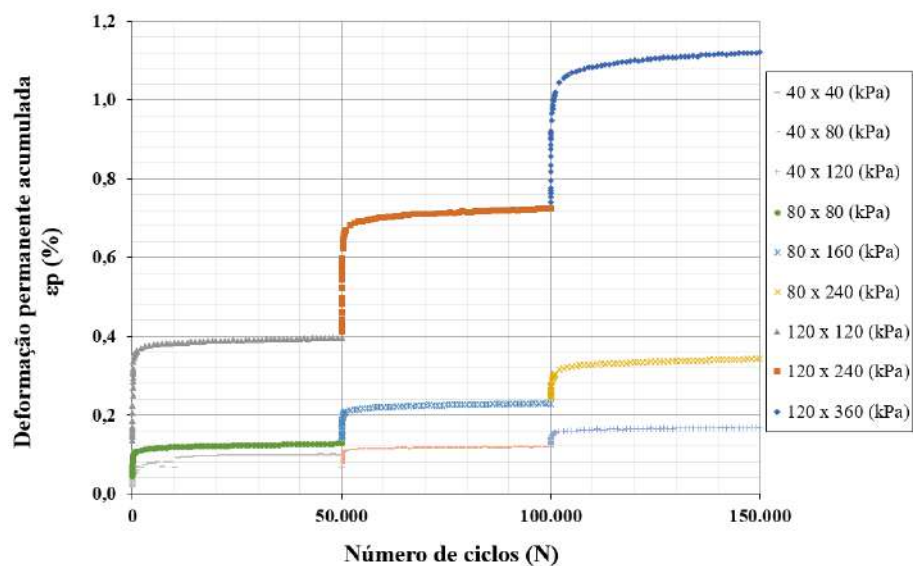


Figura 4.31 - Deformação permanente nas amostras da mistura MCP1% (S1).

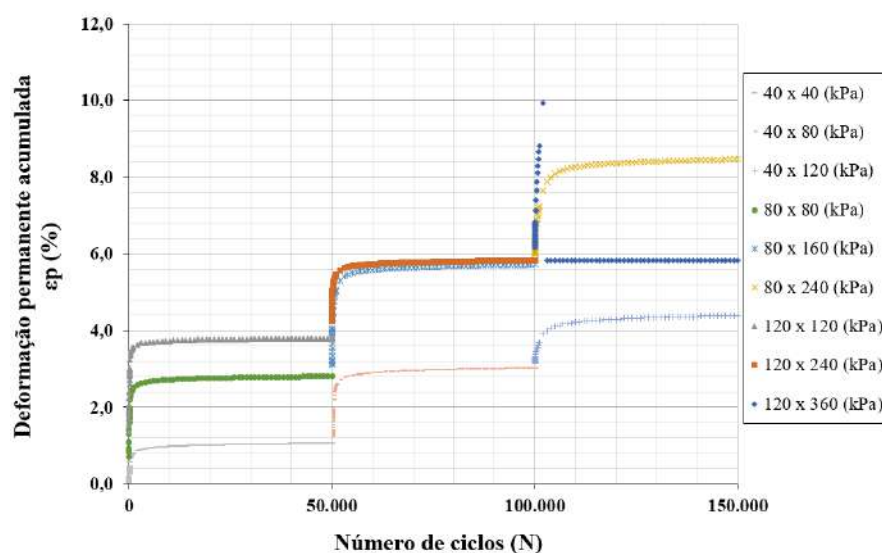


Figura 4.32 - Deformação permanente nas amostras da mistura MAA (S2).

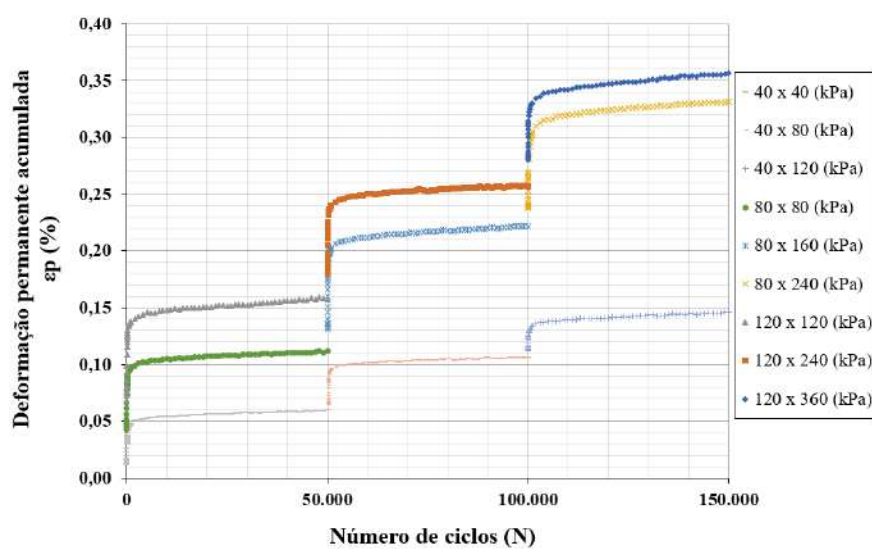


Figura 4.33 - Deformação permanente nas amostras da mistura MCP2% (S3).

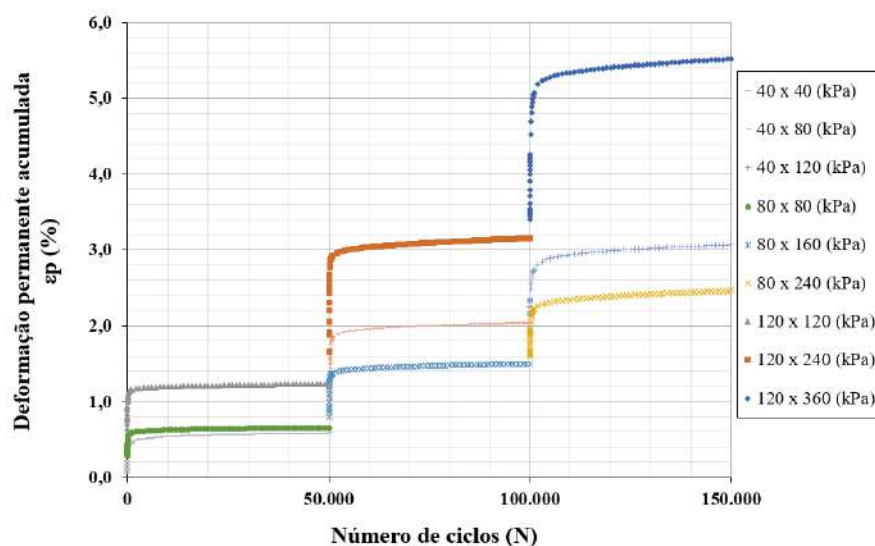


Figura 4.34 - Deformação permanente nas amostras da seção de controle (S4).

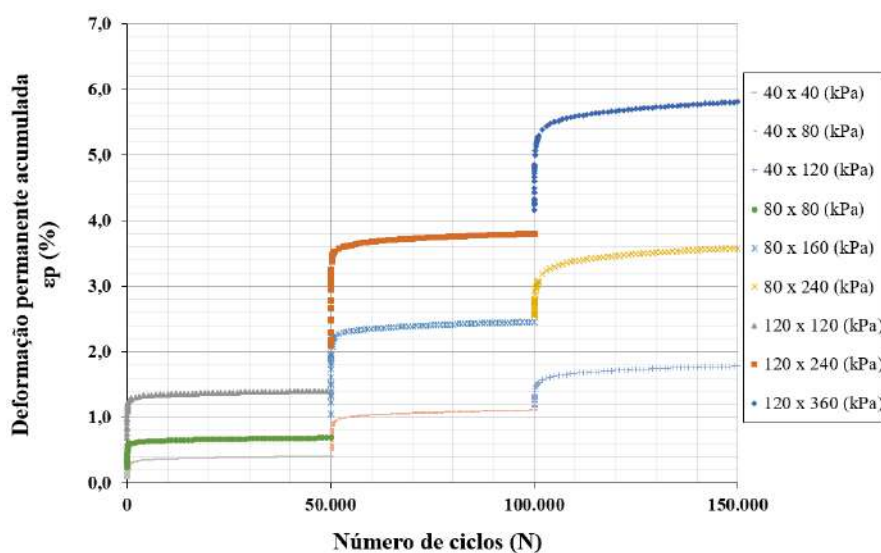


Figura 4.35 - Deformação permanente nas amostras da mistura MRAP (S5).

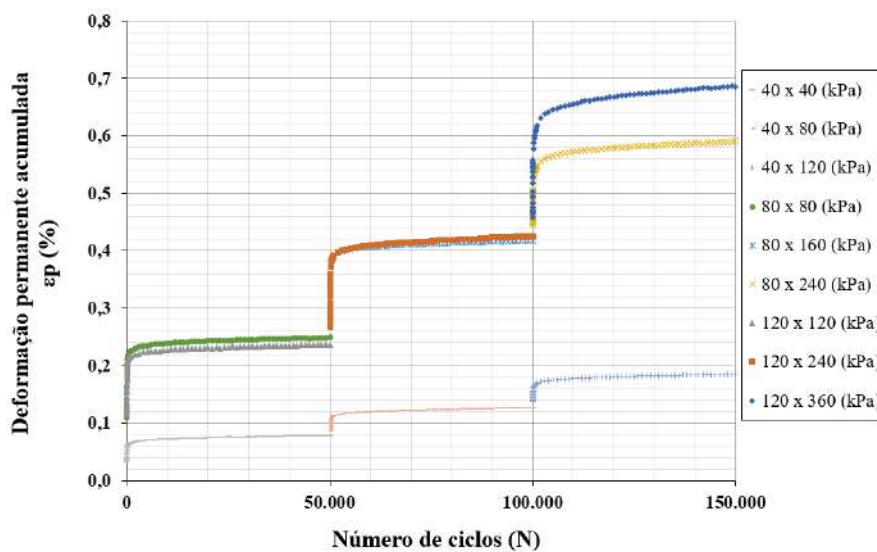


Figura 4.36 - Deformação permanente nas amostras da mistura MCH1% (S6).

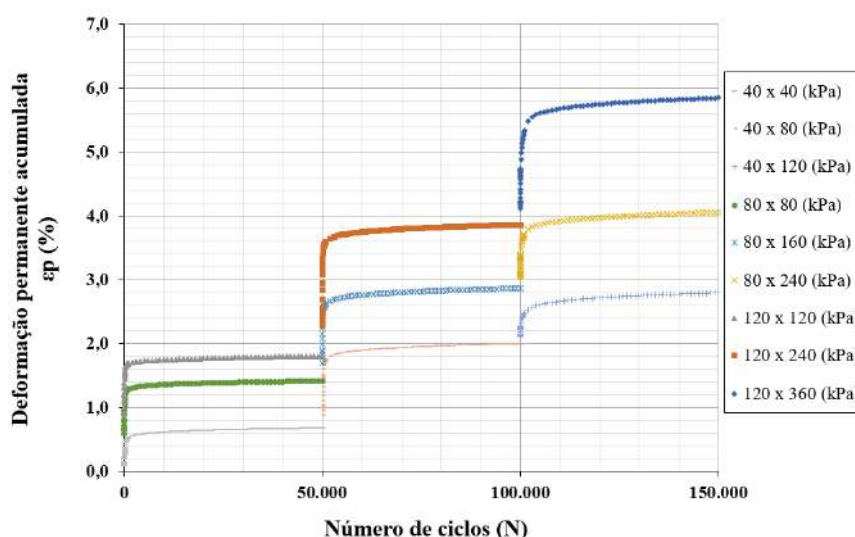


Figura 4.37 - Deformação permanente nas amostras da mistura MBGS (S7).

Em análise às curvas de deformação permanente acumulada, em que pese o reduzido número de ciclos, observa-se em praticamente todos os ensaios, de todas as misturas, uma tendência de acomodamento plástico (*shakedown*) do tipo II, consoante classificação proposta por GUIMARÃES (2009) e preconizada na norma DNIT 179/2018-IE. Esse comportamento dos materiais é caracterizado pela tendência à estabilização da deformação permanente com o aumento do número de ciclos de carregamento do ensaio, porém com alto valor de deformação permanente acumulada, para um determinado nível de tensões confinante e de desvio.

Apenas no ensaio executado com tensão confinante de 120 kPa e tensão de desvio de 360 kPa na amostra da mistura MAA (seção 2), estabilização granulométrica com incorporação de areia pura e cascalho argiloso, foi identificada a ocorrência de colapso incremental da amostra (comportamento do tipo IV da norma DNIT 179/2018-IE). Nessa condição, a amostra apresentou ruptura a baixos números de ciclos de carregamento.

Os resultados dos ensaios permitem ainda avaliar o comportamento do acomodamento da deformação permanente (*shakedown*) com o aumento do número de ciclos de carga, conforme procedimento preconizado na norma DNIT 179/2018-IE. No Eixo X do gráfico são representadas as deformações permanentes acumuladas (10^{-3} mm) e no Eixo Y as taxas de acréscimo da deformação permanente acumulada (% / ciclos). A acomodação da deformação permanente é considerada atingida quando os resultados se tornam paralelos ao Eixo Y após um determinado número de ciclos de cargas. As Figuras 4.38 a 4.44 apresentam os gráficos de avaliação do acomodamento (*shakedown*) dos ensaios realizados nas amostras da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente e melhoradas quimicamente.

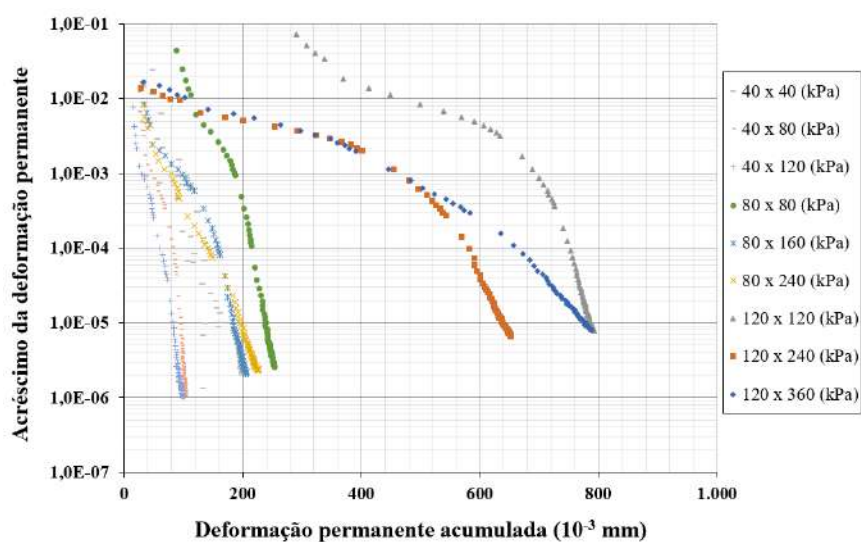


Figura 4.38 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MCP1% (S1).

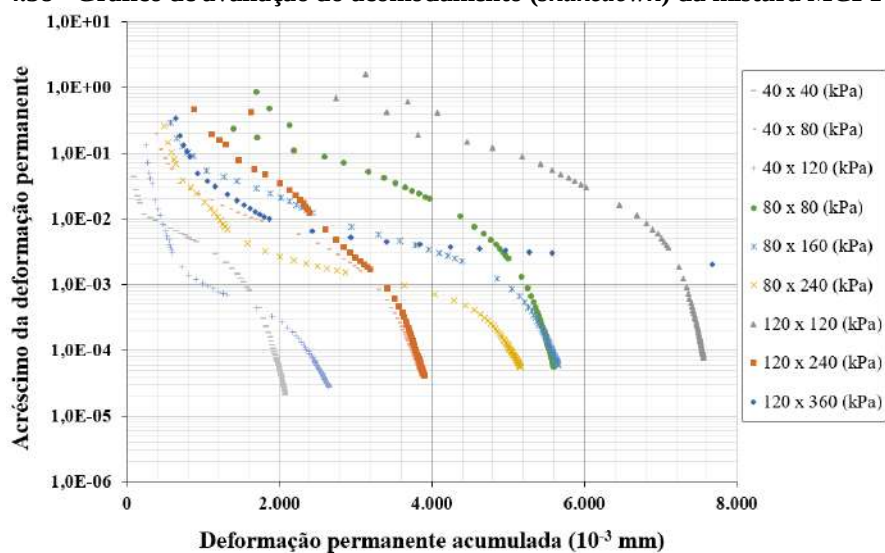


Figura 4.39 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MAA (S2).

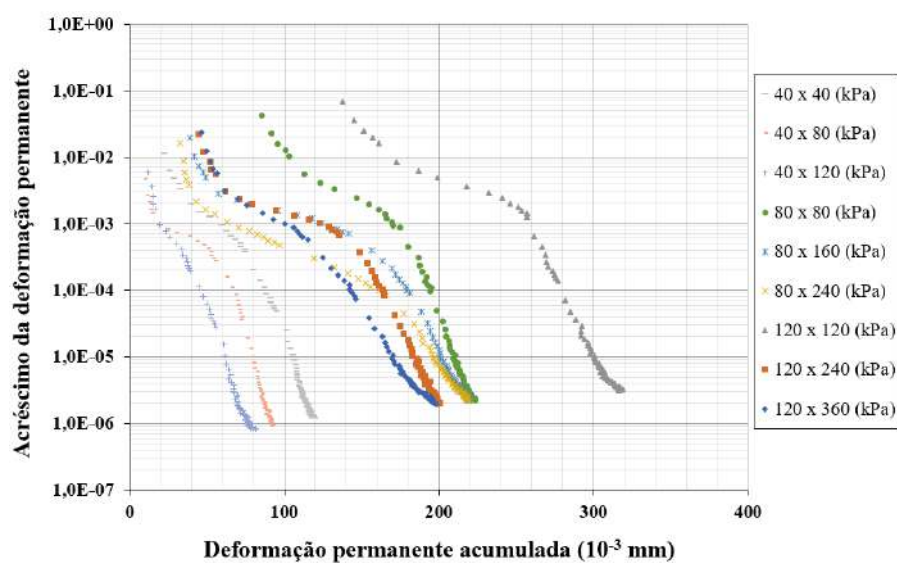


Figura 4.40 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MCP2% (S3).

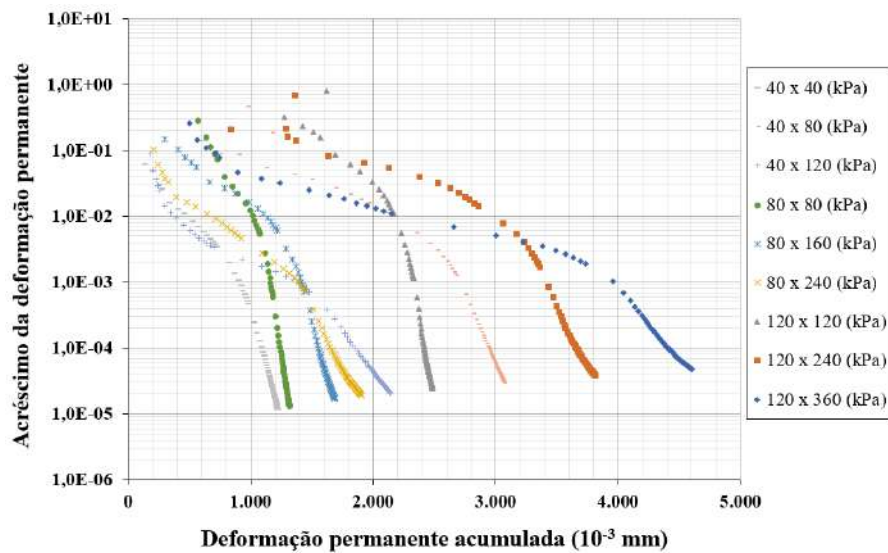


Figura 4.41 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da seção de controle (S4).

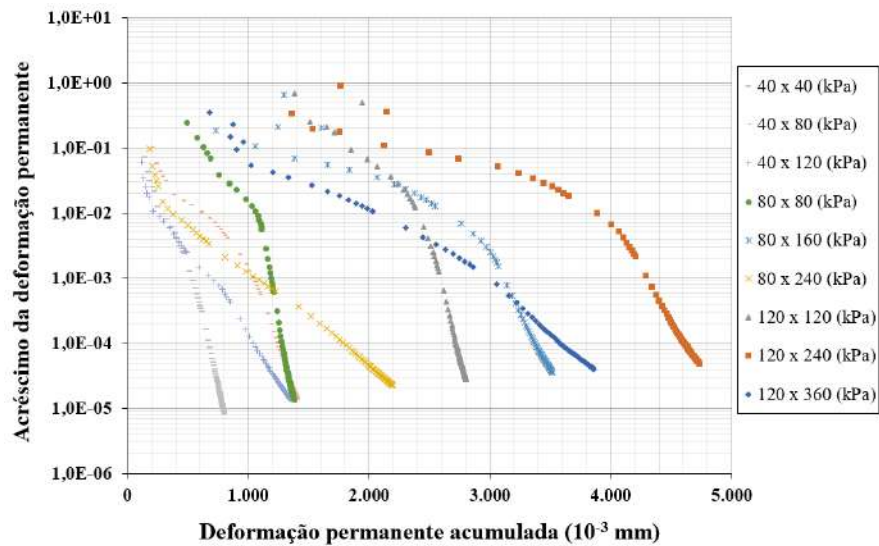


Figura 4.42 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MRAP (S5).

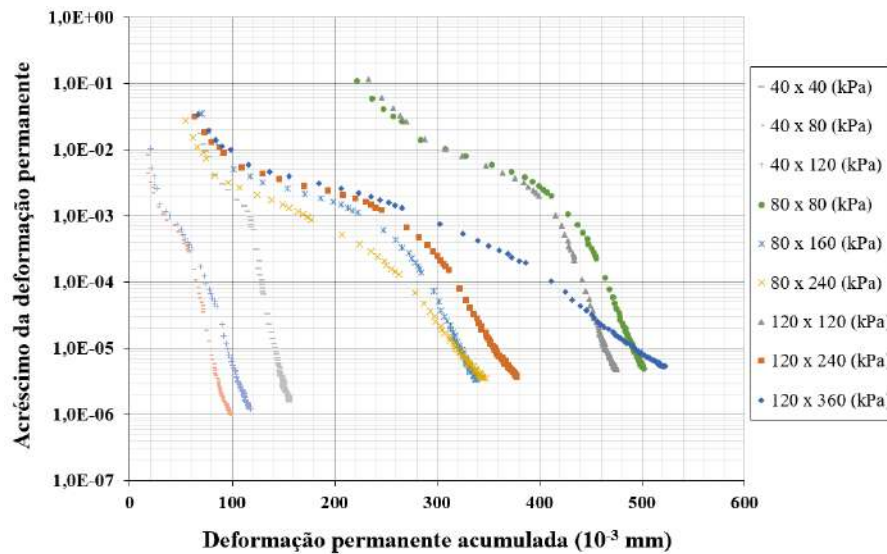


Figura 4.43 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MCH1% (S6).

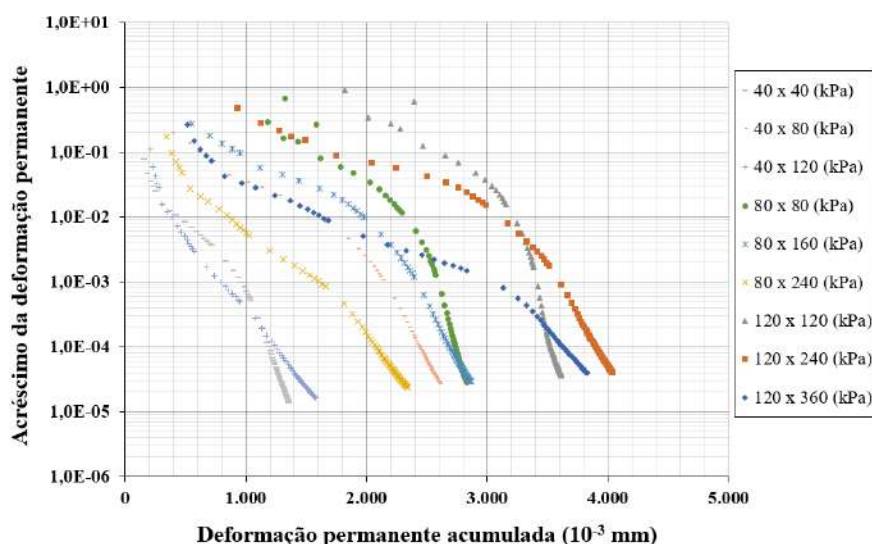


Figura 4.44 - Gráfico de avaliação do acomodamento (*shakedown*) da mistura MBGS (S7).

Em análise aos gráficos das Figuras 4.38 a 4.44, observa-se que, para tensões de confinamento e de desvio muito baixas, todos os materiais, ou seja, as amostras da seção de controle e das misturas estabilizadas e melhoradas, apresentam comportamento de *shakedown* do nível A. Este nível é considerado aceitável em muitos projetos de engenharia rodoviária, em função da deformação permanente se tornar constante e resultar em estabilidade à estrutura a longo prazo. Já para as maiores tensões, as curvas mostram maior semelhança aos materiais com comportamento do Nível AB, nível esse também desejável em projetos de pavimentos, pois combina a estabilidade a longo prazo do *shakedown* a uma menor deformação inicial.

O colapso incremental identificado nos ensaios da amostra da mistura MAA (seção 2) com aplicação de tensão confinante de 120 kPa e tensão de desvio de 360 kPa (Figura 4.32) também foi registrado no gráfico de avaliação do *shakedown* da deformação permanente (Figura 4.39). Esse comportamento é inaceitável em pavimentos rodoviários, pois resulta em deterioração progressiva e eventual ruptura da estrutura da estrada em curto prazo.

Os resultados indicaram que as amostras das misturas melhoradas quimicamente apresentaram taxas de acréscimo da deformação permanente variando basicamente entre 10^{-6} a 10^{-1} , enquanto as da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente entre 10^{-5} e 1,0. Isso representa uma diferença expressiva de 10 vezes entre os grupos de materiais.

Outra questão relevante observada nos gráficos de *shakedown* refere-se à significativa diferença da deformação permanente acumulada observada entre os materiais sob pesquisa. Enquanto nas amostras das misturas melhoradas quimicamente as deformações variaram entre 0 e 1,0 mm, nas amostras da seção de controle e das misturas estabilizadas granulometricamente atingiram até 5,0 mm. As maiores deformações permanentes acumuladas foram identificadas nas amostras da mistura MAA (seção 2), enquanto as menores na mistura MCP2% (seção 3).

De forma a analisar a magnitude dos deslocamentos plásticos e das consequentes deformações permanentes acumuladas e medidas nos ensaios, as Tabelas 4.47 e 4.48 apresentam os máximos valores registrados nas amostras representativas de cada seção do segmento experimental.

Tabela 4.47 - Máximos deslocamentos plásticos registrados.

Tensão confinante x tensão de desvio (kPa)	Máximo deslocamento plástico (mm)						
	MCP1% (S1)	MAA (S2)	MCP2% (S3)	SC (S4)	MRAP (S5)	MCH1% (S6)	MBGS (S7)
120 x 360	0,789	7,680	0,199	4,602	3,861	0,522	4,034

Tabela 4.48 - Máximas deformações permanentes registradas.

Tensão confinante x tensão de desvio (kPa)	Máxima deformação permanente acumulada (%)						
	MCP1% (S1)	MAA (S2)	MCP2% (S3)	SC (S4)	MRAP (S5)	MCH1% (S6)	MBGS (S7)
40 x 40	0,100	1,049	0,060	0,577	0,400	0,078	0,678
40 x 80	0,118	3,015	0,106	2,035	1,101	0,127	1,992
40 x 120	0,169	4,395	0,146	3,067	1,782	0,186	2,797
80 x 80	0,127	2,806	0,112	0,655	0,687	0,249	1,415
80 x 160	0,230	5,726	0,221	1,500	2,454	0,417	2,867
80 x 240	0,342	8,473	0,332	2,462	3,576	0,591	4,056
120 x 120	0,396	3,801	0,158	1,236	1,401	0,236	1,805
120 x 240	0,724	5,837	0,258	3,153	3,800	0,425	3,857
120 x 360	1,122	9,930	0,356	5,517	5,806	0,686	5,844

Enquanto as amostras da mistura MAA (seção 2) apresentaram deformação permanente acumulada de quase 10%, as amostras da mistura MCP2% (seção 3) atingiram, no máximo, 0,356% para as maiores tensões confinante e de desvio. Além disso, os máximos deslocamentos plásticos atingiram 7,7 mm na seção 2 (MAA) e apenas 0,2 mm na seção 3 (MCP2%).

A Figura 4.45 apresenta os deslocamentos plásticos máximos registrados nos ensaios de deformação permanente com 120 kPa de tensão confinante e 360 kPa de tensão de desvio em gráfico de coluna. Os resultados indicaram que as misturas melhoradas quimicamente reduziram os deslocamentos plásticos do revestimento primário original (seção de controle), enquanto as misturas estabilizadas granulometricamente se mostraram menos efetivas.

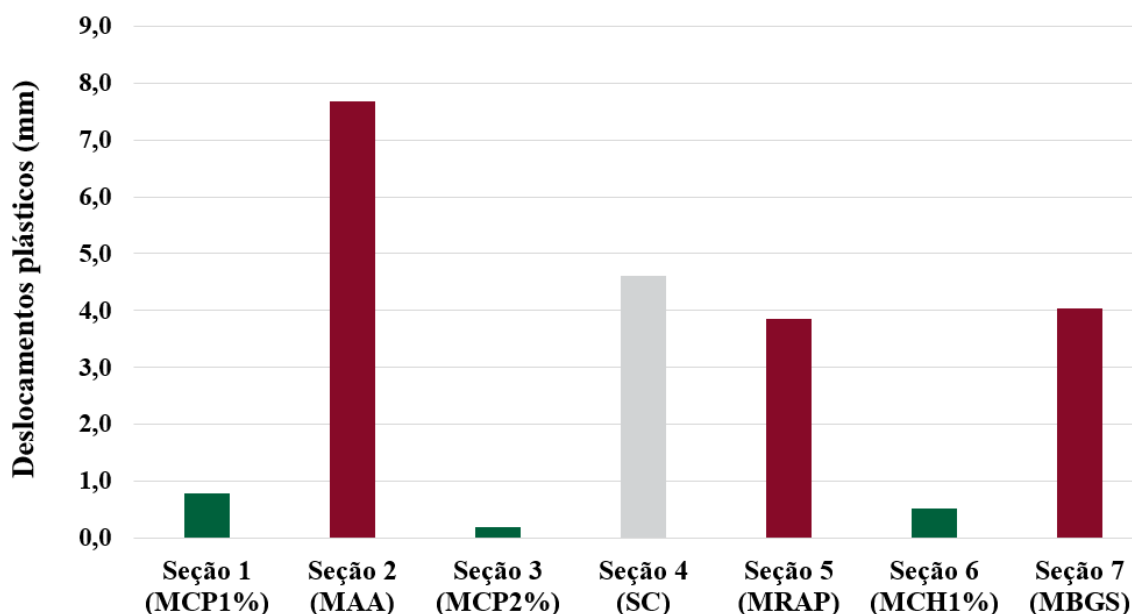


Figura 4.45 - Deslocamentos plásticos máximos registrados no ensaio de 120 x 360 (kPa).

No caso da mistura com adição de 2% de cimento Portland (seção 3), a redução dos deslocamentos plásticos máximos atingiu significativos 96%. Nas demais misturas melhoradas quimicamente, com 1% de cimento Portland (seção 1) e 1% de cal hidratada (seção 6), a redução atingiu, no mínimo, 80%. Ou seja, mesmo com a adição de baixos teores de aditivos químicos ao revestimento primário (seção 4), o solo original apresentou melhoria relevante de seu comportamento em termos de deformação permanente, parâmetro fundamental para a condição estrutural e funcional da superfície de rolamento de uma estrada não pavimentada.

Com relação aos resultados das misturas estabilizadas granulometricamente, a redução dos deslocamentos plásticos máximos se mostrou pouca expressiva nas amostras das misturas com incorporação de RAP (seção 5) e BGS (seção 7), atingindo, no máximo, 16%. No caso específico da mistura com incorporação de areia pura e cascalho argiloso (seção 2), ocorreu inclusive o aumento dos deslocamentos plásticos em relação à seção de controle, comportamento indesejado para o revestimento primário de uma estrada não pavimentada.

As misturas melhoradas quimicamente mostram uma tendência de estabilização da deformação ao longo do tempo, enquanto as outras misturas tendem a continuar deformando-se.

De forma complementar, a Tabela 4.49 apresenta os parâmetros de regressão (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4) e os coeficientes de determinação obtidos com a aplicação do modelo de GUIMARÃES (2009) aos resultados de deformação permanente média de todos os ciclos de ensaios realizados nas amostras representativas das seções do segmento experimental.

Tabela 4.49 - Parâmetros de regressão da deformação permanente no modelo de GUIMARÃES (2009).

Seção	Identificação da amostra	Parâmetros de regressão da deformação permanente (modelo de GUIMARÃES, 2009)				R ²
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	
1	MCP1%	0,0715	1,9449	-0,4120	0,1405	0,85
2	MAA	-	-	-	-	-
3	MCP2%	0,0422	1,3559	-0,4210	0,1236	0,87
4	SC	0,3219	0,2666	0,3231	0,1234	0,59
5	MRAP	0,3811	0,9551	0,2539	0,1250	0,79
6	MCH1%	0,0844	1,6851	-0,4024	0,1139	0,86
7	MBGS	0,5342	0,9345	-0,1112	0,1232	0,76

Com relação aos parâmetros de regressão da deformação permanente no modelo de GUIMARÃES (2009), as misturas melhoradas quimicamente com cimento Portland e cal hidratada (seções 1, 3 e 6) apresentam comportamento similar, com baixa deformação inicial e tendência de enrijecimento sob tensão desvio. Já a seção de controle, ou seja, a condição original da estrada não pavimentada, e as misturas com RAP e BGS (seções 4, 5 e 7) mostram maior deformação inicial e comportamento mais típico em relação à tensão desvio. A ausência de dados para a seção 2 (MAA) impede a análise completa de todas as misturas.

Todas as misturas apresentam aumento da deformação com a tensão confinante (ψ_2 positivo). Este comportamento pode estar associado à influência de materiais finos ou coesivos nas misturas, aos efeitos dos aditivos químicos nas melhoradas, à possível saturação parcial das amostras durante o ensaio e aos níveis de tensão aplicados em relação à resistência das misturas. As misturas melhoradas quimicamente apresentaram melhor ajuste ao modelo de GUIMARÃES (R² mais alto), sugerindo um comportamento mais previsível.

Em síntese, observa-se que a adição de pequenas quantidades de cimento Portland ou de cal hidratada mostrou-se altamente eficaz na redução da deformação permanente, oferecendo uma solução promissora para melhorar o desempenho deste trecho da estrada não pavimentada. Já as misturas com RAP e BGS ofereceram melhorias marginais, enquanto a mistura com areia e cascalho argiloso piorou inclusive o desempenho. Este comportamento sugere que a estabilização granulométrica requer um projeto de dosagem mais cuidadoso e pode não ser tão eficaz quanto ao melhoramento químico para reduzir as deformações permanentes.

4.3. MONITORAMENTO DO SEGMENTO EXPERIMENTAL

4.3.1. Qualificação e Quantificação dos Defeitos

As inspeções de campo para qualificação e quantificação dos defeitos nas seções foram realizadas por um período de 4 meses, com primeira visita realizada um mês após a implantação do segmento experimental e última visita após a segunda reconformação da plataforma. Essas inspeções de campo para avaliação funcional foram realizadas nos dias 8 de dezembro de 2023, 17 de janeiro de 2024, 21 de fevereiro de 2024 e 27 de março de 2024.

No início dos meses de fevereiro e março de 2024, chuvas torrenciais na Península de Marau causaram significativa e rápida degradação do trecho não pavimentado da rodovia BR-030/BA, inclusive na região do segmento experimental. Apenas para ilustrar a magnitude desses eventos, a Figura 4.46 constitui registro fotográfico de pluviômetro analógico localizado no canteiro de obras da empresa responsável pela manutenção da rodovia no dia 4 de março de 2024, onde pode ser observada medida de chuva superior a 100 mm em apenas um dia.



Figura 4.46 - Medida de pluviômetro analógico instalado na região do segmento experimental.

Em virtude das profundas trilhas de rodas formadas pelo tráfego de veículos pesados, a reconformação da plataforma foi executada nos dias 6 de fevereiro e 21 de março de 2024. As duas últimas inspeções de campo já foram realizadas nesse cenário, e mesmo com alteração da condição de implantação, esses últimos levantamentos funcionais mostraram-se valiosos para avaliar os efeitos da operação de reconformação na condição de rolamento da estrada.

No caso específico dessa pesquisa, o controle da compactação das camadas e a conformação final da plataforma impediram a ocorrência de defeitos relacionados à drenagem e à declividade transversal da estrada. Os buracos e trilhas de rodas também não foram observados, em frequência ou magnitude, nos períodos de inspeção de campo, que justificassem o seu registro e medição. Nesse sentido, foram qualificados e quantificados os defeitos de corrugação e segregação de agregados em todas as seções do segmento experimental.

4.3.1.1. Corrugações

A profundidade das corrugações nas seções foi medida em cada estaca do segmento experimental, nas bordas esquerda e direita, sempre na região das trilhas das rodas dos veículos. As medições das corrugações foram realizadas em comprimento longitudinal total de 6,0 metros, sendo 3,0 metros anteriores à estaca de referência e 3,0 metros posteriores. Ou seja, 30% da área de cada estaca e consequentemente de cada seção do segmento experimental teve suas corrugações registradas e medidas nas inspeções de campo.

A Tabela 4.50 constitui modelo da planilha utilizada no campo para medição das corrugações. Como exemplo, apresentamos as medições das bordas esquerda e direita das Estacas 6 e 7, além da corrugação média e da distribuição das corrugações ao longo dos 6,0 metros inspecionados e registrados no dia 8 de dezembro de 2023. As corrugações medidas nessas estacas apresentam grau de severidade majoritariamente baixo, com poucos registros de média severidade.

Tabela 4.50 - Extrato da planilha de medição das corrugações (Estacas 6 e 7) no dia 8 de dezembro de 2023.

Seção	Estaca	Posição (m)	Profundidade da corrugação (cm)						Corrugação média (cm)	Distribuição da corrugação (cm/m)
2	6 BD	-3,0	1,1	2,0	1,5	1,5	2,0	1,5	1,91	3,82
		+3,0	3,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,3		
	6 BE	-3,0	1,5	3,8	2,0	1,8	3,5	-	2,21	3,32
		+3,0	2,5	1,3	2,0	1,5	-	-		
	7 BD	-3,0	1,0	2,0	1,5	1,5	1,3	1,3	1,39	2,55
		+3,0	1,5	2,0	1,5	1,0	0,7	-		
	7 BE	-3,0	1,5	1,1	1,0	1,5	2,0	-	1,25	2,30
		+3,0	1,4	1,0	1,2	1,3	0,8	1,0		

Enquanto as medidas das profundidades das corrugações mostram-se fundamentais para avaliar a severidade dos defeitos, conforme apresentado no método URCI e também no cálculo do Índice de Condição de Manutenção da Rodovia Não Pavimentada (ICMNP) definido na Resolução DNIT nº 5/2022, a distribuição das corrugações permite avaliar as seções com maior incidência desse defeito que compromete diretamente a qualidade de rolamento da estrada.

A Tabela 4.51 apresenta as profundidades médias das corrugações medidas nas seções durante as 4 inspeções de campo de monitoramento funcional do segmento experimental.

Tabela 4.51 - Profundidades médias das corrugações medidas durante as inspeções de campo.

Seção	Estacas	Mistura	Corrugação média (cm)			
			8/12/2023	17/1/2024	21/2/2024	27/3/2024
1	0 a 5	MCP1%	0,12	0,42	0,80	0,70
2	5 a 10	MAA	0,85	0,79	0,89	0,22
3	10 a 15	MCP2%	0,22	0,78	0,41	0,00
4	15 a 20	SC	0,24	0,81	0,43	0,00
5	20 a 25	MRAP	0,67	1,34	0,09	0,00
6	25 a 30	MCH1%	0,34	1,38	0,73	0,00
7	30 a 35	MBGS	0,36	1,48	0,35	0,19
Média			0,40	1,00	0,53	0,16

De forma a permitir a avaliação do processo de formação e de evolução das corrugações ao longo de todas as seções do segmento experimental, as Figuras 4.47 a 4.50 apresentam as distribuições das corrugações registradas nas inspeções de campo realizadas nos dias 8 de dezembro de 2023, 17 de janeiro de 2024, 21 de fevereiro de 2024 e 27 de março de 2024.

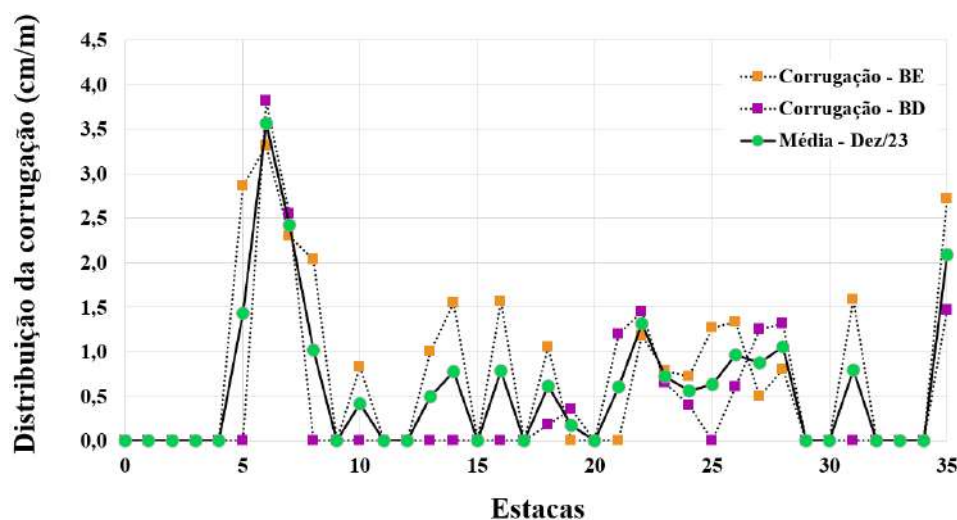


Figura 4.47 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 8 de dezembro de 2023.

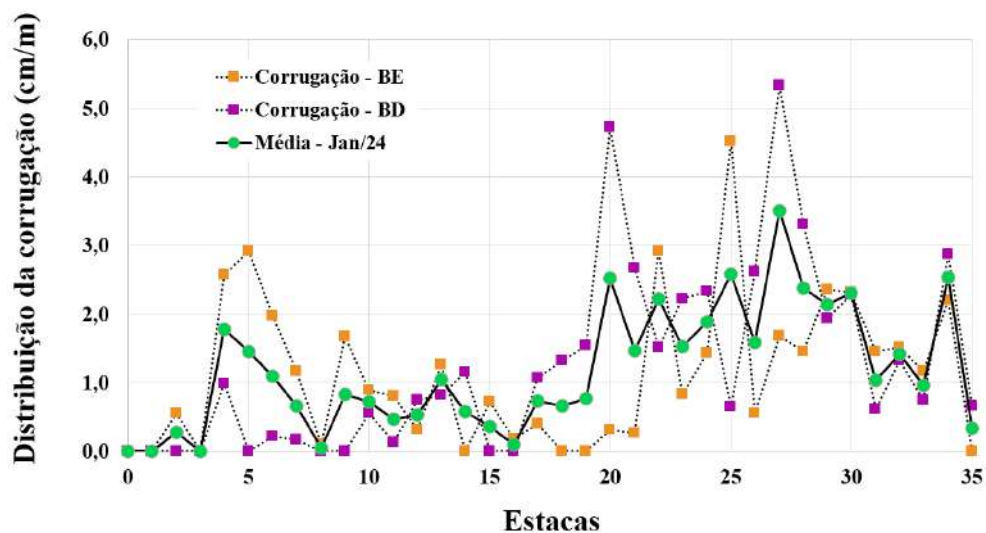


Figura 4.48 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 17 de janeiro de 2024.

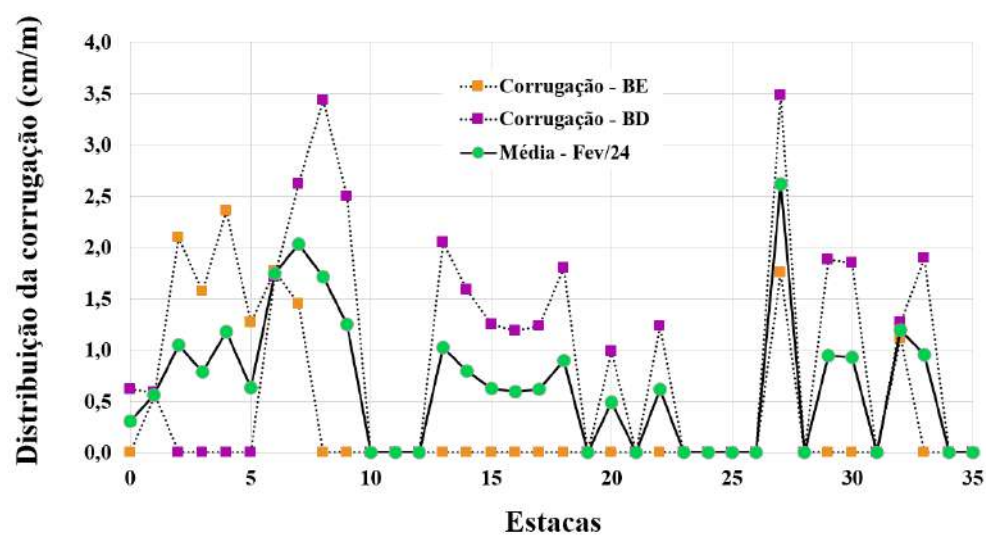


Figura 4.49 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 21 de fevereiro de 2024.

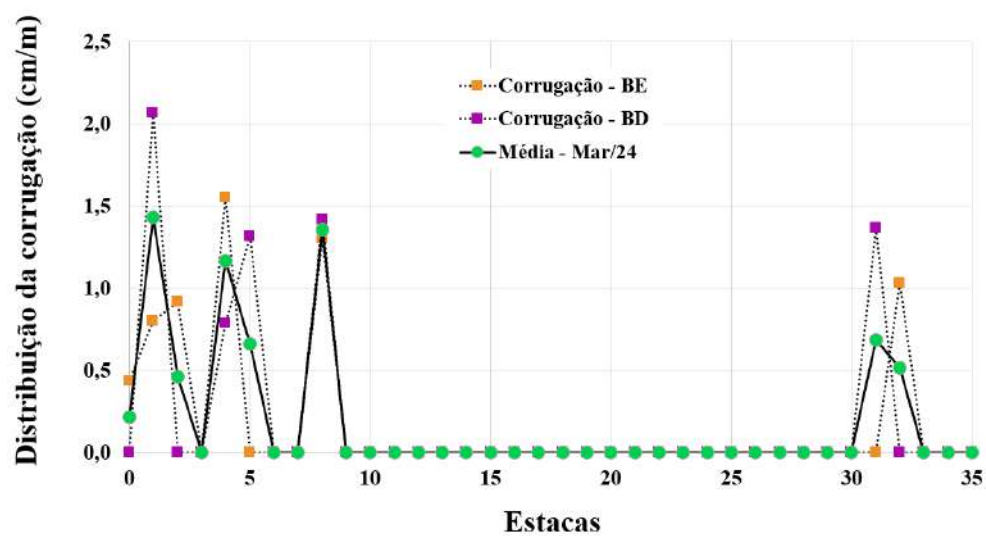


Figura 4.50 - Distribuição das corrugações registradas na inspeção no dia 27 de março de 2024.

Os registros da inspeção de campo realizada no dia 8 de dezembro de 2023 indicam a ocorrência de significativa distribuição de corrugações na seção 2 (MAA), poucas nas seções 5 (MRAP) e 6 (MCH1%) e praticamente nenhuma nas seções 1 (MCP1%) e 7 (MBGS). Nas demais seções, foram identificadas corrugações com profundidade média e menor frequência em relação às citadas anteriormente, o que resultou em distribuições de corrugação relativamente menores. A profundidade média das corrugações das seções foi de 0,4 cm. Em síntese, apenas 1 mês após a implantação do segmento experimental, os defeitos de corrugação ou “costela de vaca” já se manifestaram na estrada. Entretanto, em diversas estacas não se observa ainda a ocorrência de corrugações, quando analisadas isoladamente as bordas esquerda ou direita.

Na inspeção realizada no dia de 17 de janeiro de 2024, observou-se evolução significativa das corrugações, principalmente em seções do segmento experimental onde não haviam sido anteriormente identificadas esse defeito. As seções 5 (MRAP) e 6 (MCH1%), por exemplo, apresentaram as maiores distribuições de corrugações, com variação média entre 1,5 cm/m e 3,5 cm/m. A seção 1 (MCP1%) continuou sendo aquela que apresentou melhor comportamento em termos de corrugação, com diversas estacas ainda sem apresentar nenhum indício de defeito. As seções 3 (MCP1%) e 4 (SC) também apresentaram bom comportamento geotécnico, com reduzida distribuição de corrugações. A profundidade média das corrugações das seções aumentou para 1,0 cm, o que representa um acréscimo de 150% em relação à inspeção anterior, o que indica que a evolução das corrugações mostrou-se progressiva e rápida.

A inspeção realizada em 21 de fevereiro de 2024 ocorreu 15 dias após a primeira reconformação da plataforma de todo o segmento experimental. A reconformação consiste em atividade usual de manutenção, onde parte da camada de desgaste ou superfície de rolamento é removida pela motoniveladora de forma a melhorar a condição de rolamento de estradas não pavimentadas. Mesmo após poucos dias dessa operação, corrugações foram registradas em algumas estacas, notadamente em maior quantidade na borda direita. A profundidade média das corrugações das seções foi de 0,53 cm. Esse valor mostra-se superior ao obtido na inspeção de campo realizada em 8 de dezembro de 2023, 35 dias após a conclusão da implantação do segmento experimental com diferentes técnicas de estabilização granulométrica e química.

A última inspeção foi realizada em 27 de março, 6 dias após a segunda reconformação da plataforma do segmento experimental. Os registros indicam poucas ocorrências de corrugações, concentradas nas seções 1, 2 e 7. Nas seções 3, 4, 5 e 6, inclusive, nenhuma corrugação foi observada no monitoramento, o que resultou em uma profundidade média de apenas 0,16 mm.

Outra forma de avaliar a evolução das corrugações ao longo das diferentes seções do segmento experimental consiste na quantificação das estacas onde não foi observada a ocorrência desse defeito. A Tabela 4.52 apresenta a quantidade de estacas em que não foi observada nenhuma corrugação, nas bordas esquerda (BE) e direita (BD), consideradas de forma separada.

Tabela 4.52 - Estacas onde não foram observadas corrugações durante as inspeções de campo.

Inspeção de campo	Estacas sem ocorrência de corrugações			
	BE	BD	Total	Taxa (%)
8/12/2023	18 (36)	24 (36)	42 (72)	58,3
17/1/2024	7 (36)	8 (36)	15 (72)	20,8
21/2/2024	27 (36)	17 (36)	44 (72)	61,1
27/3/2024	29 (36)	30 (36)	59 (72)	81,9

Na primeira inspeção realizada 35 dias após a implantação do segmento experimental, 58,3% das estacas não apresentaram registros de corrugação nos 6 metros de referência da medição. Entretanto, na segunda inspeção, realizada 40 dias após a primeira, essa taxa apresentou significativa redução, sendo registradas apenas 20,8% das estacas sem nenhuma ocorrência de corrugação. Esses valores corroboram a evolução progressiva das corrugações no segmento experimental no período de monitoramento, conforme anteriormente identificado nas distribuições e nas profundidades médias. Nas terceira e quarta inspeções, os efeitos da reconformação da plataforma com motoniveladora se mostraram evidentes na melhoria da condição de rolamento da estrada, com elevadas taxas de ocorrência de estacas sem corrugação.

4.3.1.2. Segregação de Agregados

Diferente dos métodos URCI e ICRNP, a segregação de agregados do segmento experimental foi medida em função da perda de revestimento primário em uma área pré-determinada. Em cada seção do segmento experimental, foram definidos 3 pontos para a quantificação da perda de massa de agregados soltos e partículas finas em um retângulo de madeira de 1,0 metro por 1,0 metro (1,0 m²), posicionado de forma alternada entre a borda esquerda, a faixa central e a borda direita. As medições da perda de massa nas seções foram realizadas com distância fixa de 25 metros entre si, sempre nas Estacas 2 + 5m (posição - 45m), 3 + 10m (posição - 70m) e 4 + 15m (posição - 95m) e suas estacas equivalentes, em cada seção do segmento experimental.

A Tabela 4.53 apresenta os resultados das massas de agregados soltos e partículas finas registradas nas inspeções de campo realizadas nos dias 8 de dezembro de 2023, 17 de janeiro de 2024, 21 de fevereiro de 2024 e 27 de março de 2024, sendo que as duas últimas inspeções foram realizadas após operações de reconformação da plataforma do segmento experimental.

Tabela 4.53 - Quadro-resumo de agregados soltos e partículas finas registrados no segmento experimental.

Seção	Estaca	Segregação de agregados e finos (g)							
		8/12/23		17/1/24		21/2/24		27/3/24	
		Ponto (g)	Média (kg/m ²)	Ponto (g)	Média (kg/m ²)	Ponto (g)	Média (kg/m ²)	Ponto (g)	Média (kg/m ²)
1	2 + 5m	2.135	3,02	2.427	4,34	1.800	3,49	1.452	1,61
	3 + 10m	2.489		4.720		1.600			
	4 + 15m	4.438		5.866		7.060		1.770	
2	7 + 5m	2.045	3,32	4.038	4,06	6.065	4,91	1.200	1,17
	8 + 10m	5.875		3.050		1.988			
	9 + 15m	2.045		5.081		6.678		1.146	
3	12 + 5m	1.790	1,81	1.052	3,47	4.877	4,18	1.465	1,30
	13 + 10m	2.280		2.459		1.645			
	14 + 15m	1.350		6.895		6.008		1.142	
4	17 + 5m	1.311	1,92	1.681	3,24	7.407	4,75	739	1,35
	18 + 10m	2.831		2.550		3.450			
	19 + 15m	1.616		5.490		3.400		1.959	
5	22 + 5m	4.687	3,43	2.505	4,17	5.580	3,77	3.327	2,53
	23 + 10m	3.000		3.225		2.507			
	24 + 15m	2.600		6.770		3.230		1.730	
6	27 + 5m	2.960	3,22	3.466	3,91	4.164	4,35	1.887	1,99
	28 + 10m	4.140		1.307		5.918			
	29 + 15m	2.563		6.961		2.968		2.087	
7	32 + 5m	3.692	2,84	3.262	3,90	5.477	5,75	2.696	2,91
	33 + 10m	2.425		3.329		4.448			
	34 + 15m	2.401		5.111		7.327		3.115	

A Figura 4.51 apresenta o gráfico de coluna construído em função da média das perdas de massa específica de agregados soltos e partículas finas em cada seção do segmento experimental, demonstrando a evolução da segregação de agregados durante o período das inspeções de campo, inclusive na terceira e quarta inspeções, realizadas após a reconformação da plataforma do segmento experimental com motoniveladora em virtude das chuvas intensas registradas na Península de Marau no início dos meses de fevereiro e março de 2024 (Figura 4.28).

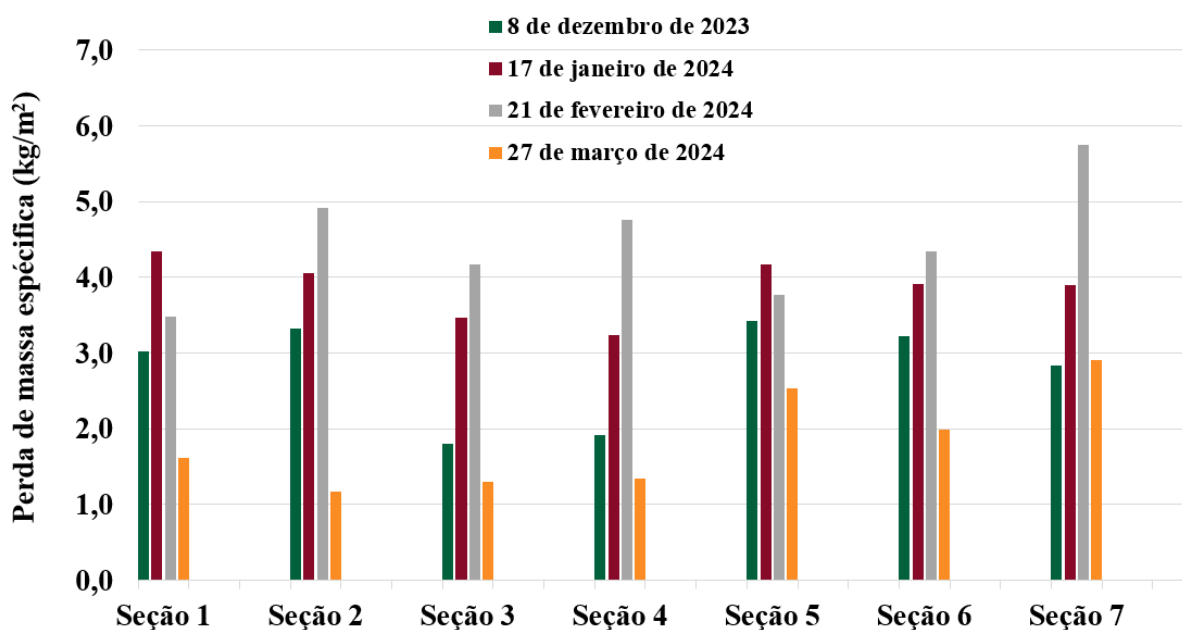


Figura 4.51 - Evolução da perda de massa das seções ao longo do período das inspeções de campo.

Na inspeção de campo realizada no dia 8 de dezembro de 2023, as menores perdas de massa foram identificadas nas seções 3 (MCP2%) e 4 (SC), enquanto as maiores nas seções 2 (MAA) e 5 (MRAP). Na inspeção subsequente, em todas as seções foram observados acréscimos significativos nas perdas de massa de agregados soltos e partículas finas. A terceira inspeção foi realizada no dia 21 de fevereiro de 2024, 15 dias após a primeira reconformação da plataforma do segmento experimental. Os resultados de perda de massa das seções foram muito elevados, superiores inclusive aos registrados na inspeção realizada no mês anterior, excetuando-se apenas as seções 1 (MCP1%) e 5 (MRAP). Já na última inspeção de campo, realizada 7 dias após a segunda reconformação da plataforma, os valores de perda de massa em cada seção do segmento experimental foram os menores registrados entre todas as inspeções.

Devido à espessura adotada na implantação do segmento experimental, em que pese as operações de reconformação da plataforma realizadas, parte das camadas da seção de controle e das misturas estabilizadas foram preservadas, o que nos permite avaliar a perda de massa dos agregados e partículas finas isoladamente em cada seção, conforme apresentado na Figura 4.52.

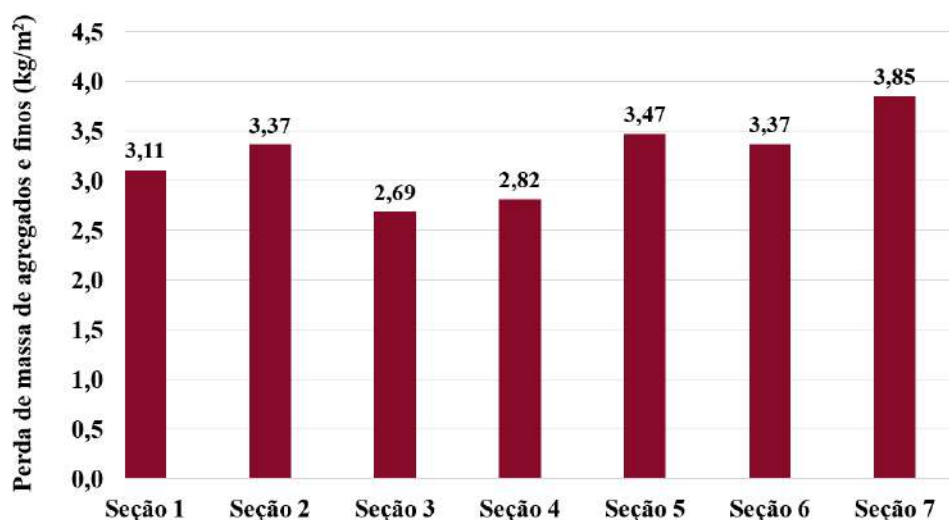


Figura 4.52 - Perda média de massa de cada seção ao longo do período das inspeções de campo.

Em análise ao gráfico de colunas de perda de massa de agregados soltos e partículas finas, observa-se que, excetuando-se a seção de controle, as menores médias foram registradas respectivamente nas seções 3 (MCP2%), 1 (MCP1%) e 6 (MCH1%), todas melhoradas quimicamente com cimento Portland e cal hidratada, enquanto as maiores perdas de massa foram registradas exatamente nas seções 7 (MBGS), 5 (MRAP) e 2 (MAA), todas estabilizadas granulometricamente com incorporação de BGS, RAP, areia pura e cascalho argiloso.

A menor segregação de agregados e partículas finas das misturas melhoradas quimicamente em relação às estabilizações granulométricas também pode ser observada na Figura 4.53, onde são apresentadas as evoluções das médias de perda de massa das técnicas de estabilização agrupadas. A ação cimentante dos aditivos químicos na estrutura da camada de revestimento primário das seções constitui seguramente a razão desse comportamento.

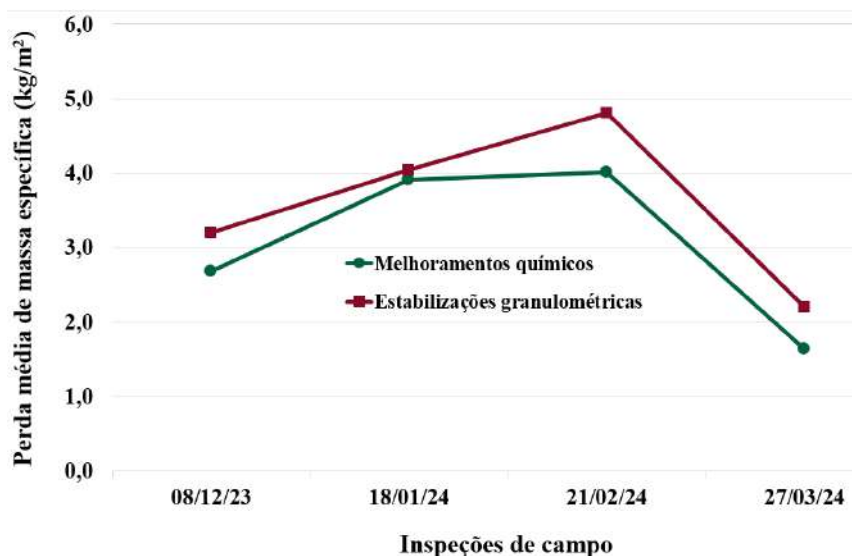


Figura 4.53 - Evolução da perda média de massa das seções estabilizadas e melhoradas.

4.3.2. Medidas de Deflexão

As medidas de deflexão com viga Benkelman e com o LWD foram realizadas antes, imediatamente após a implantação e depois de transcorridos 28 dias da implantação do segmento experimental. Os levantamentos foram executados em todas as estacas, na borda esquerda e direita, ou seja, foram determinadas 10 medidas de deflexão para cada seção.

O segmento experimental foi originalmente concebido com apenas 6 seções, razão pelo qual a seção 7 não foi investigada no momento anterior à implantação. Além disso, em virtude da indisponibilidade do equipamento no início da implantação do segmento experimental e de chuvas intensas após a sua implantação, algumas seções não tiveram suas deflexões medidas com a viga Benkelman e com o LWD. Entretanto, a ausência desses dados não impediu o estabelecimento de correlações e comparações entre as demais seções.

4.3.2.1. Antes da Implantação do Segmento Experimental

As Figuras 4.54 e 4.55 apresentam as deflexões máximas medidas com a viga Benkelman (VB) e com o LWD, em momento anterior à implantação do segmento experimental. Os resultados são apresentados em função das medidas realizadas nas trilhas de roda externas das bordas esquerda (BE) e direita (BD) do segmento experimental e da média dessas medidas em relação às estacas e consequentemente às seções. Já a Figura 4.56 consiste em comparação entre as médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman e com o LWD.

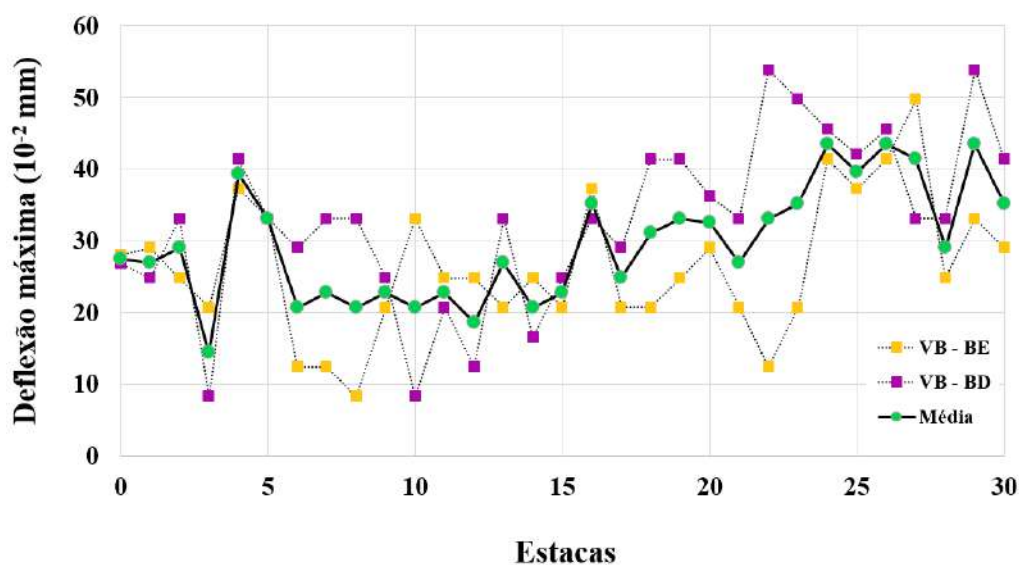


Figura 4.54 - Deflexões medidas com a viga Benkelman antes da implantação do segmento experimental.

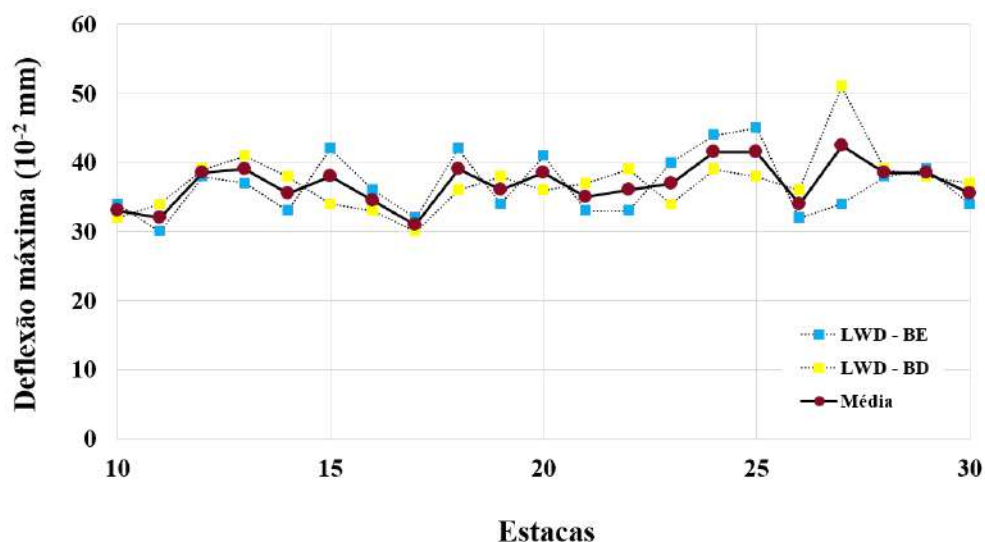


Figura 4.55 - Deflexões medidas com o LWD antes da implantação do segmento experimental.

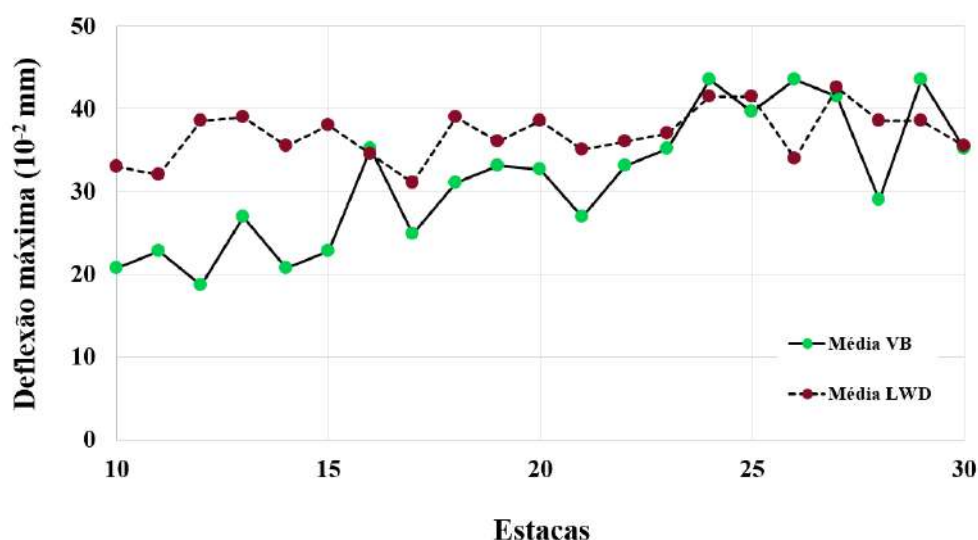


Figura 4.56 - Médias das deflexões máximas medidas antes da implantação do segmento experimental.

Em análise aos gráficos apresentados nas Figuras 4.54 e 4.55, observa-se que os valores das deflexões máximas medidos com a viga Benkelman apresentaram grande dispersão em relação àqueles obtidos com o LWD, com maior diferença na seção 3 (Estacas 10 a 15) e menor na seção 6 (Estacas 25 a 30), inclusive quando comparadas as medidas realizadas nas bordas esquerda e direita do segmento experimental. As deflexões máximas medidas com a viga Benkelman encontram-se majoritariamente compreendidas entre 10×10^{-2} e 50×10^{-2} mm, enquanto as medidas com o LWD entre 30×10^{-2} e 45×10^{-2} mm (Figura 4.56).

De forma a permitir a avaliação do comportamento de cada seção do segmento experimental, a Tabela 4.54 apresenta os valores médios das deflexões máximas obtidos com a viga Benkelman (VB) e com o LWD e as consequentes medidas estatísticas de comparação obtidas.

Tabela 4.54 - Médias das deflexões máximas por seção antes da implantação do segmento experimental.

Seção	Estacas	Média das deflexões máximas (10^{-2} mm)		D_0 (LWD) / D_0 (VB)
		VB	LWD	
1	0 a 5	29	-	-
2	5 a 10	22	-	-
3	10 a 15	22	37	1,64
4	15 a 20	31	36	1,14
5	20 a 25	35	38	1,09
6	25 a 30	39	38	0,98
Média		30	37	
Desvio padrão		8,1	3,1	
Coeficiente de variação		27,3	8,4	

Com relação aos resultados obtidos com a viga Benkelman, observa-se uma tendência de aumento das deflexões máximas no sentido crescente do estaqueamento, ou seja, a seção 1 apresenta média de deflexões inferior à da seção 6. Essa mudança de comportamento do revestimento primário original do segmento experimental, associada à maior presença da fração argilosa e redução proporcional de pedregulhos, já havia sido anteriormente identificada nas análises granulométricas e nos valores dos limites de consistência (Tabelas 4.3 e 4.4).

As médias das deflexões máximas de todo o segmento experimental foram de 30×10^{-2} mm, quando medidas com a viga Benkelman, e de 37×10^{-2} mm, quando medidas com o LWD. Em que pese a relativa proximidade das médias, as medidas individuais das deflexões máximas com a viga Benkelman apresentaram grande dispersão de valores entre si, conforme pode ser observado no coeficiente de variação obtido e apresentado na Tabela 4.54.

Em função do universal amostral restrito e de distorções nos resultados, não foi possível estabelecer correlação entre os valores de deflexão máxima medidos com a viga Benkelman e LWD em momento anterior à implantação do segmento experimental. A análise foi realizada em função de todas as medidas individuais das deflexões, por estaca, por borda e pelas médias.

4.3.2.2. Imediatamente Após a Implantação do Segmento Experimental

As Figuras 4.57 e 4.58 apresentam as deflexões máximas medidas com a viga Benkelman (VB) e com o LWD, imediatamente posterior à implantação do segmento experimental. Os resultados dos levantamentos são apresentados em função das medidas nas trilhas de roda externas das bordas esquerda (BE) e direita (BD). Já a Figura 4.59 consiste em comparação entre as médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman e com o LWD.

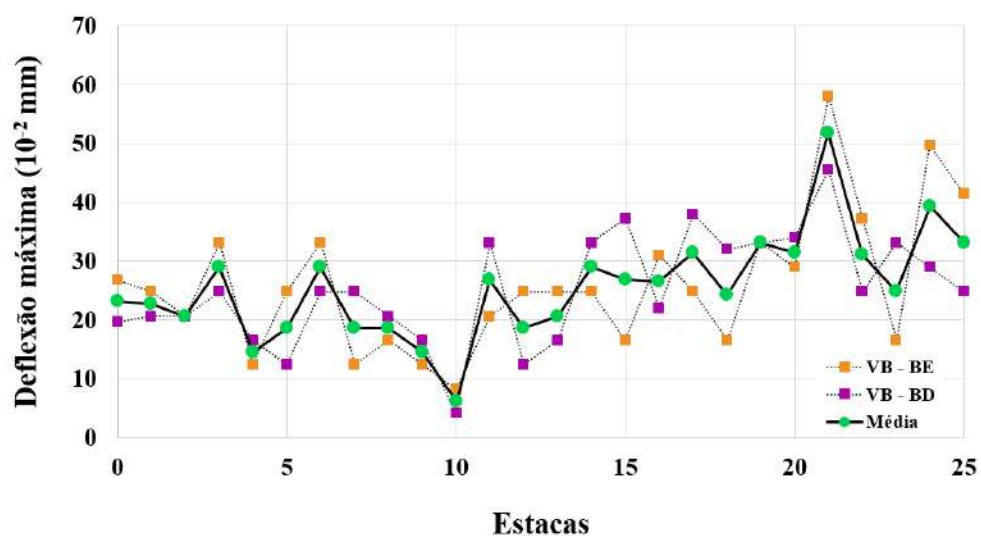


Figura 4.57 - Deflexões medidas com a viga Benkelman após a implantação do segmento experimental.

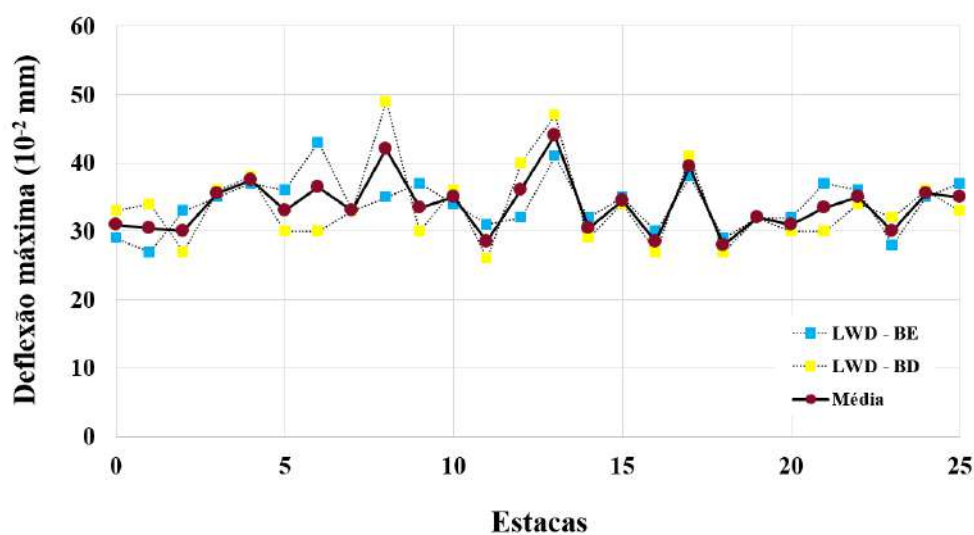


Figura 4.58 - Deflexões medidas com o LWD imediatamente após a implantação do segmento experimental.

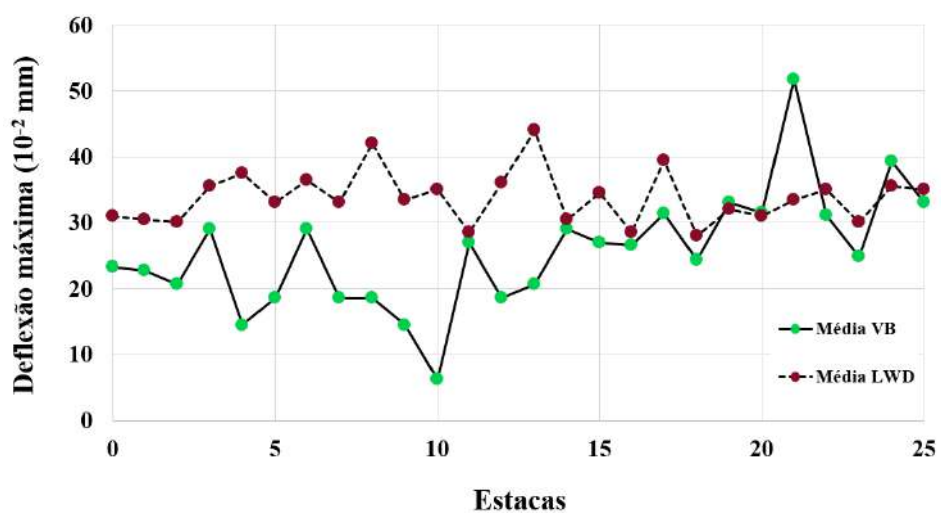


Figura 4.59 - Médias das deflexões medidas imediatamente após a implantação do segmento experimental.

Similar aos resultados anteriores, os valores das deflexões máximas medidos com a viga Benkelman imediatamente após a implantação do segmento experimental também apresentaram grande dispersão em relação àqueles obtidos com o LWD. As deflexões máximas medidas com a viga Benkelman nessa fase encontram-se majoritariamente compreendidas entre 10×10^{-2} e 60×10^{-2} mm, enquanto as medidas com o LWD entre 25×10^{-2} e 50×10^{-2} mm.

Para fins de comparação, a Figura 4.60 apresenta as medidas de deflexão máxima obtidas com a utilização da viga Benkelman e do LWD em segmento experimental na rodovia BR-030/BA, no município de Boa Nova, no estado da Bahia (COSTA et al., 2023). Em análise aos valores, observa-se que as deflexões medidas com a viga Benkelman em Boa Nova apresentam amplitude maior do que aquelas realizadas no segmento experimental em Marauá, estando compreendidas entre 10×10^{-2} e 70×10^{-2} mm. Essa maior amplitude também foi identificada nas medidas com o LWD, com deflexões máximas entre 30×10^{-2} e 60×10^{-2} mm.

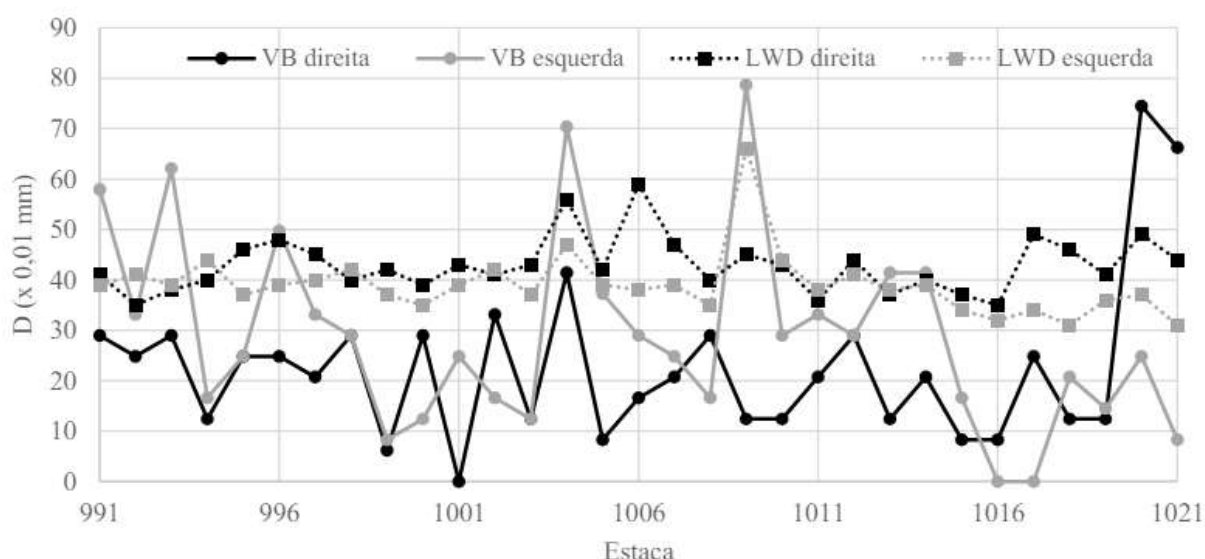


Figura 4.60 - Deflexões medidas com viga Benkelman e com LWD na rodovia BR-030/BA - Boa Nova (COSTA et al., 2023).

De forma a permitir a avaliação de cada seção do segmento experimental, a Tabela 4.55 apresenta os valores médios das deflexões máximas obtidos com a viga Benkelman (VB) e com o LWD e as consequentes medidas estatísticas de comparação obtidas. Já a Figura 4.61 ilustra essa variação dos valores médios das deflexões máximas com a viga Benkelman e o LWD.

Tabela 4.55 - Médias das deflexões máximas por seção após a implantação do segmento experimental.

Seção	Estacas	Média das deflexões máximas (10^{-2} mm)		D_0 (LWD) / D_0 (VB)
		VB	LWD	
1	0 a 5	21	33	1,58
2	5 a 10	17	36	2,07
3	10 a 15	24	35	1,42
4	15 a 20	30	32	1,05
5	20 a 25	36	34	0,94
Média		26	34	
Desvio padrão		9,0	4,0	
Coeficiente de variação		35,0	11,8	

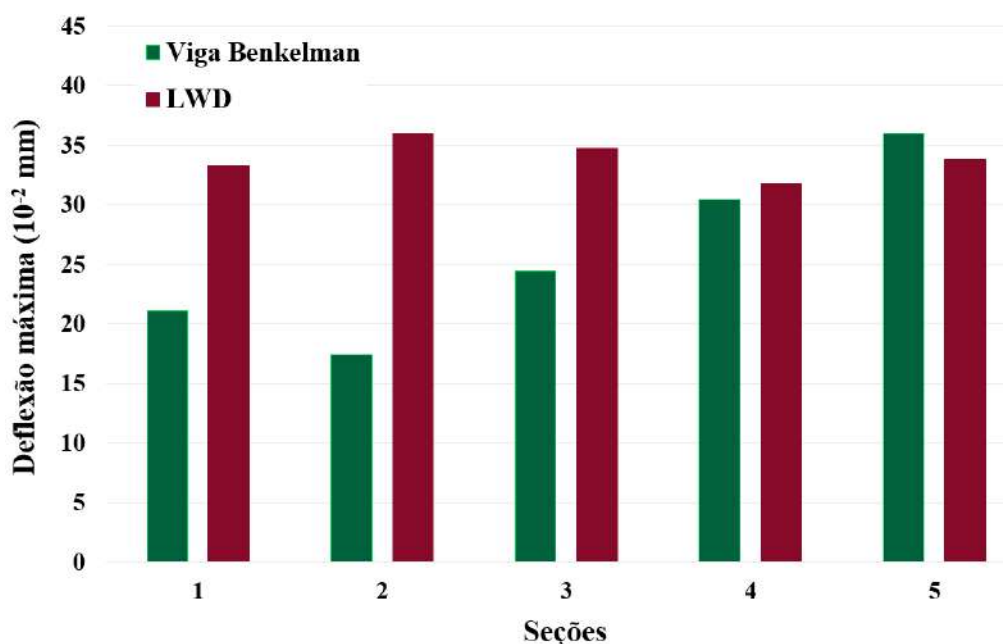


Figura 4.61 - Médias das deflexões máximas por seção após a implantação do segmento experimental.

A tendência de aumento das deflexões máximas no sentido crescente do estaqueamento também foi observada nas medidas realizadas com a viga Benkelman imediatamente após a implantação do segmento experimental. Essa tendência, entretanto, não foi observada nos valores das deflexões máximas medidos com o LWD. As médias das deflexões máximas medidas nas seções do segmento experimental foram de 26×10^{-2} mm, quando medidas com a viga Benkelman, e de 34×10^{-2} mm, com o LWD. As medidas individuais das deflexões máximas com a viga Benkelman também apresentaram grande dispersão de valores entre si, conforme pode ser observado no coeficiente de variação obtido e apresentado na Tabela 4.55.

Não foi possível estabelecer qualquer correlação entre os valores de deflexão máxima medidos com a viga Benkelman e com o LWD em função dos resultados dos levantamentos realizados no momento imediatamente posterior à implantação do segmento experimental. Entretanto, observou-se também uma maior aproximação das medidas de deflexão máxima na seção 5.

4.3.2.3. 28 Dias Após a Implantação do Segmento Experimental

As Figuras 4.62 e 4.63 apresentam as deflexões máximas medidas com a viga Benkelman (VB) e com o LWD, 28 dias após a implantação do segmento experimental. Os resultados dos levantamentos são apresentados em função das medidas realizadas nas trilhas de roda externas das bordas esquerda (BE) e direita (BD) e da média dessas medidas em relação às estacas e às seções do segmento experimental. Já a Figura 4.64 consiste em comparação entre as médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman e com o LWD.

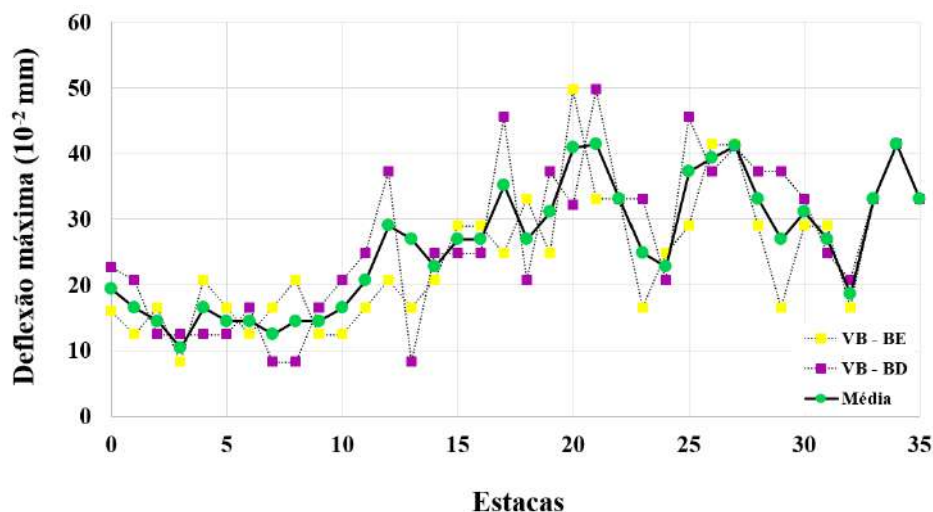


Figura 4.62 - Deflexões máximas medidas com VB 28 dias após implantação do segmento experimental.

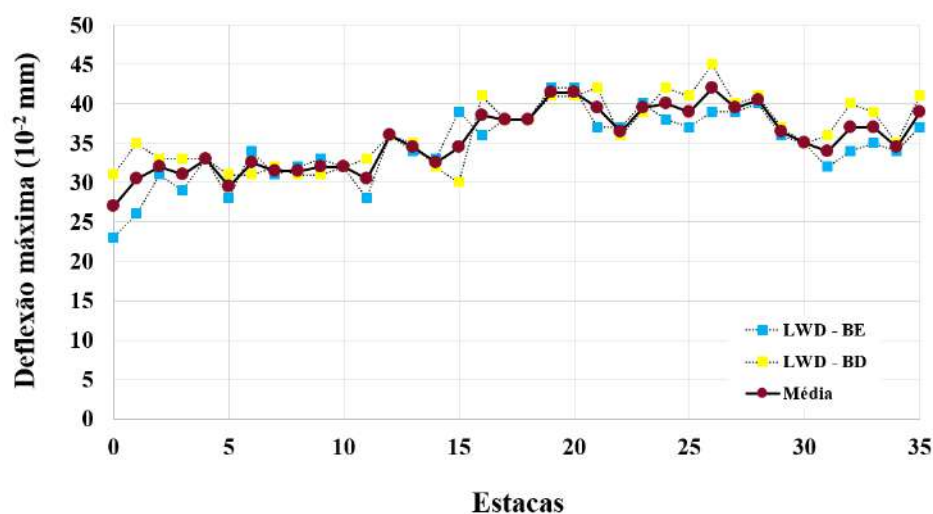


Figura 4.63 - Deflexões medidas com o LWD 28 dias após implantação do segmento experimental.

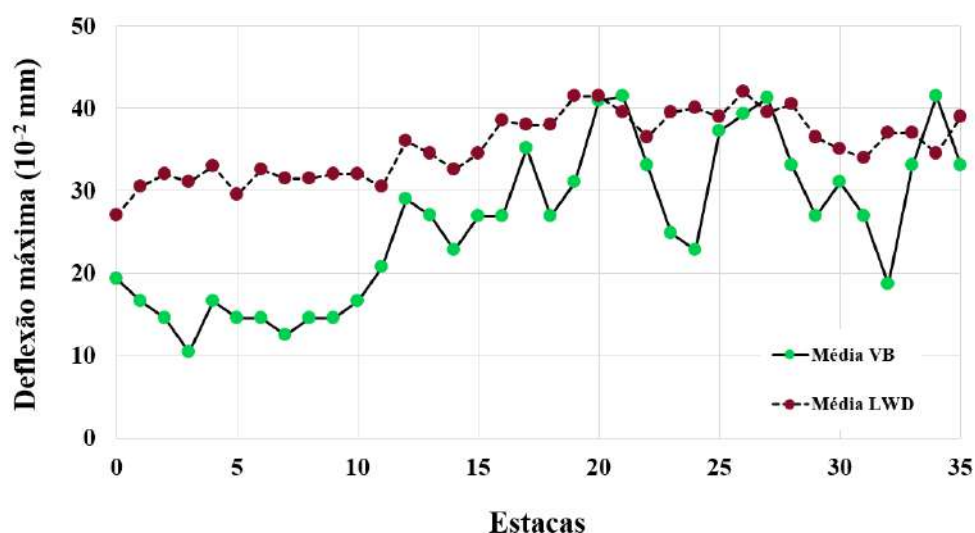


Figura 4.64 - Médias das deflexões máximas medidas 28 dias após implantação do segmento.

Os valores das deflexões máximas medidos com a viga Benkelman também apresentaram grande dispersão em relação àqueles obtidos com o LWD. As deflexões máximas medidas com a viga Benkelman nessa fase encontram-se compreendidas entre 10×10^{-2} e 50×10^{-2} mm, enquanto as medidas com o LWD entre 25×10^{-2} e 45×10^{-2} mm.

De forma a permitir a avaliação isolada de cada seção do segmento experimental, a Tabela 4.56 apresenta os valores médios das deflexões máximas obtidos com a viga Benkelman (VB) e com o LWD e as consequentes medidas estatísticas de comparação obtidas. Já a Figura 4.65 ilustra essa variação dos valores médios das deflexões máximas com a viga Benkelman e o LWD.

Tabela 4.56 - Médias das deflexões máximas por seção 28 dias após implantação do segmento experimental.

Seção	Estacas	Média das deflexões máximas (10^{-2} mm)		D_0 (LWD) / D_0 (VB)
		VB	LWD	
1	0 a 5	14	31	2,15
2	5 a 10	14	32	2,20
3	10 a 15	22	34	1,50
4	15 a 20	32	40	1,23
5	20 a 25	32	35	1,10
6	25 a 30	34	35	1,03
7	30 a 35	31	36	1,18
Média		26	35	
Desvio padrão		7,2	3,1	
Coeficiente de variação		27,7	8,7	

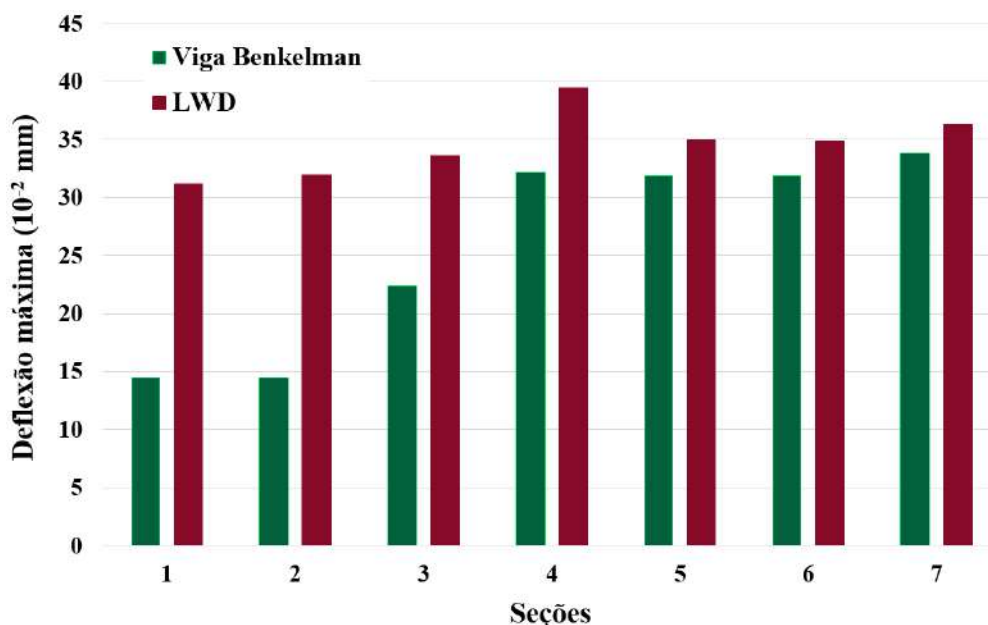


Figura 4.65 - Médias das deflexões por seção 28 dias após a implantação do segmento experimental.

As médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman 28 dias após a implantação do segmento experimental foram de 26×10^{-2} mm, enquanto as medidas com o LWD foram de 35×10^{-2} mm. As medidas individuais das deflexões máximas com a viga Benkelman também apresentaram grande dispersão de valores entre si, conforme pode ser observado no coeficiente de variação calculado e apresentado na Tabela 4.56.

Em termos absolutos, as seções 1, 2 e 3 apresentaram as menores deflexões em ambos os métodos, o que indica melhor desempenho estrutural, enquanto as seções 4, 5, 6 e 7 apresentaram as maiores deflexões. A razão entre as deflexões medidas com LWD e VB variou de 1,03 a 2,20, sendo mais próxima de 1 unidade nas seções com maiores deflexões.

O LWD parece ser mais sensível a pequenas deflexões, registrando valores significativamente maiores que a VB. Isso pode ser devido à diferença na carga aplicada e na área de contato entre os dois métodos. Para deflexões maiores, as medições do LWD e da VB convergem, sugerindo que ambos os métodos são igualmente eficazes em detectar deflexões maiores.

Diferente dos outros momentos de monitoramento estrutural do segmento experimental, os valores de deflexão máxima medidos 28 dias após a implantação do segmento experimental com a viga Benkelman e com o LWD, respeitadas distorções em algumas médias das seções, apresentam um mesmo padrão de variação, conforme observado no gráfico de colunas apresentado na Figura 4.65. De forma a avaliar a qualidade e a consistência dessa correlação, a Figura 4.66 apresenta a equação polinomial de ajuste e a linha de tendência obtidas em função das médias de deflexão máxima medidas com a viga Benkelman e com o LWD.

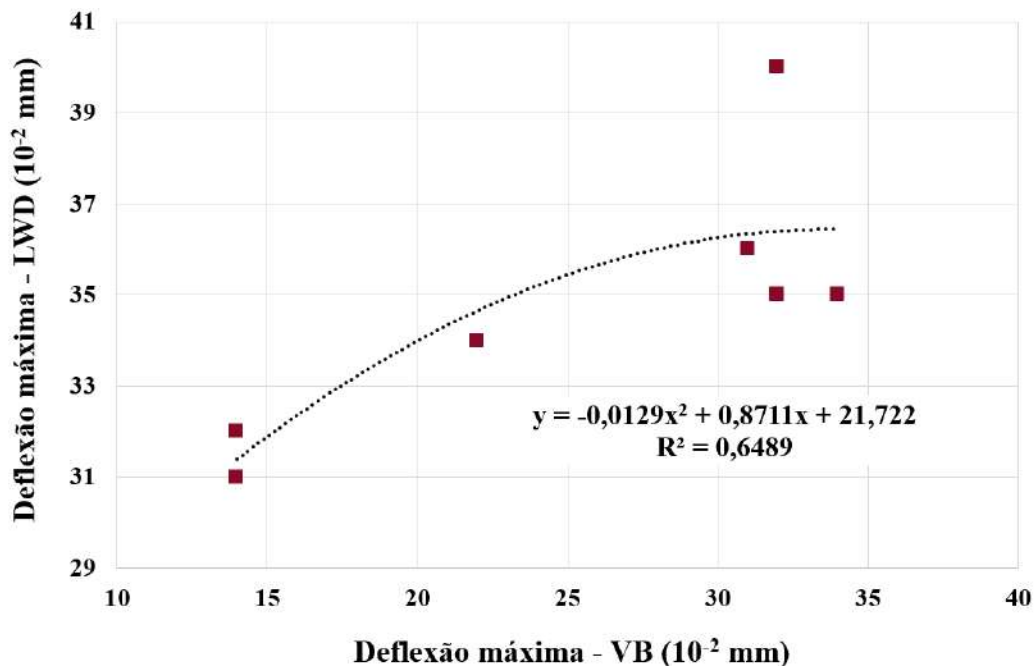


Figura 4.66 - Linha de tendência e equação de ajuste das médias das deflexões medidas com a viga Benkelman e com o LWD 28 dias após a implantação do segmento experimental.

Há uma clara tendência de diminuição da razão $D_{0(LWD)}/D_{0(VB)}$ no sentido crescente do estaqueamento das seções do segmento experimental. Nas seções 1 e 2, o LWD mede deflexões mais de duas vezes maiores que a viga Benkelman (VB). Entretanto, nas seções 5 e 6, as medições do LWD e da VB são muito próximas (razão próxima a 1). Esta variação na razão explica inclusive a natureza não linear da correlação observada na Figura 4.66. Adicionalmente, a relação não linear entre as medições sugere que uma calibração simples (fator de correção constante) não seria adequada para converter medições de um método para outro.

4.3.2.4. Evolução das Deflexões Máximas

Concluídas as análises individuais das deflexões máximas medidas antes, imediatamente após a implantação e depois de transcorridos 28 dias da implantação do segmento experimental, torna-se necessário avaliar a evolução ou desempenho das diferentes técnicas de estabilização granulométrica e melhoramento químico aplicadas nas seções.

A Figura 4.67 apresenta o gráfico de coluna com a evolução das médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman nas seções do segmento experimental. Importante destacar que as seções 6 e 7 apresentam dados incompletos, o que impediu a avaliação de seus desempenhos. Isso ocorreu em virtude da indisponibilidade do equipamento no início da implantação do segmento experimental e de restrições climáticas durante o período de monitoramento de campo.

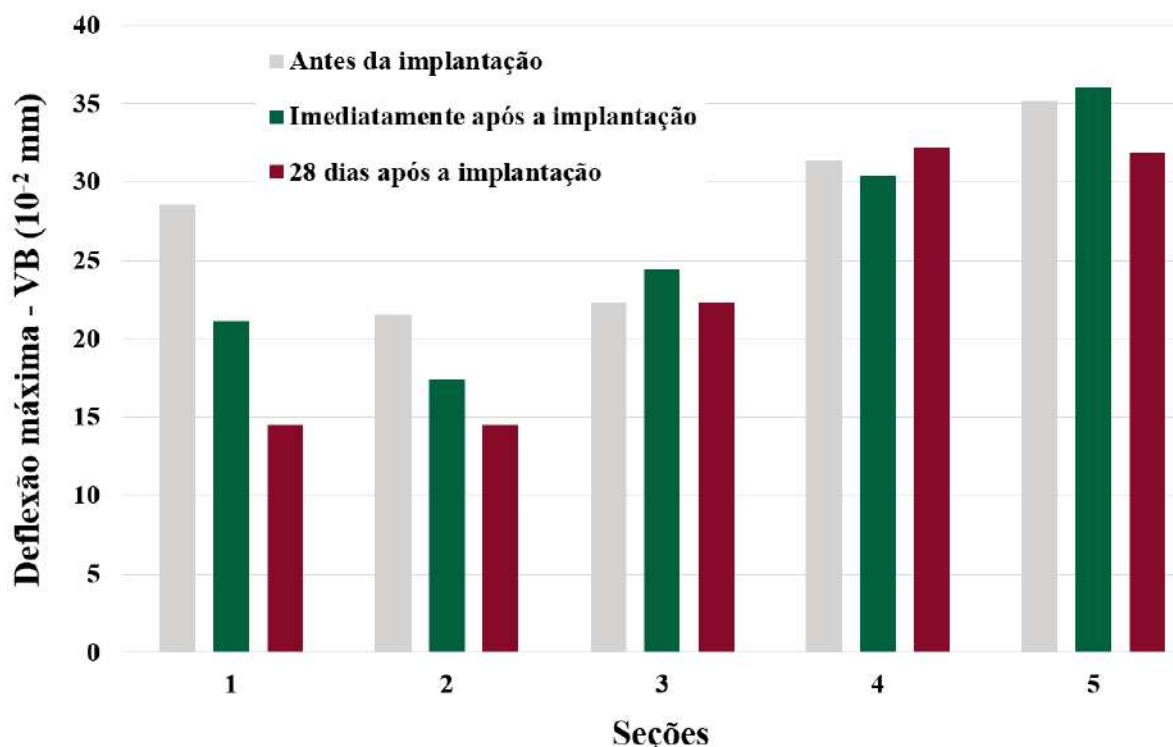


Figura 4.67 - Evolução das médias das deflexões máximas medidas com a viga Benkelman nas seções.

Em análise à evolução estrutural das camadas do segmento experimental, observa-se que as seções 1 e 2 apresentaram melhorias mais consistentes ao longo do tempo, com reduções nas deflexões máximas medidas com a viga Benkelman. A seção 1, melhoramento químico com adição de 1% de cimento Portland, apresentou o melhor resultado, com uma redução significativa de 48,6% na deflexão após 28 dias. A seção 2, estabilização granulométrica com incorporação de 25% de areia pura e 10% de solo argiloso, teve o segundo melhor desempenho, com uma redução de 14,3% na deflexão. A seção 3, melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland, e a seção 5, estabilização granulométrica com incorporação de 25% de RAP, também tiveram uma leve melhoria em seu comportamento, com redução nas deflexões máximas medidas 28 dias após a implantação do segmento experimental. Já a seção 4, seção de controle, ou seja, a seção que representa as condições originais do trecho não pavimentado, foi a única que apresentou leve aumento das deflexões ao longo do tempo.

A indisponibilidade de equipamentos no início da implantação do segmento experimental e as restrições climáticas durante o período de monitoramento de campo mostraram-se ainda mais impactantes nas análises realizadas com os resultados com o LWD. Em virtude de insuficiência de dados dos levantamentos de campo executados nas diferentes seções, não foi possível apresentar a evolução das deflexões máximas medidas com este equipamento.

4.4. CONSOLIDAÇÃO FINAL DOS RESULTADOS

A campanha envolveu a realização de ensaios de caracterização física, química e mecânica, de medidas de deflexão e de levantamentos de defeitos no segmento experimental. A incorporação de agregados e aditivos químicos ao revestimento primário resultou em alterações no comportamento em termos de granulometria, plasticidade, resistência mecânica, resiliência, deformação permanente e defeitos estruturais e funcionais. De forma a permitir uma avaliação global das soluções adotadas, a Tabela 4.57 descreve e classifica o desempenho das diferentes técnicas de estabilização e melhoramento em relação à seção de controle. Para fins de classificação foram definidas as seguintes pontuações em relação ao desempenho da solução: a) 1º lugar (10 pontos); b) 2º lugar (7 pontos); c) 3º lugar (5 pontos); d) 4º lugar (4 pontos); e) 5º lugar (3 pontos); f) 6º lugar (2 pontos); g) 7º lugar (1 ponto).

Tabela 4.57 - Desempenho das técnicas de estabilização e melhoramento em relação à seção de controle.

Propriedade	Desempenho das Técnicas de Estabilização e Melhoramento						
	MCP1% (S1)	MAA (S2)	MCP2% (S3)	SC (S4)	MRAP (S5)	MCH1 % (S6)	MBGS (S7)
Classificação TRB e SUCS	1º (10)	4º (4)	4º (4)	4º (4)	1º (10)	4º (4)	1º (10)
Plasticidade	4º (4)	3º (5)	1º (10)	4º (4)	6º (2)	7º (1)	2º (7)
CBR	2º (7)	3º (5)	1º (10)	5º (3)	4º (4)	6º (2)	7º (1)
Módulo de resiliência	3º (5)	5º (3)	1º (10)	4º (4)	6º (2)	2º (7)	7º (1)
Máximos deslocamentos plásticos	3º (5)	7º (1)	1º (10)	6º (2)	4º (4)	2º (7)	5º (3)
Corrugação	1º (10)	7º (1)	2º (7)	4º (4)	6º (2)	5º (3)	3º (5)
Perda de massa (segregação)	3º (5)	6º (2)	1º (10)	2º (7)	7º (1)	5º (3)	4º (4)
Ranking Final	2º (46)	7º (21)	1º (61)	4º (28)	6º (25)	5º (27)	3º (31)

Em análise ao desempenho das soluções adotadas no segmento experimental, observa-se que os melhoramentos químicos com adição de cimento Portland se constituíram nas técnicas que apresentaram o melhor resultado. No caso específico da adição de 2% de cimento, a mistura melhorada apresentou o melhor desempenho em relação a todas as demais seções do segmento experimental em termos de plasticidade, resistência mecânica, resiliência, máximos deslocamentos plásticos e perda de massa. Dentre as estabilizações granulométricas, a incorporação de brita graduada simples (BGS) apresentou os melhores resultados, particularmente em função de seu desempenho na redução da plasticidade e das corrugações.

4.5. TRAÇO ÓTIMO DAS TÉCNICAS MAIS PROMISSORAS

A análise dos resultados de toda a campanha de ensaios de laboratórios e dos levantamentos e inspeções de campo indicaram que as técnicas mais promissoras para implantação no revestimento primário da rodovia BR-030/BA, na Península de Maraú, foram o melhoramento químico com adição de 2% e 1% de cimento Portland, soluções muito superiores às demais, e a estabilização granulométrica com incorporação de 25% de brita graduada simples (BGS).

Em termos de melhoramento químico, os ganhos de resistência mecânica, resiliência e deformação permanente advindos da adição de 2% de cimento Portland já se mostraram suficientes para atender às necessidades da camada de revestimento primário da rodovia. Entretanto, para a estabilização granulométrica com BGS, os resultados indicaram a necessidade de melhorar o desempenho mecânico da mistura, razão pelo qual foi realizada campanha adicional para avaliação do comportamento a diferentes proporções deste agregado britado.

4.5.1. Estabilização Granulométrica com Brita Graduada Simples (BGS)

A BGS é composta por uma combinação de agregados grossos e finos, o que proporciona uma boa ligação e suporte estrutural. A composição ideal é aquela que fornece uma distribuição granulométrica bem graduada, permitindo que os agregados se acomodem firmemente. Nesse sentido, torna-se necessário avaliar, por meio de novos ensaios, o teor de agregados pétreos a ser incorporado ao revestimento primário para melhorar o seu comportamento em termos de CBR (Tabela 4.36) e resiliência (Tabela 4.37, Figura 4.18, Tabela 4.44 e Figura 4.25).

O estudo comparativo contou com a realização de ensaios de laboratório de caracterização física, mecânica e resiliente em amostras com as seguintes proporções de materiais: a) 20% de BGS e 80% de revestimento primário (mistura BGS20%); b) 30% de BGS e 70% de revestimento primário (mistura BGS30%); c) 40% de BGS e 60% de revestimento primário (mistura BGS40%); d) 50% de BGS e 50% de revestimento primário (mistura BGS50%).

4.5.1.1. Granulometria, Densidade Real dos Grãos e Limites de Consistência

A Tabela 4.58 apresenta as densidades reais dos grãos e os limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade) e a Figura 4.68 apresenta as curvas de distribuição granulométrica das 4 misturas com diferentes teores de BGS.

Tabela 4.58 - Densidade real dos grãos e limites de consistência das misturas com BGS.

Identificação da amostra	Mistura	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de consistência		
			LL (%)	LP (%)	IP (%)
BGS20%	20 % BGS + 80 % Solo	2,780	33	24	9
BGS30%	30 % BGS + 70 % Solo	2,760	33	24	9
BGS40%	40 % BGS + 60 % Solo	2,790	28	21	7
BGS50%	50 % BGS + 50 % Solo	2,890	27	20	7

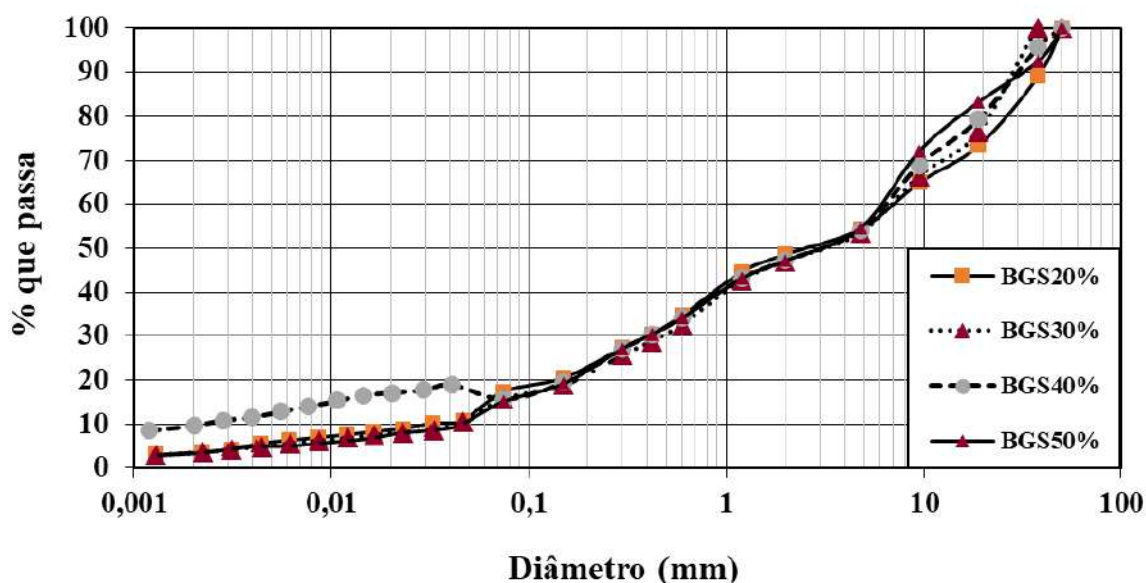


Figura 4.68 - Curvas de distribuição granulométrica das misturas de BGS com revestimento primário.

De forma complementar, a Tabela 4.59 apresenta as frações granulométricas das misturas de BGS com revestimento primário, segundo a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), e as classificações das misturas, segundo o *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 4.59 - Frações granulométricas e classificações das misturas com BGS (AASHTO, TRB e SUCS).

Identificação da amostra	Mistura	Granulometria (AASHTO)				Classificação	
		Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	TRB	SUCS
BGS20%	20 % BGS + 80 % RP	4,4	10,7	33,5	51,4	A-2-4	SC
BGS30%	30 % BGS + 70 % RP	4,1	10,9	32,1	52,9	A-2-4	SC
BGS40%	40 % BGS + 60 % RP	9,6	14,4	23,2	52,8	A-2-4	SC
BGS50%	50 % BGS + 50 % RP	4,0	10,9	32,3	52,8	A-2-4	SC

Todas as misturas de brita graduada simples (BGS) com revestimento primário (RP) original da estrada não pavimentada apresentam uma distribuição granulométrica semelhante, com pequenas variações. A mistura BGS40% apresenta quantidade significativamente maior de finos ($< 0,075\text{mm}$) em comparação com as outras misturas. Todas as misturas têm uma proporção elevada e semelhante de material grosso ($> 4,8\text{mm}$), variando entre 51,4% e 52,9%.

As misturas BGS40% e BGS50% mostram uma redução nos limites de liquidez e plasticidade, bem como no índice de plasticidade, em relação às misturas BGS20% e BGS30%.

A classificação TRB aplicada às misturas de BGS com revestimento primário indica a ocorrência de seções com solos pertencentes ao grupo A-2-4 (pedregulhos e areias siltsas). Esta classificação geralmente indica materiais granulares de boa qualidade para pavimentação, com poucos finos e baixa plasticidade. Já a classificação SUCS indica que as misturas são pertencentes ao grupo SC (areias argilosas), materiais considerados de bom comportamento para certas aplicações em pavimentação, tais como sub-base, aterros e revestimento primário.

4.5.1.2. Compactação e CBR

A Tabela 4.60 apresenta os resultados dos ensaios de compactação e de Índice de Suporte Califórnia (CBR) realizados nas amostras das misturas de BGS com o revestimento primário do segmento experimental. De forma complementar, a Figura 4.69 ilustra a variação do CBR com o aumento do teor de BGS. Importante destacar que os resultados dos ensaios refletem a aplicação da energia do Proctor intermediário.

Tabela 4.60 - Resultados dos ensaios de compactação e CBR nas misturas com BGS.

Identificação da amostra	Mistura	Compactação		CBR (%)	Expansão (%)
		Massa específica seca máxima (g/cm^3)	Umidade ótima (%)		
BGS20%	20% BGS + 80% RP	1,901	11,7	51,5	0,0
BGS30%	30% BGS + 70% RP	1,965	11,1	59,7	0,0
BGS40%	40% BGS + 60% RP	2,023	10,0	76,3	0,1
BGS50%	50% BGS + 50% RP	2,089	9,0	118,1	0,1

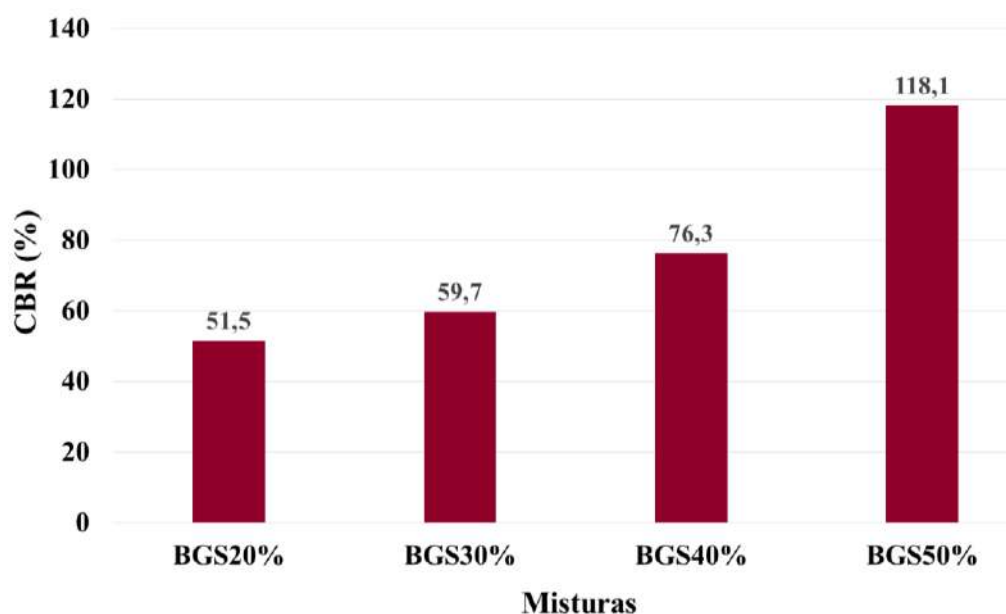


Figura 4.69 - Variação do CBR das misturas de BGS com revestimento primário.

Em análise aos resultados, observa-se aumento consistente na massa específica e diminuição gradual da umidade ótima com o aumento do teor de BGS nas misturas. Ocorreu também acréscimo significativo do CBR com a incorporação de maior quantidade de BGS. Todas as misturas apresentaram características adequadas para aplicação como revestimento primário, com CBR superior a 50%. A mistura BGS50%, com CBR de 118,1%, apresenta inclusive uma capacidade de suporte excepcionalmente alta para um revestimento primário.

Para fins de comparação, o melhoramento químico por meio da adição de 2% de cimento Portland ao revestimento primário resultou em um acréscimo significativo na resistência mecânica, aumentando o CBR de 26,1% (condição original) para 91,8% (Tabela 4.36).

4.5.1.3. Módulo de Resiliência

A Tabela 4.61 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos com a aplicação do modelo composto das misturas de BGS com revestimento primário, conforme Equação 4.1, que relaciona a variação do módulo de resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d). De forma complementar, a Figura 4.70 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência. A análise tridimensional que relaciona o módulo de resiliência com a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d) fornece uma visão abrangente e comparativa do comportamento geotécnico das misturas sob diferentes condições de carga.

Tabela 4.61 - Módulos de resiliência médios e constantes de ajuste das misturas com BGS.

Identificação da amostra	Mistura	MR médio (MPa)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
BGS20%	20% BGS + 80% RP	138,65	459,47	0,379	-0,002	0,79
BGS30%	30% BGS + 70% RP	124,90	460,06	0,289	0,156	0,87
BGS40%	40% BGS + 60% RP	234,62	781,14	0,401	0,046	0,85
BGS50%	50% BGS + 50% RP	231,40	799,91	0,405	0,060	0,87

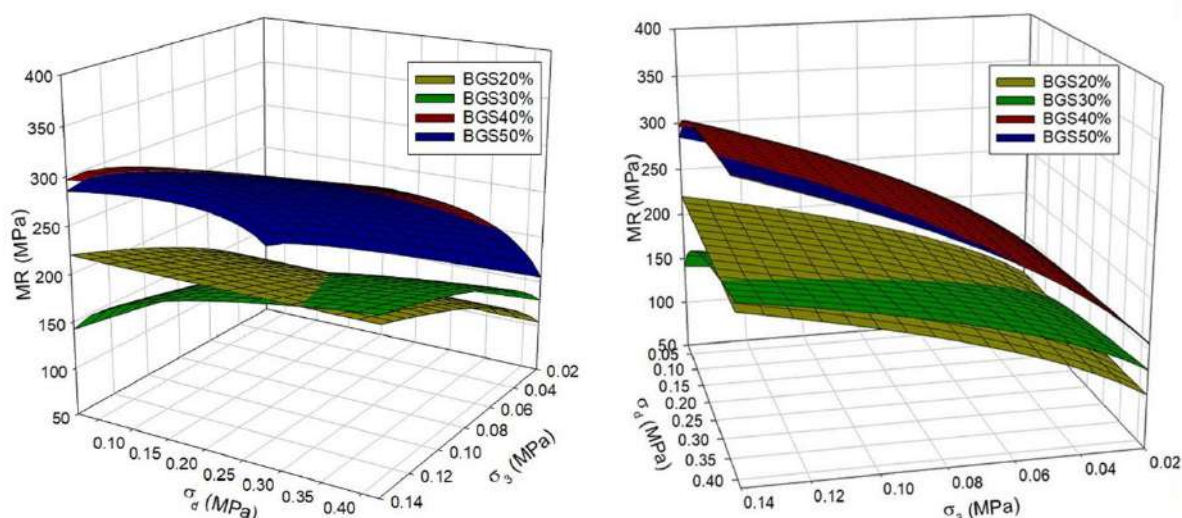


Figura 4.70 - Gráficos tridimensionais da variação dos módulos de resiliência das misturas com BGS.

As misturas com maiores teores de BGS (BGS40% e BGS50%) apresentaram os maiores módulos de resiliência, com valores médios de 234,62 MPa e 231,40 MPa. Isso indica uma maior capacidade para suportar cargas repetidas com menor propensão a deformações permanentes, como trilhas de rodas e buracos. Essa característica é crucial para garantir a longevidade e a eficiência das estradas não pavimentadas sob condições de tráfego variadas. As constantes de ajuste (k_1 , k_2 , k_3) apresentaram leves variações entre as misturas, refletindo diferentes interações entre as tensões confinantes e de desvio em seu comportamento resiliente.

De forma complementar, a Tabela 4.62 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência, as constantes de ajuste (k_1 , k_2 e k_3) e os coeficientes de determinação (R^2) obtidos com a aplicação do modelo composto das amostras das técnicas mais promissoras da pesquisa, a saber: a) estabilização granulométrica com incorporação de 50% de BGS ao revestimento primário (BGS50%); b) melhoramento químico com a adição de 2% cimento Portland (MCP2%). A Figura 4.71 apresenta os gráficos tridimensionais de variação dos módulos de resiliência.

Tabela 4.62 - Módulos de resiliência médios e constantes de ajuste das misturas BGS50% e MCP1%.

Identificação da amostra	Mistura	MR médio (MPa)	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
BGS50%	50% BGS + 50% RP	231,40	799,91	0,405	0,060	0,87
MCP2%	2% Cimento + 98% RP	403,85	427,42	0,193	-0,223	0,83

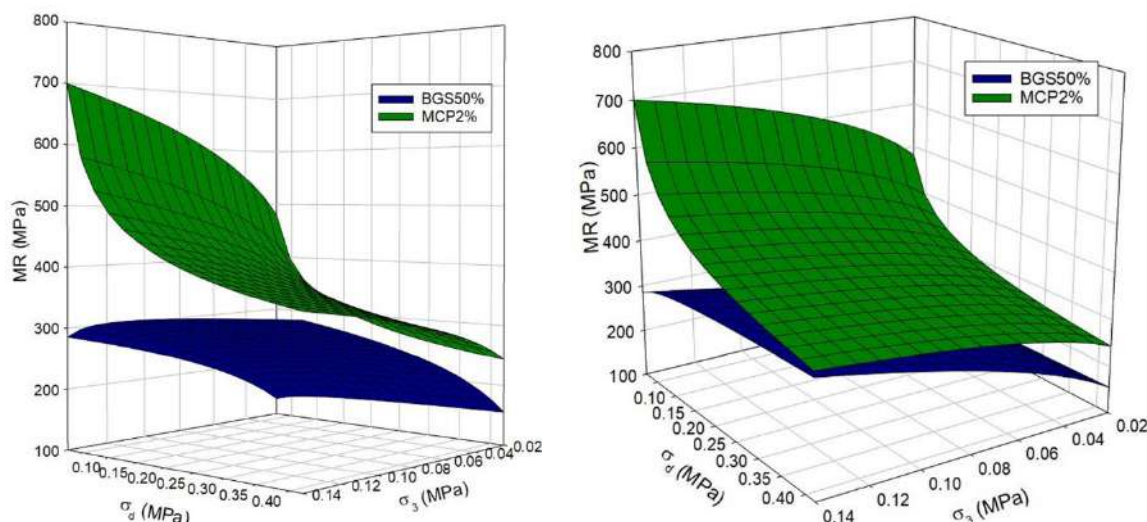


Figura 4.71 - Gráficos tridimensionais dos módulos de resiliência das misturas BGS50% e MCP2%.

A mistura MCP2% apresenta módulo de resiliência médio (403,85 MPa) significativamente maior do que a mistura BGS50% (231,40 MPa). Em termos de resiliência, o melhoramento químico com pequena quantidade de cimento Portland mostrou-se mais efetivo do que a estabilização granulométrica pela incorporação de grande quantidade de BGS. Ou seja, a adição de apenas 2% de cimento Portland resultou em maior capacidade do revestimento primário de suportar cargas repetidas sem sofrer deformações permanentes, tornando-a potencialmente mais resistente ao tráfego intenso e às condições climáticas adversas locais.

4.6. AVALIAÇÃO ECONÔMICA DAS TÉCNICAS MAIS PROMISSORAS

Além das questões técnicas relacionadas à resistência mecânica, resiliência, deformação permanente, deflexão, corrugações e agregados soltos, torna-se necessário avaliar os custos envolvidos na implantação das técnicas que se mostraram mais promissoras na pesquisa realizada com o revestimento primário da rodovia BR-030/BA, na Península de Marauí. Para simulação dos custos, foi utilizado como referência um volume de 1.200 m³, que representa a implantação das técnicas em um segmento com 1.000 metros de extensão, 8 metros de largura e 15 centímetros de profundidade da camada a ser escarificada, homogeneizada e compactada.

Os custos de implantação do segmento de referência foram definidos em função das quantidades dos serviços, equipamentos e materiais necessários em cada técnica e dos preços unitários constantes do Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO. Foram adotadas como referência as composições de custos do SICRO do estado da Bahia, em seu mês-base mais atualizado em relação ao momento da análise dos resultados, ou seja, julho de 2024.

As Figuras 4.72 e 4.73 apresentam as composições utilizadas para definição dos custos de referência para implantação de 1 quilômetro de revestimento primário estabilizado granulometricamente com 50% de BGS e melhorado quimicamente com 1% de cimento Portland. A praia de Saquáira foi definida como local de implantação das técnicas de estabilização e melhoramento para fins de definição das distâncias médias de transporte da BGS e do cimento Portland. A pedra mais próxima para fornecimento da BGS foi definida no município de Ubaitaba, a 70 quilômetros de distância em estrada com revestimento primário. O município de Eunápolis - BA, em virtude da quantidade de cimento a ser adicionada, foi definido como origem, em uma distância média de transporte de 336 quilômetros, sendo 309 quilômetros em rodovia pavimentada e 27 quilômetros em estrada com revestimento primário.

CGCIT								DNIT			
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO				Bahia				FIC			
Custo Unitário de Referência				Julho/2024				Produção da equipe			
Adaptada 4015612				Execução de revestimento primário com incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) e mistura na pista				Valores em reais (R\$)			
A - EQUIPAMENTOS				Quantidade	Utilização		Custo Horário			Custo	
					Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo		Horário Total	
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW			1,00000	0,93	0,07	323,5998	85,1424		306,9078	
E9518	Grade de 24 discos rebocável de D = 60 cm (24")			1,00000	0,52	0,48	5,0207	3,4963		4,2890	
E9524	Motoniveladora - 93 kW			1,00000	0,74	0,26	292,9610	131,5953		251,0059	
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW			1,00000	0,72	0,28	261,4478	130,9746		224,9153	
E9685	Rolo compactador pe de carneiro vibratório autopropelido por pneus de 11,6 t - 82 kW			1,00000	1,00	0,00	225,6386	104,7356		225,6386	
E9577	Trator agrícola sobre pneus - 77 kW			1,00000	0,52	0,48	157,5826	62,2405		111,8184	
					Custo horário total de equipamentos					1.124,5750	
B - MÃO DE OBRA				Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total			
P9824	Servente			1,00000	h	22,5465				22,5465	
					Custo horário total de mão de obra						22,5465
					Custo horário total de execução						1.147,1215
					Custo unitário de execução						6,8200
					Custo do FIC						0,09720
					Custo do FIT						-
C - MATERIAL				Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário			
M0005	Brita 0			0,27507	m³	158,8059				43,6823	
M0191	Brita 1			0,08252	m³	139,7464				11,5319	
M0192	Brita 2			0,08252	m³	137,9471				11,3834	
M0193	Brita 3			0,11003	m³	135,9471				14,9579	
					Custo unitário total de material						81,5555
D - ATIVIDADES AUXILIARES				Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário			
				Custo total de atividades auxiliares							
				Subtotal						88,4727	
E - TEMPO FIXO				Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário		
6416040	Usinagem de brita graduada com brita comercial em usina de 300 t/h			5914652	1,10000	t	3,4900				3,8390
				Custo unitário total de tempo fixo						3,8390	
F - MOMENTO DE TRANSPORTE				Quantidade	Unidade	DMT			Preço Unitário	Custo Unitário	
						LN	RP	P			
6416040	Usinagem de brita graduada com brita comercial em usina de 300 t/h			1,10000	tkm	5914374					
						70				1,00000	77,0000
				Custo unitário total de transporte						77,0000	
				Custo unitário direto total						169,31	
				Conservação Rodoviária				BDI (%)		40,80	
				Preço unitário						238,39	

Figura 4.72 - Composição de custo para execução do revestimento primário com 50% de BGS.

CGCIT				DNIT			
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO				FIC 0,01425			
Custo Unitário de Referência				150,88 m³			
Adaptada 4011300 Execução de revestimento primário melhorado com 2% de cimento e mistura na pista				Valores em reais (R\$)			
A - EQUIPAMENTOS		Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo
			Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,83	0,17	323,5998	85,1424	283,0620
E9518	Grade de 24 discos rebocável de D = 60 cm (24")	1,00000	0,62	0,38	5,0207	3,4963	4,4414
E9524	Motoniveladora - 93 kW	1,00000	1,00	0,00	292,9610	131,5953	292,9610
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,65	0,35	261,4478	130,9746	215,7822
E9685	Rolo compactador pe de carneiro vibratório autopropelido por pneus de 11,6 t - 82 kW	1,00000	0,67	0,33	225,6386	104,7356	185,7406
E9577	Tretor agrícola sobre pneus - 77 kW	1,00000	0,62	0,38	157,5826	62,2405	121,3526
					Custo horário total de equipamentos		1.103,3398
B - MÃO DE OBRA		Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total	
P9824	Servente	6,00000	h	22,5465		135,2790	
				Custo horário total de mão de obra		135,2790	
				Custo horário total de execução		1.238,6188	
				Custo unitário de execução		8,2093	
				Custo do FIC		0,11700	
				Custo do FIT		-	
C - MATERIAL		Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário	
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco	41,26000	kg	0,6500		26,8190	
				Custo unitário total de material		26,8190	
D - ATIVIDADES AUXILIARES		Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
				Custo total de atividades auxiliares			
				Subtotal		35,1453	
E - TEMPO FIXO		Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,04126	t	33,1800		1,3690
					Custo unitário total de tempo fixo		1,3690
F - MOMENTO DE TRANSPORTE		Quantidade	Unidade	DMT		Preço Unitário	Custo Unitário
				LN	RP	P	
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco - Caminhão carroceria 15 t	0,04126	tkm			5914479 309	0,6900 8,7970
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco - Caminhão carroceria 15 t	0,04126	tkm			5914464 27	0,8400 0,9358
				Custo unitário total de transporte		9,7328	
				Custo unitário direto total		46,25	
				Conservação Rodoviária (Manual de Custos do SICRO)		BDI (%)	40,80
				Preço unitário		65,12	

Figura 4.73 - Composição de custo para execução do revestimento primário com 2% de cimento Portland.

A composição de custo do serviço “Execução de revestimento primário com incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) e mistura na pista” foi elaborada em função da composição “Execução de revestimento primário com material de jazida” (SICRO 4015612). Os principais ajustes na composição foram a exclusão das parcelas referentes ao material de jazida e inclusão das parcelas de custos referentes à aquisição comercial, carga, transporte e descarga da brita graduada simples (BGS). No caso específico da BGS, em virtude da inexistência de custo no SICRO, adotou-se uma composição granulométrica com as seguintes proporções: a) 50% de brita 0; b) 15% de brita 1; c) 15% de brita 2; d) 20% de brita 3. Este traço, para fins de formação de custo de referência, foi definido em função do enquadramento nas faixas granulométricas para BGS apresentadas na norma técnica DER/PR 05/2018-ES.

Já a composição de custo do serviço “Execução de revestimento primário melhorado com 2% de cimento e mistura na pista” foi elaborada em função da composição “Sub-base de solo melhorado com 3% de cimento e mistura na pista com material de jazida” (SICRO 4011300). Os principais ajustes na composição de custo foram a exclusão das parcelas referentes ao material de jazida e redução no teor de cimento Portland do melhoramento de 3% para 2%. Por fim, os custos foram convertidos em preços por meio da aplicação de bonificação e despesas indiretas (BDI), consoante referência do SICRO para serviços de conservação rodoviária.

A Tabela 4.63 constitui quadro-resumo de comparação entre os custos envolvidos nas duas técnicas consideradas mais promissoras para melhorar as condições estruturais e funcionais do trecho não pavimentado da rodovia BR-030/BA, a saber: a) estabilização granulométrica com incorporação de 50% de BGS; b) melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland.

Tabela 4.63 - Quadro-resumo dos custos de implantação por quilômetro das técnicas mais promissoras.

Código SICRO	Descrição do Serviço	Unidade	Quantidade	Preço Unitário (R\$)	Valor Global (R\$)
Adaptada 4015612	Execução de revestimento primário com incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) e mistura na pista	m ³	1.200,00	238,39	286.069,10
Adaptada 4011300	Execução de revestimento primário melhorado com 2% de cimento e mistura na pista	m ³	1.200,00	65,12	78.138,15

Não bastasse ter se mostrado a técnica mais promissora para fins de melhoria do comportamento geotécnico do revestimento primário, em termos de resistência mecânica, resiliência, deformação permanente e agregados soltos, a adição de 2% de cimento Portland também apresenta o menor valor global de implantação. O baixo teor de cimento Portland, associado ao elevado consumo de BGS, inclusive justificam a grande diferença observada nos custos de implantação destas duas técnicas na região da Península de Maraú.

Enquanto a incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) ao revestimento primário teria um custo de R\$ 286.069,10 (duzentos e oitenta e seis mil, sessenta e nove reais e dez centavos) por quilômetro, a adição de 2% de cimento Portland custaria apenas R\$ 78.138,15 (setenta e oito mil, cento e trinta e oito reais e quinze centavos) por quilômetro, ou seja, 27% do custo da estabilização granulométrica, com resultados técnicos muito mais significativos.

5. CONCLUSÕES

A presente pesquisa avaliou o desempenho mecânico (CBR, resiliência e deformação permanente), funcional (qualificação e quantificação de defeitos) e estrutural (deflexões) de um segmento experimental implantado em trecho não pavimentado da rodovia BR-030/BA, na região da Península de Maraú, estado da Bahia. O referido segmento foi concebido com uma seção de controle e seções com aplicação de diferentes técnicas de estabilização granulométrica (incorporação de areia pura, de solo argiloso, de RAP e de BGS) e de melhoramento químico (adição de cimento Portland e de cal hidratada) ao revestimento primário original da estrada.

O local de implantação do segmento experimental, Península de Maraú, no litoral da Bahia, tem experimentado forte expansão imobiliária e do turismo nos últimos anos e a potencial pavimentação definitiva da rodovia constitui preocupação das comunidades locais pelo risco de impacto em importantes áreas de proteção ambiental. Os resultados da pesquisa realizada permitiram identificar que a adição de 2% de cimento Portland constitui a técnica de estabilização e melhoramento mais eficiente, inclusive em termos de custos de implantação, para potencial aplicação no trecho da rodovia a ser mantido em condição não pavimentada.

A rotina de procedimentos (ensaios de laboratório e levantamentos e inspeções de campo) proposta na presente tese de doutorado mostrou-se adequada à caracterização física, mecânica, funcional e estrutural do segmento experimental e pode ser reproduzida em outras regiões e rodovias do DNIT com trechos não pavimentados. A periodicidade e o intervalo de monitoramento de campo sofreram pequenos ajustes em função da intensidade e da frequência das chuvas, mas não comprometeram a identificação das alterações nos defeitos e deflexões.

Importante destacar que as técnicas de estabilização e melhoramento adotadas na pesquisa e o programa proposto para a caracterização das amostras em laboratório e o monitoramento de campo do segmento experimental encontram-se integralmente aderentes às diretrizes da Resolução DNIT nº 8, de 6 de novembro de 2023. Esta resolução estabelece a rotina de procedimentos a serem adotados para elaboração do Plano Anual de Trabalho e Orçamento (PATO) e apresenta o Programa de Melhoramento de Rodovias Não Pavimentadas (PMNP).

5.1. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

5.1.1. Campanha Inicial de Investigação

5.1.1.1. Caracterização Física e Mecânica

A pesquisa evidenciou a diversidade granulométrica dos solos do subleito na região do segmento experimental, com variação significativa nas frações de argila e pedregulho. Essa diversidade pode ser atribuída ao histórico de atividades de manutenção da rodovia e à incorporação de espodossolos hidromórficos locais ao material do revestimento primário.

As análises granulométricas classificaram os solos do subleito como argilas de baixa a alta plasticidade (grupos A-6 e A-7-6 da TRB) e como argilas de baixa plasticidade ou areias argilosas (CL e SC do SUCS), indicando um comportamento pobre para uso como subleito.

Na campanha inicial de investigação, as amostras coletadas do revestimento primário original em superfície indicaram materiais altamente heterogêneos nas diferentes seções do segmento experimental, com variações significativas nas frações argilosas e de pedregulhos, influenciando a sua adequação na camada de desgaste. Amostras muito argilosas e com índices de plasticidade (IP) superiores aos limites normativos para regiões de alta pluviosidade representam um desafio para sua aplicação eficaz em estradas não pavimentadas.

A compactação e o CBR dos solos do subleito mostraram que, apesar de apresentarem uma capacidade de suporte variável, todos os solos atendem aos requisitos técnicos mínimos para pavimentos flexíveis, com valores de CBR superiores a 2%.

Os módulos de resiliência das amostras do revestimento primário também mostraram grande variabilidade, com valores geralmente altos, mas com dependência significativa da tensão confinante, especialmente nas seções 3 (adição de 2% de cimento Portland) e 7 (BGS).

A presença acentuada de fração argilosa influencia a estabilidade e a compactação dos solos, melhorando a trabalhabilidade, em condições de campo, mas também aumentando a plasticidade e a compressibilidade. Os solos das seções 6 e 7, classificados como pobres para revestimento primário (A-7-6), indicaram a necessidade de adoção de técnicas de estabilização ou melhoramento para atender às exigências de desempenho como revestimento primário.

5.1.2. Campanha de Implantação do Segmento Experimental

5.1.2.1. Caracterização Física

A pesquisa aplicou uma variedade de agregados, incluindo cascalho argiloso, areia pura, BGS e RAP, cada um contribuindo com propriedades específicas que influenciam a estabilidade e resistência das misturas. A elevada densidade real dos grãos e a composição granulométrica dos agregados, especialmente do BGS e RAP, indicam boa capacidade de suporte, crucial para as misturas estabilizadas. Exceto pelo cascalho argiloso, todos os outros agregados mostraram comportamento não plástico, essencial para reduzir a plasticidade média dos solos do revestimento primário e melhorar a sua estabilidade.

Apenas as misturas nas seções 3 (adição de 2% de cimento Portland) e 7 (incorporação de 25% de BGS) conseguiram reduzir a plasticidade para níveis aceitáveis conforme preconizado na norma DNIT 445/2023-ES. Embora as misturas estabilizadas tenham apresentado classificações granulométricas compatíveis para aplicação como revestimento primário, a média plasticidade identificada em algumas seções do segmento experimental indicou a necessidade de aprimoramentos adicionais. A preocupação com a plasticidade dos solos é crucial, pois solos muito plásticos, em regiões de alta pluviosidade, tendem a se deformar mais sob cargas, o que implica em um maior número de intervenções para manutenção.

A heterogeneidade dos solos do revestimento primário, evidenciada por altas variações nas frações de argila e pedregulho ao longo do segmento experimental, impôs desafios à uniformização das misturas estabilizadas e melhoradas. Essa granulometria heterogênea pode ter influenciado a eficácia dos melhoramentos químicos, com variações nas frações de argila e pedregulho afetando as reações e o desempenho dos aditivos.

A maioria das amostras dos solos do revestimento primário apresentou comportamento laterítico, com índices de laterização (e') próximos ou inferiores a 1,15, indicando potencial para bom desempenho estrutural, especialmente em sub-bases.

5.1.2.2. Caracterização Química

Os horizontes superficiais apresentaram teores relativamente altos de matéria orgânica e acidez moderada a forte, o que contribui para uma maior capacidade de troca catiônica nessas camadas. Esta característica é especialmente observada nos perfis de solo T1 (faixa de domínio) e T2 (plataforma da rodovia), onde a presença de matéria orgânica e a acidez moderada afetam a química do solo, influenciando a capacidade de troca de cátions.

Os valores de capacidade de troca catiônica (CTC) variaram significativamente entre os perfis de solo, com o T1 (faixa de domínio) apresentando uma capacidade mais alta na camada superficial devido à maior presença de matéria orgânica, enquanto o T3 (cascalho argiloso) apresentou valores consistentemente baixos em praticamente todo o perfil.

O perfil de solo do T4 (argissolo vermelho) apresentou alto grau de intemperismo e laterização, com baixos índices moleculares K_i e K_r . Este processo resulta em concentração significativa de óxidos de ferro e alumínio, principalmente nos horizontes inferiores, que é característica dos solos altamente intemperizados, limitando sua utilização sem estabilização adequada.

As análises granulométricas indicaram que os solos das jazidas de cascalho (T3) apresentam uma composição que favorece sua utilização como material de revestimento primário, devido à presença significativa de cascalho e areia, que contribuem para a estabilidade e a drenagem. Entretanto, a baixa relação silte/argila pode exigir ajustes para aumentar a coesão.

O baixo grau de intemperismo no perfil de solo T2 (plataforma da rodovia) mostrou-se compatível com a incorporação de aditivos como cal hidratada e cimento Portland para melhorar as condições do revestimento primário. A estabilização química desses solos pode corrigir problemas de acidez e saturação por alumínio, além de aumentar a resistência mecânica, tornando-os mais adequados para o tráfego e as condições ambientais na área estudada.

5.1.2.3. Desempenho Mecânico

Os melhoramentos químicos com cimento Portland mostraram-se eficazes em aumentar o Índice de Suporte Califórnia (CBR), especialmente a adição de 2% de cimento Portland que resultou em um aumento de 251% em relação à seção de controle. As misturas melhoradas quimicamente apresentaram perda de resistência após imersão em água, com reduções de CBR variando de 36% a 65%, destacando a necessidade de estratégias para mitigar a degradação por aumento excessivo de umidade na camada de desgaste. Já as estabilizações granulométricas com areia pura, cascalho argiloso e RAP conduziram a acréscimos moderados de CBR, demonstrando que essa abordagem, enquanto solução, resultou em melhorias limitadas.

O módulo de resiliência (MR) das misturas variou significativamente com a umidade. Misturas moldadas abaixo da umidade ótima apresentaram maior resiliência, enquanto aquelas acima da umidade ótima mostraram reduções substanciais. As misturas melhoradas quimicamente apresentaram maiores módulos de resiliência em comparação com as misturas estabilizadas granulometricamente, especialmente quando moldadas no ramo seco da curva de compactação.

Em que pese o reduzido número de ciclos dos ensaios com a técnica de multi-estágios, a maioria das misturas apresentou um comportamento de acomodamento plástico (shakedown) do tipo II, com exceção da mistura MAA (incorporação de areia pura e argissolo vermelho ao revestimento primário), que sofreu colapso incremental sob condições de alta carga, indicando um desempenho completamente inadequado para qualquer camada de um pavimento.

As misturas melhoradas quimicamente apresentaram menores deformações permanentes em comparação com as estabilizações granulométricas, com a mistura MCP2% (adição de 2% de cimento) mostrando a menor deformação acumulada, confirmando sua estabilidade superior.

As misturas mostraram resposta distinta às tensões confinante e desvio, com misturas melhoradas quimicamente exibindo menor sensibilidade às variações de tensão, sugerindo maior estabilidade estrutural. A mistura com 2% de cimento Portland (MCP2%) destacou-se como a mais eficaz em termos de resistência e estabilidade, reduzindo os deslocamentos plásticos máximos em até 96% em comparação com o revestimento primário original.

Os resultados destacaram ainda a importância de um projeto de dosagem cuidadoso para as estabilizações granulométricas, uma vez que a incorporação inadequada de materiais pode resultar em um desempenho inferior às expectativas, inclusive à condição original.

5.1.3. Monitoramento do Segmento Experimental

5.1.3.1. Avaliação Funcional

As chuvas torrenciais na Península de Maraú tiveram um impacto significativo na rápida degradação do segmento experimental em um período da pesquisa, resultando em deformações acentuadas no leito da estrada não pavimentada, o que exigiu intervenções de manutenção. As reconformações da plataforma realizadas em fevereiro e março de 2024 melhoraram significativamente as condições de rolamento, como evidenciado pela redução de corrugações e a melhoria na qualidade da estrada nas inspeções subsequentes.

Os defeitos de corrugação se formaram rapidamente dentro de um mês após a implantação do segmento experimental, com variação significativa entre as seções. As seções com misturas estabilizadas quimicamente, especialmente a seção 1 (MCP1%), apresentaram menos corrugações ao longo do tempo. A profundidade das corrugações aumentou rapidamente, com um crescimento médio de 150% na profundidade entre as primeiras duas inspeções de campo.

A distribuição de corrugações e de outros defeitos funcionais variou consideravelmente entre as seções do segmento experimental, refletindo diferenças na composição das misturas e na eficácia dos métodos de estabilização e melhoramento aplicados. Após as reconformações da plataforma, ocorreu uma redução substancial nas corrugações, com várias seções apresentando corrugações nulas ou mínimas, destacando a eficácia dessa prática de manutenção.

As medições de segregação mostraram que as misturas estabilizadas quimicamente resultaram em menor perda de massa de agregados e partículas finas em comparação com as estabilizações granulométricas, que apresentaram maior segregação. O uso de aditivos químicos demonstrou proporcionar maior estabilidade à estrutura do revestimento, resultando em menores taxas de segregação e perda de massa, em comparação com misturas que não utilizaram aditivos.

Em contrapartida, as misturas estabilizadas granulometricamente mostraram perdas de massa significativamente mais altas, especialmente nas seções 7 (MBGS), 5 (MRAP) e 2 (MAA), destacando a necessidade de potencial reavaliação dessas técnicas.

O monitoramento regular mostrou-se importante ferramenta para detectar rapidamente mudanças nas condições do segmento experimental, possibilitando intervenções oportunas que foram essenciais para manter a qualidade do rolamento e prolongar a vida útil da estrada.

5.1.3.2. Avaliação Estrutural

As medições de deflexão realizadas com a viga Benkelman (VB) e com o LWD no segmento experimental apresentaram variações significativas em suas leituras, especialmente nas seções com menores valores de deflexão. O LWD mostrou-se mais sensível a pequenas deflexões, enquanto para deflexões maiores, os valores medidos por ambos os métodos convergiram.

As seções melhoradas quimicamente, particularmente aquelas com adição de cimento Portland (seções 1 e 3), demonstraram melhorias estruturais mais consistentes, refletidas em reduções significativas nas deflexões ao longo dos 28 dias de monitoramento. A seção 1 (MCP1%) destacou-se com a maior redução percentual de deflexão, indicando eficácia do melhoramento químico no aumento da rigidez estrutural do revestimento primário.

As diferenças significativas nas medições entre o VB e o LWD sugerem que uma calibração constante ou simples fator de correção pode não ser adequado para converter medições entre os métodos, especialmente devido à natureza não linear observada na correlação entre as leituras.

O monitoramento ao longo do tempo mostrou que as misturas estabilizadas com materiais como RAP e areia pura, além dos melhoramentos químicos com cimento Portland e cal hidratada, geralmente levaram a uma redução nas deflexões medidas, indicando que as técnicas de estabilização e melhoramento contribuem para a melhoria da integridade estrutural da estrada.

A indisponibilidade do LWD e as condições climáticas adversas da Península de Maraú afetaram a coleta de dados de algumas seções, limitando a capacidade de uma análise integrada dos dados. Isso reforça a importância de ter planos de contingência e flexibilidade no monitoramento para garantir uma coleta de dados mais completa e contínua.

5.1.4. Consolidação Final dos Resultados dos Ensaio

As técnicas de melhoramento químico, especialmente a adição de 2% de cimento Portland (seção 3), destacaram-se como as mais eficazes, apresentando o melhor desempenho em termos de plasticidade, resistência mecânica (CBR), módulo de resiliência, máximos deslocamentos plásticos e perda de massa. Este resultado demonstrou a superioridade dos aditivos químicos na melhoria das propriedades estruturais e funcionais do revestimento primário. Entre as técnicas de estabilização granulométrica, a incorporação de brita graduada simples (BGS) apresentou o melhor desempenho, especialmente na redução da plasticidade e das corrugações.

A avaliação das técnicas de estabilização e melhoramento, com base em diferentes parâmetros, forneceu uma visão abrangente sobre o desempenho relativo de cada abordagem. Os resultados indicaram que, enquanto os melhoramentos químicos dominaram em eficácia global, as estabilizações granulométricas podem oferecer vantagens contextuais, dependendo das condições locais e dos objetivos específicos do projeto da estrada não pavimentada.

5.1.5. Traço Ótimo das Técnicas Mais Promissoras

O melhoramento químico com adição de 2% de cimento Portland demonstrou ser a técnica mais eficaz, com ganhos significativos em termos de resistência mecânica e resiliência. Essa técnica proporcionou um elevado módulo de resiliência, destacando-se como a solução mais eficiente para suportar cargas repetidas e minimizar deformações permanentes, como trilhas de rodas e buracos, especialmente em condições de tráfego intenso e de clima adverso.

As misturas com maiores teores de brita graduada simples (BGS), particularmente BGS50%, resultaram em aumento significativo do Índice de Suporte Califórnia (CBR) e do módulo de resiliência. Embora a estabilização granulométrica com 50% de BGS tenha apresentado um

CBR de 118,1% e módulos de resiliência adequados, o desempenho ainda foi inferior ao do melhoramento químico em termos de resiliência, indicando que a incorporação de BGS melhora a capacidade de suporte, mas não atinge a resiliência proporcionada pelo cimento Portland.

Embora a incorporação de BGS melhore as características mecânicas do revestimento primário, o melhoramento químico com apenas 2% de cimento Portland mostrou-se mais eficaz na melhoria geral das propriedades dos solos da região do segmento experimental. Para projetos futuros, a escolha entre essas técnicas deve considerar o balanço entre custo e desempenho, particularmente onde maiores resiliências e menores deformações podem ser necessárias.

5.1.6. Avaliação Econômica das Técnicas Mais Promissoras

A técnica de adição de 2% de cimento Portland ao revestimento primário não só apresentou os melhores resultados técnicos em termos de resistência, resiliência, e estabilidade, mas também se mostrou significativamente mais econômica. Com um custo de implantação de R\$ 78.138,15 por quilômetro, é apenas 27% do custo da técnica de estabilização granulométrica com BGS, oferecendo melhor desempenho mecânico a um custo consideravelmente menor. Importante destacar que tal conclusão se refere exclusivamente às condições locais da Península de Maraú.

A técnica de estabilização granulométrica com incorporação de 50% de brita graduada simples (BGS) apresentou um custo elevado de R\$ 286.069,10 por quilômetro. Este alto custo é justificado pelo elevado volume de BGS necessário e pelas despesas associadas ao transporte dos agregados a longas distâncias. Apesar de melhorar algumas propriedades mecânicas do revestimento primário, seu custo não é competitivo em relação ao melhoramento químico.

Os custos associados ao transporte dos materiais (BGS e cimento Portland) se mostraram relevantes nas composições de custos dos serviços de implantação das técnicas, especialmente para a incorporação de BGS, devido à distância de 70 quilômetros da pedreira mais próxima. A logística de transporte constitui parcela relevantes dos custos, o que reforça a importância de considerar a proximidade de fontes de materiais ao planejar projetos de infraestrutura, mas principalmente a habilitação de solos locais e utilização de materiais alternativos e reciclados.

A eficiência do cimento Portland em melhorar as propriedades geotécnicas do revestimento primário, combinado com seu baixo custo de implantação, destacou esta técnica como a mais viável técnica e economicamente para potencial implantação no trecho da rodovia BR-030/BA a ser mantido em condição não pavimentada na Península de Maraú.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante o desenvolvimento da pesquisa foram identificados desafios a serem superados e oportunidades de pesquisa para contribuir com a consolidação das técnicas de estabilização e melhoramento de solos na rotina de construção e manutenção de estradas não pavimentadas. Abaixo estão destacados alguns desafios observados, juntamente com questões específicas que julgamos relevantes para serem abordadas no planejamento das futuras pesquisas.

Essas sugestões visam não apenas aprimorar o desempenho técnico e econômico das soluções, mas também promover práticas mais sustentáveis ambientalmente e integradas ao ciclo de vida completo dos materiais utilizados na manutenção das estradas não pavimentadas.

a) Incorporação de materiais alternativos e sustentáveis nas técnicas de estabilização

- **Desafio:** Incorporar resíduos reciclados e materiais alternativos de forma eficaz nas estradas não pavimentadas pode oferecer solução para problemas de descarte e contribuir para construções mais sustentáveis.
- **Pesquisa:** Realizar caracterização detalhada de potenciais materiais reciclados, tais como resíduos de construção e demolição (RCD), rejeitos de mineração, plásticos reciclados (PET), cinzas volantes, escória de aciaria, borracha moída, vidro reciclado, resíduos da indústria do papel, lama estabilizada de tratamento de águas residuais e fibras naturais, para compreender suas propriedades físicas e químicas e principalmente o desempenho mecânico como camada de base ou de revestimento primário.

b) Impacto ambiental dos materiais utilizados

- **Desafios:** Avaliar o impacto ambiental associado à extração, transporte e uso de materiais convencionais e alternativos adotados em estradas não pavimentadas.
- **Pesquisas:** Realizar Avaliações de Ciclo de Vida (ACV) para quantificar as emissões de carbono e outros poluentes em todo o ciclo de vida dos materiais. Explorar, sempre que possível, a utilização de materiais reciclados e sustentáveis que ofereçam desempenho comparável, promovendo a economia circular no setor de pavimentação. Desenvolver e validar misturas que integrem os materiais reciclados ao material da estrada, garantindo que cumpram aos padrões de desempenho exigidos. Além disso, modelos econômicos e de sustentabilidade devem ser criados para avaliar a viabilidade econômica e ambiental dessas soluções em comparação com as práticas convencionais.

c) Integração das propriedades geotécnicas e hidráulicas dos materiais

- Desafios: Combinar propriedades que assegurem estabilidade estrutural e eficiência de drenagem da plataforma e dispositivos auxiliares.
- Pesquisas: Promover estudos interdisciplinares que integrem geotecnia e hidráulica, utilizando técnicas que permitam melhorar a resposta do solo a diferentes condições de carga e umidade, fundamental em regiões de elevada pluviosidade.

d) Influência das cargas de tráfego no desempenho do revestimento primário

- Desafios: Cargas de tráfego variam em peso, frequência e velocidade, afetando o desempenho das técnicas de estabilização e melhoramento dos solos.
- Pesquisas: Realizar experimentos que simulem condições de tráfego pesado intenso a baixas velocidades e de tráfego leve a altas velocidades, de forma a avaliar a resistência e durabilidade do revestimento primário e desenvolver modelos preditivos de vida útil.

e) Monitoramento de desempenho em médio prazo

- Desafios: Implantar sistemas de monitoramento remoto que capturem dados significativos ao longo do tempo, analisando a durabilidade das técnicas de estabilização e melhoramento sob diversas condições climáticas e de tráfego.
- Pesquisas: Desenvolver tecnologias de sensoriamento e softwares analíticos para acompanhar o desgaste superficial e a integridade estrutural ao longo do tempo, promovendo intervenções de manutenção com base em dados mais objetivos.

f) Desempenho de superfícies tratadas com imprimação em relação à erosão e poeira

- Desafios: Erosão e geração de poeira são grandes desafios em estradas não pavimentadas, o que interfere na segurança e na rotina de manutenção.
- Pesquisas: Estudos comparativos a respeito da eficácia da imprimação em reduzir erosão e poeira, integrando ACV para medir benefícios ambientais e econômicos. Avaliar a eficácia de técnicas como imprimação com emulsão asfáltica e asfalto diluído.

g) Efetividade da imprimação com emulsões e asfaltos diluídos em diferentes climas

- Desafios: Climas variados afetam a penetração, cura e durabilidade da imprimação.
- Pesquisas: Conduzir ensaios em diversos climas para otimizar formulações de emulsões e asfaltos diluídos, considerando a integração de materiais reciclados.

h) Análise comparativa de ligantes alternativos

- Desafios: Identificar ligantes com propriedades adequadas, economicamente viáveis e disponíveis localmente para aplicação em estradas não pavimentadas.
- Pesquisas: Avaliar ligantes alternativos para aplicação em estradas não pavimentadas, tais como cinzas volantes, geopolímeros, resíduos agrícolas, óleos vegetais e subprodutos da indústria de alimentos, utilizando Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) para comparar desempenho mecânico, custo e impactos ambientais.

i) Aplicação de geossintéticos e fibras naturais no reforço de estradas não pavimentadas

- Desafios: Avaliar a eficácia de geogrelhas, geotêxteis, geocélulas e fibras naturais em diferentes condições de solo e carga, a viabilidade econômica e o impacto ambiental.
- Pesquisas: Avaliar a capacidade de reforço das geogrelhas, geotêxteis, geocélulas e de fibras naturais, como coco, sisal e bambu, em diferentes tipos de solo e condições de carga. Estudar a biodegradabilidade e o ciclo de vida das fibras naturais para garantir sua sustentabilidade ao longo do tempo. Realizar ACV para comparar os impactos ambientais dos geossintéticos e fibras naturais com métodos tradicionais de construção.

j) Adaptação às mudanças climáticas

- Desafios: Mudanças climáticas podem alterar padrões de chuva e temperatura, afetando a durabilidade das estradas, principalmente das não pavimentadas.
- Pesquisas: Desenvolver modelos de degradação em função de condições climáticas extremas, utilizando simulações de curto, médio e longo prazo para prever impactos e influência nos ciclos de manutenção das estradas.

k) Desenvolvimento de modelos preditivos de manutenção

- Desafios: Analisar grandes volumes de dados para prever necessidades de manutenção.
- Pesquisas: Criar algoritmos de inteligência artificial para processar dados de campo e prever manutenção, integrando conceitos de economia circular para otimizar recursos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALHAJI, M. M.; ALHASSAN, M. *Effect of reclaimed asphalt pavement stabilization on the microstructure and strength of black cotton soil. International Journal of Technology*, v. 9, n. 4, 2018. <https://doi.org/10.14716/ijtech.v9i4.435>.
- ALMEIDA, V. G.; ALMEIDA, M. S. S.; MACIEL, F. C.; MOURA, L. N.; COSTA, W.G. S.; SÃO MATEUS, M. S. C. Diferentes metodologias de dosagem de misturas solo-RAP para uso em pavimentação. *Anuário do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro*, v. 44, 36210, 2021. DOI: https://doi.org/10.11137/1982-3908_2021_44_36210.
- ALNEDAWI, A.; NEPAL, K.; AMERI, R. *The effect of cyclic load characteristics on unbound granular materials. Transportation Infrastructure Geotechnology*, v. 6 (3), p. 70-88, 2019. DOI:10.1007/s40515-019-00070-1.
- ALVARENGA, H. Matriz de transportes do Brasil à espera dos investimentos. ILOS, 2020. <https://ilos.com.br/matriz-de-transportes-do-brasil-a-espera-dos-investimentos>.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4695: *Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements*. West Conshohocken: ASTM International, 2015.
- AMORIM, E. F. Viabilidade técnica econômica de misturas de solo-RCD em camadas de base de pavimentos urbanos. Estudo de caso: Município de Campo Verde - MT. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- ARAÚJO, L. M. D. Estudo do comportamento de material fresado de revestimento asfáltico visando sua aplicação em reciclagem de pavimentos. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.
- ARAÚJO JUNIOR, L. P. V. Estudo sobre estabilização de solo com material fresado de pavimentação asfáltica. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 2019.
- ARRIVABENI, L. F.; MACHADO, C.C.; SILVA, C. H. C.; SANT'ANNA, G. L. Estabilização granulométrica e química de solo de estradas florestais através do uso de cimento, *Anuário do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro*, v. 41, n. 2, 2018. DOI: https://doi.org/10.11137/2018_2_410_415.
- ARRUDA, M. S. Estudo da deformação permanente de solo argiloso laterítico empregado em subleito de pavimentos a partir da metodologia multi-estágios. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2022.
- ASSIS, J. C. S. Estudo e verificação de patologias em estradas não pavimentadas e suas soluções. Projeto de Graduação, Departamento da Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. ABCP, 2024. Disponível em: <https://abcp.org.br/solo-cimento>.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- AUSTROADS. *Technical Basis of Austroads Pavement Design Guide. Publication AP-T33-04, Australasian Road Transport and Traffic Agencies, Australia*, 2004.
- AUSTROADS. *Guide to Pavement Technology - Part 6 - Unsealed Pavements. Australasian Road Transport and Traffic Agencies, Australia*, 2009.
- AYYANCHIRA, M. M. *Comparing light weight deflectometer and falling weight deflectometer in evaluating subgrade strength. Thesis (Master of Science in Civil Engineering), University of Texas at Arlington, Arlington*, 2014.
- BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção. Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.
- BALKIS, A. P. & MACID, S. *Effect of cement amount on CBR values of different soil. European Journal of Science and Technology*, v. 16, p. 809-815, 2019. DOI: 10.31590/ejosat.588990.
- BALBO, J. T. Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.
- BARELLA, R. M. Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- BEN, L. H.; PASCOAL, P. T.; FALCÃO, P. R.; BARONI, M.; SPECHT, L. P.; NEITZKE, M. Deformação permanente de solo argiloso laterítico por meio da metodologia multi-estágios. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 48, 2023, Foz do Iguaçu, Paraná. Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 2023.
- BERNUCCI, L.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J.; SOARES, J. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 5ª edição, Petrobras, ABEDA, Rio de Janeiro, 2022.
- BISCONSINI, D. R. Avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos com dados coletados por smartphones. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2016.

- BRADY, N. C. *The Nature and Properties of Soils. 8nd Edition. New York: Macmillan Publishing, 1974.*
- BRITO, L. C.; PARANHOS, H. S. Estabilização de solos. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*, 06(01): 425-438, 2017.
- BROWN, S. F.; YU, H. S.; JUSPI, S.; WANG J. *Validation experiments for lower-bound shakedown theory applied to layered pavement systems. Géotechnique*, v. 62 (10), p. 923-932, 2012. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.050>
- CALLEGARO, M. S.; SANTOS, T. A.; PASCOAL, P. T.; PINHEIRO, R. J. B.; BARONI, M. Análise estatística do módulo de resiliência de solos submetidos às diferentes sequências de tensões recomendadas pela norma DNIT ME 134. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XX, Campinas, SP. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2020.
- CARDOSO, J. C.; CAETANO, M. R.; DE PAULA, G. F.; FERNANDES, P. C.; SILVA, R. C. Influência da variação de umidade no módulo de resiliência de solos do Distrito Federal. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 49, 2023, Foz do Iguaçu, Paraná. Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 2023.
- CERNI, G.; CARDONE, F.; VIRGILI, A.; CAMILLI, S. *Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. Construction and Building Materials*, v. 28, p. 79-87, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.066>.
- CERQUEIRA, D. B.; GOMES, R. A. T. Análise multitemporal da radiação solar global na Península de Maraú. *Revista Brasileira de Geografia Física*, v. 12, n. 4, p. 1397-1411, 2019.
- COLLINS, I. F.; BOULBIBANE, M. *Geomechanical analysis of unbound pavements based on shakedown theory. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 1, p. 50-59, 2000. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:1\(50\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:1(50)).
- COMMURI, S.; ZAMAN, M.; BEAINY, F.; SINGH, D. NAZARI, M.; IMRAN, S.; BARMAN, M. *Pavement evaluation using a portable lightweight deflectometer. Technical Report Documentation, Oklahoma Transportation Center*, 2012.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Anuário - Estatística Consolidada CNT, 2022. <https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022/>, extraído em 07 de junho de 2024.
- CONSOLI, N. C.; MARIN, E. J.; SAMANIEGO, R. A. Q.; SCHEUERMANN FILHO, H. C.; MIRANDA, T.; CRISTELO, N. *Effect of mellowing and coal fly ash addition on behavior of sulfate-rich dispersive clay after lime stabilization. Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 31, n. 6, 2019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002699](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002699).
- COSTA, W. G. S.; ALMEIDA, M. S. S.; SÃO MATEUS, M. S. C.; ALBUQUERQUE FILHO, L. H.; OLIVEIRA, J. A.; IZZO, R. L. S.; COSTA, O. A. V.; CARMO, C. A. T. Avaliação estrutural de segmento em uma via não pavimentada a partir de ensaios deflectométricos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 49, 2023, Foz do Iguaçu, Paraná. Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 2023.

- COSTA, W. G. S.; ALMEIDA, M. S. S.; ACHY, A. R. A.; OLIVEIRA, J. A.; COSTA, O. A. Avaliação das condições funcionais de segmentos de estradas não pavimentadas: Proposta e aplicação. Revista ENINFRA/Escola Nacional de Infraestrutura de Transportes, v. 3, n. 3, Brasília: ENINFRA, 2024.
- DAWSON, A.; KOLISOJA, P. *Permanent deformation*. Luleå: ROADDEX III Project, 2006.
- DAWSON, A. R.; WELLNER, F. *Plastic behavior of granular materials. Final Report ARC Project 933, University of Nottingham. Reference PRG99014*, 1999.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução de Projeto IP-DE-P00/001: Projeto de Pavimentação. São Paulo: DER/SP, 2006.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais - Volume I - Planejamento, Projeto, Construção e Operação. São Paulo, SP, Brasil, 225 p. DER/SP, 2012.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. DER/PR ES-P 05/18: Pavimentação: brita graduada. Curitiba: DER/PR, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ES 173: Método de nível e mira para calibração de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta. Rio de Janeiro: DNER, 1986.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 092: Solos - Determinação da massa específica aparente, "in situ", com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 093: Solos - Determinação da densidade real. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 164: Calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento (Sistemas Integradores IPR/USP e Maysmeter). Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 175: Aferição de viga Benkelman. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 182: Medição da irregularidade de superfície de pavimento com sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 229: Manutenção e aperfeiçoamento de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta. Rio de Janeiro: DNER, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 273: Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo "Falling Weight Deflectometer (FWD)". Rio de Janeiro: DNER, 1996.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 054: Equivalente de areia. Rio de Janeiro: DNER, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT PRO 006: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT PRO 008: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT PRO 009: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Conservação Rodoviária. 2ª Edição, Publicação IPR 710, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 568 p. DNIT, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Pavimentação. 3ª Edição, Publicação IPR 719, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 277 p. DNIT, 2006a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Estudos de Tráfego. 1ª Edição, Publicação IPR 723, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 384 p. DNIT, 2006b.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 133: Pavimentação asfáltica - Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da Viga Benkelman - Método de ensaio. Rio de Janeiro: DNIT, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Implantação Básica de Rodovia. 3ª Edição, Publicação IPR 742, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 617 p. DNIT, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Gerência de Pavimentos. 1ª Edição, Publicação IPR 745, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 189 p. DNIT, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 172: Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas - Método de ensaio. Brasília: DNIT, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Glossário de Termos Técnicos Rodoviários. 2ª Edição, Publicação IPR 700, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Brasília, Brasil, 322 p. DNIT, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 134: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Brasília: DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT IE 179: Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio. Brasília: DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 181: Pavimentação - Solos estabilizados quimicamente - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Brasília: DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 420: Pavimentação - Base de solo melhorado com cal - ES. Brasília: DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 421: Pavimentação - Solo-Cal - Adição de cal para estabilização de camada de sub-base - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 422: Pavimentação - Solo-Cal - Adição de cal para melhoria de subleito - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 140: Pavimentação - Sub-base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 141: Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 142: Pavimentação - Base de solo melhorado com cimento - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 143: Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Resolução DNIT nº 5, de 27 de abril de 2022. Dispõe sobre o Índice de Condição da Manutenção das Rodovias Pavimentadas e Não Pavimentadas. Boletim Administrativo, n. 80. Brasília, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 228: Solos - Ensaio de compactação em equipamento miniatura - Método de ensaio. Brasília: DNIT, 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ME 258: Solos - Compactação em equipamento miniatura - Ensaio mini-MCV e de perda de massa por imersão - Método de ensaio. Brasília: DNIT, 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT CLA 259: Solos - Classificação de solos finos tropicais para fins rodoviários - Classificação. Brasília: DNIT, 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT ES 445: Pavimentação - Revestimento primário - Especificação de serviço. Brasília: DNIT, 2023.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Relatórios consolidados de contratos de manutenção de rodovias não pavimentadas. Documento interno. Coordenação-Geral de Manutenção e Restauração Rodoviária. Brasília: DNIT, 2023.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Resolução DNIT nº 8, de 6 de novembro de 2023. Estabelece a rotina de procedimentos para elaboração do Plano Anual de Trabalho e Orçamento - PATO e apresenta o Programa de Melhoramento de Rodovias Não Pavimentadas (PMNP). Boletim Administrativo, n. 212. Brasília, 2023.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Sistema Nacional de Viação - SNV-DNIT, 2023. <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/sistema-nacional-de-viacao/sistema-nacional-de-viacao>. Acesso em: 15 jul. 2024.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Sistema de Custos Referenciais de Obras - SICRO (Manuais e Relatórios de Composições de Custos). Disponível em: www.gov.br. Acesso em: 10 set. 2024.
- DEPARTMENT OF TRANSPORT. *The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads - Draft TRH 20 - Technical Recommendations for Highways*. Department of Transport, Pretoria, South Africa, p. 40. DOT, 2009.
- EATON, R. A., GERARD, S.; CATE, D. W. *Rating Unsurfaced Roads - A Field Manual for Measuring Maintenance Problems - Special Report 87-15*. United States Army Corps of Engineers - Cold Regions Research e Engineering Laboratory, United States, 38 p., 1987.
- EATON, R. A.; BEAUCHAM, R. E. *Unsurfaced Road Maintenance Management - Special Report 92-26*. United States Army Corps of Engineers - Cold Regions Research e Engineering Laboratory, United States, 62 p., 1992.
- EMMERT, F.; PEREIRA, R. S.; MIGUEL, E. P.; MOTA, F. C.; ANGELO, H.; VALE, A. T.; MACHADO, M. P.; NAPPO, M. E.; MARTINS, I. S. *Improving geotechnical properties of a sand-clay soil by cement stabilization for base course in forest roads*. *African Journal of Agricultural Research*, v. 12(30): 2475-2481, 2017. DOI:10.5897/AJAR2016.12482.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. 5ª Edição. Brasília: Embrapa, 2018.
- EMPRESA DE PLANEJAMENTO E LOGÍSTICA S.A. Plano Nacional de Logística - PNL 2025 - Relatório Executivo. Brasília: EPL, 2018.
- FARIAS, M. L. A. (2023). Estudo e classificação de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos naturais e melhorados com ligantes hidráulicos para utilização em camadas de pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Paraíba, 2023.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Gravel Roads Construction and Maintenance Guide*. Washington: FHWA, 2015.
- FERREIRA, F. M. Uma aplicação comparativa de métodos de avaliação das condições superficiais de estrada não pavimentada. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo, 2004.

- FERREIRA, J. W. S.; MILANI, D. M.; CASAGRANDE, M. D. T.; TEIXEIRA, R. S. Aplicabilidade da dosagem físico-química em misturas solo-cimento para a pavimentação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XX, Campinas, SP. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2020.
- FONTENELE, H. B.; SILVA JUNIOR, C. A. P. Procedimento para cadastro, diagnóstico e priorização de intervenções em vias não pavimentadas. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 15, Salvador. Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 2006.
- FONTE, F. S. M.; DONATO, M.; GOUVEIA, B. G.; SANTANA, C. S. A.; SILVA, M. A. V.; *Analysis of the influence of tropical soil classification methods on railway subgrades according to repeated load triaxial (RLT) and light weight deflectometer (LWD) tests. Case Studies in Construction Materials*, v. 17, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01301>.
- GARCÍA-ROJO, R.; HERRMANN, H. J. *Shakedown of unbound granular material. Granular Matter*, v. 7, n. 2, p. 109-118, 2005. DOI <https://doi.org/10.1007/s10035-004-0186-6>.
- GÓNGORA, I. A. M. G. Estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos: Influência de propriedades físicas e mecânicas do reforço. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.
- GRAJEWSKI, S. M. *Evaluation of light falling weight deflectometer for in situ measurement of secondary deformation modulus of various forest road pavements. Croatian Journal of Forest Engineering*, v. 44, n. 2, 2023. <https://doi.org/10.5552/crojfe.2023.2125>.
- GUEDES, S. B.; COUTINHO, R. Q.; FONSECA, A. V. Método de dimensionamento da espessura do revestimento das estradas de terra. *Revista Geotecnia*, v. 131: 113-134, 2014. DOI: <https://doi.org/10.24849/j.geot.2014.131.07>.
- GUEDES, A. R. A. Estudo do comportamento de solo tratado em estradas não pavimentadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2018.
- GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G. Um método para previsão da deformação permanente de solos constituintes de pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 43, 2014, Maceió, Alagoas. Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 2014.
- HOPPE, E. J.; NAIR, H. *Cement Stabilization of Unpaved Roads. Virginia Transportation Research Council, Final Report VTRC 17-R19, Charlottesville, Virginia, United States*, 40 p, 2017. http://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/17-r19.pdf.
- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Dados meteorológicos da Estação de Maraú-BA. Brasília: INMET, 2022. <https://tempo.inmet.gov.br/TabelaEstacoes/A438>.
- INTERNATIONAL ROAD FEDERATION, <https://www.irf.global/> Acesso em: 15 fev. 2024.
- JACOBY, H. G.; MINTEN, B. *On measuring the benefits of lower transport costs. Journal of Development Economics*, v. 89 (1), p. 28-38, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.jdeveco.2008.06.004>.

- JOAQUIM, A. G. Estudo de dois solos tropicais melhorados com cimento ou cal para emprego em camadas superiores de estradas não pavimentadas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2017.
- KIM, N.; LEE, J.; PARK, G.; KANG, S.; HAN, W.; HONG, W. *Strength and stiffness characterizations of geo-materials composing unpaved roads using LFWD, DCP, and CDP tests. Construction and Building Materials*, v. 402, 132592, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132592>.
- KLEINERT, T. R. Estabilização de solos tropicais com cal e impactos no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.
- KOLODI, W. E. Avaliação do comportamento mecânico e funcional de uma estrada de baixo volume de tráfego não pavimentada. Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Bragança, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Bragança, Portugal, 2023.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. *State of the Art II: Permanent strain response of unbound aggregates. Journal of Transportation Engineering*, v. 126, issue 1, 2000. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2000\)126:1\(76\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76)).
- LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. Análise das tensões aplicadas nos ensaios de deformação permanente de solos e britas para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimento. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA EM TRANSPORTE DA ANPET, 33, Balneário Camboriú. Anais [...]: ANPET, 2019.
- LIMA, D. A. S. Efeito da adição de cimento Portland e RAP na estabilização de solo argiloso da Formação Guabirotuba. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2020.
- LIMA, L. B. F.; SILVA, J. P. S.; REZENDE, L. R. *Investigation of resilient modulus and permanent deformation of tropical soil with Reclaimed Asphalt Pavement. Transportation Geotechnics*, v. 43, 101103, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101103>.
- LITTLE, D. N. *Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Prepared for the National Lime Association - NLA*, v. 1, 97 p, 1999. https://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/soils-aggregates-vol1.pdf
- LUCE, C. H.; WEMPLE, B. C. *Introduction to special issue on hydrologic and geomorphic effects of forest roads. Earth Surface Processes and Landforms*, 26 (2), p. 111-113, 2001. [https://doi.org/10.1002/1096-9837\(200102\)26:2<111::AID-ESP165>3.0.CO;2-2](https://doi.org/10.1002/1096-9837(200102)26:2<111::AID-ESP165>3.0.CO;2-2).
- MARECOS, V.; SOLLA, M.; FONTUL, S.; ANTUNES, V. *Assessing the pavement subgrade by combining different non-destructive methods. Construction and Building Materials*, v. 135, p 76-85, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.003>.
- MATSUYAMA, C., TANAKA Y., SATO, M. & SHIMA, H. *Corrugation of an unpaved road surface under vehicle weight, Proceedings a Royal Society*, A 476, 2020. <https://doi.org/10.1098/rspa.2020.0323>.

- MEDEIROS, A. S.; SANTANA, C. S. A.; SILVA, M. A. V. *Permanent deformation analysis of three tropical soils at different humidities using multistage loading. Journal of Engineering Research*, v. 3, n. 15, 2023. DOI: 10.22533/at.ed.3173152308055.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos Pavimentos*. 3ª Edição, ISBN: 9788571933668. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.
- MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES E MINISTÉRIO DA DEFESA. *Plano Nacional de Logística e Transportes, Relatório Executivo*. Brasília, 411 p., 2007
- MONTE, L. A. C. *Reforço de estradas não pavimentadas com geossintéticos: Requisitos geotécnicos e métodos de dimensionamento*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.
- NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY. *Specification for repeated load triaxial (RLT) Testing for Pavement Materials - T15 - Wellington, New Zealand*. NZTA, 2014.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentos: limitações do método tradicional e apresentação de uma nova sistemática. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15, 1980, Belo Horizonte, Minas Gerais, Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 1980.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais, Rio de Janeiro, 1981.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. Características e desempenho de segmentos de pavimentos rodoviários com base de argila laterítica. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24, 1990, Belém, Pará, Anais [...]. Rio de Janeiro: ABPv, 1990.
- NORBACK, C.; MOTTA, L. M. G. Deformabilidade permanente e módulo permanente de dois solos e uma brita usados em um segmento de rodovia. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES DA ANPET, 31, Recife, Pernambuco. Anais [...]: ANPET, 2017.
- ODA, S. *Caracterização de uma rede municipal de estradas não-pavimentadas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 1995.
- ORDAZ, M.; DOYLE, J. D.; HOWARD, I. L. *Light Weight Deflectometer evaluation of low volume road structural deterioration under rapidly increased traffic patterns. Journal of the Transportation Research Board*, v. 2678 (4), 2023. DOI:10.1177/03611981231157402.
- QIN, Y.; ZHANG, X. *The road to specialization in agricultural production: Evidence from rural China. World Development*, v. 77, p. 1-16, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.worlddev.2015.08.007>.
- PAIGE-GREEN, P. *Appropriate Roads for Rural Access. Third Gulf Conference on Roads (TGCR06), Pretoria, South Africa*, 2006.
- PATEL, M. A.; PATEL, H. S. *A review on effects of stabilizing agents for stabilization of weak soil. Civil and Environmental Research*, v. 2, nº 6, 2012. <https://www.iiste.org/Journals/index.php/CER/article/view/2432/2455>.

- PATERSON, W. D. O. *International roughness index: relationship to other measures of roughness and riding quality. Transportation Research Record*, n. 1084, p. 49-59, 1986. <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1986/1084/1084-007.pdf>.
- PATERSON, W. D. O. *Road deterioration and maintenance effects: models for planning and management. World Bank Group, Baltimore: Johns Hopkins University Press*, 1987.
- PEREIRA, R. S., EMMERT, F., MIGUEL, E. P., MOTA, F. C. M., REZENDE, A. V.; LEAL, F. A. Estabilização mecânica de solos como alternativa na construção de estradas florestais de baixo custo. *Nativa - Pesquisas Agrárias e Ambientais*, 5(3): 212-217, 2017. DOI: 10.31413/nativa.v5i3.4160.
- PIRES, G.M. Estudo da estabilização granulométrica e química de material fresado com adição de cimento Portland e cinza de casca de arroz para aplicação de camadas de pavimentos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2014.
- RAMOS-SCHARRÓN, C. E.; MACDONALD, L. H. *Measurement and prediction of sediment production from unpaved roads, St John, US Virgin Islands. Earth Surface Processes and Landforms*, v. 30, p. 1283 - 1304, 2005. <https://doi.org/10.1002/esp.1201>.
- RAHMAN, M. D.; VARGAS-NORDCBECK, A. *Effect of preservation treatments on the structural performance of pavements. A study from the National Center for Asphalt technology's low-volume preservation sections. Transportation Research Circular. 12th International Conference on Low-Volume Roads, Kalispell, Montana, United States*, n. E (C248): p. 38-44, 2019.
- RAZALI, R.; MALEK, M. S. C. *The usage of cement for soil stabilization in construction of low volume roads in Malaysia. 10th Malaysian Road Conference & Exhibition, Conference Series: Materials Science and Engineering*, v. 512, 2019. DOI:10.1088/1757-899X/512/1/012006.
- RIBEIRO, L. C. P. Avaliação funcional da superfície de rolamento e práticas de manutenção com viés ambiental aplicadas a uma Estrada de Terra de Viçosa-MG. Dissertação de Mestrado, em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2016.
- RIVERSON, J. D. N.; SINHA, K. C.; SCHOLER, C. F.; ANDERSON, V. I. *Evaluation of subjective rating of unpaved county roads in Indiana. Journal of the Transportation Research Board, United States*, v. 1128, p. 53-61, 1987. Disponível em: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1987/1128/1128-006.pdf>.
- ROCHA, G. S.; SILVA, C. H.; PITANGA, H. N.; MENDONÇA, E. P.; LIMA, D. C.; CORTE, G. D. *Effect of lime on the mechanical response of a soil for use in unpaved forest roads. Acta Scientiarum, Technology*, v. 42, 2019. DOI:10.4025/actascitechnol.v42i1.44764.
- ROADEX Network. *Permanent deformation*. Disponível em: www.roadex.org. Acesso em: 15 fev. 2024.
- RODRIGUES, N. C. M. Reforço de estradas não pavimentadas. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal, 2015.

- RODRIGUES, R. M.; SANTOS, A. G.; ODEBRECHT, E. Avaliação do potencial de uso do deflectômetro de impacto leve para medidas de deflexão em pavimentos urbano. *Transportes*, v. 28, n. 5, 2020. DOI: <https://doi.org/10.14295/transportes.v28i5.2078>.
- RODRIGUES, T. N.; LUCENA, A. E.; GUERRA, T. D.; SILVERIO, L. C.; GUEDES, S. B. Estudo comparativo do CBR in situ & LWD para determinação da capacidade de suporte de subleitos. *Anuário do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro*, v. 44, p. 1-10, 2021. DOI: https://doi.org/10.11137/1982-3908_2021_44_35022.
- RUSSELL, M. L. *Stabilizing sand roads using pulp and paper mill boiler. Transportation Research Circular. 12th International Conference on Low-Volume Roads, Kalispell, Montana, United States*, n. E (C248), p. 358-371, 2019.
- SANTOS, I. A. S. L. Estabilidade de geomateriais em estradas não pavimentadas - Propriedades relevantes e métodos de dimensionamento. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.
- SHARP, R. W.; BOOKER, J. R. *Shakedown of pavements under moving surface loads. Journal of Transportation Engineering*, v. 110, n. 1, p. 1-14, 1984. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(1984\)110:1](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(1984)110:1).
- SILVA, T. O. Estudo de estradas não pavimentadas da malha viária do município de Viçosa-MG. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2009.
- SKORSETH, K.; SELIM, A. A. *Gravel Roads Maintenance and Design Manual. South Dakota Local Transportation Assistance Program, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation*, 2000.
- SOBRAL, L. F.; BARRETTO, M. C. V.; SILVA, A. J.; ANJOS, J. L. Guia Prático para Interpretação de Resultados de Análises de Solo. Aracaju: Embrapa Tabuleiros Costeiros, ISSN 1678-1953; 206, 13 p., 2015. Disponível em: <www.bdpa.cnptia.embrapa.br>.
- SOUZA PINTO, C. Curso Básico de Mecânica dos Solos. Editora Oficina de Textos, 2ª Edição, São Paulo, SP, Brasil, 355 p., 2002.
- SUNITHA, V.; SAMSON, M.; ANUSUDHA V.; CHITHU, B. *Experimental studies on coir geotextile-reinforced low-volume rural roads. 12th International Conference on Low-Volume Roads, Kalispell, Montana, United States*, n. E (C248), p. 294-298, 2019.
- TEIXEIRA, P. C.; DONAGEMMA, G. K.; FONTANA, A.; TEIXEIRA, W. G. Manual de Métodos de Análise de Solo. 3ª edição. ISBN 978-85-7035-771-7. Brasília: Embrapa, 574 p., 2017. Disponível em: <www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/handle/doc/1085209>.
- TEIXEIRA, W. Comportamento mecânico de misturas solo, cal e RCD para uso em pavimentos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Paraná, 2019.
- VERTAMATTI, E. Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente. Tese de Doutorado, Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, São Paulo, 1988.

- VILLIBOR, D. F. Critério de escolha e recomendações construtivas para base de pavimentos de solo arenoso fino laterítico. *Revista Pavimentação, ABPv*, (2): 35-55, 2006.
- VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. *Pavimentação de baixo custo para vias urbanas*. 2ª edição. São Paulo: Editora Arte & Ciência, 2019.
- WALDBURGER, T. C. M. Mapeamento geoambiental da zona costeira dos municípios de Marau e Camamu. Dissertação de Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente, Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, Bahia, 2014.
- WANG, J.; YU, H. S. *Shakedown analysis for design of flexible pavements under moving loads*. *Road Materials and Pavement Design*, v. 14, n. 3, p. 703-722, 2013. <https://doi.org/10.1080/14680629.2013.814318>.
- WANG, T.; TAO, Q.; XIE, Z. *Performance and environmental evaluation of stabilized base material with strontium slag in low-volume road in China*. *Advances in Civil Engineering, Hindawi*, 11 p., 2019. DOI:10.1155/2019/6958926.
- WANG, Y. J.; CUI, Y. J.; TANG, A. M.; BENAHMED, N.; DUC, M.; SUN, W. J. *Shrinkage behaviour of a compacted lime-treated clay*. *Géotechnique Letters*, v. 10 (1), p. 1-5, 2020. DOI:10.1680/jgele.19.00006.
- WANG, C.; LIU, B.; YANG, Q.; PANG, G.; LONG, Y.; WANG, L.; CRUSE, R.; DANG, W.; LIU, X.; WANG, E. *Unpaved road erosion after heavy storms in mountain areas of northern China*. *International Soil and Water Conservation Research*, v. 10 (1), p. 29-37, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.iswcr.2021.04.012>.
- WANG, H.; QIAN, J.; LIU, Y.; ZHANG, J. *Evaluating subgrade compaction for different soils using nondestructive lightweight deflectometer*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 36, n. 5, 2024. <https://doi.org/10.1061/JMCEE7.MTENG-16691>.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. *Journal of the Transportation Research Board*, v. 1757 (1), 2001. <https://doi.org/10.3141/1757-09>.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. *Permanent deformation behaviour of granular materials*. *Road Materials and Pavement Design*, v. 6 (1), p. 31-51, 2005. <https://doi.org/10.1080/14680629.2005.9689998>.
- WOLF, C. M. Observação da qualidade de uma estrada de baixo volume de tráfego não pavimentada. Dissertação de Mestrado em Engenharia da Construção, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal, 2021.
- YANG, Y.; LI, S.; LI, C.; WU, L.; YANG, L.; ZHANG, P.; HUANG, T. *Comprehensive laboratory evaluations and a proposed mix design procedure for cement-stabilized cohesive and granular soils*. *Frontiers in Materials*, v. 7, article 239, 2020. <https://doi.org/10.3389/fmats.2020.00239>.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. *Principles of Pavement Design*. 2nd Edition. New York: John Wiley & Sons, 1975.

- YU, H. S.; WANG, J. *Three-dimensional shakedown solutions for cohesive-frictional materials under moving surface loads*. *International Journal of Solids and Structures*, v. 49, n. 26, p. 3797-3807, 2012. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2012.08.011.
- YU, J.; ZHAO, Q.; YU, Z.; LIU, Y.; DING, S. A. *Review of the sediment production and transport processes of forest road erosion*. *Forests*, 15 (3), 454, 2024; <https://doi.org/10.3390/f15030454>.