UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

CENTRO TECNOLÓGICO

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DAIANA VALT NEPOMUCENO

AVALIAÇÃO EM CAMPO DE ESTRUTURA DE PAVIMENTO INCORPORANDO SOLO ESTABILIZADO COM COPRODUTO DE ACIARIA KR SUJEITA À CARREGAMENTO COM SIMULADOR *HVS* E COMPARAÇÃO COM PREVISÕES DE DESEMPENHO SEGUNDO O NOVO MÉTODO BRASILEIRO DE DIMENSIONAMENTO MEDINA

VITÓRIA

2019

DAIANA VALT NEPOMUCENO

AVALIAÇÃO EM CAMPO DE ESTRUTURA DE PAVIMENTO INCORPORANDO SOLO ESTABILIZADO COM COPRODUTO DE ACIARIA KR SUJEITA À CARREGAMENTO COM SIMULADOR *HVS* E COMPARAÇÃO COM PREVISÕES DE DESEMPENHO SEGUNDO O NOVO MÉTODO BRASILEIRO DE DIMENSIONAMENTO MEDINA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.ª Ph.D. Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira

Co-orientador: Prof. Dr. Patrício Moreira Pires

VITÓRIA

2019

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de
Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

Nepomuceno, Daiana Valt, 1990-
N441a Avaliação em campo de estrutura de pavimento incorporando solo estabilizado com coproduto de aciaria KR sujeita à carregamento com simulador HVS em comparação com previsões de desempenho segundo o novo método brasileiro de dimensionamento MeDiNa / Daiana Valt Nepomuceno. - 2019.
187 f. : il.

Orientadora: Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira.
Coorientador: Patrício José Moreira Pires.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Pavimentos. 2. Solos. 3. Asfalto. I. Teixeira, Jamilla Emi Sudo Lutif. II. Pires, Patrício José Moreira. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

AVALIAÇÃO EM CAMPO DE ESTRUTURA DE PAVIMENTO INCORPORANDO SOLO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA KR SUJEITA À CARREGAMENTO COM SIMULADOR HVS E COMPARAÇÃO COM PREVISÕES DE DESEMPENHO SEGUNDO O NOVO MÉTODO BRASILEIRO DE DIMENSIONAMENTO MEDINA

Daiana Valt Nepomuceno

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Construção Civil.

Aprovada no dia **28 de março de 2019** por:

Profa. Ph.D. Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira
Doutora em Engenharia Civil
Orientador – UFES
Por meio de video conferência

Prof. Dr. Patrício José Pires Moreira
Doutor em Engenharia Civil
Coorientador - UFES

Prof. Dr. Romulo Castello Henriques Ribeiro
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Interno - UFES

Prof. Dr. Luis Alberto Nascimento
Ph.D. em Engenharia Civil
Examinador Externo – CENPES/PETROBRAS
Por meio de video conferência

Vitória – ES, março de 2019

Aos meus pais, Maria de Lourdes e
Adenilson, e a minha irmã Daniela que
lutaram com dificuldade para que eu
pudesse ter uma das maiores heranças
que se pode ter: o estudo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que é a fonte de toda a nossa esperança e sabedoria, e que me deu forças para superar todos os obstáculos desta longa jornada.

Agradeço também aos meus pais, Maria de Lourdes e Adenilson, que sempre acreditaram no meu potencial e lutaram sempre comigo para alcançar os meus sonhos acompanhando cada etapa dessa conquista.

A minha irmã, Daniela, pela parceria e pelo incentivo.

Agradeço em especial à minha orientadora Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira, que sempre se mostrou muito talentosa e preocupada com as pesquisas envolvidas, acreditando no meu potencial desde a época da graduação. Obrigado por ser esse exemplo de profissional e pessoa, mesmo distante durante a pesquisa pude ter uma orientadora competente, solícita, disponível e amiga. Foi uma satisfação muito grande ser sua orientanda.

Ao meu co-orientador Patrício Pires, por colaborar desde o início com o desenvolvimento deste trabalho, sempre dando muita ajuda com os conhecimentos compartilhados e por participar da banca avaliadora.

A amiga conquistada no mestrado, Elaine Furieri, pela ajuda, pela paciência, por sempre estar disponível quando precisava conversar e pela troca de conhecimentos.

Gratidão aos técnicos, Deiverson e Leonaldo, cujo auxilio na execução do programa experimental, além da generosidade e paciência ao compartilhar a grande experiência de geotecnia experimental e ensaios de campo, foi de grande importância na realização desta pesquisa.

À todos os funcionários e amigos da área técnica do LABGEO e do LEMAC, Natália, Loriatto, Márcio, Breno, Henrique, Felipe e Adenis por colaborarem e tornarem possível o desenvolvimento dessa pesquisa.

A equipe de pesquisadores COPPE em especial à Profa. Laura Motta, Filipe Franco e Marcos Fritzen por disponibilizarem o método MeDiNa para uso nesta pesquisa e por me darem suporte e auxílio sempre que tive dúvidas e precisei de informações.

Finalmente, a empresa Eco 101, pelo auxilio na execução das pistas experimentais e pelo apoio financeiro que possibilitou a realização deste trabalho.

Ao contrário dos pavimentos, os melhores caminhos da vida apresentam desconforto. A sabedoria está tanto em enfrentá-los com trabalho e dedicação, quanto na escolha dos rumos certos, já que os caminhos muito confortáveis podem ser os mais perigosos.

Rodrigo Maluf Barella

RESUMO

Técnicas de melhoramento de solos localizados próximos a locais de implantação de novos pavimentos se tornam cada vez mais necessárias, dada à escassez de recursos naturais com características técnicas adequadas e economia que pode ser obtida com a viabilização de materiais não nobres. Existe uma tendência de se buscar alternativas de estabilização com subprodutos de outras indústrias. Estudos utilizando escórias de aciaria como material cimentante têm ganhado notoriedade. Desse modo, o objetivo desse trabalho é mostrar o desempenho em campo de estruturas de pavimentos empregando solos argilosos estabilizados quimicamente com escória de dessulfurização em camadas de base e sub-base em comparação com estruturas usuais empregando solo melhorado com cimento Portland. Para tanto, foram construídas duas pistas experimentais, fixando as espessuras das camadas constituintes e variando os materiais empregados nas camadas de sub-base, sendo uma pista (Pista 01) executada com solo argiloso A-7-6 estabilizado com 20% de coproduto de aciaria KR e outra pista (Pista 02) executada com solo arenoso A-2-6 melhorado com 3% de cimento Portland. A camada do revestimento das duas pistas foi executada com asfalto borracha. Os materiais utilizados nas construções de todas as camadas foram coletados e ensaiados em laboratório. As duas pistas experimentais em campo foram sujeitas a carregamento de tráfego repetitivo usando o simulador de tráfego móvel do tipo *Heavy Vehicle Simulator* (*HVS*). As avaliações de desempenho em campo incluíram deflexões usando Viga Benkelman, afundamento de trilha de roda (ATR) usando Treliça Metálica, microtextura e macrotextura do revestimento por meio de ensaios de Pêndulo Britânico e Mancha de Areia, respectivamente, e, por fim, análise visual da evolução da área trincada. Posterior as avaliações de campo, foi simulado no Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) as estruturas construídas para verificar o desempenho previsto. Também foram verificadas as espessuras finais sugeridas com base nos modelos propostos no MeDiNa, considerando o carregamento ao qual os trechos foram submetidos e algumas propriedades dos materiais empregados obtidas em laboratório. Os resultados encontrados mostraram que a Pista 01, que utilizou a mistura de solo argiloso com adição de 20% de KR na sub-base e solo arenoso melhorado com 3% de cimento Portland na base, apresentou resultados de desempenho tão bons quanto a mistura de solo arenoso melhorado com 3% de

cimento Portland na sub-base e na base. Verificou-se que os resultados de evolução do desempenho previstos utilizando o MeDiNa para as Pistas 01 e 02 foram similares àqueles obtidos em campo, tanto para o ATR quanto com relação à fadiga. A possibilidade de usar solução de solo-KR na aplicação de sub-base pode ser uma solução econômica e sustentável para a construção de rodovias, já que é muito menos dispendioso do que outras soluções comumente usadas, como a de solo melhorado com cimento.

Palavras chaves: Estabilização de solo; Coproduto de aciaria KR; Cimento Portland; Simulador de Veículos Pesados (HVS); Desempenho em Campo; MeDiNa.

ABSTRACT

Techniques for improving soils located near the sites of new pavements are becoming more necessary not only due to the scarcity of natural resources with adequate technical characteristics but also due to the economy that can be obtained with the feasibility of non-noble materials. There is a tendency to seek for stabilization alternatives using by-products from other industries. Studies using steel slag as cementitious material have gained notoriety. Thus, the objective of this work is to show the field performance of pavement structures using chemically stabilized clayey soils with desulphurization slag in base and sub-base pavement layers in comparison with the ones obtained using the commonly used technique of soil modified by Portland cement. To do so, two experimental tracks were constructed, fixing the thicknesses of the constituent layers and varying the materials used in the sub-base layers, with one track (Track 01) executed with clay soil A-7-6 stabilized with 20% of co-product KR slag and the other track (Track 02) constructed with sandy soil A-2-6 improved with 3% Portland cement. Rubber asphalt mixtures was used in the surface layer of the two studied tracks. The materials used in the constructions of all layers were collected and tested in the laboratory. The two experimental field tracks were subjected to repetitive traffic loading using the Heavy Vehicle Simulator (HVS) traffic simulator. Field performance assessments included deflections using Benkelman Beam, wheel path rutting (ATR) using Metallic Trellis, microtexture and macrotexture by British Pendulum and Sandblot tests, respectively, and, finally, visual analysis of the cracking evolution area. After the field evaluations, the performance of the studied pavement structures were predicted using the National Pavement Design Method (MeDiNa). Also, it was verified the proposed layer's thickness based on the models proposed in MeDiNa, considering the load to which the sections were submitted and some of the material properties obtained in the laboratory. The results showed that Track 01, which used the clay soil mix with addition of 20% KR in the sub-base and sandy soil improved with 3% Portland cement at the base, presented performance results as good as the mixture of sandy soil improved with 3% Portland cement in both sub-base and base layers. It was verified that the evolution of the performance over time predicted by MeDiNa for both Tracks 01 and 02 were very close to the ones obtained in field for ATR and fatigue. The possibility of using KR-soil solution in the sub-base application can economical

and environmental benefits to the road construction, since it is much less expensive than other commonly used solutions, such as soil modified by Portland cement.

Key words: Soil stabilization; KR steelworks co-product; Portland cement; Heavy Vehicle Simulator (HVS); Field Performance; MeDiNa.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Camadas existentes em um pavimento 28
Figura 2 – Materiais tradicionalmente usados em camadas de pavimento 29
Figura 3 – Esquema da produção do aço 37
Figura 4 – Esquema do reator KR.....39
Figura 5 – Escória KR 39
Figura 6 – Resumo dos valores de ISC para os solos e misturas 42
Figura 7 – Resumo dos valores de resistência à compressão axial.....43
Figura 8 – Diagrama experimental de amostra dos materiais com os respectivos minerais identificados.....44
Figura 9 – Ganho do RCA.....47
Figura 10 – Raio de curvatura e deflexões.....51
Figura 11 – Bacia de deflexão.....52
Figura 12 – Esquema da Viga Benkelman 53
Figura 13 – Viga Benkelman utilizada em campo 54
Figura 14 – Pontos de avaliação da Viga Benkelman 55
Figura 15 – Ábaco para fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento.....56
Figura 16 – Relação entre bacias de deflexão com Viga e FWD 58
Figura 17 – Efeito do teor de ligante na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos 60
Figura 18 – Comportamento típico da deformação permanente nos materiais asfálticos em função do ciclo de carregamento.....62
Figura 19 – Simulador de tráfego circular do LCPC na França.....64
Figura 21 – Simulador ALF do FHWA.....65
Figura 20 – Vista superior do simulador de tráfego circular do IPR/DNER 66
Figura 22 – Simulador de Tráfego da UFRGS-DAER/RS 69
Figura 23 – Simulador de tráfego móvel, modelo HVS (Heavy Vehicle Simulator) desenvolvido em uma cooperação entre a Suécia e a Finlândia 70
Figura 24 – Etapas da construção do Simulador de Tráfego Linear Móvel brasileiro71
Figura 25 – Esquema mais comum de consideração da tensão e deformação críticas em um dimensionamento 82

Figura 26 – Gráfico de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método do DNER 84
Figura 27 – Fluxograma de um método mecanístico de dimensionamento de pavimento 86
Figura 28 – Comportamento eslático-linear 87
Figura 29 – Comportamento eslático-linear 88
Figura 30 – Esquema do primeiro equipamento de ensaio triaxial de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977 90
Figura 31 – Tela inicial do método MeDiNa 95
Figura 32 – Eixo padrão rodoviário assumido no método MeDiNa 95
Figura 33 – Exemplo de alerta mostrado pelo método MeDiNa 98
Figura 34 – Tensões atuantes nas camadas do pavimento flexível e efeito no cálculo da deformação permanente 102
Figura 35 – Curva sigmoide que relaciona o número N ajustado (N') em relação a porcentagem de área trincada observada em 33 seções do projeto Fundão. 105
Figura 36 – Fluxograma de cálculo da previsão da área trincada. 106
Figura 37 – Fluxograma do programa experimental 107
Figura 38 – Faixa granulométrica da mistura asfáltica 113
Figura 39 – Mapa da localização do trecho experimental 114
Figura 40 – Projeto geométrico das pistas 116
Figura 41 – Estrutura do pavimento da Pista 01 116
Figura 42 – Espalhamento e homogeneização da escória KR na sub-base da Pista 01 117
Figura 43 – Homogeneização do SMC e compactação da base da Pista 01 118
Figura 44 – Fases da execução do revestimento da Pista 01 118
Figura 45 – Estrutura do pavimento da Pista 02 119
Figura 46 – Distribuição, homogeneização e compactação Pista 02 119
Figura 47 – Fases da execução do revestimento da Pista 02 120
Figura 48 – Simulador de tráfego tipo HVS empregado na pesquisa 121
Figura 49 – Cálculo do Número N USACE e AASHTO e respectivo prazo em meses para ensaio no HVS 122
Figura 50 – Estimativa, em dias de ensaio no HVS, correlacionado com ano de projeto (N USACE) 122
Figura 51 – Seções levantadas no ensaio com o simulador 123

Figura 52 – Seções levantadas no ensaio com o simulador HVS 124
Figura 53 – Viga Benkelman 124
Figura 54 – Termômetro medindo a temperatura do pavimento 125
Figura 55 – Treliça metálica utilizada para medir afundamento de trilha de roda ...126
Figura 56 – Ensaio de afundamento da trilha de roda sendo realizado 126
Figura 57 – Gabarito utilizado para marcação das trincas nas seções ensaiadas pelo simulador.....127
Figura 58 – Pêndulo Britânico 128
Figura 59 – Equipamentos e passos do ensaio de mancha de areia 130
Figura 60 – Janela das propriedades dos materiais do método MeDiNa 132
Figura 61 – Janela das características do tráfego do método MeDiNa 133
Figura 62 - Fase de Vida de um pavimento.....154
Figura 63 - Pavimento ensaiado sem trincamento por fadiga 160
Figura 64 - Dados inicias sobre o tráfego no MeDiNa 161
Figura 65 - Dados inicias das camadas no MeDiNa – Pista 01.....161
Figura 66 - Dados inicias das camadas no MeDiNa – Pista 02.....163

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Composição percentual das amostras 42
Quadro 2 – Análise semiquantitativa na forma de óxidos dos elementos por FRX ...45
Quadro 3 – Resumo dos resultados para o coproduto KR 46
Quadro 4 – Resistência à compressão axial 47
Quadro 5 – Resistência à compressão axial 48
Quadro 6 – Critério e confiabilidade de cada tipo de via 96
Quadro 7 – Classe de Microtextura 128
Quadro 8 – Classificação da macro-textura de um pavimento 130
Quadro 9 – Valores típicos do coeficiente de Poisson 132

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curvas granulométricas individuais dos agregados da Indústria de Mineração Brasitália 111
Gráfico 2 – Bacia de deflexão para carga de 8,2tf – Pista 01 141
Gráfico 3 – Bacia de deflexão para carga de 16,4tf – Pista 01 141
Gráfico 4 – Temperaturas máximas medidas por ciclo na superfície da Pista 01 ... 142
Gráfico 5 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2tf – Pista 01 145
Gráfico 6 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4tf – Pista 01 145
Gráfico 7 – Bacia de deflexão para carga de 8,2tf – Pista 02 148
Gráfico 8 – Bacia de deflexão para carga de 16,4tf – Pista 02 149
Gráfico 9 – Temperaturas máximas medidas por ciclo na superfície da Pista 02 ... 149
Gráfico 10 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2tf – Pista 02 152
Gráfico 11 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4tf – Pista 02 152
Gráfico 12 – Afundamento de Trilha de Roda – Pista 01 153
Gráfico 13 – Afundamento de Trilha de Roda – Pista 02 153
Gráfico 14 – VRD pelo Pêndulo Britânico – Pista 01..... 155
Gráfico 15 – VRD pelo Pêndulo Britânico – Pista 02..... 155
Gráfico 16 – Mancha de areia – Pista 01 158
Gráfico 17 – Mancha de areia – Pista 02 158
Gráfico 18 – ATR obtido em campo e pelo método MeDiNa – Pista 01..... 162
Gráfico 19 –ATR obtido em campo e pelo método MeDiNa – Pista 02..... 164
Gráfico 20 – Dimensionamento do pavimento pelo método do CBR e pelo método MeDiNa – Pista 01 165
Gráfico 21 – Dimensionamento do pavimento pelo método do CBR e pelo método MeDiNa – Pista 02 166
Gráfico 22 – ATR Pista 01 e 02 após dimensionado pelo MaDiNa 167
Gráfico 23 – Bacias deflectométricas das camadas da Pista 01 fornecidas pelo MeDiNa 168

Gráfico 24 – Bacias deflectométricas das camadas da Pista 01 fornecidas pelo MeDiNa 169

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das principais pesquisas desenvolvidas com o simulador de tráfego IPR/DNER 68
Tabela 2 - Pesquisas realizadas com Simulador de Tráfego Linear Móvel no Brasil 72
Tabela 3 - Resultados das caracterizações físicas e mecânicas dos solos estudados 108
Tabela 4 – Principais propriedade das misturas utilizadas em campo 110
Tabela 5 - Análise granulométrica de agregados da Indústria de Mineração Brasitália 111
Tabela 6 - Caracterização dos agregados estudados 112
Tabela 7 - Características dos ligante asfáltico empregado nas camadas de revestimento do trecho experimental em estudo 112
Tabela 8 - Composição granulométrica da mistura asfáltica 113
Tabela 9 - Características da dosagem Marshal da mistura asfáltica utilizada 114
Tabela 10 - Dimensionamento das pistas experimentais 115
Tabela 11 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 01 134
Tabela 12 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 02 135
Tabela 13 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 01 . 135
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 02 . 136
Tabela 15 - Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução revestimento da Pista 01 137
Tabela 16 - Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas das Pista 01 138
Tabela 17 - Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 02. 138
Tabela 18 - Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas das Pista 02 139
Tabela 19 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 8,2 tf - Pista 01 (continua) 139
Tabela 20 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 16,4 tf - Pista 01 140

Tabela 21: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 01.....143
Tabela 22: Deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4 tf - Pista 01.....144
Tabela 23 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 8,2 tf - Pista 02 (continua) 146
Tabela 24: Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 16,4 tf - Pista 02 147
Tabela 25: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 02.....150
Tabela 26: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 02.....151
Tabela 27 - Classificação da Microtextura – Pista 01.....156
Tabela 28: Classificação da Microtextura – Pista 02.....157

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 22
1.1 OBJETIVOS 25
1.1.1 OBJETIVO GERAL 25
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 25
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 27
2.1 PAVIMENTAÇÃO 27
2.1.1 MATERIAIS PARA PAVIMENTAÇÃO 28
2.1.2 ESTABILIZAÇÃO E MELHORAMENTO DE SOLOS 30
2.1.2.1 Mecanismos químicos envolvidos na estabilização 32
2.1.2.2 Estabilização de Base e Sub-base utilizando cimento Portland 33
2.1.2.3 Estabilização de Base e Sub-base utilizando escória de aciaria KR 36
2.2 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO PAVIMENTO 48
2.2.1 AVALIAÇÕES ESTRUTURAIS EM CAMPO 49
2.2.1.1 Análise das deflexões 50
2.2.1.2 Avaliação das deformações permanentes 59
2.3 SIMULADORES DE TRÁFEGO EM ESCALA REAL 62
2.3.1 SIMULADORDE TRÁFEGO CIRCULAR DO IPR/DNER 65
2.3.2 SIMULADOR DE TRÁFEGO DA UFRGS-DAER/RS 68
2.3.3 SIMULADOR DE TRÁFEGO MÓVEL (HVS) 70
2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO 81
2.4.1 TIPOS DE MÉTODOS 82
2.4.2 MÉTODO EMPÍRICO DO DNER 83
2.4.3 MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO 85
2.4.3.1 Módulo de Resiliência 89
2.4.3.2 Método de Dimensionamento Nacional MeDiNa 92
2.4.3.3 Indicadores de desempenho previstos no Método MeDiNa 98
3 MATERIAIS E MÉTODOS 107
3.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS NAS CAMADAS DE BASE E SUB-BASE 108
3.2 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO ASFÁLTICO UTILIZADO 110
3.2.1 AGREGADOS 110
3.3 TRECHO EXPERIMENTAL 114
3.4 EXECUÇÃO DA PISTA 01 – SUB-BASE DE SOLO COM 20% DE KR E BASE DE SMC COM 3% DE CIMENTO PORTLAND 116
3.5 EXECUÇÃO DA PISTA 02 – SUB-BASE E BASE COM 3% DE CIMENTO PORTLAND 119

3.6 CARACTERÍSTICAS DO SIMULADOR DE TRÁFEGO EMPREGADO NA PESQUISA 120
3.7 PROCEDIMENTO DE AVALIAÇÃO EM CAMPO 123
3.7.1 LEVANTAMENTO DAS DEFLEXÕES 124
3.7.2 DEFORMAÇÕES PERMANENTES 125
3.7.3 ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO TRINCAMENTO POR FADIGA 127
3.7.4 MEDIDAS DA MICROTEXTURA E MACROTEXTURA DO REVESTIMENTO 128
3.7.5 MEDIDAS DA MACROTEXTURA DO REVESTIMENTO 129
3.8 PREVISÕES DE DESEMPENHO UTILIZANDO O MÉTODO MEDINA 131
4 RESULTADOS 134
4.1 CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS DE BASE E SUB-BASE 134
4.2 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO ASFÁLTICO 136
4.3 DEFLEXÕES 139
4.4 DEFORMAÇÕES PERMANENTES 153
4.5 MICROTEXTURA DO REVESTIMENTO 155
4.6 MACROTEXTURA DO REVESTIMENTO 157
4.7 ANÁLISE DO TRINCAMENTO POR FADIGA 159
4.8 RESULTADOS DE PREVISÕES DE DESEMPENHO PELO MÉTODO MEDINA 160
4.8.1 DETERMINAÇÃO DO ATR UTILIZANDO DADOS LABORATORIAIS 160
4.8.2 DETERMINAÇÃO DAS ESPESSURAS DAS CAMADAS 165
4.8.3 DETERMINAÇÃO DAS BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS INICIAIS 168
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS 170
5.1 SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS 173
6 REFERÊNCIAS 175

1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário desempenha um papel importante na sociedade e na economia brasileira, visto que tem sido a principal alternativa para a movimentação de cargas e pessoas em todo o país. Porém, a conservação e a construção de novas vias não acompanham a real necessidade do transporte. Conforme a Pesquisa Rodoviária da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2017a), cujo objetivo é avaliar o estado geral de conservação da malha rodoviária, constata-se que 61,8% das rodovias encontram-se em condição regular, ruim ou péssima. Essas condições, muitas vezes geradas por projetos não adequados, são agravadas principalmente pelo tráfego de veículos comerciais pesados, diversas vezes com excesso de carga devido à falta de fiscalização, e às desfavoráveis condições climáticas.

Os materiais usados na pavimentação rodoviária têm de possuir características apropriadas para sua utilização, com o objetivo de apresentarem desempenhos satisfatórios nos pavimentos para os quais foram especificados. Esses materiais devem permanecer em serviço durante sua vida de projeto, sem apresentar trincamentos nem deformações permanentes excessivas (TESSARI, 2017).

As argilas lateríticas tropicais, predominante na maioria dos estados brasileiros, são finas e ricas em ferro e alumínio, mas podem não ser adequadas para aplicação em camadas de base e sub-base de vias de alto volume de tráfego, por apresentar capacidade suporte inferior à normalmente exigida (ROCHA e REZENDE, 2017). Diante das características desses solos presentes em algumas regiões do Brasil, geralmente se faz necessário a alteração das suas propriedades de forma que o material resultante atenda as características e propriedades previstas. Essa alteração é conhecida como estabilização de solos, que se dá principalmente com a adição de materiais cimentantes, como cimento Portland, ou soluções com materiais alternativos como resíduos e subprodutos, que se torna também uma alternativa de baixo custo (GONÇALVES, 2016).

O coproduto da etapa de dessulfuração Reator Kambara (Kambara Reator – KR) no processo siderúrgico tem se mostrado promissor na estabilização química de solos

para fins de pavimentação, por este apresentar menor potencial expansivo que os demais subprodutos siderúrgicos (GONCALVES, 2016; KIRMSE, 2006). Estudos realizados por Oliveira (2018) e Andrade (2018) mostraram que o coproduto de aciaria KR apresentou resultados positivos de capacidade de suporte do solo quando utilizado para estabilização de solos, melhorando também a resistência à compressão axial e o módulo de resiliência, além de também viável economicamente.

Segundo Fritzen (2005), um dos maiores problemas para os engenheiros rodoviários é estimar de forma satisfatória a vida útil da construção, tanto de pavimentos novos como os restaurados. Em geral são realizados testes em laboratórios, em escala reduzida. Estes geralmente, não são adequados à reprodução do desempenho de pavimentos, devido ao efeito de escala que modifica fatores os quais afastam o experimento das condições existentes no campo e condições ambientais.

De acordo com Vale (2008) está se tornando um consenso no meio técnico que a maneira mais próxima de se verificar o desempenho real de pavimentos é através de ensaios acelerados, utilizando-se simuladores de tráfego em escala real. Atualmente, o uso de ensaios acelerados através de simuladores de tráfego tem sido cada vez mais difundido como uma ferramenta de apoio ao processo de tomada de decisões quanto ao real comportamento dos pavimentos e teste de novos materiais, podendo assim determinar a melhor escolha e a melhor solução para o problema, especialmente de reforço estrutural, sempre levando em conta a relação custo - beneficio (FRITZEN, 2005).

Para evitar particularidades dos ensaios em pistas experimentais, tem se utilizado em diversos países pelo mundo e, nos últimos anos, no Brasil, simuladores de tráfego móveis, denominados de HVS (*Heavy Vehicle Simulator*), que são deslocados para o local do ensaio, normalmente pistas de pavimentos rodoviários em escala real, em que são executados pequenos trechos experimentais, com dimensões maiores, no entanto, das pistas experimentais. Tais trechos são executados em uma faixa adicional colocada ao lado do pavimento existente ou na própria pista a ser avaliada (VICTORINO, 2008).

O dimensionamento de um pavimento tem como objetivo calcular e/ou verificar espessuras e compatibilizar os materiais de forma que a vida útil do mesmo corresponda a um certo número projetado de solicitações de carga. Em um dimensionamento, espera-se que a estrutura do pavimento seja adequadamente projetada, evitando que se atinjam prematuramente os valores admissíveis de qualquer um dos índices que estime o dano acumulado ou suas condições de serventia.

A condição empírica dos métodos de dimensionamento de pavimentos tem sido tópico de discussão entre os engenheiros rodoviários por muitos anos. Os métodos empíricos se baseiam em regras desenvolvidas a partir de observações e experiência com certos tipos de pavimentos, para certos tipos de materiais de pavimentação e para condições específicas de clima, que não necessariamente as da região do projeto em questão. A maior limitação dos métodos empíricos é que eles não podem ser generalizados com confiabilidade para outras condições senão àquelas para as quais eles foram desenvolvidos (DE SOUZA JUNIOR, 2018).

A análise e o dimensionamento por meio do método mecanístico-empírico trazem algumas vantagens frente às metodologias empíricas de dimensionamento de reforço asfáltico. O método mecanístico-empírico, possibilita um dimensionamento a partir de modelos de previsão da vida útil dos materiais empregados, ao analisar o conjunto dos materiais constituintes e considerar um conjunto de variáveis, tais como as características elásticas de cada material (FRANCO, 2000; FONSECA, 2013).

A necessidade da modelagem mecanística-empírica se dá pela busca constante de se melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar materiais, cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência suficiente, e considerar, também, os efeitos das condições ambientais e de tráfego, diferentes daquelas para as quais os métodos empíricos, ainda utilizados no país, foram desenvolvidos (DE SOUZA JUNIOR, 2018).

Dessa forma, verifica-se neste trabalho a aplicação de novas soluções para estabilização de solos argilosos bem como a validação das previsões obtidas pelo

novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos, nomeado MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar o desempenho de duas pistas distintas de um trecho de pavimento experimental flexível submetidas a um carregamento aplicado por simulador de tráfego móvel do tipo *HVS*, sendo a Pista 01 constituída com solo argiloso estabilizado com 20% de coproduto de aciaria KR na sub-base e solo arenoso melhorado com 3% de cimento Portland na base e a Pista 02 constituída com solo arenoso melhorado com 3% de cimento Portland tanto na sub-base quanto na base. Mais ainda, objetivou-se verificar as previsões de desempenho obtidas pelo novo método de dimensionamento brasileiro MeDiNa.

1.1.2 Objetivos específicos

Para cumprir o objetivo geral desse trabalho, os seguintes objetivos específicos foram definidos:

- Construir duas estruturas de pavimento: Pista 01 com solo argiloso estabilizado com 20% de coproduto de aciaria KR na sub-base e solo arenoso melhorado com 3% de cimento Portland na base e Pista 02 com solo arenoso melhorado com 3% de cimento Portland na base e na sub-base.
- Simular de maneira acelerada o carregamento dinâmico considerando um tráfego previsto para um período de projeto de 10 anos através do uso de tráfego móvel HVS (*Heavy Vehicle Simulator*) sobre cada pista teste durante 3 meses com sobrecarga imposta.
- Acompanhar a evolução do desempenho dos trechos experimentais semanalmente (condições estruturais e funcionais) através de levantamentos das deformações permanentes (ATR) do pavimento utilizando a treliça metálica, de microtextura e de macrotextura do revestimento utilizando o

pêndulo britânico e a mancha de areia, respectivamente, das deflexões no pavimento utilizando a Viga Benkelman e a evolução das trincas de maneira visual utilizando um gabarito metálico.

- Verificar as previsões de desempenho segundo dimensionamento do pavimento pelo método MeDiNa
- Estimar a tendência de desempenho da estrutura ensaiada.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Além do presente capítulo de introdução, essa dissertação está organizada com os seguintes capítulos:

- Capítulo 2: Apresenta uma revisão bibliográfica sobre a situação dos pavimentos brasileiros, os materiais e tipos de estabilização de solos utilizados na pavimentação, a fabricação de aço e consequente geração de resíduos e coprodutos pela indústria siderúrgica, avaliações estruturais e funcionais das rodovias e métodos de dimensionamento dos pavimentos.
- Capítulo 3: Aponta os materiais e métodos utilizados neste trabalho;
- Capítulo 4: Expõe os resultados obtidos e as análises de todos os ensaios realizados no programa experimental e pelo método de dimensionamento MeDiNa;
- Capítulo 5: Descreve as conclusões obtidas através das análises realizadas ressaltando as principais contribuições da pesquisa, assim como sugestões para trabalhos futuros;
- Capítulo 6: Indica as referências bibliográficas utilizadas na elaboração deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PAVIMENTAÇÃO

O modal rodoviário representa aproximadamente 60% do transporte de cargas no Brasil, sendo assim, a pavimentação de estradas e rodovias tem um peso importante na economia (BERNUCCI *et al.,* 2010). A extensão total da malha rodoviária brasileira atualmente é de 1.720.756 km, sendo que a extensão pavimentada é de apenas 211.468 km, o que equivale a 12,2% da malha total (CNT, 2017a).

Segundo Bernucci *et al.* (2010), o modal de transporte rodoviário encontra-se em parte em estado deficiente, sendo os investimentos nas rodovias prioritários, não por ser o mais utilizado, mas por exigir menos investimento quando comparado aos demais modais de transporte.

O problema da pouca atenção dada nas últimas décadas para a infraestrutura rodoviária é acentuado pelo fato de grande parte das rodovias pavimentadas existentes terem sido construídas em uma época em que, até mesmo pelos critérios de projetos adotados nesse período, pouca atenção e estudos eram dados à qualidade dos materiais constituintes do pavimento, bem como à estrutura projetada.

Para atender às solicitações impostas pelo tráfego, a estrutura de um pavimento é constituída de várias camadas que devem suportar as tensões verticais e distribuí-las, limitando também as deformações de maneira a garantir o desempenho da via (CNT, 2017b).

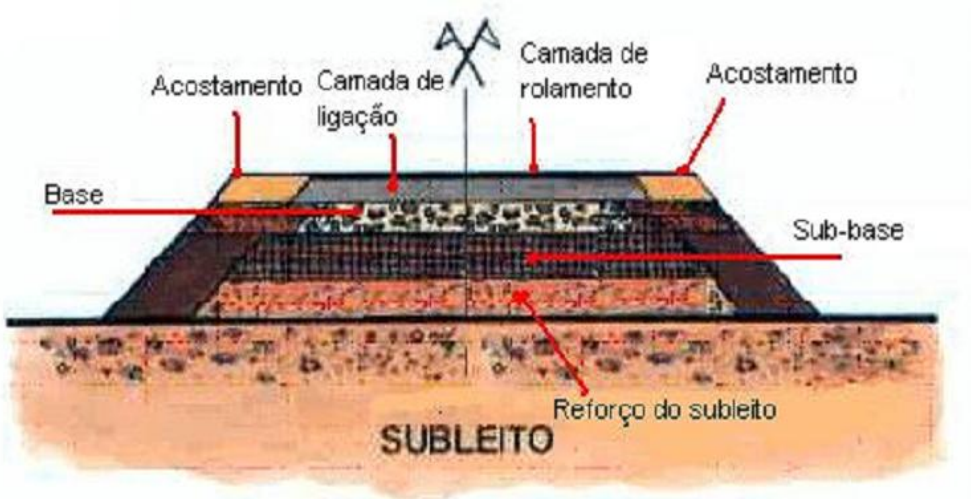
O pavimento é composto pelas seguintes camadas:

- Revestimento: que tem a função de impermeabilizar o pavimento, melhorar o conforto do rolamento, resistir à derrapagem e aos esforços causados pelo tráfego e pelo intemperismo
- Base: tem a função de aliviar a tensão nas camadas inferiores distribuindo-as, permitir a drenagem das águas que irão infiltrar nos pavimentos (por meio dos drenos) e resistir às tensões e as deformações.

- Sub-base: tem as mesmas funções da base e a complementa. Sua função principal é reduzir a espessura da base, gerando economia para a construção.
- Reforço do subleito: tem a função de melhorar a qualidade do subleito e regularizar a espessura da sub-base

A Figura 1 ilustra a estrutura de um tipo de pavimento rodoviário, destacando-se as diversas camadas que o constitui.

Figura 1 – Camadas existentes em um pavimento

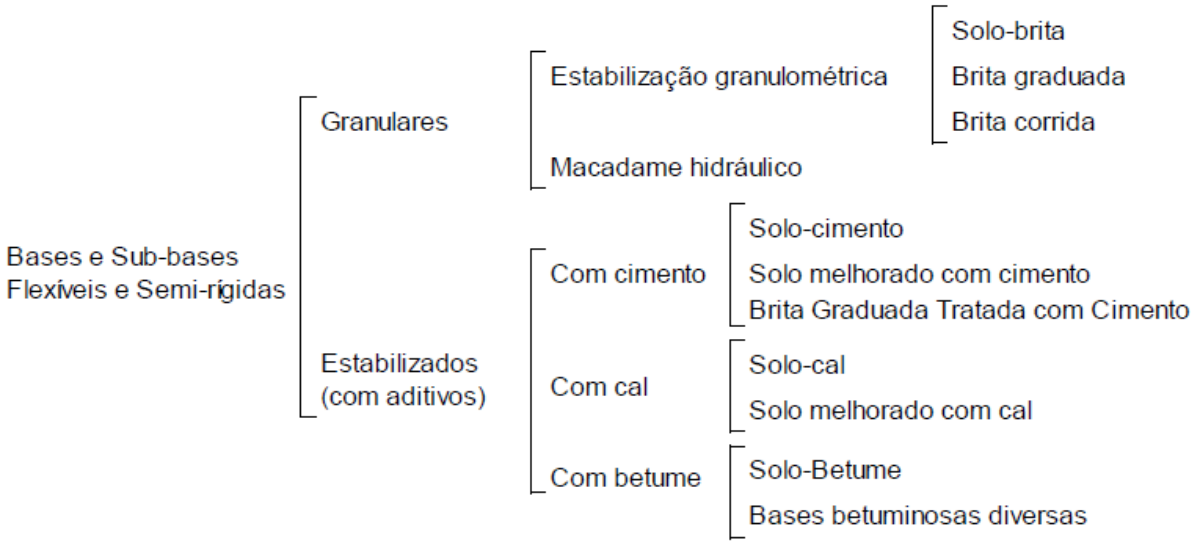


Fonte: Gama (2014)

2.1.1 Materiais para pavimentação

De acordo com Senço (1997), os pavimentos podem ser classificados como pavimentos rígidos ou flexíveis conforme o material empregado na sua composição (Figura 2), o primeiro com características pouco deformáveis constituído principalmente de concreto de cimento, enquanto que o outro possui características de suportar deformações até um certo limite sem se romper.

Figura 2 – Materiais tradicionalmente usados em camadas de pavimento



Fonte: Adaptado de DNIT (2006)

O Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT, 2006) classifica os pavimentos em:

- Rígido: o revestimento que possui uma rigidez elevada em relação às camadas inferiores, de forma a absorver praticamente todas as tensões impostas pelo tráfego. Tem-se como exemplo o pavimento constituído por lajes de concreto Portland.
- Flexível: a estrutura em que todas as camadas, sob um carregamento aplicado, sofrem deformações significativas, distribuindo a carga em parcelas aproximadamente iguais entre seus componentes. Pavimentos com base granular (brita graduada, macadame) ou com base sobre solo pedregulhoso revestida por camada asfáltica.
- Semirrígido: é caracterizado por conter camadas cimentadas por algum tipo de aglutinante, como por exemplo a brita graduada tratada com cimento como base ou sub-base, revestida por uma camada asfáltica.

Para definição dos materiais que irão constituir cada uma das camadas do pavimento, empregam-se critérios de seleção, tomando como base as características dos materiais disponíveis. De uma forma geral, os materiais devem apresentar boa resistência mecânica e durabilidade, de forma a suportar a ação do tráfego e intempéries, rigidez elevada sendo susceptível a deformações elásticas

e/ou plásticas pequenas e permeabilidade adequada à função da camada da estrutura do pavimento em que serão empregados (CNT, 2017b).

No Brasil, o uso de pavimentos do tipo flexível é predominante. Em rodovias sob ação de tráfego pesado, emprega-se na camada de revestimento misturas asfálticas densas, muitas vezes utilizando ligantes asfálticos modificados. Para as camadas inferiores, de base e sub-base, espera-se, por razões econômicas, que se faça uso de solos presentes nas áreas de empréstimo ou jazidas próximas. No entanto, por ser um país tropical, localizado na sua maioria abaixo do Equador, possui predominância de solo argiloso laterítico cujas características muitas vezes não atendem aos critérios normativos para uso em pavimentação e terraplanagem e dessa forma se faz necessária o uso de técnicas para melhoramento e estabilização de solos.

2.1.2 Estabilização e melhoramento de solos

Segundo Cristelo (2001) o solo natural constitui-se de um material complexo e variável e quase sempre inviável para ser utilizado em conformidade com as normas técnicas e os requisitos necessários. Assim, caso a utilização do solo seja necessária uma alteração das suas propriedades tem de ser feita criando assim um novo material que atenda as características e propriedades previstas para as camadas de base e sub-base. Esse processo é denominado estabilização de solos, sendo uma alternativa viável e menos onerosa.

Medina e Motta (2004 apud López, 2011) afirmam que a estabilização visa, geralmente, modificar a resistência ao cisalhamento, permeabilidade e a compressibilidade dos solos. No entanto, para Kézdi (1979), a estabilização de solos não deve ser confundida com um processo de solidificação sem alteração da estrutura. O autor diz que a estabilização produz um novo material, capaz de resistir as condições climáticas e de tráfego.

Guimarães (2002 apud López, 2011) divide as técnicas de estabilização em dois grupos principais:

- Estabilização mecânica: adição, subtração ou substituição de certas quantidades das frações constituintes do solo natural, com posterior compactação.
- Estabilização química: mistura com aditivos, cal, cimento Portland, escória ou betume e posterior compactação.

Dentre os métodos de estabilização mecânica, o mais destacado e utilizado é a estabilização mecânica por compactação. Outro processo também muito conhecido de estabilização mecânica é a correção granulométrica. No Brasil, o inicio da utilização da técnica de correção granulométrica na pavimentação ocorreu no estado de São Paulo, a partir da década de 60, com misturas solo-agregado. Durante o período, a experiência estrangeira foi absorvida pelos técnicos nacionais, permitindo avanços no desenvolvimento da pavimentação rodoviária. Nesta época, foram usados os materiais locais: pedregulhos de cava ou de rio, pedregulhos de granitos alterados (salmorão), com finalidade corretiva, a fim de atender aos requisitos exigidos pelos critérios das camadas aos quais se destinavam (SERRA, 1987 apud OLIVEIRA, 2018).

A estabilização química consiste na adição de outros materiais a fim de provocar alterações, por meio de reações químicas, que modificam as propriedades do solo, principalmente sua resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade. Gidigasu (1976, apud MACHADO et al., 2003) aponta os fatores que mais influenciam na estabilizacao química de solos:

- Tipo de solo: propriedades físico-químicas e mecânicas;
- Material estabilizante: quantidade e propriedades intrínsecas de cada material;
- Mistura de solo resultante: método de mistura empregado, umidade ótima da mistura, tempo de cura do produto estabilizante na misturas; e
- Compactação: umidade ótima, método e grau de compactação.

Muitos agentes químicos podem ser empregados, como cloreto de sódio, cloreto de cálcio, cimento Portland, cal, entre outros. A escolha do tipo depende de fatores técnicos e econômicos, inerentes a cada projeto (LIU e EVETT, 2004). Medina (1987

apud Malko, 2015) diz que a mistura solo e estabilizador pode formar uma matriz contínua no solo. Quando esta matriz é formada o agente estabilizador preenche todos os poros fazendo com que as partículas do solo funcionem como um material de preenchimento. Sendo assim para a autora as propriedades mecânicas predominantes são as do agente estabilizador.

2.1.2.1 Mecanismos químicos envolvidos na estabilização

Segundo Oliveira (2018), o agente estabilizador empregado, o tipo de solo e as condições sobre as quais eles estão submetidos variam os processos que promovem a estabilização química.

No caso do cimento Portland - composto principalmente por tri-cálcico C_3S ($3CaO.SiO_2$) e o silicato bi-calcico C_2S ($2CaO.SiO_2$) - as reações que promovem o ganho de resistência são as ditas reações primarias e secundárias. Essas reações geram o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e aluminato de cálcio hidratado (C-A-H), compostos responsáveis pela resistência.

$$\text{Cimento} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{C} - \text{S} - \text{H} + \text{Ca(OH)}_2 \quad (1)$$

$$\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{Ca}^{++} + 2(\text{OH})^- \quad (2)$$

$$\text{Ca}^{++} + 2(\text{OH})^- + \text{SiO}_2 \rightarrow \text{C} - \text{S} - \text{H} \quad (3)$$

$$\text{Ca}^{++} + 2(\text{OH})^- + \text{Al}_2\text{O}_3 \rightarrow \text{C} - \text{A} - \text{H} \quad (4)$$

As reações primárias advêm da interação do cimento com água, são a hidratação (Equação 1) e hidrólise (Equação 2). Nessa fase, o C-S-H e a portlandita (C-H, $Ca(OH)_2$) são formados pela hidratação do cimento, elevando o pH para cerca de 12. A hidratação do cimento também gera o trissulfato hidratado, C_6ASH_{32}, conhecido como cristais prismáticos de etringita. A etringita transforma-se eventualmente em monossulfato hidratado, C_4ASH_{18}, que se apresenta na forma de cristais de placas hexagonais (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

No início, os produtos gerados são gelatinosos e amorfos. Com o passar do tempo ocorre a cristalização dos minerais e enrijecimento dos compostos, aumentando a

resistência. As reações secundárias ocorrem da interação do cálcio, liberado pelas reações primarias, com a sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) presentes no solo, formando novamente C-S-H e agora também C-A-H (Equação 3 e Equação 4).

No caso da cal, a estabilização baseia-se inicialmente na troca catiônica entre seus componentes e os argilo-minerais. A grande concentração de cálcio presente causa floculação das partículas da argila, reduzindo a expansibilidade e a plasticidade do solo. Quando em alta concentração, a cal provoca também reações pozolânicas entre os minerais do solo, cálcio da cal e água, dando origem aos componentes cimentícios, como o C-S-H, o C-A-H e alumino-silicatos de cálcio hidratado (C-A-S-H). As pozolanas responsáveis pelo processo são materiais silicosos ou silico-aluminosos que, na presença de água, reagem com o hidróxido de cálcio a temperatura ambiente formando composto com propriedades ligantes (NBR 12653, ABNT, 2015).

2.1.2.2 Estabilização de Base e Sub-base utilizando cimento Portland

Quando se adiciona um ligante hidráulico à massa de solo e com a presença da quantidade adequada de água, ocorrem três reações principais: i) trocas catiônicas, ii) floculação e iii) aglomeração e reações pozolânicas. Dentre os ligantes hidráulicos, os mais comumente empregados são a cal e o cimento Portland. O cimento Portland é aplicado desde o século XIX. As misturas de solo com cimento são consideradas de uso tradicional e escopo de diversas normas nacionais. Como agente estabilizante, popularizou-se no começo do século vinte em misturas de solo e materiais tradicionais para pavimentação nos Estados Unidos (ZHU e LIU, 2008).

De acordo com o percentual de cimento utilizado, são estabelecidas três categorias na estabilização de solos com cimento. São elas:

- Solo-cimento: material endurecido pela cura de uma mistura íntima entre o solo e cimento (5 a 10%), sendo esse endurecimento avaliado por critérios de durabilidade e resistência à compressão.

- Solo modificado ou melhorado: um material parcialmente endurecido devido a utilização de baixo teor de cimento (menor que 5%). É avaliado por meio dos índices físicos e pela capacidade de suporte.
- Solo-cimento plástico: Difere-se pelo fato de utilizar uma quantidade grande de água de modo que a mistura tome a consistência de uma argamassa.

A dosagem da quantidade de cimento na mistura deve ser feita de acordo com a norma NBR 12253/2012 – Solo-cimento: dosagem para emprego em camada de pavimento. Nesta norma a quantidade de cimento é determinada a partir de ensaios de compressão simples em corpos de prova compactados. A quantidade de cimento deve ser tal que a mistura alcance 2,1 MPa ao sete dias de cura.

De acordo com a norma 11 do DER-PR (2005), a mistura de solo melhorado com cimento deve apresentar resistência à compressão simples, aos sete dias de idade, entre 1,2 e 2,1 Mpa.

Ho et al (2017), investigaram os efeitos da carbonatação, teor de água e reação pozolânica sob a condição de secagem no desenvolvimento de resistência de solos tratados com cimento. Dois tipos de amostras de solo (isto é, mistura de areia e mistura de areia e marga) foram curados sob condições de conteúdo de água selada, secagem e mudança. A resistência à compressão medida dos solos sob a condição de secagem foi maior do que sob a condição selada por causa da carbonatação e sucção. A relação entre a força e o teor de água sob a condição de secagem foi estabelecida. O progresso das reações químicas nos solos também foi avaliado. As contribuições da hidratação do cimento, carbonatação, reação pozolânica e sucção para o desenvolvimento de força sob a condição de secagem foram então analisadas quantitativamente. Os resultados indicaram que não apenas a hidratação do cimento e as reações pozolânicas, mas também a carbonatação e alterações no teor de água, contribuíram substancialmente para o desenvolvimento de resistência dos solos tratados com cimento.

Um estudo realizado por Sharma et al (2018) abordou os problemas associados à falha do solo que ocorrem durante a construção e ampliação de estradas e rodovias na área de interesse. As amostras de solo, que foram coletadas da área de estudo, foram estabilizadas usando dois tipos de aditivos prontamente disponíveis, cal e

cimento. Os resultados do estudo indicaram a dependência das propriedades geotécnicas e microestruturais do tipo de aditivo utilizado. A análise comparativa sugere que o cimento teve uma influência relativamente maior no comportamento mecânico do solo quando comparado ao da cal. Além disso, a resistência à compressão das amostras que foram curadas por 28 dias aumentou quase quatro a seis vezes em relação à amostra não tratada, sugerindo a influência do tempo de cura nos parâmetros de resistência. O aumento da resistência à compressão pode ser atribuído às transformações químicas que ocorrem no solo na adição de aditivos. A troca catiônica e as reações pozolânicas resultaram na formação de compostos cimentícios na matriz do solo, o que foi observado através da análise de difração de raios X (DRX), microscopia eletrônica de varredura (MEV) e espectroscopia de infravermelho por transformada de Fourier (FTIR). Este estudo sugeriu que a resistência satisfatória pode ser alcançada com a adição de 5% de aditivos à mistura do solo, o que economiza o custo de estabilização subsequente.

Ojuri et al (2017) utilizaram cal-cimento como um ligante estabilizador na proporção de 1:2 para o tratamento de misturas de Rejeitos de Mina de Solo Laterítico (LMT). As características de resistência e o impacto ambiental da mistura de ligas de rejeito de solo e mina laterítica na construção de rodovias foram avaliadas por meio de uma série de testes de laboratório. Os resultados dos testes geotécnicos mostraram que as propriedades da amostra de solo melhoraram com a adição de rejeitos de minas e ligantes. Houve um aumento na densidade seca máxima com uma diminuição no teor ótimo de umidade. Houve também um aumento na força do solo laterítico, isso foi evidente a partir dos valores de CBR e resistência à compressão não confinada. A avaliação do desempenho ambiental foi determinada pelo teste de lixiviação, realizado na amostra LMT para determinar a capacidade do aglutinante em reter metais pesados. Os resultados do teste de lixiviação mostram que o aglutinante foi capaz de reduzir os metais pesados no lixiviado abaixo do nível regulatório, com exceção do bário e do cromo. Análises mineralógicas feitas nas amostras lixiviadas revelaram que o aglutinante foi capaz de imobilizar os minerais de rejeito de minas que poderiam afetar adversamente o ambiente na matriz do solo.

Ho et al (2018) investigaram o desenvolvimento de resistência de solos tratados com cimento considerando não apenas as interações entre a hidratação do cimento e a reação pozolânica, mas também o processo de carbonatação. De fato, as mudanças

químicas e microestruturais nos solos tratados com cimento são devidas à carbonatação combinada com reações anteriores e nenhum estudo levou em consideração todos os processos ao mesmo tempo. Três tipos de amostras de solo (especificamente, misturas de areia, barro-areia e bentonita-areia) foram curadas sob condições seladas e de secagem e sua resistência à compressão não-confinada, propriedades microestruturais e químicas subsequentemente medidas ao longo do tempo. Sob condições de secagem, os comportamentos variaram com a mineralogia do solo. A resistência à compressão de todas as misturas aumentou significativamente com a diminuição do total de microporos induzido pelos efeitos de carbonatação e sucção. Entretanto, na mistura areia-argila sob secagem a longo prazo, a resistência à compressão permaneceu constante ou ligeiramente diminuída após 28 dias, correlacionando-se com o aumento do grande poro capilar causado pelo encolhimento da bentonita e carbonatação. Estes resultados revelaram que a carbonatação pode ter impactos positivos e negativos no desenvolvimento de resistência de solos tratados com cimento.

Praticamente qualquer tipo de solo pode ser estabilizado quimicamente. Entretanto os solos mais indicados são àqueles que apresentam percentual de areia entre 45% e 50% e ausência de matéria orgânica (Portland Cement Association, 1969, apud SOUZA et al., 2008). Sabe-se que a matéria orgânica retarda a hidratação do cimento, por absorver os íons de cálcio liberados durante a hidratação, comprometendo as reações secundárias do cálcio liberado com o dióxido de silício (SiO2) e a alumina (Al2O3) do solo, que também são responsáveis pelo ganho de resistência (INGLES e METCALF, 1972 apud FOPPA, 2001).

2.1.2.3 Estabilização de Base e Sub-base utilizando escória de aciaria KR

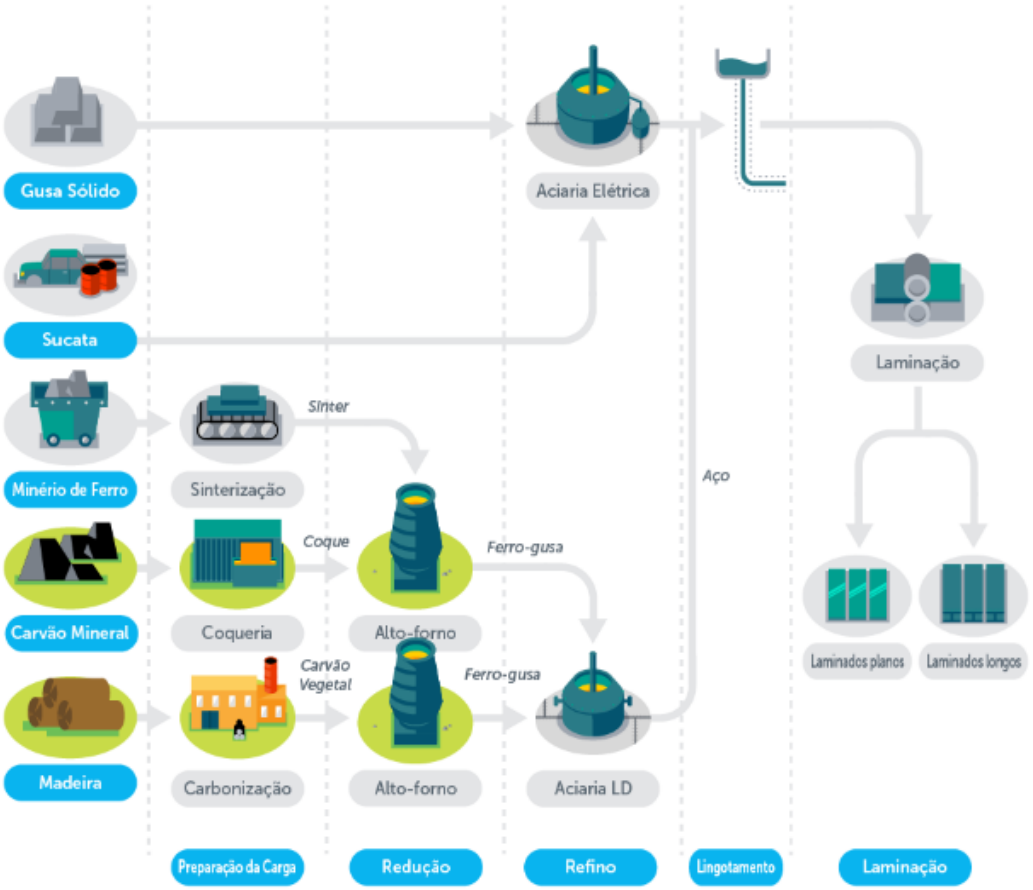
A siderurgia brasileira tem atuação forte no mundo, sendo responsável, nos anos de 2014 e 2015, por 2,1% da produção mundial, ocupando assim o posto de oitavo maior produtor mundial. Já no cenário da América Latina o Brasil, nesses mesmos anos, foi responsável pela produção de 52,3% do aço bruto (IAB, 2017).

O Instituto Aço Brasil (2017) mostrou que no ano de 2015 a produção de aço bruto no Brasil foi de 33,3 milhões de toneladas. Além do aço gerado, durante o processo são gerados diversos outros coprodutos resultantes do beneficiamento do ferro bruto utilizado como matéria-prima do aço.

Há, basicamente, duas rotas tecnológicas para produção de aço, com algumas possíveis variações e combinações: produção de aço usando majoritariamente minério de ferro e uma pequena proporção de sucata metálica (usinas integradas) e produção de aço que utiliza basicamente a sucata (usinas semi-integradas).

As usinas integradas podem utilizar dois tipos de agentes redutores: carvão mineral (usinas integradas a coque) e carvão vegetal (usinas integradas a carvão vegetal). Estas operam as três fases básicas de produção: redução, refino e laminação. Já as usinas semi-integradas operam apenas as fases de refino (via forno elétrico a arco – EAF) e laminação, conforme demonstrado na Figura 3.

Figura 3 – Esquema da produção do aço



Fonte: IAB (2017)

Segundo Baltazar (2001), o processo de transformação do ferro em aço pode ser dividido em três etapas, são elas:

- Redução: transformação do ferro em gusa, no alto-forno, e substituição do oxigênio do ferro por carbono.
- Refino: ocorre na aciaria onde o gusa sofre a queima das impurezas presentes no material e adição de componentes químicos para melhora de qualidade.
- Laminação ou lingotamento: etapa onde o aço é transformado em chapas, grossas e finas, e enrolados em bobinas de acordo com a necessidade do cliente.

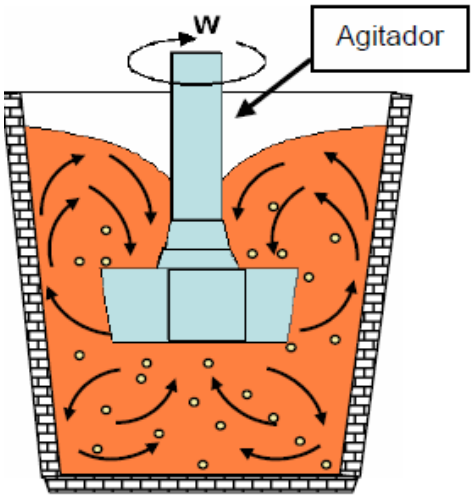
Os processos de redução e refino geram cada um, um tipo de escória. As escórias de alto forno são expressas em óxidos tendo como principais constituintes a sílica, a alumina, o cálcio e magnésio, dentre outras composições dependendo do tipo de resfriamento ao qual a escória foi submetida. Já as escórias de aciaria são obtidas durante o processo de transformação do ferro gusa (líquido) em aço pela adição de componentes que oxidarão as impurezas presentes no material, como silício, fósforo e enxofre (GONÇALVES, 2016).

De acordo com Gonçalves (2016), no decorrer do processo de transformação do ferro em aço, são geradas quantidades de enxofre indesejáveis para a qualidade do aço produzido. O aço torna-se mais suscetível a trincas longitudinais e tem a sua resiliência transversal diminuída com o aumento da concentração do enxofre (KIRMSE, 2006), sendo necessário um processo para que se retire o excesso. Dessa necessidade surgiram técnicas para retirar o enxofre presente no aço, i.e., dessulfuração do gusa.

Um dos processos de dessulfuração do gusa ocorre em reatores denominados Reatores Kambara (*Kambara Reactor* – KR). Nesse reator, o gusa é misturado a agentes dessulfurantes (barrilha, cal, calcário, magnésio, etc) e depois, por agitação mecânica de paletas, o dessulfurante é misturado ao gusa (Figura 4). A escória resultante deste processo, denominada escória KR, se forma pela diferença de densidade. A Figura 5 mostra o aspecto de uma amostra de escória KR obtida em uma siderúrgica local. No Brasil este processo de dessulfuração é empregado pela

Indústria Siderúrgica Gerdau, localizada no estado de Minas Gerais, e pela Indústria Siderúrgica Arcelor Mittal Tubarão, localizada no município de Serra-ES, região metropolitana da Grande Vitória.

Figura 4 – Esquema do reator KR



Fonte: Kirmse (2006)

Figura 5 – Escória KR

Fonte: Acervo Pessoal

Segundo Rohde (2002), a utilização da escória de aciaria como agregado para fins de pavimentação, vem ganhando espaço competindo diretamente com areia e brita por conta de sua elevada dureza, durabilidade e resistência. Gonçalves (2016) afirma que essas características fazem da escória de aciaria um bom material para se utilizar em camadas de pavimentos, e são devidas à cimentação ocorrida às escórias quando em contato com a água.

A principal referência normativa para o uso de escórias de aciaria em obras de pavimentação é a norma DNER-EM 262/94 – Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários – que recomenda que este material apresente as seguintes propriedades:

- Potencial de expansão máximo de 3%, segundo ensaio de PTM 130.
- Isenção de impurezas orgânicas, de contaminação ou outros materiais prejudiciais.
- Composição granulométrica com 40% das partículas com dimensão de até 1,27 cm e 60% das partículas com dimensões de 1,27 cm até 5,08 cm, atendendo a especificações de projeto.
- Valores de absorção de água de 1% a 2% em peso.
- Valores de massa específica entre 3 g/cm³ e 3,5 g/cm³.
- Valores de massa unitária entre 1,5 kg/cm³ a 1,7 kg/cm³.
- Valores de desgaste por abrasão Los Angeles inferiores a 25%.
- Perda de durabilidade ao sulfato de sódio inferiores a 5%.

Um dos maiores entraves quanto à utilização da escória de aciaria na construção rodoviária é o potencial expansivo, devido a certos compostos presentes no material. Dentre os compostos volumetricamente instáveis, destacam-se o CaO e o MgO que são indesejáveis numa estrutura de pavimentação por proporcionar o aparecimento de trincas e fissuras que podem comprometer a estrutura. O alto teor de óxido de cálcio presente nas escórias de aciaria pode comprometer sua utilização em bases e sub-bases de rodovias (TESSSARI, 2015).

A estabilização do processo expansivo só é alcançada ao longo do tempo e com a hidratação/carbonatação completa dos óxidos presentes na escória de aciaria. Essa hidratação é obtida com tempo de estocagem adequado e exposição do material à umidade, temperatura e gás carbônico (CO_2) (RODRIGUES, 2007).

Existem diversos ensaios para determinação da expansibilidade de coprodutos de aciaria. Entre eles, destacam-se os métodos Pennsylvania Testing Method (PTM) - 130/78, Japanese Industrial Standard (JIS) A 5015/92 e ASTM D 4792/00, desenvolvidos nos Estados Unidos e no Japão. Todos eles avaliam a expansão da escoria a partir de corpos-de-prova moldados e imersos em água quente.

Apesar de certa resistência inicial em razão de sua instabilidade volumétrica, o uso das escórias de aciaria em camadas de pavimentos rodoviários sofreu um ligeiro aumento no ultimo ano (Instituto do Aço Brasil, 2017). Diversas pesquisas têm obtido êxito em mostrar o potencial do uso desse material para pavimentação, seja como agregado (TARAZONA, 2016; SOUZA, 2008; AUTELITANO e GIULIANI, 2016; ROHDE, 2002; SCHUMACHER, 2018; AZEREDO, 2018; TAVARES, 2012) ou estabilizante químico (ORTEGA-LOPEZ et al.,2004).

A elaboração da NBR 16364 (ABNT, 2015) e a reclassificação fiscal da escoria de aciaria na Nomenclatura Comum do Mercosul 2517.20 como macadame foram importantes incentivos ao uso do material (IAB, 2017).

Em relação ao uso do coproduto KR na pavimentação, ainda há poucas publicações na literatura. Sheng et al. (2014) realizaram ensaio de caracterização (DRX, MEV, granulometria) para sua aplicação como agente neutralizador básico em águas acidas resultantes de mineração. Tong et al. (2016) o caracterizaram com o objetivo de promover sua valorização e mostrar seu potencial para a reutilização.

Golçalves (2016) analisou através de ensaios laboratoriais o comportamento de misturas compostas por dois tipos de solos, coletados próximos à região metropolitana de Vitória e estabilizados pelo coproduto de aciaria KR e pelo polímero supressor de poeira PDC. Para isto foram realizados ensaios de capacidade de suporte, compactação e Índice de Suporte Califórnia e ensaios de resistência mecânica, compressão axial e compressão diametral. Para a amostra de escória foram realizados os ensaios para determinação do potencial expansivo, PTM 130 e o ensaio criado especificamente para este tipo de material, conhecido como *Steam Test.*

Nesse estudo ele chamou de solo S01 uma areia siltosa bem graduada com pedregulho e o solo S02 uma areia-argilosa com pedregulho. Se o solo era misturado com o aditivo acrescentava-se a letra “P” na nomenclatura e se fosse misturado a escória KR acrescentava-se as letras “KR” na nomenclatura. Como amostras foram preparadas misturas com 20% de escória em relação a massa de solo e 20% de polímero em relação à quantidade de água utilizada nas amostras compactadas, conforme Quadro 1.

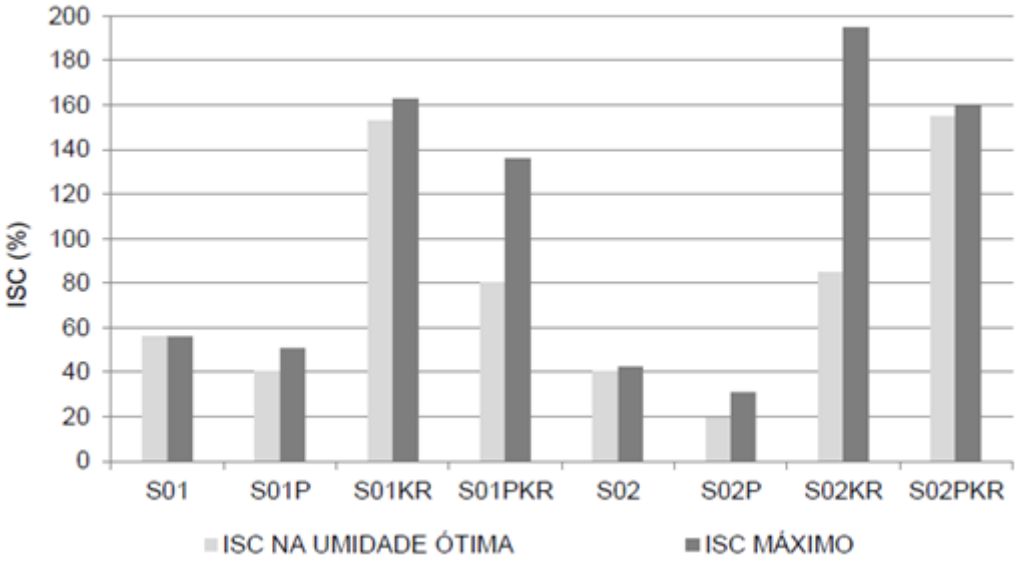
Quadro 1 – Composição percentual das amostras

AMOSTRAS	SOLO S01 (%)	SOLO S02 (%)	ESCÓRIA KR (%)	POLÍMERO PDC (%)
S01	100	0	0	0
S02	0	100	0	0
S01P	100	0	0	20
S02P	0	100	0	20
S01KR	80	0	20	0
S02KR	0	80	20	0
S01PKR	80	0	20	0
S02PKR	0	80	20	20

Fonte: Gonçalves (2016)

Os resultados mostram que a incorporação da escória KR gera grande aumento na capacidade de suporte e na resistência dos solos analisados, conforme Figura 6.

Figura 6 – Resumo dos valores de ISC para os solos e misturas

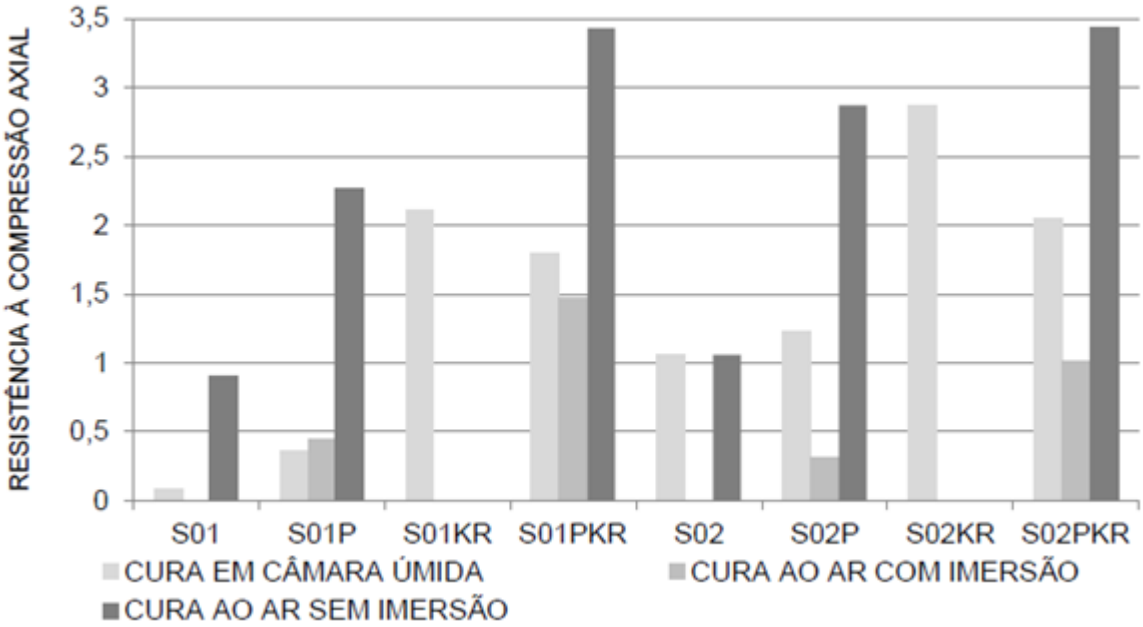


Fonte: Gonçalves (2016)

A incorporação do polímero PDC é condicionada pelo processo de cura ao qual a mistura solo-polímero é submetida. Foram adotados dois processos de cura para as amostras que foram incorporadas com o polímero PDC. O primeiro processo de cura foi realizada em câmara úmida e o segundo ao ar para que houvesse secagem do polímero como recomenda o fabricante do produto. Os ensaios mostraram que as

amostras curadas em câmara úmida não atendiam aos parâmetros de projeto mínimos exigidos. Porém nas amostras curadas ao ar atenderam a resistência mínima exigida para solos cimentados, conforme Figura 7.

Figura 7 – Resumo dos valores de resistência à compressão axial



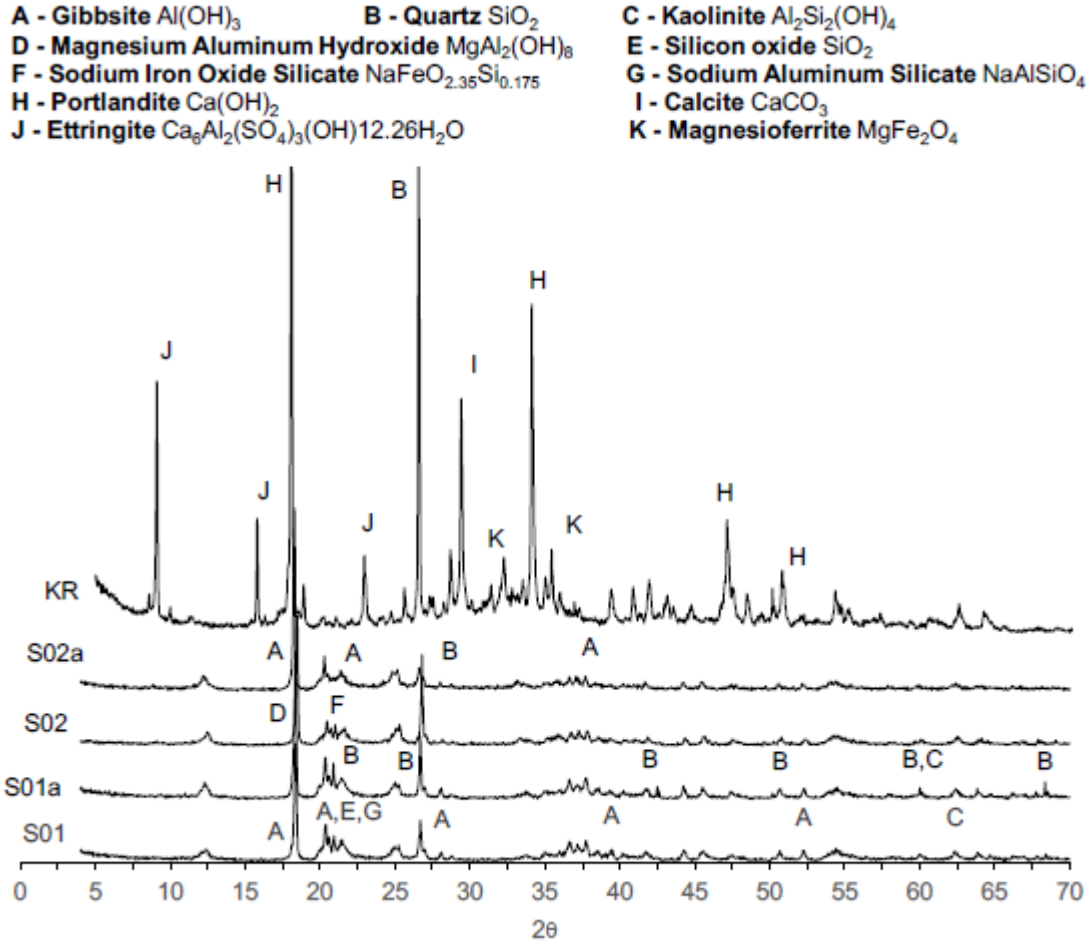
Fonte: Gonçalves (2016)

Assim concluiu que a estabilização promovida pelo polímero PDC só é possível se houver um tempo de secagem e a evaporação do polímero da mistura solo-polímero.

Oliveira (2018), dando continuidade ao trabalho de Gonçalves (2016), procurou entender os mecanismos que levavam a estabilização de solos pelo coproduto de aciaria KR, podendo ser químicos ou mecânicos (por correção granulométrica). A autora avaliou misturas variando o tipo de solo e percentual de adição de coproduto KR (10%, 20% e 30%). Foram feitas análises mineralógicas (difração de Raios-X - DRX), química (fluorescência de Raios-X - FRX), pozolanicidade e ensaio de expansão PTM em amostras de escória KR, além dos ensaios mecânicos (Índice de Suporte Califórnia e Modulo de Resiliência) em misturas de solo-KR e características microestruturais com ensaio de microscopia eletrônica de varredura.

Conforme a Figura 8, os principais minerais encontrados nas amostras dos solos que a autora analisou no estudo foram gipsita (Al(OH)3) e compostos de silício, seja na forma do quartzo, e ou ainda na forma de oxido de silício, observado no solo S1. O solo argiloso apresentou caulinita (Al2Si2(OH)4), argilomineral de estrutura 1:1, sem caráter expansivo e bastante frequente nos solos brasileiros.

Figura 8 – Diagrama experimental de amostra dos materiais com os respectivos minerais identificados



Fonte: Oliveira (2018)

Com o ensaio de DRX, Oliveira (2018) verificou que o coproduto apresenta picos de cristalinidade bem definidos. Os principais minerais identificados foram: porltlandita ($Ca(OH)_2$), quartzo (SiO_2), calcita ($CaCO_3$), etringita ($Ca_6Al_2(SO_4)_3(OH)_{12}.26H_2O$) e magnesioferrita ($MgFe_2O_4$). Picos de menores intensidades indicaram igual a possível presença de calciocopiapita ($Ca_6Fe_2(SO_4)_3(OH)12xH_2O$), magnetita ($FeFe_2O_4$) e wustita (FeO). A presença da magnetita e wustita e esperada por se tratarem de produtos das reações de oxidação e hidratação do ferro metálico (Fe0).

Portlandita e resultante da hidratação da cal livre residual do processo siderúrgico e a calcita, da carbonatação da portlandita. Sabe-se que a portlandita e a etringita são compostos gerados pelas reações de hidratação do cimento, dita reações primarias. Na estabilização com cimento, o cálcio da portlandita reage com os componentes do solo gerando compostos responsáveis pelo ganho de resistência. A etringita, por sua vez, cristaliza-se, conferindo maior resistência a mistura e preenchendo possíveis poros.

No ensaio de FRX verificou-se a presença de cal e de componentes com ferro que eram inerente ao processo, pois esses são ingredientes adicionados ao longo da produção do aço. Conforme mostrado no Quadro 2 , o coproduto de aciaria KR apresentou teores de cal livre (da ordem de 40%) e baixo valor teor de periclasio. Esses dois compostos são os principais responsáveis pelo caráter expansivo dos coprodutos siderúrgicos. A concentração mais baixa de periclasio poderia então justificar a menor instabilidade volumétrica do coproduto KR quando comparado com os demais coprodutos siderúrgicos, observada por Gonçaves (2016).

Quadro 2 – Análise semiquantitativa na forma de óxidos dos elementos por FRX

Óxidos	**KR**
Na_2O	0,12
MgO	2,70
Al_2O_3	5,10
SiO_2	14,60
P_2O_5	0,51
SO_3	3,80
K_2O	< 0,10
CaO	44,80
TiO_2	0,33
MnO	1,70
Fe_2O_3	26,00
SrO	0,11

Fonte: Oliveira (2018)

Em relação a pozolanicidade Oliveira (2018) verificou também que o coproduto não atendia ao teor de SiO2+Al2O3+Fe2O3 e aos requisitos físicos. Logo, conclui-se que ele não pode ser empregado como material pozolanico para cimento Portland em concreto, argamassa e pasta. Mesmo não atendendo a alguns dos parâmetros

exigidos, os resultados, exceto pela atividade pozolanica com cal, aproximam-se dos limites, conforme mostrado no Quadro 3.

Quadro 3 – Resumo dos resultados para o coproduto KR

Parâmetro		Limite	Resultado	Situação
Químico	SiO_2+Al_2O_3+FeO_3 (%)	≥ 50	45,7	Não atende
	SO_3 (%)	≤ 5	3,8	Atende
	Teor de umidade (%)	≤ 3	2,29	Atende
	Perda da fogo (%)	≤ 6	< 0,1	Atende
	Álcalis disponíveis em Na_2O (%)	≤ 1,5	0,19	Atende
Físico	Material retido na peneira 45 mm (#325)	< 20	22,25	Não atende
	Índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias (%)	≥ 90	79,33	Não atende
	Atividade pozolânica com cal aos 7 dias (MPa)	≥ 6	0,5	Não atende

Fonte: Oliveira (2018)

A autora concluiu que as misturas de solo com coproduto KR apresentaram desempenho comparáveis senão superiores àquelas com adição de cimento Portland nos parâmetros mecânicos avaliados. O coproduto KR apresentou desempenho competitivo, promovendo melhoria na capacidade se suporte para todos os percentuais de adição de KR estudados, e comparáveis aos incrementos de resistência promovidos pela adição de 10% de cimento Portland.

Andrade (2018) avaliou a incorporação da escória KR *in natura* nas proporções de 10, 20, 30 e 40% em Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC). Foi desenvolvido um programa experimental para se determinar as características mecânicas por ensaio de compressão e módulo de resiliência, características mineralógicas por ensaio de DRX e características microestruturais com ensaio de microscopia eletrônica de varredura. Os resultados obtidos indicaram que a utilização do coproduto KR em camadas de Brita Graduada Tratada com Cimento é viável tecnicamente.

Em relação ao ensaio de resistência a compressão aos 28 dias de cura todas as misturas contendo o coproduto KR obtiveram resistência superior a 3,5 MPa, sendo que a BGTCKR20 (adição de 20% de KR) apresentou os melhores resultados em

todos os períodos de cura observados em comparação com as outras misturas com incorporação do coproduto. O BGTCKR20 obteve ainda resultado similar ao observado no traço de BGTC padrão com 3%, conforme mostrado no Quadro 4.

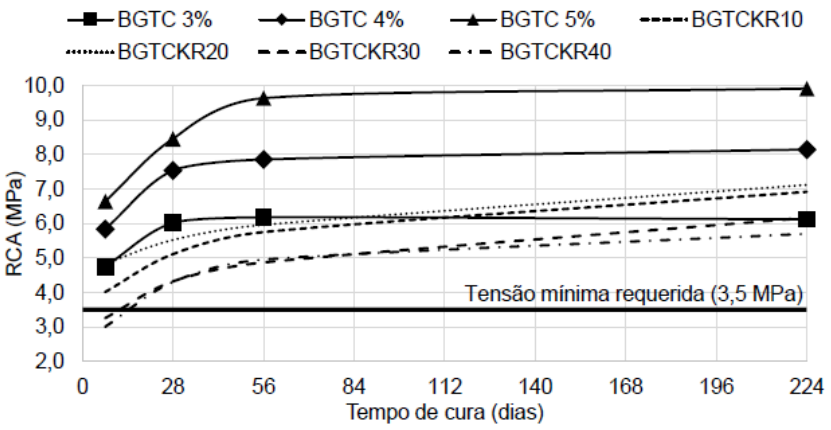
Quadro 4 – Resistência à compressão axial

Traço	RCA aos 7 dias (MPa)	RCA aos 28 dias (MPa)	RCA aos 56 dias (MPa)	RCA aos 224 dias (MPa)
BGTC 3%	4,8	6,0	6,2	6,1
BGTC 4%	5,8	7,5	7,9	8,2
BGTC 5%	6,6	8,5	9,6	9,9
BGTCKR10	4,0	5,1	5,8	6,9
BGTCKR20	4,8	5,5	6,0	7,1
BGTCKR30	3,3	4,3	4,9	6,2
BGTCKR40	3,0	4,3	5,0	5,7

Fonte: Andrade (2018)

Andrade (2018) observou que para os corpos de prova contendo KR foi possível notar que para a mistura com melhor desempenho de resistência inicial (BGTCKR20) houve praticamente os menores incrementos de resistência com o passar do tempo, enquanto que a mistura com o menor desempenho inicial (BGTCKR40) obteve ganhos elevados. Apesar do contraste, os valores de resistência do BGTCKR20 são bem superiores aos da mistura BGTCKR40 e são sempre superiores às outras misturas que contêm o coproduto, conforme ilustrado na Figura 9.

Figura 9 – Ganho do RCA



Fonte: Andrade (2018)

Ao realizar o ensaio de módulo de resiliência, o autor observou que os resultados dos traços com 20 e 30% de incorporação do coproduto apresentam valores de módulo resiliente superiores aos apresentados pelo de BGTC padrão com 4% de cimento, sendo o BGTCKR20 com o melhor desempenho, como mostrado no Quadro 5.

Quadro 5 – Resistência à compressão axial

Traço	MR - Determinado no ensaio (Mpa)	MR - Modelo C (MPa)
BGTC 4%	17634,7	15882,8
BGTCKR10	15682,1	14425,6
BGTCKR20	27996,3	24228,4
BGTCKR30	23936,1	25056,3
BGTCKR40	9333,3	7297,1

Fonte: Andrade (2018)

2.2 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO PAVIMENTO

De acordo com Medina e Motta (2015), a mecânica dos pavimentos define a estrutura de um pavimento como sendo um sistema em camadas finitas sujeito às cargas dos veículos. Por meio de modelos matemáticos implementados em programas computacionais, pode-se realizar os cálculos de tensões, deformações e deslocamentos, tendo como dados de entrada os parâmetros de deformabilidade e/ou ruptura dos materiais. É possível estimar o número de solicitações que levam o revestimento asfáltico à ruptura por fadiga bem como avaliar a evolução das deformações permanentes que podem levar a ruptura plástica.

Diversos fatores influenciam na mecânica dos pavimentos, no dimensionamento e na durabilidade da estrutura. Dentre estes fatores estão o tráfego aplicado sobre o pavimento, o clima da região onde está a estrutura e os materiais empregados nas camadas do pavimento (DOS SANTOS, 2014). Segundo Motta (1991) a consideração do carregamento imposto pelo tráfego de veículos e das características dos materiais (por meio de ensaios que reproduzam o estado de

tensões e as condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos no campo) são fatores que estabelecem a relação tensão-deformação que ocorre nas camadas de uma estrutura.

O entendimento dos mecanismos que regem o processo de deterioração de um pavimento é condição essencial para a identificação das causas que o levaram a sua condição atual, bem como para a escolha e programação da técnica mais adequada para sua restauração (DNIT, 2006). Os pavimentos flexíveis são estruturas que na maioria das vezes não apresentam rupturas súbitas, mas sim deterioração funcional e estrutural acumulada a partir de sua abertura ao tráfego. A norma DNIT 005/2003 - TER catalogou os defeitos que podem existir nos pavimentos em: fendas, afundamentos, corrugação e ondulações transversais, exsudação, desgaste ou desagregação, panela ou buraco e remendos. Estes defeitos são oriundos de deformações permanentes e crescimento e propagação de trincas.

Alguns procedimentos podem ser utilizados para prever o comportamento dos pavimentos, sob o efeito das cargas e do clima: ensaios de laboratório, simuladores de tráfego de laboratório ou de campo e trechos experimentais com tráfego real.

2.2.1 Avaliações estruturais em campo

A avaliação estrutural do pavimento é fundamental para se determinar sua capacidade de carga desde sua construção e ao longo de sua vida, para determinar o momento adequado para uma intervenção e a técnica a ser empregada.

Segundo Nóbrega (2003) a avaliação estrutural de pavimentos é o conjunto de procedimentos que tem como objetivo investigar o desempenho da estrutura quando esta é sujeita às cargas dos veículos no tráfego, analisando, na maioria das vezes, deformações e deflexões em certos pontos do pavimento, de maneira a fazer a verificação da sua capacidade de resistir ao processo de degradação mecânica e ambiental. A partir dessa verificação, torna-se possível definir os serviços que deverão ser necessários para o restabelecimento das condições estruturais admissíveis para garantir segurança aos usuários das rodovias. Essa avaliação está

associada ao conceito de capacidade de carga que pode ser ligada diretamente ao projeto e ao dimensionamento do pavimento.

Balbo (2007) diz que a avaliação estrutural possibilita a emissão de conclusões sobre a integridade de camadas de materiais inferiores ao revestimento, cujos defeitos, muitas vezes, não conseguem ser detectados através da avaliação visual superficial, como no caso de deformações plásticas intensas, rupturas e contaminação em camadas granulares, ou mesmo fissuras de retração e fadiga em bases cimentadas (que ainda não se propagaram para a superfície do revestimento asfáltico).

A avaliação estrutural pode ser realizada por três métodos: ensaios destrutivos, ensaios semidestrutivos e ensaios não destrutivos.

2.2.1.1 Análise das deflexões

Segundo Simm Junior (2007) os levantamentos deflectométricos têm por objetivo auxiliar na análise do comportamento dos pavimentos por meio da avaliação de sua condição estrutural, sendo a deflexão da estrutura uma das respostas do pavimento quando sujeito a aplicação de cargas temporárias.

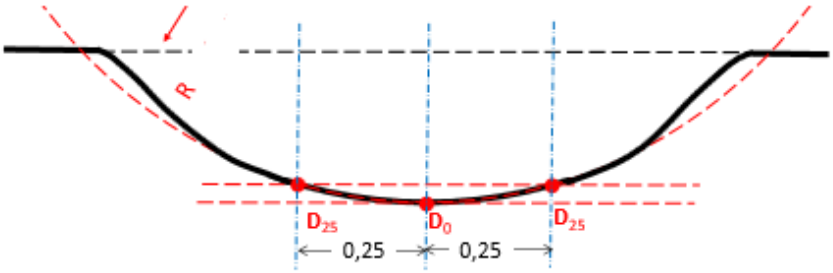
Inicialmente, os valores de deflexões máximas eram utilizados como parâmetros para a avaliação da vida útil de um pavimento. Estes eram geralmente expressos em número de repetições permitidas utilizando um critério empírico de falha/ruptura. Estudos realizados demonstraram que o processo de deterioração dos pavimentos não dependia somente das deflexões máximas, mas também de como ocorria a distribuição das tensões na estrutura do pavimento (SIMM JR, 2007). Sendo assim, foram desenvolvidos e incorporados outros parâmetros na avaliação do comportamento estrutural do pavimento: o raio de curvatura e a bacia de deflexão.

O raio de curvatura (Rc) surgiu como elemento complementar nas análises dos levantamentos obtidos com a viga Benkelman para indicar a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas do tráfego. Trata-se de um importante parâmetro de análise, pois diferentes estruturas de pavimento podem apresentar a

mesma deflexão máxima e possuírem condições estruturais bem distintas (FERREIRA, 2014). A forma da bacia indica a aptidão da estrutura em receber e distribuir as tensões para as camadas subjacentes.

Analisando diversos procedimentos para a determinação do grau de curvatura máximo da área deformada, verifica-se que o procedimento mais simples e expedito para esse fim conforme comprovações experimentais, é a verificação de que a linha de deflexão se aproxima muito a forma de uma parábola até uma distância um pouco maior que 0,25 metros para ambos os lados do eixo de aplicação da carga, iniciando a partir daí as inflexões para assumir uma tendência assintótica com a horizontal, conforme mostrado na Figura 10 (FERREIRA, 2014).

Figura 10 – Raio de curvatura e deflexões



Fonte: Ferreira (2014)

Entre os diversos modelos existentes para a determinação do R_c, o mais utilizado é o método da parábola do segundo grau adotado pelo DNER-ME 024/94, conforme Equação 5:

$$R_c = \frac{3125}{D_0 - D_{25}} \quad (5)$$

Onde: R_c = Raio de Curvatura, m; D_0= Deflexão máxima, sob o ponto de aplicação da carga, 10^{-2}mm; D_{25}= Deflexão a 25 cm do ponto de aplicação da carga, 10^{-2}mm.

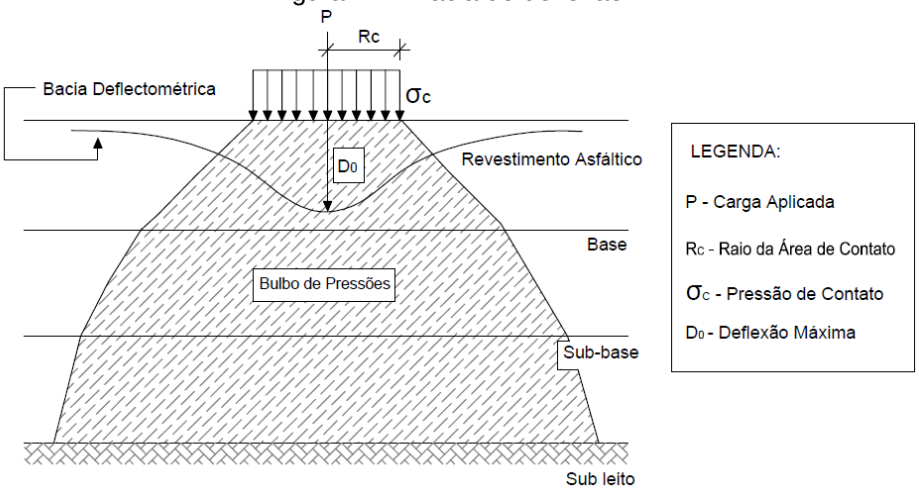
De acordo com Ferreira (2014), é muito importante entender o significado dos raios de curvatura pois, de acordo com seus valores, associados com os valores de

deflexão correspondentes, pode-se estabelecer conclusões no que diz respeito à qualidade das camadas que constituem um pavimento que esteja sendo analisado.

Simm Jr. (2007) ressalta que valores baixos de raios de curvatura indicam que a estrutura de pavimento apresenta baixa capacidade de distribuição de tensões e, dessa forma, tendem a resultar em deformações elevadas. De maneira geral, considera-se que raios maiores que 100m (DNIT, 2006) indicam boa capacidade estrutural, enquanto valores abaixo deste indicam problemas estruturais no pavimento.

Além das deflexões máximas, é possível obter a bacia de deflexões para que uma análise mais completa da interligação entre as camadas possa ser avaliada. Uma bacia de deflexão consiste num conjunto de deflexões medidas a diferentes distâncias do ponto de aplicação da carga, como mostra a Figura 11. O formato das bacias de deflexão é função tanto do carregamento aplicado na superfície como das características geométricas e constitutivas das diversas camadas que compõem o pavimento (SIMM JR., 2007).

Figura 11 – Bacia de deflexão



Fonte: Fabricio et al (1988 apud Salviano, 2015)

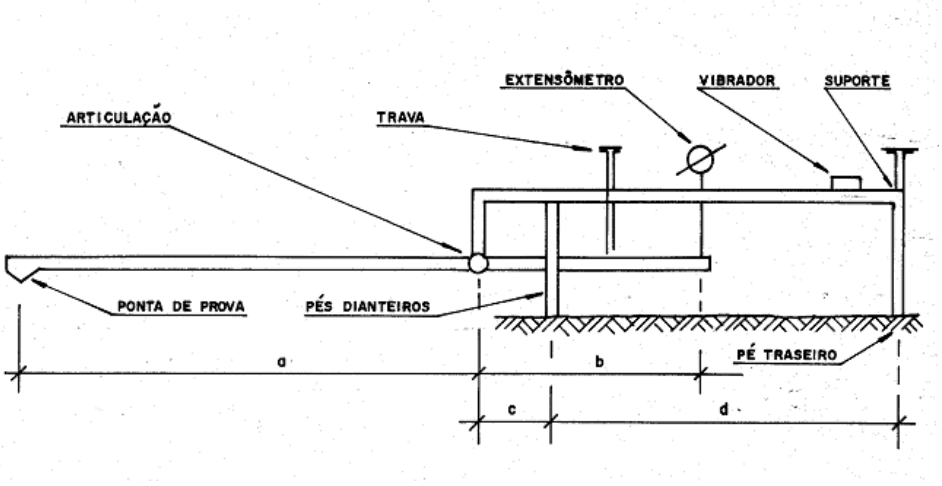
Como ilustrado na Figura 11, durante o carregamento, a pressão vai se distribuindo na estrutura de pavimento, formando um cone de distribuição. Desse modo, a deflexão no ponto de aplicação da carga depende da resposta de todas as camadas do pavimento, enquanto que as deflexões referentes aos pontos intermediários são

função das camadas de base, sub-base e subleito. Quanto aos pontos mais afastados da carga, as deflexões dos mesmos correspondem praticamente somente à resposta do subleito ao carregamento imposto.

Salviano (2015) diz que a bacia deflectométrica tem uma grande importância na análise mecânica do pavimento onde a deformabilidade elástica pode ser associada ao trincamento do revestimento. Com uma bacia deflectométrica, o controle da construção camada a camada pode indicar deficiência ou a não concordância entre o comportamento previsto dos materiais empregados em cada camada e o comportamento obtido em campo, o que possibilita a elaboração de correções no pavimento antes de sua liberação.

Existe uma grande variedade de equipamentos para levantamentos deflectométricos. A viga Benkelman, desenvolvida em 1953 pelo engenheiro A. C. Benkelman, é o instrumento de medida de deflexão mais difundido no Brasil devido à simplicidade de sua utilização e ao baixo custo de aquisição e manutenção. Este é um equipamento constituído por um conjunto de sustentação no qual se articula uma alavanca interfixa, formando dois braços cujos comprimentos a e b obedecem às relações de proporcionalidade de 2:1, 3:1 ou 4:1. Na extremidade do braço maior encontra-se a ponta de prova da viga enquanto que na extremidade do braço menor há um extensômetro com precisão de 0,01 mm (DNER, 1994). A Figura 12 mostra as partes de uma viga Benkelman assim como mostra a proporcionalidade a:b existente nos braços desta.

Figura 12 – Esquema da Viga Benkelman



Fonte: DNIT (2006)

O objetivo da Viga Benkelman é obter deflexões causadas no pavimento devido às cargas aplicadas neste. Esse equipamento é utilizado com o auxílio de um caminhão do tipo toco com uma carga de eixo de 8,2 toneladas. A ponta da viga é colocada entre as rodas traseiras e anotada a leitura inicial no extensômetro, logo após o caminhão percorrer uma distância de 10 metros e é feita a leitura final. A Figura 13 mostra um exemplo do o uso da viga Benkelman para avaliação de resposta do pavimento ao carregamento padrão.

Figura 13 – Viga Benkelman utilizada em campo

Fonte: Bernucci *et al.* (2006)

Com os dados obtidos nas leituras deflectométricas, a deflexão simples (sem correção) de cada estação é calculada pela Equação 6:

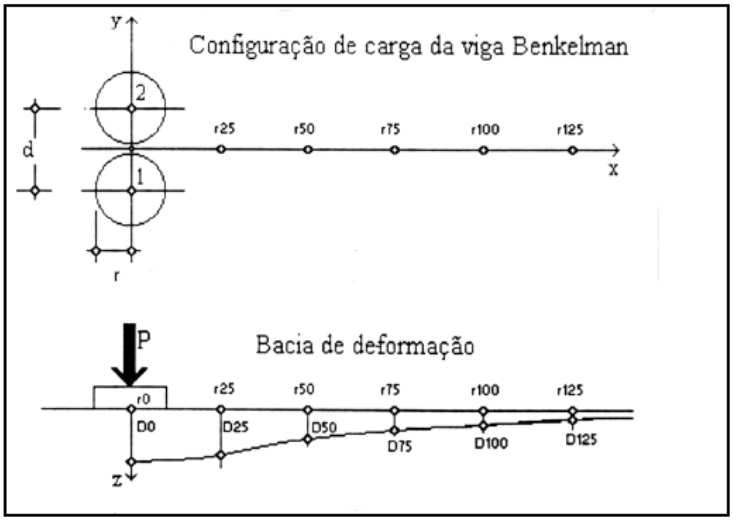
$$D = (L_0 + L_f) \times k \times c \tag{6}$$

Onde: D = Deflexão simples (sem corrigir); L_0 = Leitura inicial na estação; L_f = Leitura final na estação; k = Constante da viga; c = correção de unidades para milímetros, se for o caso (se a escala original for ¨pol/10^{4}¨, então c=0,254).

Para plotar a bacia de deflexão, é utilizado o processo de leituras intermediárias de deflexão (L_n), entre a leitura inicial (L_0) e final (L_f), deslocando o ponto de aplicação da carga através do avanço do caminhão de prova a baixa velocidade. As leituras intermediárias usuais são: D_0 = Deflexão inicial, no ponto de aplicação da carga, com o caminhão parado nessa posição; D_{25} = Deflexão a 25 centímetros do ponto de aplicação da carga; D_{50} = Deflexão a 50 centímetros do ponto de aplicação da carga; D_{75} = Deflexão a 75 centímetros do ponto de aplicação da carga; D_{100} = Deflexão a 100 centímetros do ponto de aplicação da carga; D_f = Deflexão inicial, com o caminhão cerca de 10 metros do ponto de aplicação da carga. Os parâmetros que

são considerados indicadores estruturais mais importantes são: D_0, D_{25} e D_f, pois terão correlação com com o cálculo do Raio de Curvatura e a Deflexão máxima da bacia de deformação. As demais medidas (D_{50}, D_{75} e D_{100}) são utilizadas para obtenção da bacia de deformação. A Figura 14, apresenta os pontos de avaliação da Viga Benkelman.

Figura 14 – Pontos de avaliação da Viga Benkelman



Fonte: Borges (2001)

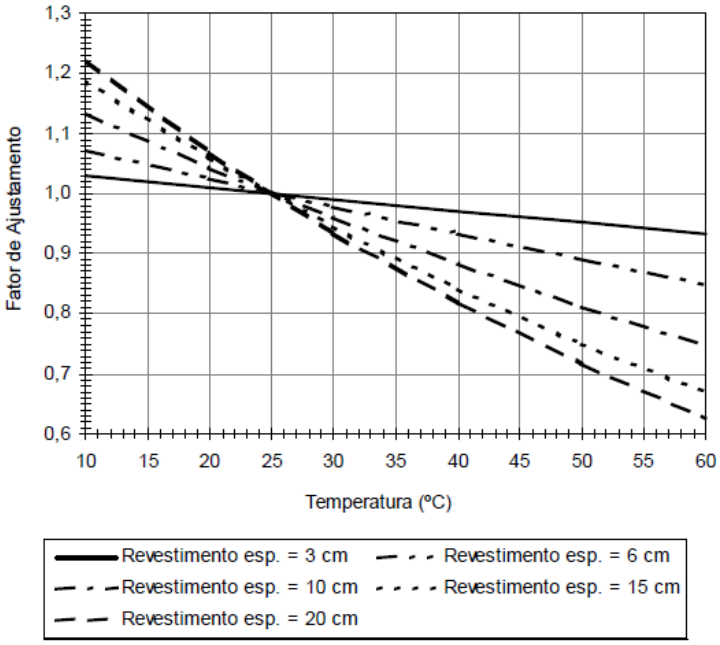
É importante ressaltar que as deflexões de um pavimento asfáltico, em um mesmo ponto, podem variar de acordo com a temperatura do pavimento, uma vez que a o material asfáltico possui comportamento termo-viscoelástico, e, dessa forma, a resposta do pavimento é dependente não somente da taxa de aplicação da carga, mas também da temperatura de ensaio (MOTTA,1979). De acordo com Petroni *et al* (1977 *apud* Motta,1979) para eliminar a influência da temperatura se convertem as deflexões obtidas em diferentes temperaturas (D_t) para uma deflexão equivalente à temperatura padrão de 20ºC ($D_{20ºC}$) pela Equação 7.

$$D_{20°C} = \frac{D_t}{10^{-3} \times e \times (t - 20°C) + 1} \quad (7)$$

Onde: D_t = Deflexão recuperável medida na temperatura ¨t¨ em centésimos de milímetro ($mm.10^{-2}$); t = Temperatura em °C medida no interior da camada de pavimento asfáltica; $D_{20°C}$ = Deflexão corrigida para a temperatura de 20ºC; e = Espessura da camada asfáltica em centímetros;

Um outro método, muito usado no Brasil, para correção das deflexões quanto às condições de temperatura, é o método proposto pelo DER/SP (2006). Neste, o fator de correção das deflexões pode ser extraído usando o ábaco mostrado pela Figura 15, que foi desenvolvido tomando com base no modelo proposto por Andreatini, s.n.t. (DER/SP 2006).

Figura 15 – Ábaco para fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento



Fonte: DER/SP (2006)

Muitos trabalhos nacionais apontam o uso da viga Benkelman para controle tecnológico das camadas de pavimentos durante a execução (Soares et al., 2000; Simm Jr, 2007; Borges, 2001; Dos Santos, 2014). Guimarães et al. (2007) comentam sobre o comportamento estrutural do pavimento de um segmento da BR-282 SC, onde são mostrados valores deflectométricos obtidos com a viga benkelman ao longo de diversas estacas de um trecho da rodovia, para cada camada isolada do pavimento. Os autores mostraram que os valores deflectométricos foram compatíveis com os esperados para cada camada do pavimento, que houve boa correlação entre os valores teóricos e das deflexões medidas no campo concluindo que o pavimento foi projetado e executado com qualidade.

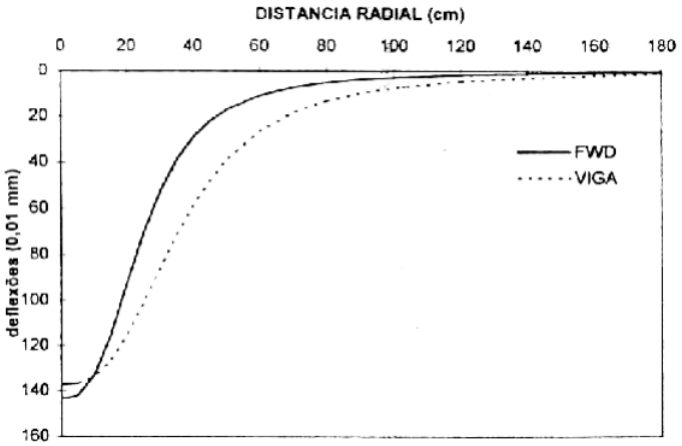
Soares et al (2000) apresenta-se um estudo das linhas de influência ou bacias deflectométricas do pátio de estacionamento dasaeronaves de grande porte da Base Aérea de Fortaleza. A viga Benkelman foi usada para controle de execução na camada de base e na determinação das bacias deflectométricas no binder em toda a extensão do pátio. As medidas foram realizadas no sentido longitudinal da pavimentação e compactação bem como no sentido transversal, de modo a verificar o efeito da direção nos valores das deflexões. Conclui-se que a brita apesar de ligeiramente fora de especificação quanto a granulometria, pôde ser mantida uma vez que apresentou deflexões baixas. Numa comparação pioneira entre bacias deflectométricas nos sentidos longitudinal e transversal, não se encontrou diferença marcante que justifique uma preocupação com a direção e o sentido da comparação até a fase do binder. Ressalta-se que tal assertiva refere-se a deflexões elásticas, não havendo sido feita consideração quanto ao conforto de rolamento.

Outros estudos utilizaram os resultados de levantamento deflectométricos com a viga Benkelman para controle de desempenho de pavimento. Por exemplo, Simm Jr (2007) no estudo de casos de implantação da rodovia SC-469, além do controle deflectométrico com viga Benkelman durante a construção do pavimento, realizou-se também o acompanhamento da evolução das deflexões com viga Benkelman, com medições a 0, 1, 6, 18 e 27 meses após a construção, podendo com esse controle avaliar a vida útil da estutrutura.

Outros trabalhos apontam correlações da bacia de deflexão obtida por meio do uso da viga Benkelman com àquelas obtidas por um equipamento mais moderno e preciso como o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Macêdo (1996), por exemplo, em seu estudo de controle construtivo da Rodovia Carvalho Pinto - MG comparou os dados deflectometricos obtidos por meio de VB e FWD, sendo avaliados conjuntamente para efeito de comparação. Foram encontrados valores de deflexão medidos com FWD maiores que os valores de deflexões medidos com a Viga Benkelman e informou que as correlações são bastante dependentes das estruturas ensaiadas, das condições climáticas, do modo de carregamento e da metodologia de ensaio empregada. Portanto as correlações somente devem ser usadas com a devida compreensão das condições para as quais foram desenvolvidas e com consciência dos erros envolvidos. Outro aspecto, é a forma do carregamento.

Enquanto na Viga Benkelman a carga é aplicada através de duas rodas do eixo padrão 8,2 t, onde as leituras das deflexões são realizadas em um eixo imaginário que passa entre duas rodas, no FWD a carga é aplicada por uma placa circular de diâmetro maior que o das rodas do eixo padrão individualmente, mas com as leituras realizadas em um eixo imaginário que passa pelo centro do carregamento. Isso conduz a deflexões maiores no FWD do que na Viga Benkelman e à medida que se afastam as leituras de deflexão do ponto de aplicação da carga as deflexões da Viga Benkelman tendem a valores maiores que os valores encontrados no FWD, conforme mostrado na Figura 16.

Figura 16 – Relação entre bacias de deflexão com Viga e FWD



Fonte: Macêdo (1996)

Ferri (2013), em seu trabalho, avaliou um trecho de duplicação da BR 101NE, verificando a aplicabilidade dos equipamentos VB, LWD, FWD e os níveis de dispersão dos parâmetros ensaiados em cada um. Já na duplicação da SP 075, foi comparado a repetibilidade de valores utilizando a VB e LWD, verificando os níveis de dispersão dos parâmetros de ensaio.

Mais ainda, os resultados de levantamento deflectométricos podem ser utilizados para validação de modelos mecanicistas. Sales (2013), em seu estudo de caso de pavimento de um sub-trecho da BR-232/PE, realizou levantamentos com a viga Benkelman para posterior obtenção de bacias deflectométricas. Através do uso de programas computacionais como FEPAVE2 e RETRAN5-L, obteve indicadores do desempenho do pavimento e a expectativa de seu comportamento futuro.

2.2.1.2 Avaliação das deformações permanentes

A deformação permanente é um defeito estrutural que altera o perfil transversal da superfície do pavimento, sendo caracterizada por depressões longitudinais, em geral sob o trilho das rodas, que podem ser acompanhadas por pequenas elevações laterais. Assim, tem-se que o afundamento da trilha de roda (ATR) é resultante do somatório das deformações permanentes que ocorrem a cada passagem do veículo (NASCIMENTO, 2005; KELM, 2014).

Segundo Yoder e Witczak (1975 *apud* Rezende 2009), a deformação permanente é uma manifestação de dois diferentes mecanismos: da densificação (variação de volume) e de deformações cisalhantes repetidas (deformação plástica sem variação de volume). A deformação permanente decorrente da densificação do solo pode ser muito reduzida se as especificações de compactação forem atendidas, já a deformação cisalhante repetida, ou escoamento plástico, é um mecanismo que se admite no dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Segundo Guimarães (2009), em geral, os fatores que causam uma diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando o material e submetido à ação do trafego de veículos. Os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos são os seguintes:

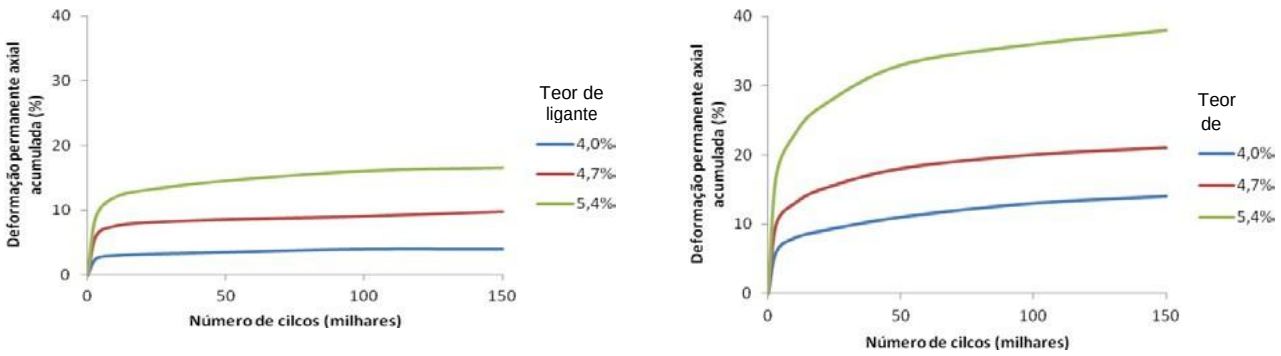
- Tensão: níveis das tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e histórico de tensões;
- Carregamento: magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga;
- Umidade: percentual, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão;
- Agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa especifica real dos grãos.

No caso das deformações permanentes ocorridas na camada de revestimento asfáltico, alguns fatores podem contribuir para a ocorrência de afundamentos nas misturas asfálticas (Souza et al., 1991):

- granulometria da mistura asfáltica;
- absorção do agregado;
- coesão entre o agregado e o ligante asfáltico;
- tamanho e forma do agregado, propriedades minerais do agregado;
- teor de ligante asfáltico;
- volume de vazios da mistura asfáltica;
- desempenho do ligante asfáltico.

Em um estudo realizado por Garba (2002) são apresentados resultados que demonstram a influência do teor de ligante e do volume de vazios no comportamento da deformação permanente. O estudo analisou os teores de ligante para uma mistura asfáltica com 5% de volume de vazios, cujo teor ótimo é de 4,7% pelo método de Marshal, e também com temperaturas de ensaio diferentes, de 25°C (Figura 17a) e de 50°C (Figura 17b).

Figura 17 – Efeito do teor de ligante na deformação permanente em função do ciclo de carregamentos



a) Ensaio a 25°C

b) Ensaio a 50°C

Fonte: Adaptado de Garba (2002)

Na Figura 17, observa-se que a deformação permanente aumenta consideravelmente com o aumento do teor de ligante, mas isso não significa, necessariamente, que seja recomendado utilizar menos ligante na mistura asfáltica para se obter uma menor deformação permanente. Ainda se percebe que o aumento da temperatura da mistura asfáltica de 25°C (Figura 17a) para 50°C (Figura 17b) resulta em um aumento da deformação permanente em aproximadamente duas vezes.

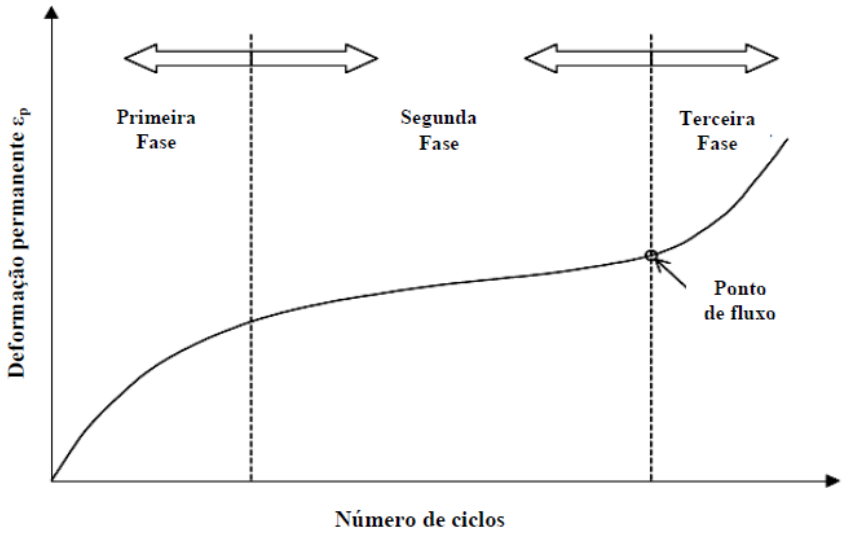
Conforme mencionado anteriormente, uma das possíveis causas para o aparecimento das deformações permanentes na superfície do pavimento pode ser devido à consolidação de uma ou mais camadas granulares. Nesse caso, a deformação ocorre porque alguma camada inferior do pavimento não obteve o grau de compactação adequado, resultando em uma consolidação não esperada das camadas inferiores.

Outro fator que pode levar ao aparecimento de deformações permanentes é a ocorrência de ruptura do subleito. Quando a tensão vertical de compressão que chega ao topo do subleito é superior à resistência do material que compõe o subleito, então, devido ao tráfego que solicita o pavimento, pode ocorrer a ruptura desse material (MATTOS, 2014).

Existem várias classificações e limites atribuídos para os afundamentos nas trilhas de rodas. Segundo Silva (2008), os valores críticos de ATR em relação ao risco de hidroplanagem são de 12 mm a 15 mm para as velocidades de 120 km/h e 80 km/h, respectivamente. Alguns países admitem o valor máximo de 10 mm para o ATR em auto-estradas e de 16 mm para estradas com menor volume de tráfego (Medina e Motta, 2005). Ainda a Federal Highway Administration classifica em três níveis de gravidade o ATR (Hafeez, 2009 apud Mattos 2014): i) Baixa: entre 6 e 12,5 mm; ii) Média: entre 12,5 e 25 mm; e iii) Alta: mais de 25 mm.

Segundo a norma AASHTO (2002) as respostas das misturas asfálticas ao carregamento, para indicar as deformações permanentes, ocorrem em três estágios. Na primeira fase ocorre um elevado nível inicial de deformações com uma diminuição da taxa de deformações permanentes, predominantemente associadas à mudança volumétrica da mistura asfáltica. Na segunda fase existe uma pequena taxa de deformações, quase constante, que também está associada às alterações volumétricas, porém, as deformações cisalhantes aumentam essa taxa. Enquanto que na terceira fase verifica-se um elevado nível de deformações permanentes, que está associada exclusivamente às deformações cisalhantes. Na Figura 17 é possível verificar as três fases descritas.

Figura 18 – Comportamento típico da deformação permanente nos materiais asfálticos em função do ciclo de carregamento



Fonte: AASHTO (2002)

2.3 SIMULADORES DE TRÁFEGO EM ESCALA REAL

A utilização dos simuladores de tráfego para a realização de ensaios acelerados foi uma alternativa criada pela necessidade dos pesquisadores de obterem dados mais precisos sobre o desempenho, em escala real, de estruturas de pavimentos construídos com equipamentos convencionais, em curto período de tempo (FRITZEN, 2005).

A aceleração do dano no pavimento pode ser atingida por meio do incremento das repetições de cargas, da modificação do caregamento, da imposição de condições climáticas específicas (tais como umidade e temperatura), do emprego de pavimentos delgados com reduzida capacidade estrutural e menor vida útil de dimensionamento, ou pela combinação de dois ou mais destes fatores (METCALF, 1996).

A realização de ensaios acelerados, com a utilização de simuladores de tráfego, visa contribuir para diminuir as incertezas dos modelos de desempenho utilizados para o dimensionamento de pavimentos novos ou projetos de restauração de pavimentos. Estes equipamentos permitem a obtenção de dados mais precisos na modelagem das condições futuras dos pavimentos e os investimentos associados que se farão necessários, permitindo assim programar as estratégias de manutenção preventiva e

corretiva, bem como a reabilitação dos pavimentos ao longo de um determinado período de análise (FRITZEN, 2005).

Os simuladores de tráfego permitem a realização de ensaios acelerados de pavimento em condições de contorno mais próximas das que realmente serão submetidos os pavimentos em serviço, podendo ser empregado para diversos fins, tais como os apresentados por METCALF (1996):

- Avaliar pavimentos existentes para níveis de tráfego mais elevados, visto que a maioria dos métodos de dimensionamento vigentes foram desenvolvidos com base em cargas e freqüências de aplicação inferiores às atuais;
- Permitir o emprego de novos materiais e estruturas de pavimento em métodos de dimensionamento;
- Avaliar os materiais de pavimentação não-tradicionais tais como os provenientes de reciclagens;
- Avaliar os processos de estabilização e tratamentos geossintéticos para o subleito;
- Determinar o processo de deterioração dos pavimentos;
- Avaliar os efeitos dos novos eixos, cargas e configurações de rodas;
- Investigar os efeitos ambientais;
- Determinar a vida remanescente de um pavimento.

Na década de 1940, este tipo de instalação para simular a ação do tráfego em escala real, cujo início se remonta a 1909, foi construída em diversos locais e vem sendo amplamente difundida nas últimas seis décadas. Há basicamente três tipos de equipamentos, além dos simuladores de laboratório:

- Os simuladores de campo fechado, que aplicam a carga de roda através da rotação em torno de um pilar central, em uma pista circular (como o Mànege de Fatigue em Nantes, França);
- Os simuladores lineares, nos quais os dispositivos de rodas se movem linearmente através de uma seção-teste linear como os diversos simuladores móveis de tráfego, como o Heavy Vehicle Simulator (HVS);
- Os simuladores em pistas experimentais fechadas, nos quais os movimentos de rodas se dão de forma livre ao longo da pista-teste de forma circular ou

oval, como o localizado no Centro de Estudos e Experimentos de Obras Públicas (CEDEX), em Madrid, e os com veículos operados de forma remota, como o Public Works Research Institute, no Japão.

Na década de 1940 um simulador de tráfego de grande porte foi usado num estudo de desenvolvimentodo método Marshall . Alguns exemplos de simuladores de grande porte de (Motta, 1995 *apud* Fritzen, 2005) são:

- Nova Zelândia - Universidade Canterbury (1970): possui um anel octogonal com diâmetro de 20m e dois conjuntos de rodas duplas, o deslocamento lateral da carga é realizada através de pesos de concreto, e esta carga varia de 13,3kN a 40kN a uma velocidade de 20km/h.
- Universidade do estado de Washington (1970): possui três conjuntos de rodas duplas, tem diâmetro de 26m, as rodas externas são livres e as internas são tracionadas deslocando lateralmente.
- Universidade do estado Pennsylvânia (1970): é um circuito oval com 1,3km de extensão.
- Suíça (1970): possui três braços radiais com rodas duplas com diâmetro de 32m e sua carga é de 50kN.
- França – LCPC – (NANTES): o mais completo com diâmetro de 41m, a largura da pista é de 6m, possui 4 braços com rodas duplas e seu deslocamento é lateral. (Figura 19)

Figura 19 – Simulador de tráfego circular do LCPC na França

Fonte: Corté, 2001, *apud* Rohde, 2007

- Alemanha (1960): o simulador de médio porte da Alemanha apresenta duas vigas metálicas paralelas que suportam uma plataforma móvel que carrega uma roda de 100cm de diâmetro e sua velocidade chega a 50km/h. Sua carga varia de 4kN a 20kN, as seções de pavimento são de 10m úteis e 30m de aceleração e desaceleração.
- África do Sul (1970): é o mais diferente dos demais, denominado HVS (Heavy Vehicle Simulator), foi montado em uma estrutura sobre rodas, que podem deslocá-lo por meios próprios até o local de testes, realizando o carregamento na pista real. Sua aplicação de carga pode variar de 20kN a 80kN a uma velocidade de 10km/h, carregamento nos dois sentidos com extensão de 6m e largura de 1m.
- Austrália e USA (1980) – ALF (Accelerated Loading Facility): possui uma estrutura metálica de suporte, sua carga varia de 40kN a 80kN com rodas duplas a uma velocidade de 20km/h em seções testes de 12m. Tem um sistema de aceleração e desaceleração por rampas, carregamento em um sentido e o deslocamento transversal é dado por todo o equipamento. O ALF é ilustrado na Figura 21.

Figura 20 – Simulador ALF do FHWA

Fonte : FHWA (2006).

2.3.1 Simuladorde tráfego circular do IPR/DNER

A construção da pista experimental do IPR/DNER com simulador circular foi a primeira realizada no Brasil. Na década de 1970 foram analisados pelos

pesquisadores do IPR diferentes tipos de pistas experimentais e simuladores de tráfego existentes à época no mundo, verificando vantagens e desvantagens, através de detalhes de projeto, fotografias, publicações e visitas nos Estados Unidos, Inglaterra, Portugal e França. Pistas experimentais circulares dos Estados Unidos, Inglaterra, Checoslováquia, Argentina, México e Hungria, ajudaram o IPR/DNER a optar pela construção de uma pista experimental circular, do tipo carrossel, semelhante à existente na Washington State University – WSU, na cidade de Pulmann, Estado de Washington (SILVA, 2001).

No ano de 1975 iniciou-se o projeto de construção da pista que foi instalada no Centro Rodoviário em Parada de Lucas, no km 163 da Rodovia Presidente Dutra, no Rio de Janeiro.

A Pista Circular Experimental do IPR/DNER é constituída por um conjunto de sistemas móveis e de instalações fixas, conforme Figura 20.

Figura 21 – Vista superior do simulador de tráfego circular do IPR/DNER

Fonte: Silva (2001)

Segundo Silva (2001) o trem de prova é constituído por uma treliça metálica, dotada de uma armadura central, em forma hexagonal, com 2,40m de lado, à qual estão fixados três braços com 12,9m cada. Na extremidade de cada braço, está montado um sistema completo de acionamento, constituído por um motor de 60CV, CC, arrefecido por ventoinha elétrica, ao qual estão conectados uma caixa de redução,

mancais, eixo cardan, sistema de feixe de molas planas, conjunto de rodas duplas dotadas de pneus 1100R22 e sistema de regulagem das rodas.

Silva (2001) descreve o simulador de tráfego do IPR/DNER como tendo um hexágono central da treliça, sob o qual está montado o mecanismo do excêntrico, que permite o deslocamento lateral do trem de prova, a cada giro deste, com amplitude regulável, de 0 a 2,20m. Este sistema é formado por uma corrente guia, base móvel de apoio, caixa de redução, cabo flexível, cinco engrenagens e duas correntes metálicas.

No centro do hexágono, está fixado o eixo do trem de prova, que atua em um conjunto com bucha e mancal móveis. No prolongamento inferior deste eixo está montado o coletor de energia elétrica, com 28 anéis e respectivas escovas, através do qual a energia elétrica é transmitida do conversor e quadros de comando e força para o sistema de propulsão do trem de prova (Fritzen, 2005).

A ligação de energia elétrica entre o conversor e os quadros de comando e força, com os sistemas de propulsão do trem de prova, é feita através do coletor, por meio de cabos elétricos, assentes em calhas metálicas especiais. Em um único gabinete metálico, está montado o conversor CA / CC, de 440 VAC de entrada, e saída ajustável de 0 a 500 VAC, com 144 kW de capacidade (Fritzen, 2005).

O trem de prova tem um peso total de 17,1tf, sendo apoiado em três conjuntos de rodas duplas, dotadas de pneus radiais, 1100R22, inflados a 105lb/pol2, com carga por conjunto de rodas de 5,7tf. O equipamento de comando é alojado na sala de controle, construída adjacente à pista de modo a permitir uma visão completa da mesma (Fritzen, 2005).

Embora o simulador possa em geral atingir 80km/h, a maioria dos experimentos já realizados na pista do IPR utilizou a velocidade de operação de 40km/h. Nesta velocidade, são aplicados ao pavimento pelos três conjuntos de rodas, aproximadamente 1.500 carregamentos por hora. Para que se tenha uma cobertura completa da área transversal útil do pavimento, o centro de rotação da estrutura pode ser colocado excentricamente à pista girando lentamente, completando um círculo médio a cada perímetro de 80m e raio de 12,9m (correspondente ao braço do trem de prova). A largura da faixa do pavimento que pode ser solicitada pelo

carregamento é ajustável de 0 a 2,2m, e a cada 760 giros do trem de prova, as rodas retornam ao ponto inicial do deslocamento transversal (Fritzen, 2005).

O Instituto de Pesquisa Rodoviárias – IPR, após o término da construção da Pista Circular Experimental em 1979, iniciou um programa de pesquisa. A partir deste ano o IPR realizou vários estudos que tem ajudado a entender melhor o comportamento dos materiais utilizados na pavimentação.

As principais pesquisas desenvolvidas com o simulador circular IPR/DNER estão apresentadas resumidamente na Tabela 1.

Tabela 1 - Resumo das principais pesquisas desenvolvidas com o simulador de tráfego IPR/DNER

Pesquisa	**Período dos ensaios**
Prestação de serviços, instalação e montagem da pista	1979 - 1981
Prestação de serviços para operação da pista	1980 - 1982
Operação da pista e pesquisas sobre revestimento TSD e CBUQ	1982 - 1983
Recuperação e/ou atualização do projeto e operação da pista	1987 - 1989
Manutenção de equipamentos e treinamento pessoal do DNER	1989 - 1991
Operação e pesquisa de revestimento CBUQ com diferentes espessuras	1991
Pesquisa sobre concreto rolado	1992
Pesquisa sobre concreto rolado para tráfego pesado	1993
Pesquisa sobre *Whitetopping*	1997 - 1998
Asfalto chileno tipo *Multigrade*	2002 - 2003

Fonte: Fritzen (2005)

2.3.2 Simulador de tráfego da UFRGS-DAER/RS

O simulador de tráfego da UFRGS-DAER/RS (Figura 22) foi construído entre 1992 e 1994. A motivação inicial para sua construção foi conhecer o comportamento estrutural de camadas de basalto alterado quando empregado em rodovias de baixo volume de tráfego. Esta pesquisa foi desenvolvida em conjunto pelo Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER/RS) e pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

Figura 22 – Simulador de Tráfego da UFRGS-DAER/RS

Fonte: Azambuja (2004)

Para desenvolver o simulador de tráfego da UFRGS – DAER foram estudadas as principais características dos simuladores em operação à época a nível mundial. As equipes da UFRGS e do DAER optaram por um simulador de tamanho médio, com o objetivo de reproduzir o mais real possível, o efeito do tráfego sobre uma estrutura de pavimento. O simulador da UFRGS – DAER/RS é semelhante ao ALF (Accelerated Loading Facility), norte americano. Conforme CERATTI et al. (2000 apud VICTORINO, 2008) o projeto foi desenvolvido pelo Grupo de Projeto Mecânico e Avaliação Industrial (GPA) do Departamento de Engenharia Mecânica da UFRGS. Apresenta as seguintes características (NUÑEZ,1997):

- Velocidade de deslocamento regulável (até 10km/h);
- Carga máxima aplicável: 65kN;
- Comprimento: 15m;
- Largura: 2,5m;
- Altura: 4,3m;
- Espaço de aplicação da carga sobre o pavimento: 8m;
- Espaço de aceleração e desaceleração: 3m;
- Sistema de rodado: simples ou duplo;
- Tipo de carregamento aplicado: linear, unidirecional e não tracionado;
- Principio de aplicação de cargas: hidráulico;
- Principio de acionamento geral: elétrico.

O simulador de tráfego da UFRGS-DAER/RS está instalado em uma Área de Testes de Pavimentos, no Campus do Vale da Universidade. Nesta área é possível a execução de 9 pistas experimentais com 3 metros de largura e 20 metros de comprimento cada. O acionamento e controle do simulador de tráfego são feitos em uma central localizada próximo às pistas, neste local também está instalado o quadro de comando elétrico do equipamento (VICTORINO, 2008).

2.3.3 Simulador de Tráfego Móvel (HVS)

Os simuladores de tráfego móveis, tipo HVS, são também simuladores de tráfego lineares. De acordo com Victorino (2008) os simuladores HVS foram desenvolvidos na África do Sul, na década de 1970. É o mais diferente dos demais, e foi montado em uma estrutura sobre rodas, que pode deslocá-lo por meios próprios até o local de testes, realizando o carregamento na pista real. Em geral, sua aplicação de carga pode variar de 20kN a 80kN a uma velocidade de 10km/h, carregamento nos dois sentidos com extensão de 6m e largura de 1m. A Figura 23 apresenta um exemplo de simulador HVS desenvolvido em uma cooperação entre a Suécia e a Finlândia.

Figura 23 – Simulador de tráfego móvel, modelo HVS (Heavy Vehicle Simulator) desenvolvido em uma cooperação entre a Suécia e a Finlândia

Fonte: E-CORE, 2008 apud Victorino, 2008

O sistema HVS provou ser uma ferramenta sem similar para o estabelecimento de conclusões acerca da relação benefício-custo de estratégias de pavimentos. Um aspecto importante é o fato do HVS ter permitido uma integração clara e benéfica entre pesquisadores, empreiteiros e os responsáveis pela administração do sistema viário sul-africano, auxiliando na transferência de tecnologia (Horak et al., 1999, apud Gonçalves, 2002).

A aplicação das cargas do tráfego pelo HVS normalmente pode ser feita em um único sentido ou nos dois sentidos. A velocidade máxima de deslocamento é de 8 km/h, podendo aplicar até 17.000 repetições de cargas por dia. O comprimento de simulação da solicitação é de 7,5 m e o deslocamento lateral programável de até 1,5 m. Podem ser aplicadas cargas de até 200kN.

O desafio de desenvolver um simulador móvel de tráfego no Brasil, para aumentar a versatilidade dos ensaios acelerados realizados em pesquisas no país, foi concretizado pela empresa CIFALI com a colaboração da UFRGS, em um projeto iniciado no ano de 2003 e a conclusão de duas máquinas em 2004. Esses equipamentos baseiam-se nas características do simulador da UFRGS associados aos simuladores da África do Sul, ou seja, são equipamentos lineares de ensaio acelerado de pavimento deslocáveis sobre rodas (CIFALI, 2006 apud VALE, 2008).

A Figura 24 ilustra etapas distintas da construção destes equipamentos.

Figura 24 – Etapas da construção do Simulador de Tráfego Linear Móvel brasileiro

Fonte: CEFALI (2006 apud Vale, 2008)

Este simulador apresenta fácil mobilidade, possibilitando o deslocamento sobre rodas para qualquer trecho experimental e a realização de ajustes no sistema de aplicação de cargas, conforme a necessidade do pesquisador (FRITZEN, 2005).

A maioria dos ensaios no Brasil, utilizando o simulador HVS, foi realizada em segmentos experimentais de rodovias em operação caracterizados anteriormente à execução da reabilitação e após as mesmas, seguindo-se a utilização do simulador e monitoramento das seções-teste, resultando em definições de soluções de reabilitação e/ou calibrações de modelos nos contextos em que se inserem.

A Tabela 2 ilustra as principais pesquisas de grande porte já realizadas com o emprego do Simulador de Tráfego Linear Móvel no Brasil e os locais em que as mesmas foram realizadas, incluindo-se uma breve descrição de seu enfoque.

Tabela 2 - Pesquisas realizadas com Simulador de Tráfego Linear Móvel no Brasil

Interessado	Local	Ano	Descrição	Seções
DAER/RS	RS - 122	2003	Emprego de ligante asfáltico modificado por borracha.	3
AUTOVIAS	SP - 330	2003/2004	Misturas delgadas aplicadas a frio com polímero.	2
CRT	BR - 116/RJ	2004	Técnicas de restauração de pavimentos: fresagem e recomposição, asfalto borracha, geogrelha e reconstrução com CCR.	4
Intervias	SP - 147	2004/2005	Desempenho da reciclagem a frio *in situ* do revestimento.	1
NovaDutra	BR - 116/SP	2005/2006	Influência do tipo e da quantidade de ligante no desempenho do CBUQ faixa C.	5

Fonte: Vale (2008)

O primeiro estudo realizado em parceria entre o DAER-RS, Simular, Brasília Guaíba Obras Públicas e Greca Asfaltos na RS-122 teve inicio em agosto de 2003, com dois segmentos experimentais contíguos de 300 metros de extensão, sendo um com revestimento de concreto asfáltico convencional e o outro modificado com borracha.

O objetivo dos testes foi comparar, através da simulação acelerada em escala real, o comportamento destes dois diferentes tipos de ligantes, apontando a melhor e mais econômica solução para esta aplicação específica. Os resultados obtidos não confirmaram a hipótese inicial da pesquisa que previa que o CBUQ com asfalto borracha teria desempenho superior ao CBUQ com asfalto convencional. A pista recapeada com CBUQ com asfalto convencional, mesmo após a aplicação de dois milhões de ciclos de carregamento equivalente a um número N de 178 milhões de passagens do eixo padrão de 8,2 t, segundo critérios do Corpo de Engenheiros (USACE), não apresentou trincamento na superfície, com desempenho excelente para uma seção subdimensionada. (VALE, 2008).

O segundo trabalho foi realizado com o HVS na Via Anhanguera, no Estado de São Paulo, localizado na Rodovia SP–330 sentido São Paulo – Ribeirão Preto, de responsabilidade da Concessionária Autovias, teve quatro seções teste construídas. De acordo com o relatório da Autovias, o pavimento original é constituído por revestimento asfáltico com 15cm de espessura, base de solo cimento com 20cm de espessura, uma sub – base com solo estabilizado granulometricamente com 20cm de espessura e o subleito composto por material silto – argiloso (AUTOVIAS, 2004, apud Fritzen, 2005).

As seções de reabilitação foram construídas no ano de 2003 isoladamente ou pela associação das seguintes camadas:

- Tratamento Superficial Duplo com Polímero;
- Tratamento Superficial Duplo e Micro Revestimento a Frio com Polímero;
- Tratamento Superficial Simples e Micro Revestimento a Frio com Polímero;
- Tratamento Superficial Simples.

Com relação aos aspectos estruturais, não se observaram modificações durante o período do teste, ou seja, os valores deflectométricos permaneceram inalterados e muito baixos, ou seja, $25x10^{-2}$ mm e $38x10^{-2}$ mm para 4 e 8tf no semi-eixo respectivamente. Deve-se observar que tais estruturas de pavimento podem suportar um tráfego equivalente a N_{USACE} = 108 operações do eixo padrão, isto é, quatro vezes a solicitação do teste com o Simulador, de acordo com os critérios de deflexão admissível preconizados na norma de dimensionamento de reforço DER-

PRO 269/94. Dessa forma, como já esperado, não se manifestaram trincas de natureza estrutural ou por fadiga no revestimento asfáltico (percentual de trincas nulo no período).

Com relação aos aspectos funcionais, foram analisadas as seguintes características: deformações na trilha de roda e a irregularidade, o valor de resistência à derrapagem (VDR) e a textura superficial definida no ensaio de mancha de areia. A evolução dos valores VDR e a Espessura de Areia (mm) durante o teste, atingiram os níveis limites preconizados pela ARTESP após o número equivalente de solicitações do eixo padrão N_{USACE} = $3{,}2x10^7$, na seção de melhor desempenho, o que corresponde ao tráfego de aproximadamente cinco anos.

A Concessionário Rio Teresópolis (CRT) no ano de 2004 realizou um trabalho com o objetivo de estudar alternativas para a restauração dos pavimentos da BR-116/RJ no segmento do km 104 ao km 122.

O estudo proposto fixou então os tipos de soluções a serem estudadas, partindo das proposições citadas e acrescentando duas alternativas que consistiram em substituir os 50mm de CBUQ convencional na recomposição da fresagem por mistura empregando asfalto com borracha e a outra mantendo o CBUQ convencional, mas introduzindo-se uma geogrelha interposta entre a nova camada e a antiga trincada. (FRITZEN, 2005).

Os resultados foram adequados às solicitações de tráfego somente no segmento em que se realizou a reconstrução da base com concreto rolado. Nas demais seções, recuperadas por fresagem e recomposição com distintos materiais e empregando geossintético, observaram-se resultados semelhantes.

Nas seções de fresagem e recomposição, o trincamento refletiu de forma ascendente no asfalto convencional e no asfalto borracha, mas na seção em que se aplicou o geossintético as trincas ocorreram a partir do topo da camada asfáltica.

A Concessionário Intervias no ano de 2005 realizou um trabalho com o objetivo de estudar o desempenho do pavimento restaurado pela técnica de reciclagem a frio *in situ* do revestimento asfáltico.

O processo de reciclagem a frio in situ do revestimento asfáltico com adição de emulsão rejuvenescedora se mostrou tecnicamente viável para o trecho experimental da SP-147, devido à existência de uma camada asfáltica espessa (superior a 80mm) muito trincada e com estrutura adequada aos esforços de tráfego.

Com relação aos aspectos estruturais do pavimento, o processo de reciclagem do revestimento asfáltico resguardou as condições de deformabilidade previstas no projeto de restauração, ou seja, os níveis deflectométricos no pavimento mantiveram-se inferiores a 50 x 10^{-2} mm, com predominância entre 30 e 40 x 10^{-2} mm. (FRITZEN, 2005).

As características funcionais de camada reciclada atenderam aos limites normativos estabelecidos pela ARTESP, no que tange as camadas de rolamento com relação aos padrões de conforto e segurança ao rolamento.

A Concessionário NovaDutra no ano de 2006 realizou um trabalho com o objetivo de avaliar o comportamento de diversos tipos de revestimentos betuminosos projetados pelos métodos Marshall e Superpave sob ação de Simulador de Tráfego Linear Móvel.

Os ensaios permitem comparar o desempenho das misturas asfálticas na estrutura de pavimento, devendo ser consideradas as diferenças no total de ciclos e de operações equivalentes de cargas aplicadas nas distintas seções-teste, bem como a restrição de sua aplicabilidade fora do âmbito da pesquisa. Em síntese observou-se que:

- Somente na seção de CAP com polímero houve evolução significativa no valor de flecha em trilha de roda, sendo constatada flecha superior a 6mm ao número “N” de 1,5 x 10^{7}, ao passo que nas demais seções os valores finais foram da ordem de 1 a 2mm.
- Apesar das dispersões e dos baixos valores de R2 todos os valores de macrotextura e microtextura se mantiveram dentro de parâmetros de excelência exigidos nas rodovias federais concessionadas, ou seja, HS entre 0,6 e 1,2 mm e VRD entre 47 e 75.

Em termos estruturais constata-se que somente a seção de CAP polímero SBS apresentou uma evolução inicial significativa nos valores de deflexão com posterior estabilização nas leituras. Contata-se também uma tendência de evolução dos valores deflectométricos no trecho do CAP- 20 Superpave após $1,5x10^7$ operação do eixo padrão rodoviário. (VALE,2008).

A empresa CONSTRUCAP realizou um estudo com o simulador de tráfego móvel na BR - 101/SC, no ano de 2006, onde foram testados dois segmentos com a mesma característica estrutural, tendo como diferencial somente o traço do concreto asfáltico utilizado na camada de revestimento.

Os trechos experimentais são constituídos, segundo relatório técnico da Dynatest (2006) responsável pela realização dos ensaios e monitoramento do desempenho dos trechos experimentais por:

- Revestimento em concreto asfáltico com 15 cm de espessura;
- Base brita graduada simples com 18 cm de espessura;
- Sub-base de macadame seco com 18 cm de espessura;
- Subleito areno – siltoso.

No relatório apresentado pela Dynatest não estão detalhadas as características das misturas asfálticas e as propriedades estruturais dos trechos experimentais estudados.

De acordo com as conclusões da empresa responsável pela realização dos ensaios e monitoramento do desempenho do pavimento, os trechos 1 e 2 não atenderam ao número N previsto no projeto de 10 anos, apresentando trincas e deformações permanentes já nos primeiros dois anos de solicitação ao tráfego.

Em 2008, um estudo realizado pela COPPE e o CENPES, envolvendo o simulador de tráfego móvel foi realizado na Cidade Universitária da UFRJ no município do Rio de Janeiro no âmbito do chamado Projeto Fundão. Foram avaliados cinco trechos experimentais com o objetivo de verificar o desempenho de diferentes misturas asfálticas através de ensaios acelerados.

Os trechos experimentais apresentaram características diferentes entre si, sejam através da granulometria, ligantes modificados, metodologias utilizadas, temperatura de usinagem e compactação no caso de misturas asfálticas mornas e ou emulsão modificada no caso de misturas asfáltica a frio Tratamento Superficial Triplo (TST). Foram avaliados cinco trechos experimentais na seguinte sequencia, conforme descritos a seguir:

- Tratamento Superficial Triplo – TST com o uso de emulsão modificada RRE - FLEX, ensaiado no período de janeiro a março de 2008;
- Tratamento Superficial Triplo – TST com o uso de emulsão convencional, ensaiado no período de abril a maio de 2008;
- Mistura asfáltica morna – Trecho 5 com o uso de ligante asfáltico CAP 50/70 com 0,5% de A-SAT, ensaiado no período de julho a agosto de 2008;
- Mistura asfáltica morna – Trecho 4 com o uso de ligante asfáltico CAP 50/70, ensaiado no período de agosto a outubro de 2008;
- Mistura asfáltica morna – Trecho 1 com o uso de ligante asfáltico CAP 50/70, ensaiado no período de outubro a dezembro de 2008.

Foi criado um procedimento para a realização dos ensaios para cada trecho experimental monitorado neste estudo, esse monitoramento periódico avaliava as condições estruturais e funcionais do pavimento com intervalo de um dia dos levantamentos deflectométricos com o uso da viga Benkelman eletrônica da COPPE, nas deformações de trilha de roda, nas medidas de atrito e textura superficial, acompanhamento da densidade no revestimento submetido ao trem de carga do simulador com o uso do densímetro não nuclear a evolução da porcentagem de área trincada com o uso de um gabarito desenvolvido no LABGEO da COPPE e aleatoriamente o levantamento da irregularidade com o uso do Dipstick.

Os trechos experimentais com solução a frio – TST com emulsão convencional e modificada, foram submetidos carregamentos com o trem de carga de 4,1 kN, aplicados no semi-eixo sentido mono direcional. Já os três trechos experimentais de misturas asfálticas mornas o carregamento do trem de carga foi de 5,1 kN no semi-eixo sentido mono direcional, carga superior ao eixo padrão de 8,2 kN no eixo, porém condizentes com a carga legal vigente no país atualmente.

O primeiro trecho experimental submetido aos ensaios acelerados foi o TST - 1 com emulsão modificada, construído na Av. Pedro Calmon em frente ao LABGEO / COPPE. O TST - 1 foi construído sobre o revestimento existente de CBUQ que apresentava elevado grau de trincamento, o trecho possui uma extensão de 53 metros lineares. Neste trecho TST – 1 o carregamento do trem de prova se deu em um único sentido (mono direcional) no sentido do tráfego, até a obtenção de 50 % de área trincada (critério de finalização dos ensaios). Porém por se tratar do primeiro trecho experimental submetido aos ensaios acelerados foi determinado a continuidade dos ensaios acelerados porém com carregamento em ambos os sentidos (bi direcional) com a finalidade de avaliar o comportamento do TST em relação a área trincada.

O segundo trecho experimental TST - 2 com emulsão asfáltica convencional, submetido aos ensaios acelerados, construído na Av. Pedro Calmon na sequencia do TST - 1 também localizado em frente ao LABGEO. O trecho experimental TST – 2, construído nas mesmas condições do primeiro trecho experimental variado somente o tipo de emulsão, com extensão de 51,4 metros lineares.

A construção dos trechos experimentais de misturas mornas concentrou-se na Av. Pedro Calmon nas proximidades da Reitoria da UFRJ e em frente ao Centro de Tecnologia Mineral (CETEM). O local escolhido para a implantação desses trechos apresentava à época, um elevado grau de trincamento além de vários remendos e a presença de panelas em alguns locais. Após uma avaliação técnica estrutural e funcional o revestimento asfáltico antigo foi parcialmente fresado o que recebeu em seguida uma camada de imprimação em pontos onde na base granular da base estava exposta, com CM-30 e no restante do trecho foi realizado uma pintura de ligação com emulsão asfáltica de ruptura rápida RR-1C.

Em alguns pontos específicos devido a panelas e remendos mal executados foi necessária a execução de uma camada de regularização a qual foi executada com a mistura asfáltica aplicada na respectiva camada de revestimento. O tráfego existente no local, à época, foi classificado de leve a médio isso porque havia um retorno antes dos trechos experimentais, até meados de 2012 que foi fechado a partir de então aumentando o número de veículos neste local.

O ligante básico utilizado nestes trechos foi o CAP 50/70 da REDUC e todas as misturas asfálticas apresentavam a mesma granulometria. O que variou foi o processo (temperatura) e o aditivo utilizado durante a produção das misturas asfálticas na usina. Ao todo foram construídos 7 trechos experimentais, e destes, 3 trechos foram submetidos aos ensaios acelerados.

O critério inicial para a finalização dos ensaios acelerados dos trechos experimentais de misturas mornas seria 10 % de área trincada, porém o trecho mistura morna – 5 apresentou um comportamento diferente dos demais. Verificou-se a posteriori que o local escolhido para a realização dos ensaios acelerados, havia uma estrutura do pavimento diferente dos demais trechos experimentais de misturas mornas por apresentar uma camada rígida de concreto cimento Portland de aproximadamente 35 cm abaixo da superfície do revestimento onde foram realizados os ensaios acelerados. Essas informações foram possíveis em função dos levantamentos deflectométricos realizados no local e após a realização dos ensaios acelerados foi constatada a existência da camada rígida de concreto pelo uso do Georadar da COPPE e abertura de um poço de sondagem no local.

Especificamente no trecho de mistura morna – 5 o critério de encerramento se deu por decisão da equipe técnica da COPPE e do CENPES após um elevado número de ciclos sem a presença de trincas e o aumento das deflexões ao longo do número de ciclos.

Os trechos de mistura morna 4 e 1, foram submetidos aos ensaios acelerados com o uso do simulador de tráfego móvel com carga de 5,1 kN sentido mono direcional e seu encerramento se deu com a presenta de 10 % de área trincada, aproximadamente. O critério para determinação da área trincada foi o mesmo utilizado em todos os trechos experimentais.

O simulador de tráfego móvel utilizado neste estudo se mostrou uma ferramenta importante na tomada de decisão visto que permitiu aos técnicos avaliar o desempenho de novos produtos e tecnologias, porém o alto custo de locação e despesas oriundas necessárias para o funcionamento do simulador dificultaram a sua continuidade, além dos constantes problemas mecânicos e eletrônicos apresentados durante o período de locação.

Em 2012 foi realizado um estudo com o objetivo principal de propor uma metodologia para calibração de modelos matemáticos de evolução da deformação permanente em trilhas de roda de pavimentos asfálticos com o uso do simulador de tráfego móvel linear. Foram avaliadas em laboratório 10 soluções asfálticas, dessas, as 3 melhores soluções asfálticas em relação ao desempenho obtido através dos ensaios de deformação permanente foram aplicadas como camada de rolamento na BR – 376/PR pista norte entre os kms 672 a 670, rodovia que liga as capitais de Florianópolis a Curitiba, com elevado aclive localizada na 3ª faixa de rolamento, normalmente, usado por veículos comerciais pesados e em baixa velocidade (NEGRÃO, 2012). As soluções asfálticas escolhidas para este estudo foram:

- Faixa GAP GRADED – California Department of Transportation (CALTRANS) – CAP AMB;
- Faixa SHRP 12,5 mm – CAP AMP / SBS;
- Faixa SHRP 12,5 mm – CAP AMP / Reactive Elastomeric Terpolymer (RET).

A construção dos segmentos se deu após a fresagem do revestimento existente na espessura de 5 cm e aplicação da nova camada de revestimento asfáltico na mesma proporção. O controle tecnológico durante a aplicação da camada do revestimento foi acompanhado pela equipe de técnicos responsáveis neste estudo.

Os ensaios acelerados realizados nos segmentos experimentais com o uso do simulador de tráfego constituem na aplicação de carga de até 6 tf no semi-eixo de roda dupla e o deslocamento transversal de 1 m. Durante os ensaios acelerados foram realizados levantamentos estruturais e funcionais, tais como:

- Levantamento deflectométrico com a viga Benkelman;
- Acompanhamento sistemático da Área Trincada;
- Medidas de Afundamento de Trilha de Roda;
- Medidas de Mancha de Areia – Macrotextura;
- Medidas de Pendulo Britânico – Microtextura.

NEGRÃO (2012) propôs uma metodologia para a utilização de simuladores de tráfego em escala real para calibração de curvas de desempenho para parâmetros funcionais dos pavimentos.

2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

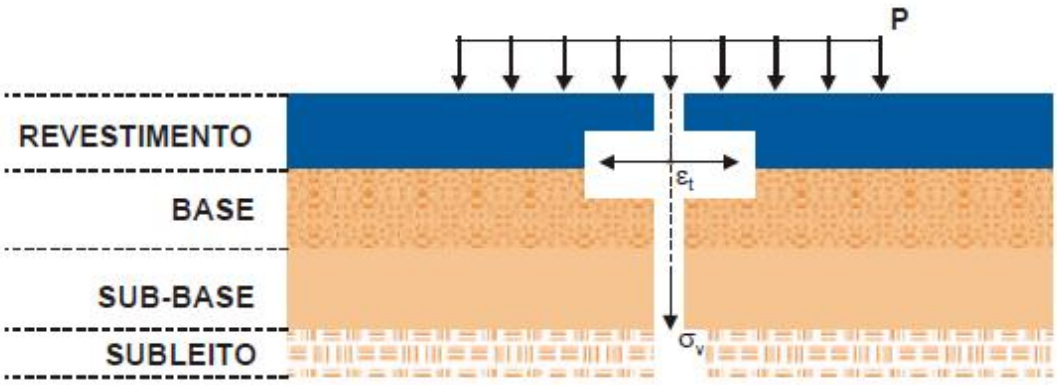
O dimensionamento de pavimentos não é trivial dada a grande quantidade de variáveis de naturezas diversas que interferem no problema. A consideração simultânea de tensões devidas ao tráfego, como a fadiga e deformação permanente, as variáveis climáticas, como temperatura e umidade, a resistência do solo de fundação e dos materiais de construção disponíveis, a magnitude e a repetição das cargas de tráfego, a durabilidade do revestimento, são apenas alguns exemplos do porque dessa dificuldade (MOTTA, 1991).

Várias simplificações são feitas a fim de facilitar a análise das estruturas de pavimento. Por exemplo, o carregamento é considerado circular, uniforme e vertical, admitindo-se a superposição de efeito das rodas múltiplas e a equivalência de operações de eixos de carga, etc. Aliás, a definição de carregamento ainda é o maior problema na racionalização do dimensionamento de pavimentos pela sua complexidade e total (ou quase total) “autonomia” em relação ao projeto, sendo considerado como o “calcanhar de Aquiles” dos métodos de dimensionamento (MOTTA, 1991). Dois critérios de análise são mais comumente empregados no dimensionamento, esboçados na Figura 25 (MOTTA, 1991):

a) Limitar a tensão máxima vertical (σ_v) atuante no subleito que previne a ruptura total do pavimento e a formação do afundamento da trilha de roda por acúmulo excessivo de deformação permanente ou plástica. No modelo clássico de interpretação de comportamento da estrutura de pavimento define-se o subleito como camada mais fraca;

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

Figura 25 – Esquema mais comum de consideração da tensão e deformação críticas em um dimensionamento



Fonte: Adaptado de Motta (1991)

2.4.1 Tipos de métodos

Existem diversos métodos de dimensionamento que podem ser classificados de forma genérica em (MACÊDO, 2004):

- Métodos Empíricos – Utilizam correlações entre parâmetro mensurável, como por exemplo a deflexão ou a capacidade de suporte do subleito e a espessura, tendo como base para as análises experiências de desempenho anteriores e avaliações de pistas experimentais. Como exemplo tem-se o método do DNER (1996) criado por Souza (1966, 1981), que teve como fundamento o método originado do trabalho de O. J. Porter, antigo engenheiro do Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, EUA. Inicialmente conhecido como método Califórnia e posteriormente melhorado e transformado em método do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USCE). O método se baseia no ensaio de CBR que foi o ponto de partida para a evolução da engenharia rodoviária mundial.
- Métodos Analíticos ou Mecanísticos - Correlacionam valores teóricos calculados de tensões e de deformações, em alguns pontos da estrutura, com a vida útil prevista ou com o número de repetições do eixo padrão até o final da vida útil do pavimento. Esses métodos tiveram considerável desenvolvimento nos últimos anos e tem como base teórica a Teoria de Boussinesq (França, 1885), o Método de Burmister (EUA, 1943) e o Método de Odemark (Suécia, 1949);

- Métodos Teóricos-Experimentais – Adotam as considerações mecanísticas quanto às ferramentas de análise estrutural, quando se calculam relações tensão-deformação, resistência e resiliência, em função do tráfego, do clima e dos critérios de ruptura. São ditos experimentais quando se definem em laboratório as constantes elásticas necessárias ao modelo teórico, as curvas de fadiga e os modelos utilizados para prever as evoluções dos defeitos com a passagem dos veículos no campo (MOTTA, 1991).

2.4.2 Método Empírico do DNER

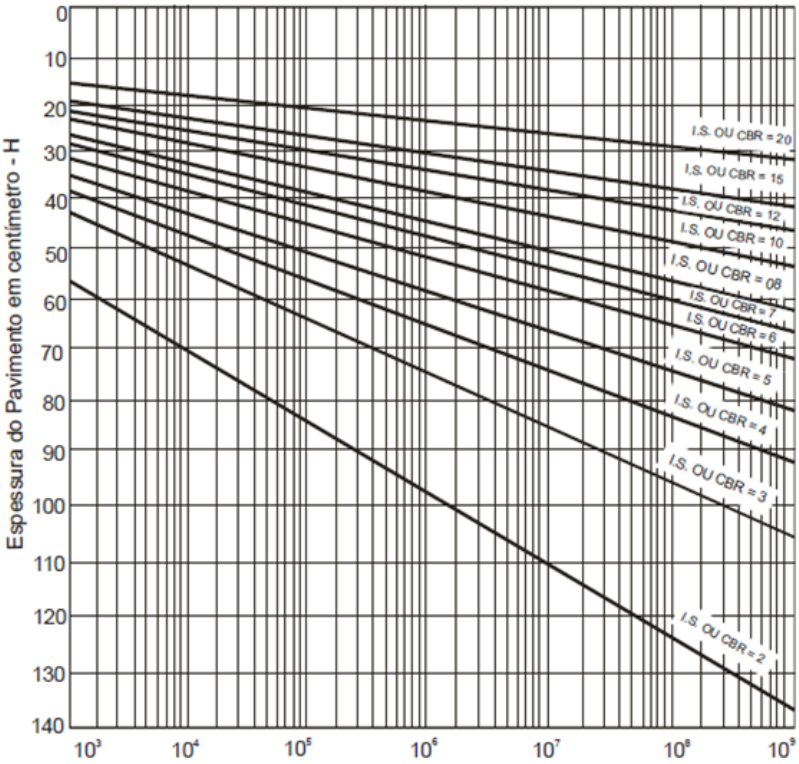
O método do DNER para dimensionamento de pavimentos flexíveis, também conhecido como Método do CBR (*Califórnia Bearing Ratio*), ainda é o de maior utilização nos projetos de engenharia rodoviária no país. Foi desenvolvido pelo Engenheiro Murillo Lopes de Souza, como adaptação de trabalho de Turnbull e Ahlvin de 1962. Foi adotado pelo DNER em 1966, quando sua utilização passou a fazer parte obrigatória dos escopos de serviços constantes dos Editais de Licitação para contratação de projetos de engenharia para implantação de rodovias (Darous, 2003).

O método CBR, criado no final da década de 1920 pela Divisão de Rodovias da Califórnia, com a coordenação de O. J. Porter, foi estabelecido a partir do estudo sobre as condições das rodovias no estado. Foram estudados os fatores que teriam influenciado a ruptura do pavimento nessas rodovias e foi constatado que as principais causas das rupturas eram a má compactação, o excesso de umidade no subleito, as espessuras de base insuficientes e as bases compostas por materiais com pouca resistência à tensão cisalhante (SOUZA, 1966; COUTINHO, 2011).

O método é fundamentado na capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes do pavimento verificado pelo ensaio de CBR, de acordo com o método de ensaio DNER – ME 049/94. O subleito e as diferentes camadas do pavimento devem ser compactadas de acordo com os valores fixados nas “Especificações Gerais” do DNER, recomendando-se que, em nenhum caso, o grau de compactação seja inferior a 100%.

O dimensionamento da espessura total do pavimento (Hm) é obtido através do gráfico da Figura 26, em função de N e do CBR do subleito.

Figura 26 – Gráfico de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método do DNER



Fonte: DNIT (2006)

Mesmo que o CBR da sub-base seja superior a 20, a espessura do pavimento necessário para protegê-la é determinada como se esse valor fosse 20 e, por esta razão, usam-se sempre os símbolos, H_{20} e h_{20} para designar as espessuras de pavimento sobre sub-base e a espessura de sub-base, respectivamente.

Os símbolos B e R representam as espessuras de base e revestimento. Determinadas as espessuras H_m, H_n, H_{20} pelo gráfico da Figura 27 e R pelo Quadro 4, as espessuras de base (B), sub-base (h_{20}) e reforço do subleito (h_n) são obtidas pela resolução sucessiva das Equações 8, 9 e 10 :

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \tag{8}$$

$$R \times K_B + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \tag{9}$$

$$R \times K_B + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_n \times K_{Ref} \geq H_m \quad (10)$$

Onde K_B, K_S e K_{REF} são coeficientes de equivalência estrutural para os diferentes materiais constituintes do pavimento.

Na época do desenvolvimento da metodologia CBR, devido às dificuldades tecnonógicas de se calcular as tensões e deformações em um pavimento de múltiplas camadas, foi utilizado o método de Boussinesq. este método considera o pavimento como uma estrutura de apenas uma camada, linearmente elástica, homogênea e isotrópica. Este tipo de estrutura, sabe-se hoje, que está bem aquém da realidade. Os coeficientes estruturais desse método do CBR não abrangem as características específicas dos materiais, por exemplo, um solo com cimento usa-se o mesmo valor de K, porém o solo pode se comportar de maneira bem diferente devido a outras propriedades.

Esse método também foi inspirado no clima e no tipo de solo original da metodologia americana da ASSTHO na versão de 1962. Este fator original considera a influência ambiental sobre o desempenho estrutural do pavimento e foi desenvolvido através de experiências dos departamentos de estradas americanos. Na versão brasileira foi correlacionado com a pluviometria do local da obra. No entanto, o próprio Eng. Murillo dizia ser redundância seu emprego tendo em vista que no método de ensaio CBR já se deixa o corpo de prova imerso em água por 4 dias.

2.4.3 Método Mecanístico-Empírico

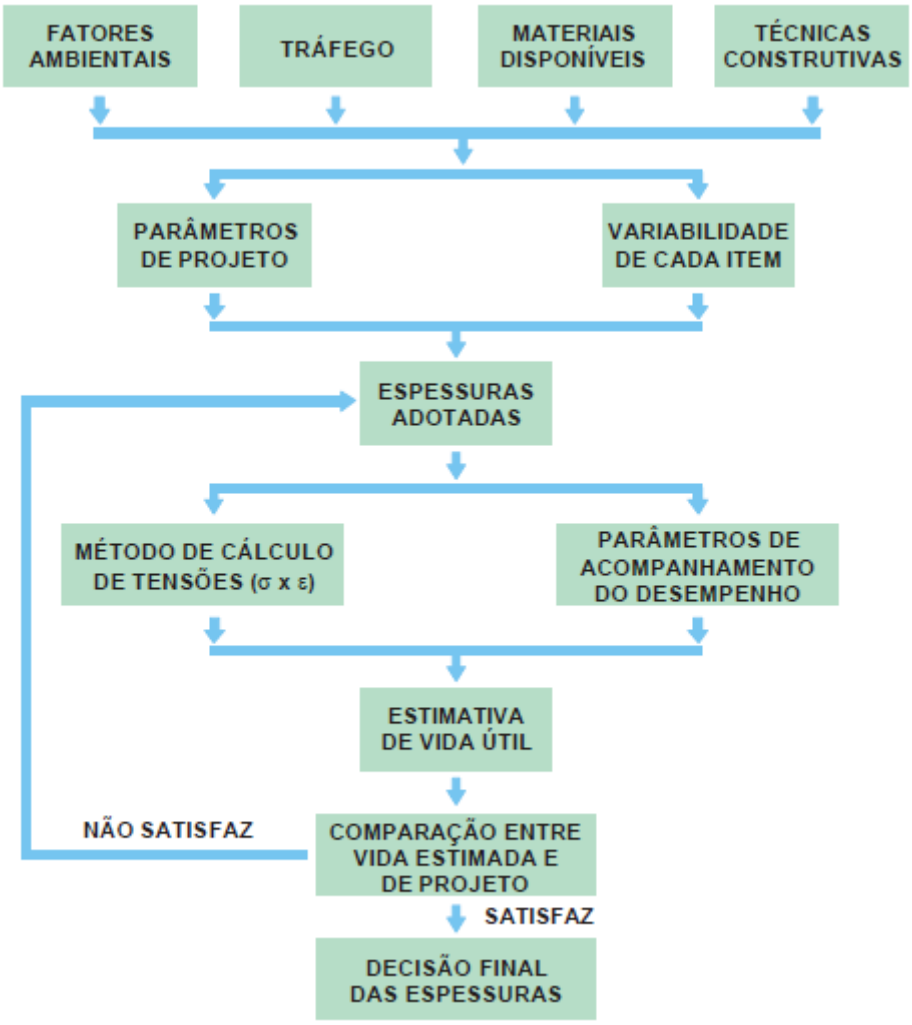
A análise mecanística de um pavimento tem como objetivo a compatibilização dos níveis de tensão, deformação e deflexão gerados pelo tráfego solicitante com as características dos materiais empregados (SALVIANO, 2015).

Segundo Medina e Motta (2015), o dimensionamento de um pavimento novo por um método mecanístico-empírico deve seguir o fluxograma apresentado na Figura 27, originalmente apresentado por Motta (1991), que deixa evidente os dados de entrada: fatores ambientais, tráfego, materiais e técnicas construtivas. O processamento por via mecanística é de verificação: adotam-se valores de espessuras e comparam-se os critérios de decisão, que é a forma de se evitar que a

degradação por qualquer um dos mecanismos de ruptura atinja valores maiores que os estabelecidos para o trecho específico, antes que o N de projeto seja alcançado.

Uma questão importante para o uso do método mecanístico-empírico de dimensionamento do pavimento é o conhecimento das características de cada um dos materiais utilizados na estrutura do pavimento, em especial o módulo de resiliência das camadas.

Figura 27 – Fluxograma de um método mecanístico de dimensionamento de pavimento



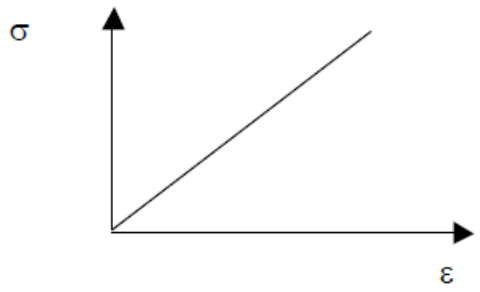
Fonte: Motta (1991)

A etapa do fluxograma relativa ao cálculo das tensões refere-se às oriundas da carga de tráfego imposta à estrutura a partir da repetição do eixo de veículo padrão de 8,2t e ao cálculo das deformações, função dessas tensões, geradas também na

estrutura. As metodologias atualmente em uso para este cálculo consideram os materiais segundo dois comportamentos tensão-deformação distintos, quais sejam: comportamento elástico-linear e comportamento elástico-não linear (MOTTA, 2003 apud DAROUS, 2003).

- comportamento elástico-linear: o Módulo de Resiliência de um determinado material, ao longo de toda a espessura da camada constituída pelo mesmo, se mantém constante, ou seja, o valor do Módulo de Resiliência deste material não apresenta variação com o estado de tensões a que o mesmo está submetido. A Figura 28 representa de forma genérica o comportamento elástico-linear.

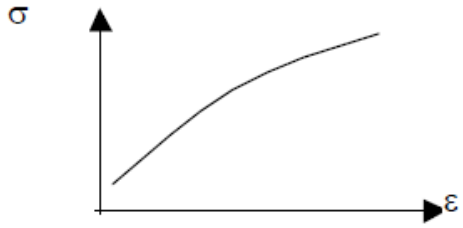
Figura 28 – Comportamento eslático-linear



Fonte: Macedo (2004)

- comportamento elástico-não linear: o Módulo de Resiliência de um determinado material, ao longo de toda a espessura da camada constituída pelo mesmo, pode variar, ou seja, o valor do Módulo de Resiliência deste material pode não ser constante ao longo de toda a sua altura, sendo então dependente do estado de tensões a que o mesmo está submetido. A Figura 29 representa de forma genérica o comportamento elástico-não linear de uma estrutura de pavimento.

Figura 29 – Comportamento eslático-linear



Fonte: Macedo (2004)

A partir destes modelos de comportamento foram desenvolvidos vários sistemas computacionais que permitem o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Estes sistemas tiveram sua formulação matemática fundamentalmente apoiada na teoria da elasticidade, que é usada na mecânica dos pavimentos. Darous (2003) lista alguns programas para cálculo de tensões e deformações em sistemas de camadas elásticas que são a base de um dimensionamento mecanístico:

- Bistro e Bisar da Shell;
- Elsym 5 da Chevron;
- Alize III do Laboratoire Central des Ponts et Chausses;
- Kenlayer da Universidade de Kentucky;
- JULEA de Uzan (1978);
- FEPAVE de Berkeley (1968), utilizado pela COPPE/ UFRJ desde 1973;
- MECAF 3D de Régis Martins Rodrigues - origem Booker e Small;
- PAVE de Franco (2000);
- ILLI - PAVE da Universidade de Illinois;
- SENOL da Universidade de Nottingham - Inglaterra, e
- CRACKTIP da Universidade de Ohio - EUA.
- MEDINA (2018) – Universidade Federal do Rio de Janeiro

Para uma correta aplicação de qualquer programa é preciso se conhecer os fundamentos de cada um e avaliar a aplicabilidade dos mesmos por comparação com medidas de campo ou instrumentação (DAROUS, 2003). Segundo Motta (2003 *apud* Darous, 2003) para os materiais é necessário se determinar o módulo de elasticidade obtido sob condições especiais de carga repetida, que recebe o nome de módulo de resiliência, além do coeficiente de Poisson, geralmente adotado de

acordo com o material. Para o material que tem resistência à tração, como os solos estabilizados quimicamente e os concretos asfálticos, também é necessário se determinar as curvas de fadiga.

2.4.3.1 Módulo de Resiliência

De acordo com Medina (1991), deve-se a Francis Hveem o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos. Entendia Hveem que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito.

A partir da década de 1970, passou-se a determinar o módulo de resiliência dos materiais de pavimentação por aplicação de cargas repetidas ou cíclicas, ao invés dos ensaios estáticos comuns na determinação do módulo de elasticidade. O comportamento dos materiais ditos “elásticos” tem a relação tensão versus deformação praticamente linear, independentemente do nível de tensão aplicado e os “resilientes”, a relação não é linear, havendo grande dependência do estado de tensões atuantes. O módulo de resiliência varia com a condição de carregamento, estado de tensão, tipo e estado físico do solo.

Segundo Motta (1991), o módulo de resiliência é um parâmetro necessário para o cálculo de deformações, ou seja, de deslocamentos verticais superficiais. O módulo de resiliência obtido com o ensaio triaxial de cargas repetidas é definido pela Equação 11.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a} \tag{11}$$

onde:

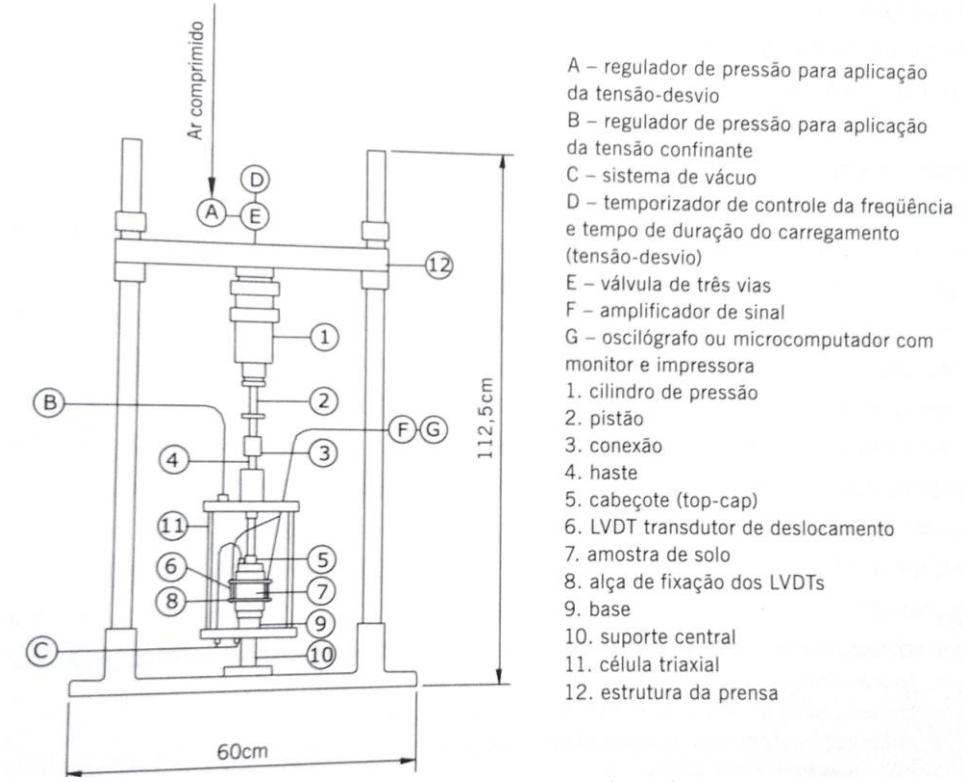
σ_d – tensão desvio aplicada repedidamente

ε_a – deformação elástica ou resiliente correspondente a certo número de aplicação de σ_d.

A Figura 30 apresenta o esquema do primeiro equipamento triaxial de carga repetida para determinação do módulo de resilência de solo que operou no Brasil a partir de

1977 na COPPE/UFRJ. Neste se determinava o módulo de resiliência (MR) de solos e de materiais de subleito, de sub-base e de base (MEDINA e MOTTA, 2015).

Figura 30 – Esquema do primeiro equipamento de ensaio triaxial de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977



Fonte: MEDINA E MOTTA (2015)

Ferreira (2002) ressalta que enquanto os sólidos elásticos tendem a uma relação tensão-deformação praticamente linear, nos materiais de pavimentação não tratados quimicamente ocorre uma relação não linear, com grande dependência em relação ao estado de tensões atuantes. Nesta perspectiva, foram criados vários modelos que expressam MR em função das tensões aplicadas aos materiais, especialmente, a tensão desvio (σ_d) e a tensão confinante (σ_3).

Ferreira (2002) salienta que os modelos matemáticos para obtenção dos valores do módulo de resiliência em função das tensões e das deformações aplicadas aos corpos de provas de solos foram propostos por Hicks em (1970) e Barksdale e Itany (1989). A Equação 12 para utilização em solos de comportamento granular e as Equações 13 e 14 para solos de comportamento coesivo são as seguintes:

$$MR = k_1 \times \sigma_3 \times k_2 \quad (12)$$

$$MR = k_2 + k_3 \times (k_1 - \sigma_d)\, para\ \sigma_d < k_1 \quad (13)$$

$$MR = k_2 + k_4 \times (\sigma_d - k_1)\ para\ \sigma_d > k_1 \quad (14)$$

Svenson (1980) propôs a Equação 15 para descrição da variação de módulo de resiliência com a tensão desvio em solos coesivos.

$$MR = k_1 \times \sigma_d \times k_2 \quad (15)$$

Macêdo (1996) propôs o modelo composto dado pela Equação 16, que do ponto de vista estatístico e de compreensão do comportamento de solos, materiais de base e de sub-base, é mais genérica.

$$MR = k_1 \times \sigma_3 \times k_2 \times \sigma_3 \times k_3 \quad (16)$$

Segundo Macêdo (2004), para os solos cimentados naturalmente pela laterização ou artificial pela estabilização com cimento, o módulo de resiliência pode ser representado por um valor constante, elástico linear, conforme Equação 17.

$$MR = E \quad (17)$$

Os módulos de resiliência dependem da densidade e da umidade dos solos – os fatores de estado. O modo como se arrumam e se aglomeram as partículas do solo, assim como a quantidade de água de compactação e de equilíbrio são determinantes na deformabilidade (MEDINA e MOTTA, 2015).

Para as misturas asfálticas, utiliza-se o ensaio de compressão diametral, carregamento cíclico e define-se o módulo de resiliência conforme Equação 18.

$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \quad (18)$$

Onde:

σ_t = tensão de tração normal horizontal ao plano diametral solicitado;

ε_t = deformação de tração média no centro do corpo de prova.

2.4.3.2 Método de Dimensionamento Nacional MeDiNa

Nos métodos mecanísticos atuais as tensões e deformações ainda são analisadas de acordo com a teoria da elasticidade aplicada a meios que não são perfeitamente elásticos como solos e misturas asfálticas. As espessuras das camadas do pavimento são dimensionadas pela análise das tensões e deformações utilizando programas computacionais. A fundamentação está baseada em teorias clássicas tais como (MEDINA, 1991):

- Teoria de Boussinesq (Joseph Boussinesq, França, 1885) – considera um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico, com forças aplicadas na superfície;
- Teoria de Burmister (Donald M. Burmister, EUA, 1943) – teoria do sistema de duas camadas, a primeira sendo o pavimento e a segunda semi-infinita o subleito. Os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos. Do mesmo autor a teoria de sistema de três camadas, publicada em 1945;
- Teoria de Odermark (Nils Odermark, Suécia, 1949) – teoria das espessuras equivalentes. Permite reduzir um sistema de duas ou mais camadas a outro uniforme.

Os valores obtidos nas análises por programas computacionais e por métodos empíricos, podem divergir por uso incorreto dos programas, que podem levar a resultados incompatíveis (BENEVIDES, 2000). Os programas mais usados atualmente no Brasil, são: ELSYM5 (Elastic Layered System) que utiliza o método das diferenças finitas; FEPAVE2 (Finite Element Analysis of Pavement) que utiliza o método dos elementos finitos e o MCF, que utiliza o método das camadas finitas (PATRIOTA, 2004).

A partir do ano de 2019, o programa MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional) será o pragrama adotado pelo Dnit (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) para dimensionar as novas rodovias de pavimentação asfáltica. O método tem como base a tese de doutorado desenvolvida por Franco (2007) na COPPE/UFRJ, utilizando modelos elástico lineares e elásticos não-lineares, sendo os danos estimados por modelos de previsão de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito.

Os modelos de previsão de defeitos no MeDiNa foram calibrados usando dados de um grande conjunto de pistas experimentais existentes em vários locais do Brasil. A fonte primária de dados foram trechos monitorados de reforço de pavimentos construídos nas principais vias da Ilha do Fundão, Cidade Universitária da UFRJ, construídas e monitoradas a partir de 2006, numa parceria da COPPE com o CENPES/Petrobras. Também foram utilizadas informações de outros trechos monitorados da Rede Temática de Asfalto, de várias partes do país, conforme pode ser visto em Fritzen (2016) As informações incluídas no conjunto de dados representam uma ampla variedade de condições de campo (tipos de solo de fundação, tráfego e clima), tipos de pavimento, características de projeto e histórico temporal do desempenho do pavimento.

Para permitir a calibração, validação e, posteriormente, seu uso, o método foi consolidado em um software computacional denominado SisPav. Em 2013, uma versão atualizada foi denominada de SisPavBR, e através do Termo de Execução Descentralizada celebrado de 2015 a 2018 entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, foi denominado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa). O método recebeu o acrônimo de MeDiNa em uma bela e merecida homenagem ao professor titular aposentado da COPPE/UFRJ Jacques de Medina.

O MeDiNa é um método que realiza a verificação e o dimensionamento mecanístico-empírico de estruturas de pavimentos, por meio da rotina AEMC “Análise Elástica de Múltiplas Camadas”. Esta rotina calcula tensões e deformações em estruturas de pavimentos sob carregamento de rodas do tipo eixo padrão rodoviário e aplica modelos de fadiga e deformação permanente para ajustar as espessuras das camadas (FRANCO, 2018).

A análise de uma estrutura de pavimento ou mesmo o seu dimensionamento requer um conjunto amplo de informações para que os resultados obtidos sejam confiáveis. As informações passam pelo conhecimento do subleito, como seu módulo e curva de deformação permanente. Outra informação que é chave para o correto funcionamento do método MeDiNa é a definição do Número Equivalente de Eixos, o número N. Os modelos utilizados no método MeDiNa mostram-se sensíveis a

pequenas variações do Número N, e, portanto, uma estimativa apurada é de grande importância para o sucesso do projeto (FRANCO, 2018).

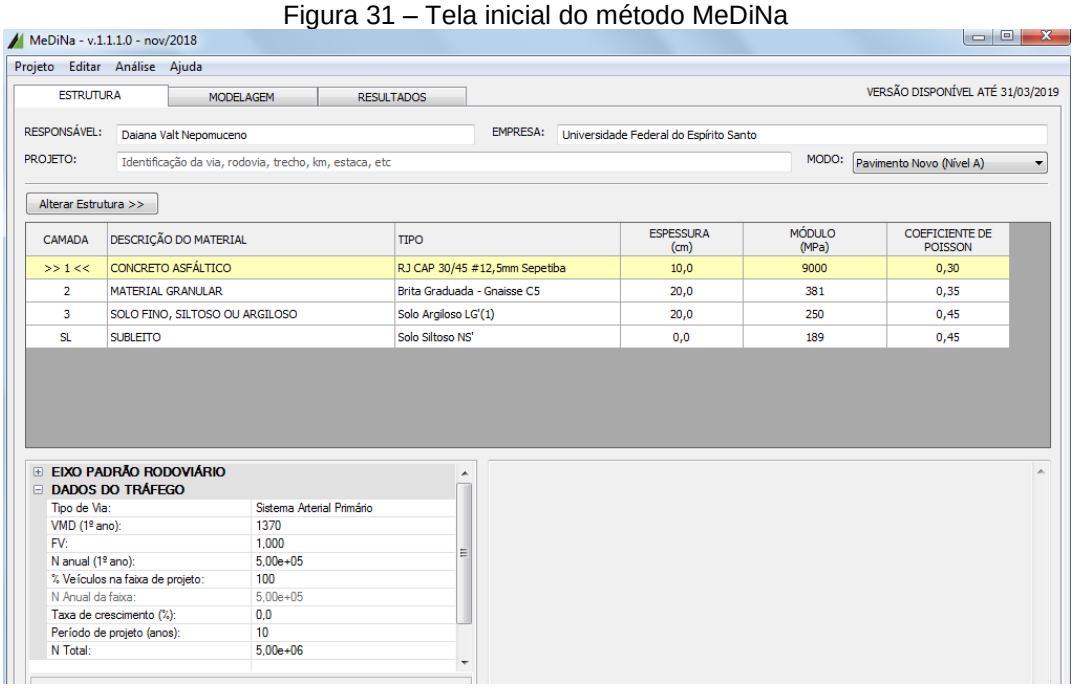
O método MeDiNa tem sua interface dividida em abas, sendo denominadas: estrutura; modelagem e resultados. Ao iniciar o método, o mesmo sempre se apresenta na aba estrutura, onde são inseridas as informações de identificação do projeto; estrutura do pavimento; tráfego e painel onde o método registra o resumo dos resultados das análises ou dos dimensionamentos. Antes de preencher os dados do projeto, define-se em qual modo o método irá tratar os dados. Na versão utilizada apenas dois modos estão disponíveis:

- Pavimento Novo (Nível 1): Modo para elaboração de projetos de pavimentos novos no nível de projeto 1, onde as propriedades das camadas são obtidas por ensaios de laboratório.
- Projeto de Reforço: Modo para elaboração de projeto de reforço, onde as propriedades das camadas existentes são obtidas por meio de retroanálise de bacias deflectométricas.

O modo reforço exige do projetista a entrada dos valores retroanalisados de bacias de campo obtidas com equipamento tipo FWD, pode-se importar as bacias retroanalisadas do BackMeDiNa na opção Importar Retroanálise ou preencher os dados manualmente. Após a importação, o projetista deverá concluir o preenchimento dos dados da camada asfáltica existente, com os dados de percentual de área trincada, IRI, e idade do pavimento, para permitir o método rodar as análises ou o dimensionamento.

A tela inicial do método pode ser visualizada na Figura 31, apresentando uma estrutura inicial composta por quatro camadas, incluído o subleito, podendo ser adicionadas ou retiradas camadas da estrutura (são permitidas, no mínimo três e, no máximo, oito camadas, contando com o subleito), bem como alterar o tipo de material que a camada é constituída. Na tabela que exibe a estrutura do pavimento são apresentadas informações resumidas das propriedades de cada uma das camadas da estrutura do pavimento, como: material constituinte e o tipo selecionado, espessura, módulo de resiliência (se linear ou sigmoidal), e coeficiente de Poisson (DE SOUZA JÚNIOR, 2018).

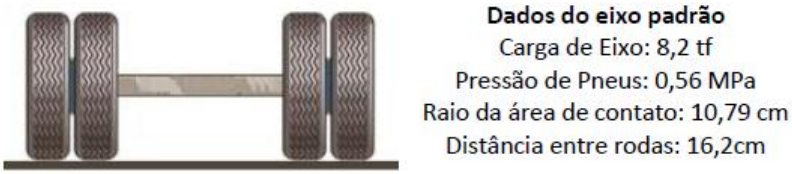
Figura 31 – Tela inicial do método MeDiNa



Fonte: Acervo pessoaL

Segundo Franco (2018), o eixo padrão rodoviário (Figura 32) é o eixo utilizado nas análises e no dimensionamento das estruturas de pavimento. Essa consideração foi definida em função da calibração dos modelos de fadiga, que se baseou na comparação da evolução da área trincada com o número estimado de passagens do eixo padrão. O método pode ser utilizado para calcular automaticamente o número equivalente de passagens do eixo padrão rodoviário. Este pode ser obtido a partir do volume médio diário (VMD) em conjunto com o fator de veículo (FV). A partir destes dois valores, o método MeDiNa calcula o número anual equivalente de eixos (N anual) automaticamente. Caso o projetista já tenha o N anual, ele pode entrar direto com o valor na caixa correspondente.

Figura 32 – Eixo padrão rodoviário assumido no método MeDiNa



Fonte: Franco (2018)

De acordo com Franco (2018), há a necessidade de se informar o tipo de via a ser analisado ou dimensionado. A cada tipo incide um critério de parada do

dimensionamento, bem como os graus de confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa. Os diferentes tipos de vias foram definidos em conformidade com a hierarquia dos sistemas funcionais publicada pelo DNIT. O Quadro 6 resume os critérios e a confiabilidade de cada tipo de via.

Quadro 6 – Critério e confiabilidade de cada tipo de via

Tipo de Via	Confiabilidade	Área Trincada	Deformação Permanente
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20mm
Sistema Local	65%	30%	20mm

Fonte: Franco (2018)

A análise ou dimensionamento dos pavimentos pode ser realizada após inserido todos os dados da estrutura e do tráfego. Para se realizar uma análise pura do comportamento da estrutura com o tráfego, basta clicar a tecla de atalho F3, ou ir no menu *Análise* e clicar na função *Analisar Estrutura*. A análise realiza os cálculos e verifica os critérios de área trincada e/ou deformação permanente, sem alterar a espessura da camada selecionada. No final, apresenta um resumo que pode ser avaliado pelo projetista. Para realizar o dimensionamento da estrutura, basta clicar a tecla de atalho F2, ou ir no menu *Análise* e clicar na função *Dimensionar*, após selecionar a camada que se deseja dimensionar.

No modo *Reforço* apenas a camada asfáltica nova poderá ser dimensionada. Nesta opção, o método irá realizar diversas análises, alterando a espessura da camada marcada, de forma a atender primeiramente o critério da fadiga. Nesse estágio o método irá aumentar ou diminuir as espessuras determinando a melhor espessura para atender o critério máximo permitido de *Área Trincada*. A análise de fadiga ocorre nos dois modos do método. No *Reforço* a área trincada é o único critério considerado. No modo *Projeto Novo*, o MeDiNa continua o dimensionamento verificando a estrutura pelo critério da deformação permanente total. Caso o critério da deformação permanente não seja atendido, o método MeDiNa aumenta gradativamente a espessura da camada marcada, em intervalos fixos (0,5cm em

camadas asfálticas e 1cm nas demais camadas), até que o critério em questão ser atendido (FRANCO, 2018).

Conforme Franco (2018), sendo realizada a análise da estrutura ou o dimensionamento, a aba resultados fica disponível e os relatórios ficam disponíveis para consulta, podendo ser explorado três tipos de relatórios, sendo eles: Evolução Mensal de Danos; Resumo da Deformação Permanente e Bacias de Deflexão e Relatório Completo de Análise, descritos a seguir.

- Evolução Mensal de Danos: apresenta os resultados do comportamento da área trincada, da deformação permanente total e do Módulo Sigmoidal quando houver camadas cimentadas na estrutura;
- Resumo da Deformação Permanente e Bacias de Deflexão: apresenta um resumo da deformação permanente na estrutura ao fim do período de análise, com a contribuição de cada camada na deformação permanente total;
- Relatório Completo de Análise: apresenta todas as informações utilizadas no dimensionamento ou na análise da estrutura.

É possível que o método não consiga dimensionar a estrutura, nestes casos o método emite alguns alertas ao projetista, indicando as situações (Figura 33):

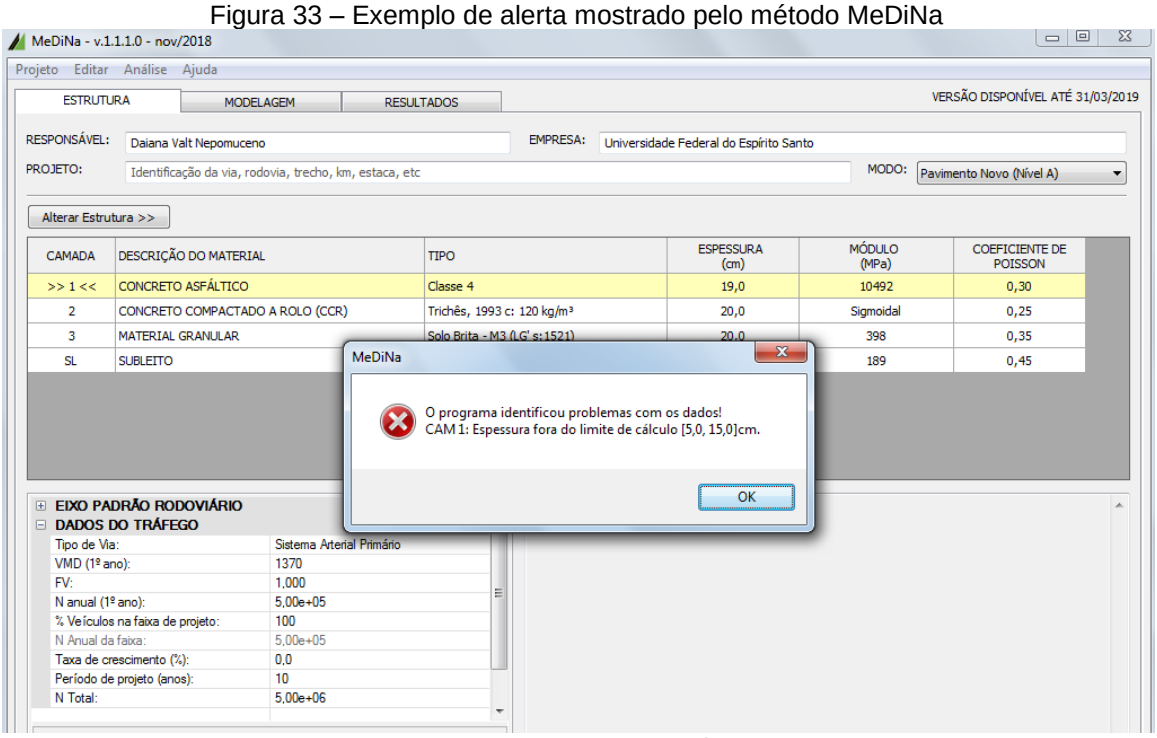
Em relação ao modo Projeto Novo:

1. a espessura atingiu o máximo permitido para a análise (15cm para as camadas asfálticas e 40cm para as demais);
2. a camada apresentou deformação permanente acima do limite de 5% da sua espessura;
3. o Subleito apresentou deformação permanente acima do limite de 5mm; e
4. a camada abaixo da camada estabilizada possui uma deflexão superior a 70 (0,01mm).

Em relação ao modo Reforço:

1. a espessura atingiu o máximo permitido para a análise (15cm para as camadas asfálticas).

Figura 33 – Exemplo de alerta mostrado pelo método MeDiNa



Fonte: Acervo pessoal

2.4.3.3 Indicadores de desempenho previstos no Método MeDiNa

Em um projeto Mecanístico Empírico são utilizados indicadores de desempenho correlacionados com os dois principais defeitos estruturais observados nos pavimentos asfálticos brasileiros: (i) trincamentos de fadiga e (ii) afundamentos de trilhas de roda. Para se definir estes indicadores é necessário se estabelecer equações de regressão dos ensaios de laboratório que são usadas para prever indicadores de desempenho considerados importantes em programas de gerenciamento de pavimentos. Porém, estes indicadores devem ser calibrados a partir de observações sistemáticas de trechos de pavimento construídos e monitorados por longos períodos, o que permite obter fatores campo-laboratório de acordo com os tipos de ensaios de laboratório e as condições adotadas nas análises de tensões-deformações, o que hoje constitui as chamadas funções de transferência. Os indicadores de desempenho calculados pelo MeDiNa são, basicamente:

- Os trincamentos de fadiga (couro de jacaré, trincamentos transversais e longitudinais, agrupados), que foram calibrados pelas observações das pistas experimentais desenvolvidas na Rede Temática de Asfalto da Petrobras.

- Os afundamentos de trilha de roda, consideradas as contribuições acumuladas das camadas de base, sub-base, reforço de subleito e subleito. As eventuais contribuições do revestimento asfáltico para este tipo de defeito são consideradas um problema de dosagem da mistura e definem-se valores admissíveis a serem atendidos de acordo com o volume de tráfego do projeto.

No método MeDiNa se subdividem as camadas estruturais em subcamadas. A espessura das subcamadas é dependente do tipo de material, espessura atual da camada e profundidade dentro da estrutura do pavimento. As respostas do pavimento são calculadas em cada subcamada utilizando a teoria da elasticidade, por meio do programa AEMC, cuja base foi a rotina JULEA desenvolvida por Uzan (1978). A abordagem da análise elástica não linear é realizada de forma simplificada, com a divisão das camadas com este comportamento em três subcamadas. O módulo de resiliência de todas as camadas é empregado no nível A para estimar as deformações, horizontal e vertical, e as profundidades críticas na malha para determinar a localização do dano máximo por fadiga na camada de mistura asfáltica. As respostas do pavimento são usadas para cálculo do dano por fadiga e deformação permanente da base, sub-base e do subleito.

O MeDiNa faz uso de um modelo climático quando é implantado o nível B para ajuste dos valores de módulo dinâmico do revestimento. No nível A, os dados de clima não são utilizados, a não ser na escolha do ligante a ser empregado no pavimento.

a) Deformações permanentes

O cálculo das deformações permanentes previstas no MeDiNa se baseia no cálculo de distorção incremental ou deformação em cada subcamada não ligada. A deformação permanente do revestimento não está incluída neste nível A. Em outras palavras, a deformação permanente acumulada é estimada como o somatório das contribuições de cada camada geotécnica, considerando a espessura da subcamada dentro da estrutura do pavimento. A deformação plástica na superfície ou ATR é a soma das deformações plásticas verticais de cada camada. A taxa ou acúmulo de deformação plástica medida no laboratório no ensaio triaxial de

deformação permanente usando cargas repetidas para solos e britas (subleito e camadas de sub-base e base) é expressa por um modelo de comportamento proposto por Guimarães (2009) que está incorporado no método para permitir o cálculo do ATR.

O afundamento de trilha de roda considerado no método provém da deformação das camadas de base, sub-base e subleito, e, portanto, o modelo matemático gerado para descrever estas deformações dos materiais destas camadas também é usado para seleção de solos e britas a serem usados como materiais de construção, empregando – se limites da deformação total e a tendência ao acomodamento como critérios.

A contribuição do revestimento asfáltico para o ATR não é considerada no Nível A. Assume-se que este defeito ocorre em misturas asfálticas por conta de dosagem não apropriada de mistura asfáltica e/ou inadequada seleção de materiais. Para prevenir o uso de misturas susceptíveis a deformações permanentes, a condição de dosagem a ser satisfeita pela mistura asfáltica para garantir que o revestimento não vai contribuir para o ATR é dada por critério de Número de Fluência (FN) definido em função do volume de tráfego a ser atendido na dosagem da mistura.

O modelo de deformação permanente de solos e britas implementado no MeDiNa, porposto por Guimarães (2009), é representado matematicamente pela Equação 19.

$$\varepsilon_p(\%) = K_1 . \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{k_2} . \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{k_3} . N^{k_4} \qquad (19)$$

Onde

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

k_1, k_2, k_3, k_4 = Parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente);

σ_3= Tensão confinante;

σ_d= Tensão desvio;

ρ_0= Tensão de referência (tensão atmosférica a 1 Kgf/cm²);

N = Número de ciclos de aplicação da carga.

Segundo Guimarães (2009), este modelo permite observar também a tendência de acomodamento das deformações (*shakedown*), característica desejável para os materiais geotécnicos. Normalmente apresenta elevados coeficientes de correlação e normalidade dos desvios. A ferramenta matemática em si descreve de maneira adequada o comportamento observado nos ensaios de cargas repetidas de laboratório, para vários níveis de tensão, e leva em conta também o número de ciclos de carregamento. O que pode ser ponderado é que a comparação com o campo ainda é pequena, e um fator campo-laboratório ainda está sendo desenvolvido, no entanto, estima-se que os ensaios de laboratório são mais severos do que a situação de campo e a estimativa sem qualquer correção seja válida porque a favor da segurança admitindo que os ensaios são severos o suficiente para eliminar, na fase de seleção, materiais não adequados para uso nas camadas ou no subleito.

Para a utilização das equações do modelo proposto deve ser feita a simulação numérica do comportamento estrutural do pavimento, utilizando-se o MeDiNa, de modo a se obter o estado de tensões atuantes em todos os elementos nos quais o pavimento foi discretizado, conforme ilustrado na Figura 34. A contribuição de cada elemento pode ser calculada a partir da definição das tensões σ_d (σ_1 - σ_3) e σ_3 e do número de ciclos de repetição de cargas N. A deformação permanente total das camadas do pavimento, excluindo-se o revestimento asfáltico, será dada pela soma da contribuição de todos os elementos, representada pela Equação 20.

$$\delta_{total}^{p} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{p}^{i} \, h_i \qquad (20)$$

Onde:

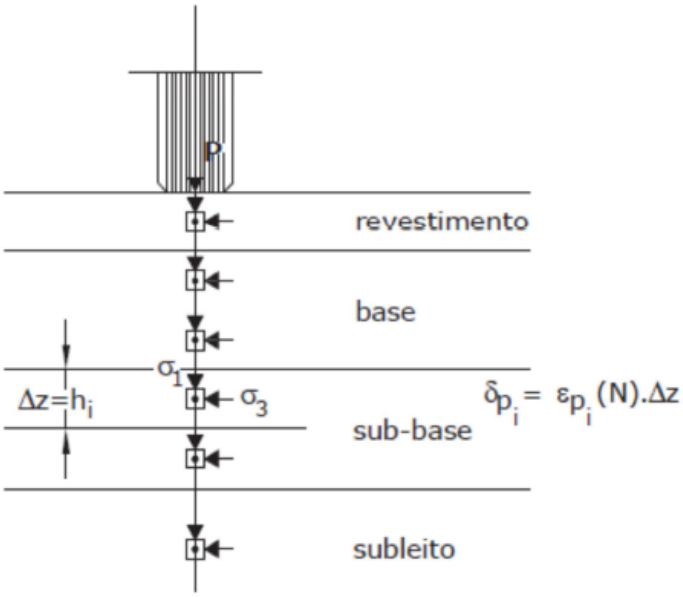
δ_{total}^{p} = Deformação permanente total das camadas do pavimento excluindo o revestimento;

ε_{p}^{i} = Deformação específica plástica média da i-ésima camada;

h_i = Espessura da i-ésima camada;

n = Número total de camadas;

Figura 34 – Tensões atuantes nas camadas do pavimento flexível e efeito no cálculo da deformação permanente



Fonte: Motta *et al* (2018)

b) Trincas relacionadas à carga: couro de jacaré, transversais e longitudinais

As trincas interligadas tipo couro de jacaré são previstas no MeDiNa, consideradas juntamente com as transversais e longitudinais, assumindo que este defeito é o principal critério de ruptura dos pavimentos asfálticos brasileiros. No cálculo da área trincada, (os defeitos de couro de jacaré, trincas longitudinais e transversais são agrupadas neste critério), o método faz análise em vários pontos do revestimento, admitindo que a maioria das fissuras tem início na parte inferior da camada de revestimento asfáltico e se propaga para superfície com tráfego continuado de caminhões, enquanto trincas longitudinais iniciam na superfície, mas quando visíveis na superfície, são englobadas numa só categoria no levantamento visual. O nível A considera o revestimento asfáltico como elástico e caracterizado pelos ensaios de Módulo de Resiliência e Fadiga por compressão diametral de carga repetida. Um modelo genérico de fadiga que calcula o número permissível de aplicações de carga

está apresentado na Equação 21, como uma das expressões mais utilizadas na literatura mundial.

$$N = k_1 . \varepsilon_t^{k_2} . MR^{K_3} \quad (21)$$

Onde:

N = Número permissível de aplicações de eixos de carga;

k_1, k_2, k_3 = Constantes

ε_t = Deformação de tração

MR = Módulo de Resiliência

Mas, para maior precisão do dimensionamento, é melhor que seja estabelecida uma equação específica para cada projeto e neste caso na expressão geral da fadiga não aparece o termo do Módulo de Resiliência, sendo dada pela Equação 22.

$$N = k_1 . \varepsilon_t^{k_2} \quad (22)$$

Onde:

N = Número permissível de aplicações de eixos de carga;

k_1, k_2 = Constantes

ε_t = Deformação de tração

A função de transferência inicial foi estabelecida por Fritzen (2016) considerando o dano acumulado - DA a partir do dano médio (ΔD). Verificou-se pela análise do Medina que a variabilidade percebida no dimensionamento para pequenas variações de espessura da camada asfáltica eram decorrência da alta sensibilidade da função de transferência inicialmente estabelecida.

A partir desta constatação, uma nova análise do banco de dados utilizados na calibração da função de transferência estabelecida por Fritzen (2016) foi realizada visando resolver esta pequena inconsistência inicial, e, com os mesmos dados das

mesmas seções, uma nova função foi definida, com vistas a eliminação da alta sensibilidade dos resultados apresentados pelo MeDiNa.

Para o reajuste da calibração estabelecida por Fritzen (2016) foi necessário identificar e definir matematicamente a melhor curva Sigmoidal que representasse o comportamento da evolução da área trincada dos segmentos monitorados. A expressão da curva sigmoide padronizada é expressa pela Equação 23.

$$AT(\%) = \frac{e^{-A} . e^{-B}}{1-e^{-B}} \tag{23}$$

$$A = \left(\frac{N'-1}{Z-1}\right)^{n}$$

$$B = \left(\frac{-1}{Z-1}\right)^{n}$$

Onde:

Z e n = Parâmetros da curva sigmoide;

AT(%) = Área trincada estimada em percentual;

N’ = Número equivalente deslocado.

De forma similar ao processo de definição da função transferência estabelecida por Fritzen (2016), para todas as seções avaliadas foram multiplicados fatores de deslocamento aos valores de Número N onde havia uma leitura de área trincada, de forma aleatória até minimizar o erro entre a evolução da área trincada com a curva sigmoide padrão. A expressão do Número N ajustado pelo Fator de Deslocamento está apresentada na Equação 24.

$$N' = (N \,.\, fS) \,.\, 10^{-10} \tag{24}$$

Onde:

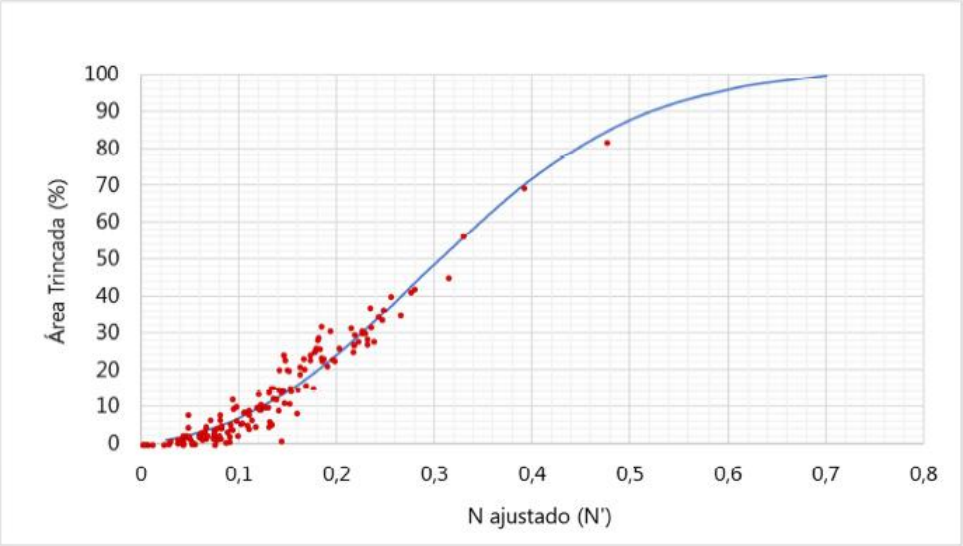
N = Número de repetições do eixo padrão quando foi realizada a medição da área trincada;

fS = Fator de deslocamento atribuído de forma aleatória até minimizar o erro entre a evolução da área trincada com a curva sigmoide padrão;

N’ = Número N ajustado.

Após todos os fatores aplicados, as mais de 30 seções obtidas do estudo de Fritzen (2016) se ajustaram à curva sigmoide, cujo melhor ajuste obtido apresentou os parâmetros Z e n iguais a 0,25 e 5,0 respectivamente, com um coeficiente de determinação $r^2 = 0,82$. O resultado é apresentado no gráfico da Figura 35.

Figura 35 – Curva sigmoide que relaciona o número N ajustado (N’) em relação a porcentagem de área trincada observada em 33 seções do projeto Fundão.



Fonte: Motta *et al* (2018)

Na sequência é preciso correlacionar os dados de Área Trincada com alguma informação estrutural do pavimento. Assim, seguindo a mesma linha de pensamento da calibração anterior, os fatores de deslocamento de cada seção foram correlacionados com o dano médio de fadiga dos mesmos 110 pontos da calibração de Fritzen (2016).

De modo a tornar o processo mais simples, verificou-se que com apenas 20 pontos era possível estabelecer uma boa correlação com os fatores de deslocamento, considerando dos 110 pontos somente os dez pontos da superfície com os dez pontos da face inferior da camada asfáltica. Este dano médio, portanto, foi estimado numa malha distribuída em 20 pontos da camada de revestimento, podendo calcular o dano em até duas camadas asfálticas. O método calcula para cada período, o

dano médio distribuído nestes 20 pontos, em uma grade de 10 pontos distribuídos na direção horizontal a partir do centro do carregamento (considerando o eixo padrão) – ponto 0 cm até 32,85 cm na superfície e na face inferior da camada asfáltica. O dano médio de cada ponto da malha de 20 pontos foi calculado pela divisão de uma aplicação do eixo de carga padrão rodoviário pelo número permissível de aplicações de eixos de carga (N), expresso segundo a Equação 25.

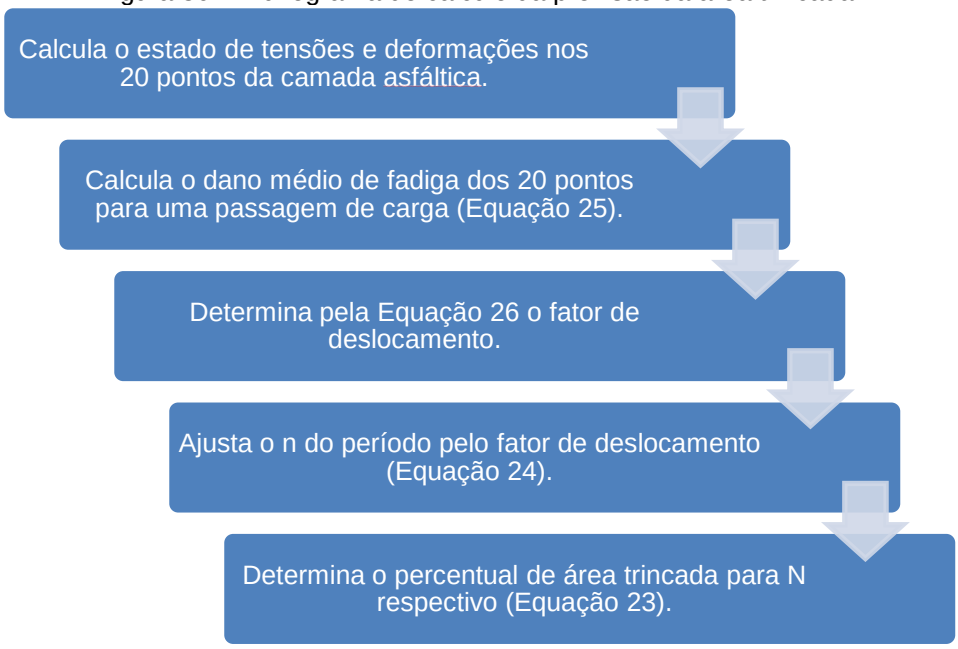
$$D_{médio} = \frac{1}{20}\sum\left(\frac{1}{N}\right)_{t,c} \tag{25}$$

Finalmente obteve-se a atualização da Função de Transferência (FT) que transforma o dano médio em 20 pontos em área trincada prevista, por meio de duas constantes C1 e C2 definidas no processo de calibração. O resultado da correlação, expressa pela Equação 26, onde os fatores C1 e C2 do melhor ajuste foram 1993,7 e 0,3737 respectivamente.

$$fS = C1\,.\,(D_{médio})^{C2} \tag{26}$$

Portanto, a sequência para a determinação da previsão do percentual de área trincada segue uma rotina cujo fluxograma está ilustrado na Figura 36.

Figura 36 – Fluxograma de cálculo da previsão da área trincada.

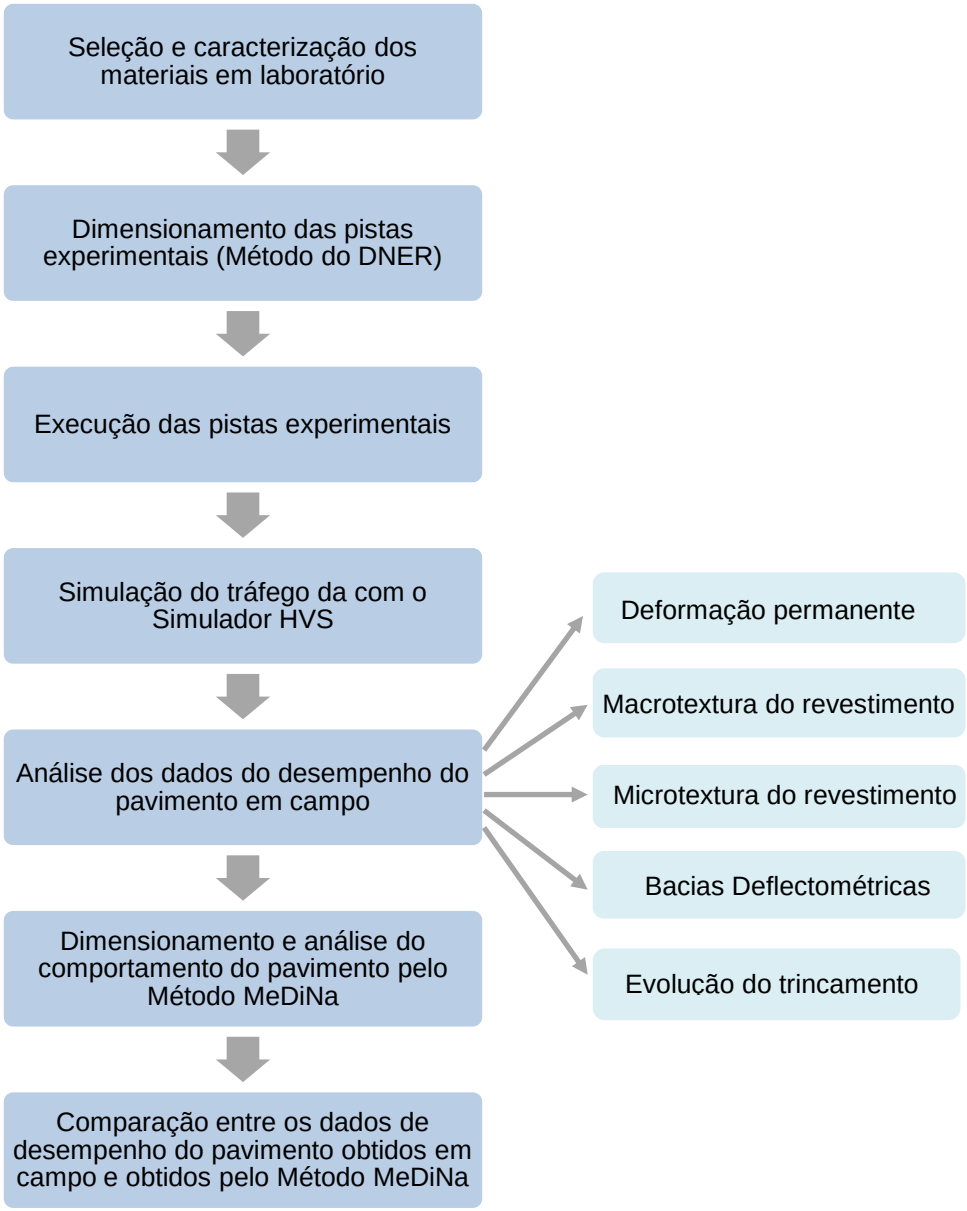


Fonte: Motta *et al* (2018)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são abordados os materiais e ensaios utilizados nesta pesquisa. A Figura 37 ilustra um fluxograma de todas as etapas executadas, i.e., definição das misturas e dimensionamento dos trechos, construção das pistas experimentais e simulação pelo método MeDiNa.

Figura 37 – Fluxograma do programa experimental



Fonte: Acervo próprio

3.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS NAS CAMADAS DE BASE E SUB-BASE

Foram selecionados dois solos para a constituição das misturas empregadas nas camadas de base e sub-base avaliados neste estudo. A escolha das duas jazidas de empréstimo dos solos para execução das pistas experimentais foi feita de modo que estas se localizassem próximas à região de Iconha/ES para facilidade de transporte de material. A primeira jazida estava localizada no Km 368 da BR-101 e a segunda jazida estava localizada no Km 373 da BR-101. Ensaios para as caracterizações físicas e mecânicas dos solos foram realizados e mostrados em detalhe no trabalho de Furiei (2019). Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados das caracterizações físicas e mecânicas dos solos estudados

Propriedades	Solos	
	Km 368	Km 373
Massa específica real dos grãos (g/cm^3)	2,65	2,65
Limite de liquidez (%)	49,00	0,26
Limite de plasticidade (%)	24,80	0,15
Índice de plasticidade (%)	24,20	0,11
Classificação	A-7-6	A-2-6

Fonte: Acervo pessoal

Segundo a classificação de AASHTO HRB, o solo do Km 368 foi caracterizado como um solo A-7-6, composto principalmente de argila, com alto limite de líquido, muito plástico e com grande variação de volume. Amostras compactadas em energias Proctor intermediárias e modificadas apresentaram valores de CBR de 22,7% e 25,3%, respectivamente. Este solo é considerado fraco a pobre para aplicação de subleito de pavimento. É um dos tipos mais comuns de solos apresentados no Brasil, classificados como solos lateríticos de acordo com sua mineralogia.

O solo do Km 373 foi caracterizado como solo A-2-6, classificado como solo arenoso com presença de pedregulhos e argila, bem graduado, com média plasticidade, e apresentou valores de CBR de 49,9% e 89,1%, no Proctor intermediário e

modificado. Este tipo de solo é considerado excelente a bom para aplicação de subleito de pavimento.

Para a estabilização do solo do KM 368 (argiloso), foi empregado o co-produto KR. O coproduto KR utilizado no trabalho foi fornecido pela empresa ArcelorMittal Tubarão, coletado conforme a NBR 10007 (ABNT, 2004). Para a estabilização do solo do KM 373 (arenoso), foi utilizado cimento Portland composto com escoria de alto forno resistente a sulfatos (CPIII 40 RS), produzido segundo a norma NBR 16697/2018. Este foi adquirido em comercio local.

Os teores de co-produto KR e cimento Portland foram determinados após extensiva análise laboratorial. Furieri (2019) apresenta em seu trabalho os resultados dos ensaios físicos e mecânicos realizados com as misturas dos solos das duas jazidas com diferentes proporções de cimento (3%, 5%, 6% e 7%) e coproduto de aciaria KR (15%, 20%, 25%). Foi então definido o uso do solo do Km 373 para as misturas de solo melhorado com cimento (3%) nas camadas de base das Pista 01 e Pista 02, e na sub-base da Pista 02, pois essa mistura de solo melhorado com cimento apresentarou valores de CBR de 128,5% e MR de 586,69 MPa para uma tensão confinante de 0,1 Mpa na energia modificada, atendendo as especificações do DNIT para uso em camadas de pavimentos.

O solo do Km 368 foi utilizado para a mistura com coproduto de aciaria KR (20%) e empregada na camada de sub-base da Pista 02. Essa mistura apresentou valores de CBR de 103,2% e 81,2 %, nas energias modificadas e intermediárias, respectivamente. Dessa forma, verificou-se um grande incremento na capacidade de suporte do solo argilo devido a estabilização com co-produto KR. Além disso, os valores de MR também foram bem acima dos valores típicos de solos utilizados na pavimentação, sendo obtidos MRs de 1107,87 MPa e 1491,87 MPa para uma tensão confinante de 0,1 Mpa nas energia intermediária e modificada, respectivamente. De acordo com Pires et al. (2019), os mecanismos de estabilização do solo arigiloso com coproduto KR parecem estar mais relacionados à troca de cátions entre KR e íons de argila do que devido à hidratação cimentícia e reações pozolânicas. Como resultado, solos argilosos quando estabilizados com escória KR reduzem sua plasticidade e, conseqüentemente, aumentam sua resistência

A Tabela 4 apresenta os valores um resumo com as principais propriedades das misturas dos solos com cimento Portland e com Coproduto de aciaria KR.

Tabela 4 – Principais propriedade das misturas utilizadas em campo

Propriedades	SMC: Solo KM373 melhorado com cimento (3%)	Solo-KR: Solo KM368 com KR (20%)
Massa Específica Máxima Seca (g/cm^3)	2,013	1,804
Umidade Ótima (%)	10,1	17,4
CBR (%)	128,5	81,2
Módulo de Resiliência (MPa)	586,69	1491,87

Fonte: Acervo pessoal

3.2 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO ASFÁLTICO UTILIZADO

3.2.1 Agregados

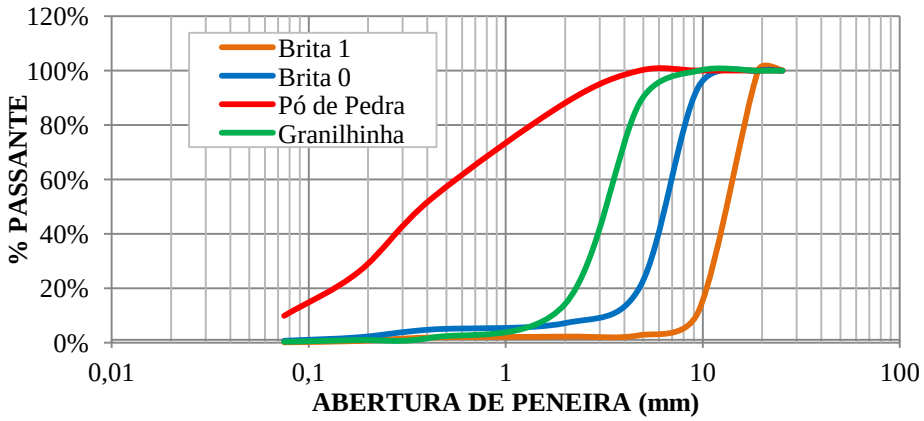
Os agregados utilizados na fabricação do revestimento asfáltico aplicado nos trechos experimentais foram coletados na Indústria de Mineração Brasitália, localizada em Serra-ES. Estes materiais são oriundos do beneficiamento de rocha granítica. Foram coletadas amostras com diferentes composições granulométricas para posterior composição de traço concreto asfáltico. Assim, foram coletadas amostras de brita 1, brita 0, granilhinha e pó de pedra. As distribuições granulométricas foram obtidas de acordo com a norma DNER – ME 083/98. Os resultados encontrados estão apresentados nas Tabelas 5 e no Gráfico 1.

Tabela 5 - Análise granulométrica de agregados da Indústria de Mineração Brasitália

Abertura da Peneira de Malha Quadrada		Material Passando (%)			
mm	Pol / n°	Brita 1	Brita 0	Granilhinha	Pó de Pedra
25,4	1"	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
19,1	3/4"	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
9,5	3/8"	11,40%	94,10%	100,00%	100,00%
4,8	4	2,80%	20,50%	88,40%	100,00%
2	10	2,20%	7,10%	14,20%	88,10%
0,42	40	1,90%	4,80%	1,90%	52,90%
0,18	80	0,60%	1,90%	1,00%	26,10%
0,075	200	0,10%	0,60%	0,40%	9,80%

Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 1 – Curvas granulométricas individuais dos agregados da Indústria de Mineração Brasitália



Fonte: Acervo pessoal

Para determinação da massa específica dos agregados foi aplicada a metodologia de ensaio DNER-ME 081/98 para os agregados graúdos (entre 2,0 mm e 75,0 mm), e DNER-ME 194/98 para os agregados miúdos (menor que 2,0 mm). O ensaio utilizado para verificar a resistência à abrasão do material foi o Desgaste Los Angeles normatizado por DNER- ME 035/98. Os resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Caracterização dos agregados estudados

Ensaios	Norma	Limites (DNIT-ES 031/2006)	Agregados Brasitália
Massa Específica Ag. Miúdo	(DNER 194/98)	-	
Granilha			2,84
Pó de Pedra			2,84
Massa Específica Ag. Graúdo	(DNER 081/98)	-	
Brita 1			2,81
Brita 0			2,8
Massa unitária (kg/dm3)	(DNER-ME 152/95)	-	
Brita 1			1,48
Brita 0			1,51
Granilhinha			1,44
Pó de Pedra			1,57
Absorção (%)	(DNER - ME 081/98)	-	
Brita 1			0,17
Brita 0			0,49
Abrasão Los Angeles	(DNER- ME 035/98)	50% max	41,7
Durabilidade ao sulfato de sódio	(DNER 089/94)	12% max	0,6

Fonte: Acervo pessoal

A camada de revestimento asfáltico foi executada utilizando-se asfalto borracha, i.e., concreto asfáltico do tipo CBUQ com ligante asfáltico modificado com borracha. A Tabela 7 destaca o resumo das principais características do CAP adotado.

Tabela 7 - Características dos ligante asfáltico empregado nas camadas de revestimento do trecho experimental em estudo

Características	Método	Especificação	Resultado
Penetração (100g, 5s, 25°C), (0,1 mm)	NBR 6576	30-70	51
Ponto de amolecimento, mín, (°C)	NBR 6560	55	58
Viscosidade Brookfield (175°C, 20rpm, spindle 3), cP	NBR 15529	800-2000	1655
Ponto de Fulgor, mín, (°C)	NBR 11341	235	> 240
Recuperação Elástica Torciômetro (25°C, 30 min) mín., (%)	NLT -329	50	74
Recuperação Elástica Ductiômetro (25°C, 10 min) mín., (%)	NBR 15086	50	80
Teste no Resíduo do RTFOT a 163°C, 85 minutos:			
Variação de massa, máx., (%)	NBR 15235	1,0	0,14
Aumento do Ponto de amolecimento, máx., (°C)	NBR 6560	10,0	3,9
Percentagem de Penetração Original, mín., (%)	NBR 6576	55	76
Percentagem de Recuperação elástica Original, mín., (%)	NBR 15086	100	106

Fonte: Acervo pessoal

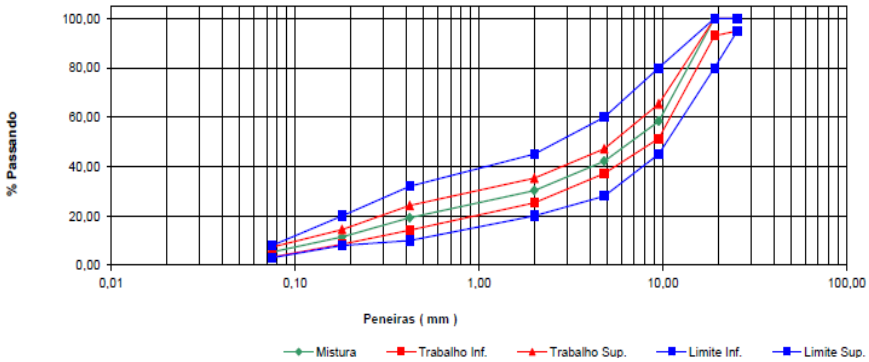
A faixa granulométrica utilizada na mistura asfáltica foi a Faixa B da norma DNIT 031/2004 -ES por ser a faixa granulométrica possivelmente adotada pela concessionária que administra a rodovia BR 101 em suas obras de pavimentação. A Tabela 8 apresenta a composição granulométrica utilizadas na mistura asfáltica e a Figura 38 mostra que a composição granulométrica se adequou aos limites de trabalho de norma.

Tabela 8 - Composição granulométrica da mistura asfáltica

Peneiras		**Brita 1**	**Brita 1/2**	**Pedrisco**	**Pó de Pedra**	**Cal CH-I**	**Mistura**	**Faixa de Trabalho**		**Especificação Faixa B DNIT 031/2004 -ES**	
Pol	**(mm)**	**44%**	**18%**	**8,0%**	**28,5%**	**1,5%**	**100%**	**Lim. Inf.**	**Lim. Sup.**	**Lim. Inf.**	**Lim. Sup.**
1"	25,40	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	95,0	100,0	95,0	100,0
3/4"	19,10	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	93,0	100,0	80,0	100,0
1/2"	12,70	94,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,4	90,4	100,0	90,0	100,0
3/8"	9,50	9,5	90,0	100,0	100,0	100,0	58,4	51,4	65,4	45,0	80,0
n°4	4,80	3,8	16,5	94,1	100,0	100,0	42,2	37,2	47,2	28,0	60,0
n°10	2,00	3,5	3,6	15,8	88,8	100,0	30,3	25,3	35,3	20,0	45,0
n°40	0,42	3,0	2,8	2,4	55,0	100,0	19,2	14,2	24,2	10,0	32,0
n°80	0,18	2,3	1,8	1,1	29,9	99,9	11,4	8,4	14,4	8,0	20,0
n°200	0,08	1,0	0,9	0,5	11,7	88,0	5,3	3,3	7,3	3,0	8,0

Fonte: Acervo pessoal

Figura 38 – Faixa granulométrica da mistura asfáltica



Fonte: Acervo pessoal

De posse destes materiais, foi feito a dosagem do concreto asfáltico por empresa terceirizada, utilizando a metologia Marshall segundo a norma DNER-ME 043/95. Os resultados do estudo de dosagem são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Características da dosagem Marshal da mistura asfáltica utilizada

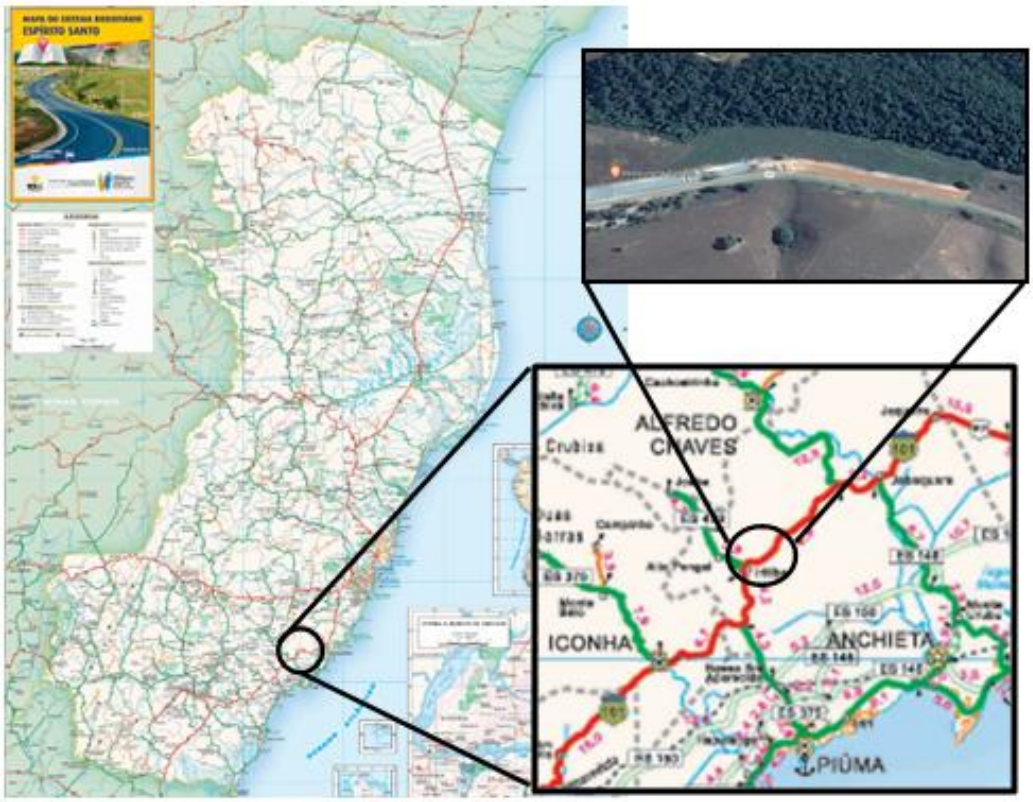
Características	Valores encontrados	Especificações	
		mínimo	máximo
Teor (%)	5	4,7	5,3
D (g/cm³)	2,586	-	-
d (g/cm³)	2,483	-	-
Vv (%)	3,99	3	5
RBV (%)	75,68	65	78
Estabilidade (Kgf)	1442,17	800	-
Fluência (mm)	3,15	2	4
VAM (%)	16,4	15	-
RTCD (Kgf/cm²)	9,89	7,5	-

Fonte: Acervo pessoal

3.3 TRECHO EXPERIMENTAL

O trecho experimental avaliado nesta dissertação está situado no município de Anchieta/ES entre os Kms 362 e 363 da Rodovia BR 101/ES, conforme Figura 39.

Figura 39 – Mapa da localização do trecho experimental



Fonte: Acervo pessoal

O clima do Município de Anchieta é classificado como litorâneo úmido. A média de temperatura dos meses mais quentes é de 31 °C, e nos meses mais frios de 18 °C (CLIMATE-DATA.ORG). Ensaios laboratoriais mostraram que o material do subleito apresenta Índice de Suporte Califórnia (ISC) superior a 10%.

O dimensionamento do pavimento do trecho experimental foi realizado através do método empírico do DNER e executado pela empresa RoadRunner Engenharia, considerando um número N AASHTO de projeto de 2,32 $x10^7$ e N USACE de $5,74x10^7$ (para um período de projeto de 10 anos).

As espessuras determinadas pelo dimensionamento empregadas na execução das quatro pistas experimentais são mostradas na Tabela 10.

Tabela 10 - Dimensionamento das pistas experimentais

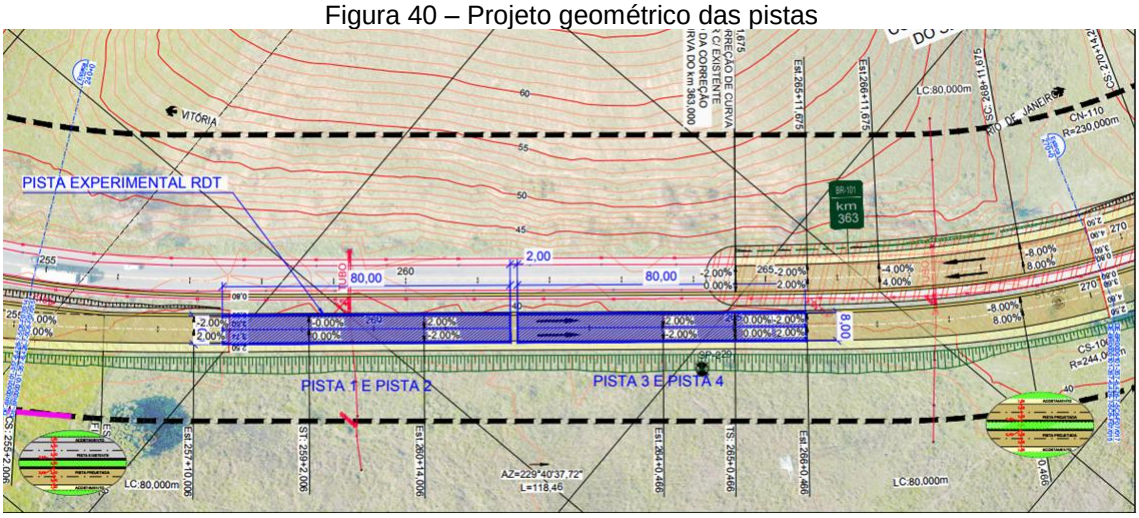
Camada	Pista 01	Pista 02	Pista 03	Pista 04
Revestimento	9cm CBUQ (CAP Borracha)	9cm CBUQ (CAP Borracha)	9cm CBUQ (CAP Borracha)	9cm CBUQ (CAP Borracha)
Base	20 cm de SMC com 3%	20 cm de SMC com 3%	18 cm de BGTC + 11cm de BGS	20 cm de BS PLUS 1:1000 + Sulfato Alumínio 1:5000
Sub-base	20 cm de Solo com 20% KR	20 cm de SMC com 3%	10 cm BGS	20 cm de BS PLUS 1:1500 + 3% de CAL
Subleito	CBR > 10%	CBR > 10%	CBR > 10%	CBR > 10%

*SMC – Solo melhorado com cimento

Fonte: Acervo pessoal

No período de novembro a dezembro de 2017, foi iniciada a construção de quatro pistas com comprimento de oitenta metros (80,00m) e largura de quatro metros (4,00m) cada para a condução dos ensaios em campo, sendo o foco da pesquisa somente a comparação e estudo das Pistas 01 e 02. A Figura 40 apresenta o projeto geométrico das pistas, destacadas na cor azul.

Figura 40 – Projeto geométrico das pistas

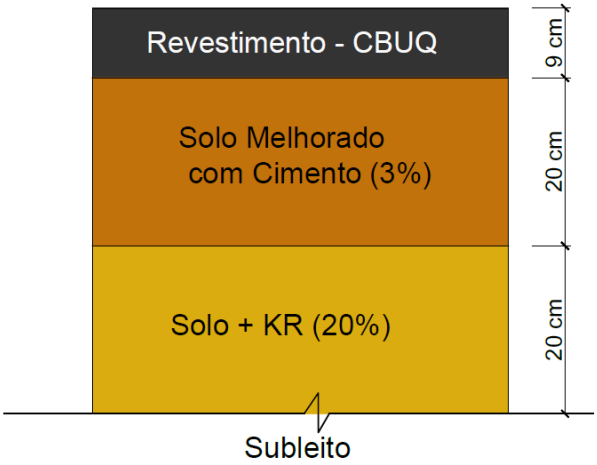


Fonte: Acervo pessoal

3.4 EXECUÇÃO DA PISTA 01 – SUB-BASE DE SOLO COM 20% DE KR E BASE DE SMC COM 3% DE CIMENTO PORTLAND

A Pista 01 possui uma camada de sub-base de 20 cm de espessura composta com solo da área de empréstimo localizada no Km 368 da BR-101 misturado com escória KR com proporção de 20% e uma camada de base de 20 cm de espessura de SMC composta de solo da jazida do Km 373 da BR-101 melhorado com 3% de cimento Portland do tipo CPII fornecido pela Holcim. A camada de revestimento é composta por concreto asfáltico modificado com borracha com 9 cm de espessura. A Figura 41 ilustra as espessuras e materiais a serem empregados nas diversas camadas da Pista 01.

Figura 41 – Estrutura do pavimento da Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Após lançamento do solo na camada de sub-base, foi lançada a escória KR. A homogeneização da mistura de solo com escória KR foi feita por meio do emprego de uma máquina recicladora modelo Wirtgen W2500. Após homogeneização, para compactação da camada foram necessárias de 16 passadas do rolo pé de carneiro, modelo Dynapac CA250, e mais 04 passadas do rolo liso, modelo Caterpillar CF54b. A Figura 42 apresenta o maquinário espalhando a escória KR na sub-base e a recicladora realizando a mistura da escória KR com o solo, para posterior compactação.

Figura 42 – Espalhamento e homogeneização da escória KR na sub-base da Pista 01

Fonte: Acervo pessoal

A execução da camada de base da Pista 01 foi realizada com 16 passadas do rolo pé de carneiro mais 04 passadas do rolo de pneu, modelo Dynapac CP271, para compactação. A Figura 43 apresenta a mistura do cimento com o solo da jazida do Km 373 realizada pela recicladora e posterior compactação.

Figura 43 – Homogeneização do SMC e compactação da base da Pista 01

Fonte: Acervo pessoal

A execução do revestimento de concreto asfáltico da Pista 01 em seguida. A Figura 44 apresenta a execução da pintura de ligação para recebimento do revestimento na Pista 01 e a estrutura resultante. A estrutura foi executada com uma vibroacabadora modelo Bomag VDA 600G3 com auxílio de rolo compactador de pneus modelo Hamm GRW280 e um rolo liso modelo Hamm HD90.

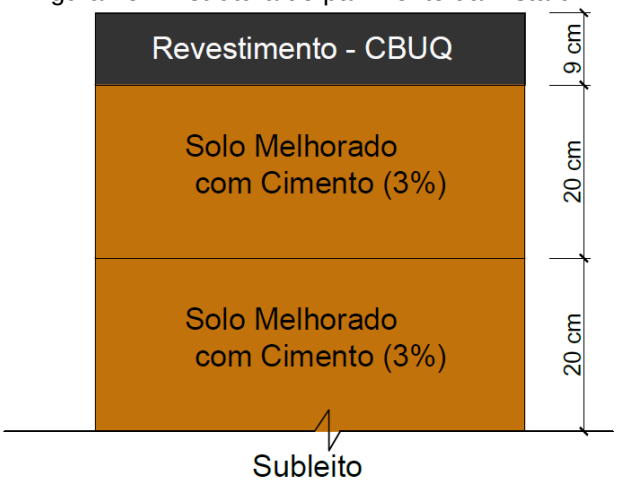
Figura 44 – Fases da execução do revestimento da Pista 01

Fonte: Acervo pessoal

3.5 EXECUÇÃO DA PISTA 02 – SUB-BASE E BASE COM 3% DE CIMENTO PORTLAND

A Pista 02 possui camadas de sub-base e base de 20 cm de espessura cada compostas com solo da jazida do Km 373 da BR-101 melhorado com cimento. A camada de revestimento é composta por concreto asfáltico modificado com borracha com 9 cm de espessura. A Figura 45 ilustra as espessuras e materiais a serem empregados nas diversas camadas da Pista 02.

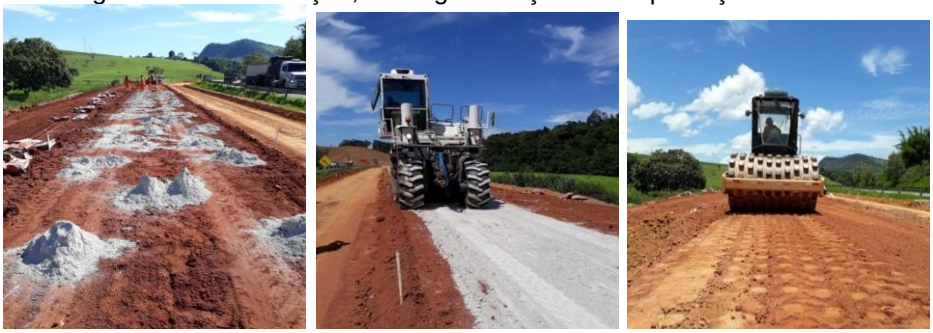
Figura 45 – Estrutura do pavimento da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

A execução da camada de sub-base da Pista 02 foi realizada com 16 passadas do rolo pé de carneiro mais 04 passadas do rolo de pneu para compactação. A Figura 46 apresenta a distribuição do cimento sobre a camada de sub-base, a recicladora realizando a mistura do cimento com o solo e a posterior compactação.

Figura 46 – Distribuição, homogeneização e compactação Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Após a execução da base o revestimento de concreto asfáltico da Pista 02 foi executado conforme apresentada na Figura 47.

Figura 47 – Fases da execução do revestimento da Pista 02

Fonte: Acervo pessoal

3.6 CARACTERÍSTICAS DO SIMULADOR DE TRÁFEGO EMPREGADO NA PESQUISA

O simulador de tráfego móvel utilizado na pesquisa (modelo HVS) possui resumidamente as seguintes características na sua configuração:

- Comprimento total do equipamento: 19m;
- Largura total: 3m;
- Altura: 4,5m;
- Peso total: 50t;
- Velocidade: 8km/h;
- Comprimento de simulação máxima: 10,0m;
- Comprimento de simulação útil: 6,0m;
- Largura de simulação máxima: 1,0m;
- Ciclos: 350 ciclos p/h (Sentido Único) ou 700 ciclos p/h (Sentidos Opostos);
- Carga máxima aplicada (semi - eixo) 9tf;
- Possibilidades de Pneus a serem utilizados: 900 x 20, 1.000 x 20 ou super single.

A Figura 48 mostra o equipamento simulador que será utilizado para avaliação da estrutura analisada no estudo e alguns detalhes internos, como a aplicação da carga na pista por uma unidade hidráulica.

Figura 48 – Simulador de tráfego tipo HVS empregado na pesquisa

Para a previsão de operações equivalentes para as seções de teste com o HVS foram consideradas as seguintes características:

- Carga de 8,2 tf no semi-eixo
- 120 psi de pressão nos pneus
- 540 semi-ciclos por hora
- Operação bidirecional
- Deslocamento lateral transversal de 1m
- 20 h de operação por dia
- 30 dias de operação por mês
- Esforço de tração na camada de CAUQ de 11kgf/cm²

De posse destes dados de entrada, foi determinado por projetista o período necessário de testes com o HVS em cada pista experimental, mediante emprego

das expressões constantes da Publicação IPR 723 (DNIT, 2006), de forma a simular os números de tráfego N_{USACE} e N_{ASSHTO} de projeto. Os resultados obtidos indicaram o tempo de 2,8 meses (85 dias) de teste em cada pista experimental conforme apresentados no relatório do projetista (Figuras 49 e 50).

Figura 49 – Cálculo do Número N USACE e AASHTO e respectivo prazo em meses para ensaio no HVS

Previsão de Operações Equivalentes para a Seção Teste

Rodovia:	BR-101/ES	**Ciclos por hora**	540	**N de Projeto (10 anos)**	
Trecho:	Experimento da Dupliccação	**Horas por dia**	20	**AASHTO**	2,32E+07
Pista:	Seção teste 3B	**Dias por mês**	30	**USACE**	5,74E+07
		Ciclos por mês	324.000		

Metodologia	Carga no Semi-eixo (t)	Ciclo Inicial	Ciclo Final	Total de Ciclos	Fator Equivalência	Número N Acumulado	N ano	Anos	Prazo de Ensaio (meses)
USACE	8,0	-	923.000	923.000	62,192	5,74E+07	5,74E+06	10,0	2,8
AASHTO	8,0	-	1.275.000	1.275.000	18,239	2,33E+07	2,32E+06	10,0	3,9
D - Tecnapav	8,0	-	2.140.000	2.140.000	26,718	5,72E+07	5,74E+06	10,0	6,6
ε_t - FHWA	8,0	-	6.500.000	6.500.000	3,583	2,33E+07	2,32E+06	10,0	20,1
ε_v - D & M 1965	8,0	-	2.620.000	2.620.000	21,868	5,73E+07	5,74E+06	10,0	8,1
ev - Santucci (Asphalt Institute)	8,0	-	1.270.000	1.270.000	18,268	2,32E+07	2,32E+06	10,0	3,9

Fonte: Acervo pessoal

Figura 50 – Estimativa, em dias de ensaio no HVS, correlacionado com ano de projeto (N USACE)

Previsão das Campanhas de Monitoramento dos Pavimentos

Rodovia:	BR-101/ES	**Ciclos por hora:**	540	**N de Projeto (10 anos)**	
Trecho:	Experimento da Dupliccação	**Horas por dia:**	20	**AASHTO**	2,32E+07
Pista:	Seção teste 3B	**Dias por mês:**	30	**USACE**	5,74E+07
		Ciclos por mês:	324.000		

Metodologia	Ensaio (n.)	Carga no Semi-eixo (t)	Ciclo Inicial	Ciclo Final	Total de Ciclos Acumulados	Fator Equivalência	Número N Acumulado	N ano	Anos	Dias a partir do início para realização do monitoramento
USACE		8,0	-	923.000	923.000	62,192	5,74E+07	5,74E+06	10,0	
USACE	1	8,0	-	1.608	1.608	62,192	1,00E+05	5,74E+06	0,0	0
	2	8,0	1.608	8.040	8.040	62,192	5,00E+05	5,74E+06	0,1	1
	3	8,0	8.040	16.079	16.079	62,192	1,00E+06	5,74E+06	0,2	1
	4	8,0	16.079	80.397	80.397	62,192	5,00E+06	5,74E+06	0,9	7
	5	8,0	80.397	160.793	160.793	62,192	1,00E+07	5,74E+06	1,7	15
	6	8,0	160.793	321.586	321.586	62,192	2,00E+07	5,74E+06	3,5	30
	7	8,0	321.586	482.379	482.379	62,192	3,00E+07	5,74E+06	5,2	45
	8	8,0	482.379	643.172	643.172	62,192	4,00E+07	5,74E+06	7,0	60
	9	8,0	643.172	803.965	803.965	62,192	5,00E+07	5,74E+06	8,7	74
	10	8,0	803.965	923.000	923.000	62,192	5,74E+07	5,74E+06	10,0	85

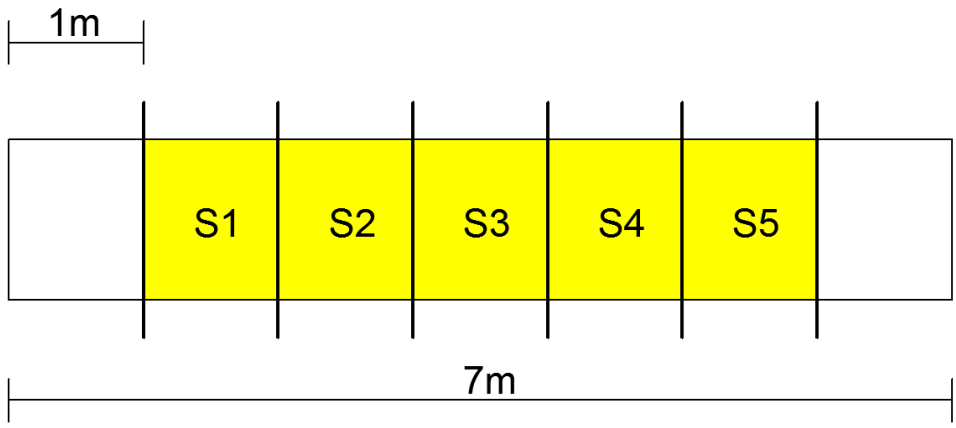
Fonte: Acervo pessoal

Como podemos observar nas Figuras 49 e 50, o número total de passadas do simulador em cada pista experimental foi de aproximadamente 1.000.000 de ciclos para simular o volume de tráfego de um projeto de 10 anos. Este número total de ciclos foi determinado considerando o número de operações de um eixo rodoviário normalizado, N, de $5{,}7x10^7$, dividido por um fator de carga determinado de acordo com o modelo USACE de 62 (considerando 16tf por eixo).

3.7 PROCEDIMENTO DE AVALIAÇÃO EM CAMPO

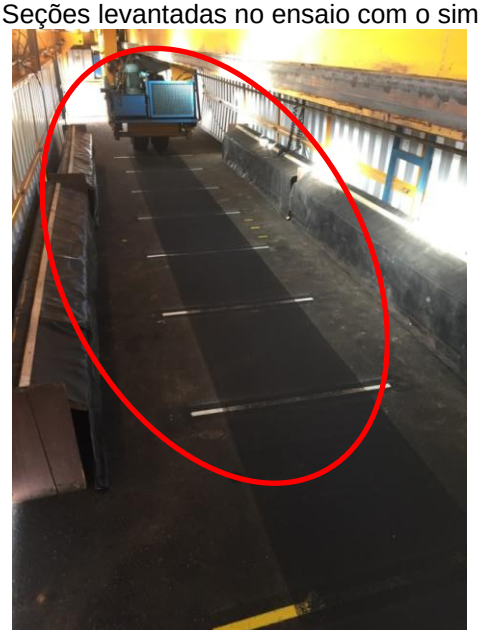
Para a medição dos parâmetros de desempenho de cada pista do trecho teste, dividiu-se a pista ensaiada pelo simulador de tráfego em 7 segmentos de 1m de extensão cada (Figura 51 e 52). Para a avaliação, foram excluídos o segmento inicial e o segmento final, locais de aceleração e desaceleração do equipamento simulador de tráfego. Assim, as medidas dos parâmetros do comportamento do pavimento foram realizadas em cinco seções transversais da seção teste (S1, S2, S3, S4 e S5).

Figura 51 – Seções levantadas no ensaio com o simulador



Fonte: Acervo pessoal

Figura 52 – Seções levantadas no ensaio com o simulador HVS



Fonte: Acervo pessoal

3.7.1 Levantamento das Deflexões

As medições deflectométricas foram realizadas por meio de ensaio com Viga Benkelman (Figura 53), sendo possível o acompanhamento das deflexões do pavimento com a evolução do número de passadas do trem de carga do simulador.

Figura 53 – Viga Benkelman

Fonte: Acervo pessoal

As medidas deflectométricas foram realizadas em dois levantamentos semanais em cada uma das cinco seções transversais consideradas na pista analisada. Nas medidas das deflexões, a carga aplicada pelo rodado do simulador foi igual a 8,2tf em um semi-eixo simples de roda dupla, ou seja, considerando-se um eixo padrão completo, o pavimento será solicitado a uma carga de 16,4 tf. A carga de 8,2 tf para o ensaio de determinação das deflexões com a Viga Benkelman é um valor padronizado pela norma DNER-ME 024/94, porém para diminuir o tempo de ensaio dobrou-se a carga aplicada sobre o pavimento, adotando o valor de 16,4tf.

Nos levantamentos deflectométricos, também foram medidas as temperaturas do revestimento asfáltico no interior do pavimento, por um termômetro interno a 3 cm da superfície (Figura 54). Fez-se, assim, a correção das deflexões em função das temperaturas do pavimento no momento do levantamento.

Figura 54 – Termômetro medindo a temperatura do pavimento

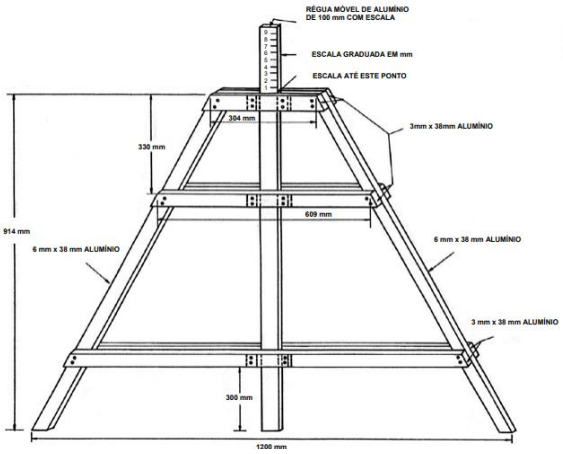
Fonte: Acervo pessoal

3.7.2 Deformações permanentes

O acompanhamento da evolução das deformações permanentes do pavimento foi realizado com uma treliça metálica (Figuras 55), que permitiu determinar o afundamento de trilha de roda das seções analisadas. De acordo com a norma DNIT 006/2013 – PRO, o ATR deve ser medido em milímetros, em cada estação demarcada, utilizando-se a treliça metálica (Figura 56), padronizada, tendo 1,20m de

comprimento na base, dotada de régua móvel instalada em seu ponto médio e que permite medir, em milímetros, as flechas da trilha de roda.

Figura 55 – Treliça metálica utilizada para medir afundamento de trilha de roda



Fonte: DNIT (2003)

Os levantamentos das deformações na trilha de roda foram executados nas trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE), anotando-se o maior valor medido em cada trilha. As medidas das deformações permanentes foram realizadas duas vezes por semana, concomitantemente aos levantamentos deflectométricos e de trincamento, nas seções transversais consideradas efetivas em cada pista ensaiada. Foram determinados os valores individuais para cada seção transversal e a média das seções em cada levantamento.

Figura 56 – Ensaio de afundamento da trilha de roda sendo realizado

Fonte: Acervo pessoal

3.7.3 Análise da resistência ao trincamento por fadiga

A análise da evolução de trincas por fadiga na superfície do pavimento foi efetuada por meio de inspeção visual, realizada duas vezes na semana em conjunto com as medições deflectométricas. Nas inspeções as trincas que surgiram na superfície foram demarcadas nas cinco seções teste pré-definidas. As trincas foram demarcadas com tinta de diferentes cores em cada semana.

A cada inspeção, as trincas também foram desenhadas em papel milimetrado, com o auxílio de um gabarito em estrutura metálica de 1,0 x 1,0m (Figura 56), subdividida em quadrados de 10cm de lado, identificadas por letras e números e colocada sobre o revestimento trincado, facilitando a transposição dos levantamentos. Posteriormente, as trincas também foram repassadas para via digital, auxiliando na representação da evolução das trincas.

Figura 57 – Gabarito utilizado para marcação das trincas nas seções ensaiadas pelo simulador

Fonte: Acervo pessoal

3.7.4 Medidas da Microtextura e Macrotextura do revestimento

Além dos levantamentos estruturais, fez-se uma avaliação das condições de micro e macrotextura do revestimento. A microtextura do revestimento foi medida através do Pêndulo Britânico mostrado na Figura 58. Através da diferença de altura entre o início e o final do movimento, tem-se uma medida indireta de microtextura superficial, podendo-se avaliar a perda de resistência á derrapagem em função do tráfego, conforme normatizado pela ASTM E303-93.

Seu princípio de funcionamento baseia-se em um pêndulo padronizado com uma base de borracha, que é lançado em direção ao pavimento molhado, com o objetivo de medir-se a perda de energia por atrito da sapata de borracha do pêndulo quando esta desliza sobre a superfície do pavimento (ASTM, 1998). O Quadro 7 mostra as classes de microtextura dependentes do VRD.

Figura 58 – Pêndulo Britânico

Fonte: Acervo pessoal

Quadro 7 – Classe de Microtextura

Classe	Valor de resistência à derrapagem
Perigosa	< 25
Muito Lisa	25 ≤ VRD ≤ 31
Lisa	32 ≤ VRD ≤ 39
Insuficientemente rugosa	40 ≤ VRD ≤46
Medianamente rugosa	47 ≤ VRD ≤ 54
Rugosa	55 ≤ VRD ≤ 75
Muito rugosa	VRD > 75

Fonte: ABPv (1999)

Steven (2008) desenvolveu em sua pesquisa uma equação de correção de temperatura apropriada para o ensaio de BPT (British Pendulum Tester), onde relacionando o número britânico de pêndulos medido (BPN) à temperatura da superfície do pavimento com o BPN a 20 ° C, foi desenvolvida a partir de uma série de testes conduzidos em pavimentos em Davis. Ao usar o Pêndulo Britânico (BPT), correções de temperatura são necessárias para os valores de BPN medidos, particularmente em temperaturas de pavimento mais altas. A Equação 27 é recomendada para uso, ou seja,

$$\mathrm{BPN}_{20} = \frac{\mathrm{BPN_T}}{1-0{,}0062\times(\mathrm{T}-20)} \tag{27}$$

onde: BPN_{20} = BPN a 20°C; BPN_T = BPN a T °C.

Esta equação foi usada neste estudo para correção das temperaturas.

A avaliação da textura do pavimento utilizando o pêndulo britânico foi realizada duas vezes na semana, nas seções S1, S3 e S5. O valor por projeto da microtextura para o trecho teste é VRD >47.

3.7.5 Medidas da Macrotextura do revestimento

A macrotextura pode ser medida através do ensaio de Mancha de Areia. Esse ensaio é usado para a determinação da média da profundidade da altura da mancha de areia em superfícies de pavimentos com objetivo de obtenção das características de macrotextura, conforme preconizado pela ASTM E 965-96 (2001). O procedimento consiste em preencher os vazios da textura superficial do pavimento com um volume conhecido de 25000 mm³ de areia natural limpa e seca, uniforme, de grãos arredondados, que passa na peneira de abertura 0,3 mm e fica retida na peneira de abertura 0,15 mm, ou com microesferas de vidro com as mesmas características granulométricas da areia. A superfície é limpa com auxílio de escova de mão macia e a areia é espalhada sobre a superfície seca por meio de um disco, com movimentos circulares e uniformes, preenchendo os vazios da superfície e obtendo uma área final aproximadamente circular. Mede-se o diâmetro do círculo da “mancha” obtida com a areia em quatro direções com aproximação visual de 5 mm;

o diâmetro médio Dm, será o resultado da média obtida nas quatro medições (ASTM, 2001). A altura Hm é expressa conforme a Equação 28. A Figura 59 apresenta os equipamentos e materiais necessários para a realização do ensaio.

$$H_m = \frac{V.4}{D_m^2.\pi} \tag{28}$$

Onde: V = 25000 mm3; D_m = diâmetro médio da mancha de areia (mm); H_m = altura média da mancha de areia (mm).

Figura 59 – Equipamentos e passos do ensaio de mancha de areia

Fonte: Acervo pessoal

A classificação da macrotextura é dada pela altura de mancha de areia segundo critérios mostrados no Quadro 8.

Quadro 8 – Classificação da macro-textura de um pavimento

Classe	Altura média de mancha de areia (mm)
Muito fina ou muito fechada	HS ≤ 0,20
Fina ou fechada	0,20 < HS ≤ 0,40
Média	0,40 < HS ≤ 0,80
Grosseira ou aberta	0,80 < HS ≤ 1,20
Muito grosseira ou muito aberta	HS > 1,20

Fonte: ABPv (1999)

Com a medida do diâmetro e conhecendo-se o volume de material, obtém-se a altura média da mancha (HS), proporcionando uma medida de macro-textura da superfície.

A avaliação da textura do pavimento utilizando mancha de areia será realizada duas vezes na semana, nas seções S1, S3 e S5. O valor por projeto da macrotextura para o trecho teste é de 0,6<HS<1,2 mm.

3.8 PREVISÕES DE DESEMPENHO UTILIZANDO O MÉTODO MEDINA

Após a análise de desempenho em campo, foi feita uma comparação com os valores previstos segundo respostas encontradas pelo novo método de dimensionamento brasileiro, i.e., MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional). A versão do MeDiNa utilizada para as análises de vida útil e dimensionamento das camadas do pavimento foi a v.1.1.1.0, cedida pela COPPE-RJ a título de pesquisa.

Os módulos de resiliência das misturas de solo com cimento e solo com co-produto KR assim como a classificação dos solos, umidade ótima e massa específica, foram realizados e apresentados no trabalho de Furiei (2019). Para a camada do revestimento foi realizado o ensaio de módulo de resiliência, realizado pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará.

O coeficiente de Poisson, cujo conhecimento é necessário nas análises de sistemas de camadas elásticas, é dado pelo inverso da relação entre a deformação vertical imposta ao material pela deformação horizontal sofrida no corpo de prova, durante um ensaio de compressão uniaxial. Segundo Balbo (2007) na atualidade não é muito comum a realização de ensaio para medir o coeficiente de Poisson dos materiais, mas é importante reconhecer que muitos materiais apresentam comportamento tixotrópico. O Quadro 9 apresenta valores típicos do coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação que foram adotados para análise das camadas no método MeDiNa.

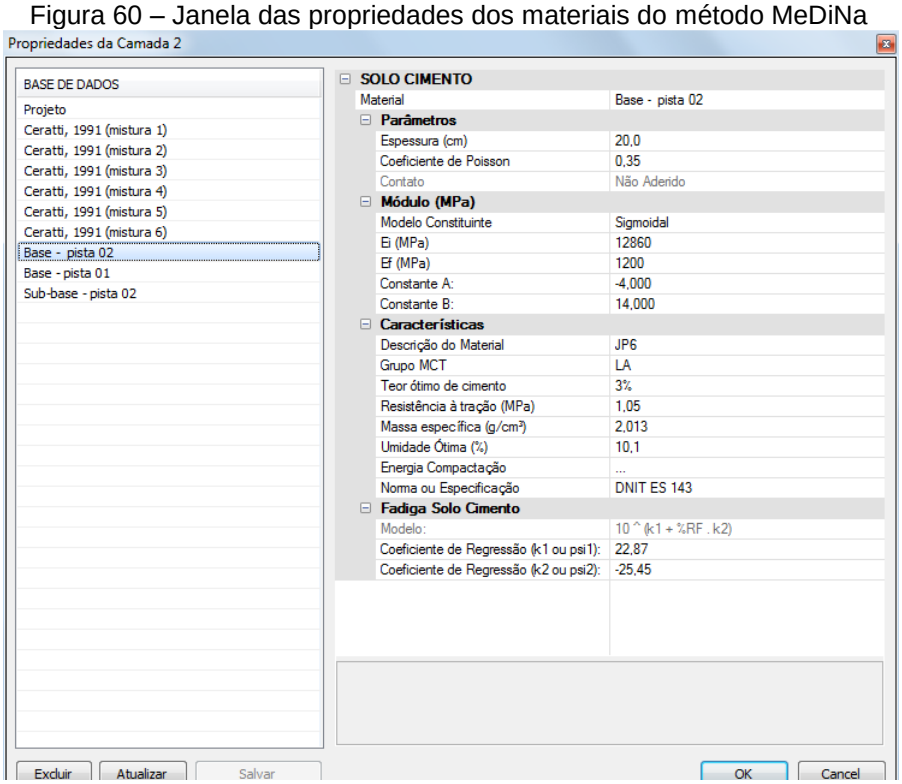
Quadro 9 – Valores típicos do coeficiente de Poisson

Material	Faixa de variação
Concretos asfálticos	0,32 - 0,38
Concreto de comento Portland	0,15 - 0,20
BGS, MH, BC	0,35 - 0,40
CCR, BGTC	0,15 - 0,20
SC, SMC	0,20 - 0,30
SCA	0,25 - 0,30
Solos arenosos	0,30 - 0,35
Areias compactadas	0,35 - 0,40
Solos finos	0,40 - 0,45

Fonte: Balbo(2007)

O método também exige que complete com os coeficientes de regressão obtidos no ensaio de fadiga. Como não foi realizado esse ensaio, foram usados coeficientes de materiais já pertencentes a base de dados do método, cujas características como umidade ótima e massa específica eram próximas aos utilizados nas pistas experimentais. A Figura 60 mostra a janela de propriedades a ser preenchida no método MeDiNa, mostrando os valores adotados neste estudo.

Figura 60 – Janela das propriedades dos materiais do método MeDiNa



Fonte: Acervo pessoal

Concluída a caracterização da estrutura, deve ser informada ao método a composição do tráfego, sendo inserido os dados: tipo de via, VMD referente ao primeiro ano, fator de veículo, “N” anual total, porcentagem de veículos na faixa de projeto, taxa de crescimento do tráfego ao ano e vida de projeto. A partir dos parâmetros informados o método calcula o valor de número “N” final instantaneamente. Foram inseridos os dados obtidos após levantamento de tráfego do local onde foram realizadas as pistas experimentais. O MeDiNa através dos dados informados gerou exatamente o mesmo “N” previsto na tabela, conforme mostra a Figura 61.

Figura 61 – Janela das características do tráfego do método MeDiNa

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	15726
FV:	1,000
N anual (1º ano):	**5,74e+06**
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	5,74e+06
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	5,74e+07

Fonte: Acervo pessoal

Após a entrada dos dados foi possível salvar o projeto, ação que preservou todos os dados informados, podendo ser aberto a qualquer momento pelo projetista para que sejam efetuadas alterações, novas análises e dimensionamento de camadas. O método também gerou um relatório final com a evolução dos ATR e as bacias deflectométricas.

4 RESULTADOS

4.1 CONTROLE TECNOLÓGICO DOS MATERIAIS DE BASE E SUB-BASE

Para realizar os ensaios de controle tecnológico das camadas de base e sub-base de cada pista experimental foram coletadas amostras durante a execução de cada camada nas estacas 0+30m e 0+50m.

As Tabelas 11 e 12 apresentam os resultados dos ensaios de controle tecnológico para as camadas de sub-base das Pistas 01 e 02 respectivamente.

Tabela 11 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 01

Parâmetros de Controle	**Dados de Campo**		**Requisito**	**Norma Regulamentadora**
	Estaca 0+30	**Estaca 0+50**		
Grau de Compactação	99,2%	98,2%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	18,7%	18,3%	17,4%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	+1,3%	+0,9%	±2,0%	DNIT - 139/2010 -ES
ISC	75,0%	100,0%	> 20%	DNIT - 139/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	< 1%	DNIT - 139/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 139/2010 -ES
Classificação “HRB”	A-2-7	A-2-7	-	-
Classificação “SUCS”	SM	SM	-	-
Módulo de resiliência (MR)	**Tensão Confinante**	**Energia**	**Valor**	**Norma Regulamentadora**
	σ_c= 0,1 Mpa	Intermediária	1492 Mpa	DNIT – 201/1994 - ME
		Modificada	1108 Mpa	

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 12 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 02

Parâmetros de Controle	**Dados de Campo**		**Requisito**	**Norma Regulamentadora**
	Estaca 0+30	**Estaca 0+50**		
Grau de Compactação	98,1%	98,6%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	10,9%	10,8%	10,1%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	+0,80%	+0,70%	-2% <Δh<+1%	DNIT - 140/2010 -ES
ISC	148,00%	130,00%	≥ 30%	DNIT - 140/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	≤ 1,0%	DNIT - 140/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 140/2010 -ES
Classificação “HRB”	A-2-4	A-2-4	-	-
Classificação “SUCS”	SM-SC	SM-SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	**Tensão Confinante**	**Energia**	**Valor**	**Norma Regulamentadora**
	σ_c= 0,1 Mpa	Modificada	587 Mpa	DNIT – 201/1994 - ME

Fonte: Acervo pessoal

As Tabelas 13 e 14 apresentam os resultados dos ensaios de controle tecnológico para as camadas de base das Pistas 01 e 02 respectivamente.

Tabela 13 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 01

Parâmetros de Controle	**Dados de Campo**		**Requisito**	**Norma Regulamentadora**
	Estaca 0+30	**Estaca 0+50**		
Grau de Compactação	97,80%	99,80%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	12,40%	12,40%	10,1%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	+2,3%	+2,3%	±2,0%	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	103,00%	127,00%	≥ 80%	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	≤ 0,5%	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	25,70%	26,00%	≤ 25%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	6,70%	7,20%	≤ 6%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação “HRB”	A-2-4	A-2-4	-	-
Classificação “SUCS”	SM-SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	**Tensão Confinante**	**Energia**	**Valor**	**Norma Regulamentadora**
	σ_c= 0,1 Mpa	Modificada	587 Mpa	DNIT – 201/1994 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 14 - Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 02

Parâmetros de Controle	**Dados de Campo**		**Requisito**	**Norma Regulamentadora**
	Estaca 0+30	**Estaca 0+50**		
Grau de Compactação	100,50%	100,10%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	10,60%	10,60%	10,1%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	+0,50%	+0,5%	±2,0%	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	107,00%	110,00%	≥ 80%	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	≤ 0,5%	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	28,60%	24,80%	≤ 25%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	8,70%	8,30%	≤ 6%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação “HRB”	A-2-4	A-2-4	-	-
Classificação “SUCS”	SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	**Tensão Confinante**	**Energia**	**Valor**	**Norma Regulamentadora**
	σ_c= 0,1 Mpa	Modificada	587 Mpa	DNIT – 201/1994 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Pode-se observar que para as duas pistas experimentais a maioria dos parâmetros de controle, tanto para base como para sub-base, foram atendidos. Furiei (2009) apresenta maiores discussões sobre esses resultados em seu trabalho.

4.2 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO ASFÁLTICO

Durante a execução das pistas experimentais, foram coletadas amostras para controle tecnológico do concreto asfáltico. Foram executados ensaios de extração de betume segundo a norma DNIT 158/2011 - ME, análise granulométrica após a extração de betume segundo a norma DNER - ME 083/98, moldagem de corpos de prova para verificação das propriedades mecânicas de Estabilidade e Fluência Marshall e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), segundo as normas DNER - ME 043/95 e DNIT 136/2018 - ME, respectivamente. Os resultados das análises de controle tecnológico são apresentados na Tabela 15. Além disso,

após a execução da Pista 01, foram extraídas amostras para verificação do grau de compactação e espessuras finais, cujos resultados são apresentados na Tabela 16.

Tabela 15 - Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução revestimento da Pista 01

	Peneiras			Dados Obtidos			Especificação	
	Pol	(mm)	Projeto	Pista Experimental 01			Faixa B - DNIT 031/2004 - ES	
				AM-01	AM-02	Média	Mínimo	Máximo
Granulometria	1"	25,40	100,0	100,0	100,0	100,0	95	100
	3/4"	19,10	100,0	99,1	99,0	99,0	80	100
	1/2"	12,70	97,4	82,1	83,3	82,7	60	100
	3/8"	9,50	58,4	68,8	66,7	67,8	45	80
	n°4	4,80	42,2	44,4	45,6	45,0	28	60
	n°10	2,00	30,3	32,3	33,8	33,0	20	45
	n°40	0,42	19,2	18,9	19,5	19,2	10	32
	n°80	0,18	11,4	10,0	10,9	10,4	8	20
	n°200	0,075	5,3	4,3	5,2	4,7	3	8
	Teor	(%)	5,0	4,86	4,96	4,91	4,7	5,3
Características Marshall	Den. Teórica	(g/cm³)	2,586	2,590	2,590	2,590	-	-
	Den. Aparente	(g/cm³)	2,483	2,496	2,492	2,494	-	-
	Vv	(%)	3,99	3,64	3,78	3,71	3,00	5,00
	RBD	(%)	75,68	76,71	76,01	76,36	65,00	78,00
	Estabilidade	(Kgf)	1442,17	-	-	-	800,00	-
	Fluência	(mm)	3,15	-	-	-	2,00	4,00
	VAM	(%)	16,4	15,6	15,8	15,7	15,00	-
	RTCD	(Kgf/cm²)	9,89	-	-	-	7,50	-

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 16 - Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas das Pista 01

		Projeto			Campo					
		Dens. Apar. (g/cm³)	Espessura (cm)	GC (%)	Densidade Aparente (g/cm³)				Espes. (cm)	GC (%)
					CP1	CP2	CP3	Média		
Pista 01	Eixo	2,483	9,0	≥ 97	2,423	2,417	2,448	2,429	10,4	97,8
	Lado direito				2,426	2,411	2,417	2,418	10,8	97,4

Fonte: Acervo pessoal

De forma semelhante, foi feito o controle da Pista 02. A Tabela 17 apresenta os resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 02. Os resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 02 são apresentados na Tabela 18.

Tabela 17 - Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 02.

	Peneiras			Dados Obtidos			Especificação	
	Pol	(mm)	Projeto	Pista Experimental 02			Faixa B - DNIT 031/2004 - ES	
				AM-01	AM-02	Média	Mínimo	Máximo
Granulometria	1"	25,40	100,0	100,0	100,0	100,0	95	100
	3/4"	19,10	100,0	99,0	98,9	98,9	80	100
	1/2"	12,70	97,4	82,9	82,9	82,7	60	100
	3/8"	9,50	58,4	70,9	68,2	69,6	45	80
	n°4	4,80	42,2	46,7	45,7	46,2	28	60
	n°10	2,00	30,3	34,3	33,9	34,1	20	45
	n°40	0,42	19,2	20,4	19,7	20,0	10	32
	n°80	0,18	11,4	10,6	10,8	10,7	8	20
	n°200	0,075	5,3	4,7	4,9	4,8	3	8
	Teor	(%)	5,0	4,79	4,82	4,81	4,7	5,3
Características Marshall	Den. Teórica	(g/cm³)	2,586	2,594	2,594	2,590	-	-
	Den. Aparente	(g/cm³)	2,483	2,493	2,489	2,491	-	-
	Vv	(%)	3,99	3,89	4,05	3,97	3,00	5,00
	RBD	(%)	75,68	74,9	74,10	74,5	65,00	78,00
	Estabilidade	(Kgf)	1442,17	-	-	-	800,00	-
	Fluência	(mm)	3,15	-	-	-	2,00	4,00
	VAM	(%)	16,4	15,5	15,6	15,6	15,00	-
	RTCD	(Kgf/cm²)	9,89	-	-	-	7,50	-

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 18 - Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas das Pista 02.

		Projeto			Campo					
		Dens. Apar. (g/cm³)	Espessura (cm)	GC (%)	Densidade Aparente (g/cm³)				h (cm)	GC (%)
					CP1	CP2	CP3	Média		
Seção 02	Eixo	2,483	8,0	≥ 97	2,523	2,511		2,517	10,3	101,4
	Lado direito				2,463	2,508		2,486	10,0	100,1

Fonte: Acervo pessoal

Pode-se observar que tanto para a Pista 01 quanto para a Pista 02, as faixas granulométricas dos agregados utilizados nas misturas asfálticas atenderam os requisitos especificados pela norma DNIT 031/2006, assim como as propriedades mecânicas de Estabilidade e Fluência Marshall e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD). Verificou-se também que o concreto asfáltico das duas pistas experimentais em estudo atendeu ao grau de compactação e espessura da camada, de acordo com os valores estabelecidos em projeto.

4.3 DEFLEXÕES

As Tabelas 19 e 20 apresentam os valores de deflexões e os raios e curvatura, para a carga de 8,2tf e 16,4 tf por eixo, respectivamente, obtidos para Pista 01 durante o período de análise.

Tabela 19 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 8,2 tf - Pista 01 (continua)

Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
Ciclo 0	0	-	-	-	-	-	-
Ciclo 36.000	0.4	-	-	-	-	-	-
Ciclo 89.000	1	12	8	6	4	4	784
Ciclo 125.760	1.4	10	8	6	4	2	784
Ciclo 182.880	2	10	8	4	2	0	1568
Ciclo 225.508	2.5	10	8	4	2	2	784

Tabela 19 – Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 16,4 tf – Pista 01 (conclusão)

Ciclo 268.863	3	10	8	6	4	2	1568
Ciclo 311.622	3.4	12	8	4	2	2	784
Ciclo 357.200	4	12	8	4	2	0	784
Ciclo 393.892	4.3	10	6	4	2	0	784
Ciclo 432.854	4.7	-	-	-	-	-	-
Ciclo 470.902	5.1	16	10	6	2	0	523
Ciclo 524.317	5.7	12	8	6	2	2	784
Ciclo 566.499	6.2	10	6	4	2	2	784
Ciclo 616.677	6.7	12	8	4	2	2	784
Ciclo 685.147	7.5	16	10	6	4	2	523
Ciclo 728.329	8	12	8	4	4	4	784
Ciclo 771.314	8.4	12	10	6	4	2	1568
Ciclo 810.748	8.8	16	12	8	6	4	784
Ciclo 871.023	9.5	12	10	6	4	4	1568
Ciclo 922.007	10	12	8	4	2	2	784

Fonte: Acervo pessoal

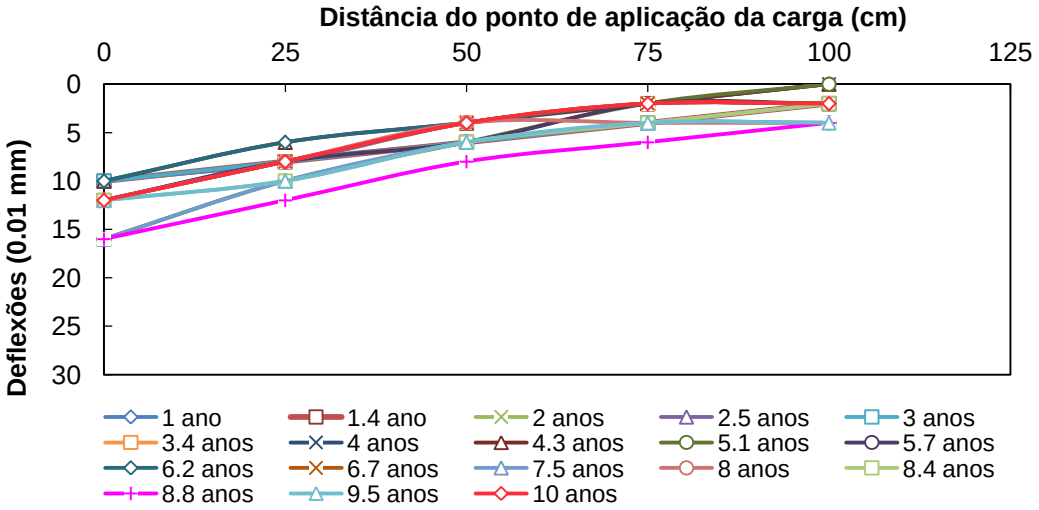
Tabela 20 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 16,4 tf - Pista 01

Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
Ciclo 0	0	28	14	8	4	2	314
Ciclo 36.000	0,4	24	16	10	6	4	314
Ciclo 89.000		22	12	8	4	2	314
Ciclo 125.760	1,4	20	18	10	6	4	784
Ciclo 182.880	2	22	18	10	6	4	523
Ciclo 225.508	2,5	24	18	8	6	4	392
Ciclo 268.863	3	22	16	10	6	4	523
Ciclo 311.622	3,4	26	18	10	6	4	392
Ciclo 357.200	4	22	16	8	4	2	523
Ciclo 393.892	4,3	24	16	10	6	4	392
Ciclo 432.854	4,7	22	18	10	6	4	784
Ciclo 470.902	5,1	28	22	14	8	4	523
Ciclo 524.317	5,7	24	18	12	8	4	784
Ciclo 566.499	6,2	24	16	10	6	4	392
Ciclo 616.677	6,7	24	16	8	4	2	392
Ciclo 685.147	7,5	24	18	12	6	4	523
Ciclo 728.329	8	22	16	10	6	2	523
Ciclo 771.314	8,4	22	18	12	8	4	784
Ciclo 810.748	8,8	22	14	8	6	2	392
Ciclo 871.023	9,5	26	18	10	6	4	392
Ciclo 922.007	10	22	18	10	6	4	784

Fonte: Acervo pessoal

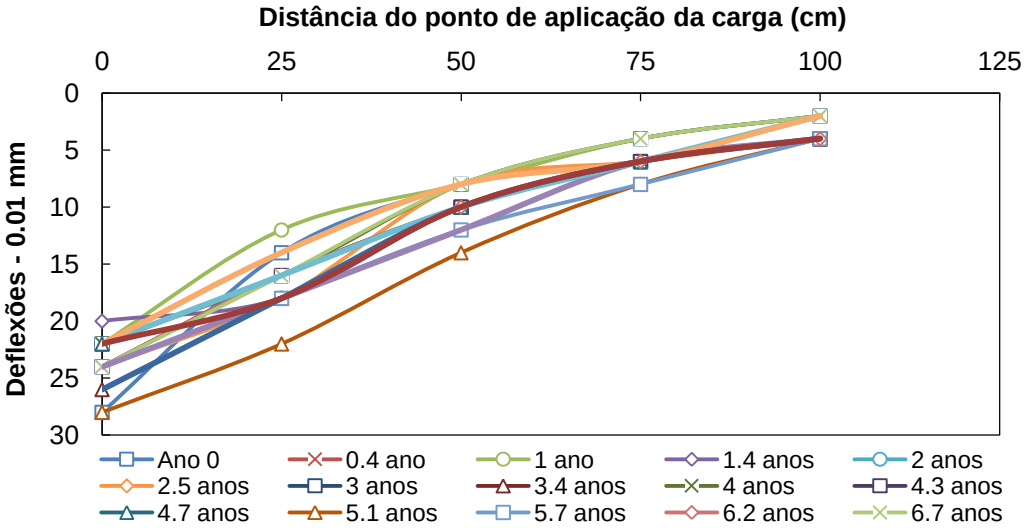
Verifica-se na Tabela 20 que com a carga de 8,2 tf por eixo as deflexões máximas no ponto de aplicação de carga variaram de 10 a 16 (10^{-2} mm) ao longo de toda simulação, portanto abaixo da deflexão máxima admissível que é de $30x10^{-2}$ mm determinada pela empresa responsável pelo dimensionamento das pistas e das deflexões máximas admissíveis, conforme mostrado no Gráfico 2. Na Tabela 21, para o dobro da carga por eixo, 16,4 tf, verifica-se que as deflexões máximas variam de 20 a 28 (10^{-2} mm) ao longo da simulação, e mesmo com o dobro de carga não ultrapassa o valor máximo, como pode-se observar no Gráfico 3.

Gráfico 2 – Bacia de deflexão para carga de 8,2tf – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 3 – Bacia de deflexão para carga de 16,4tf – Pista 01



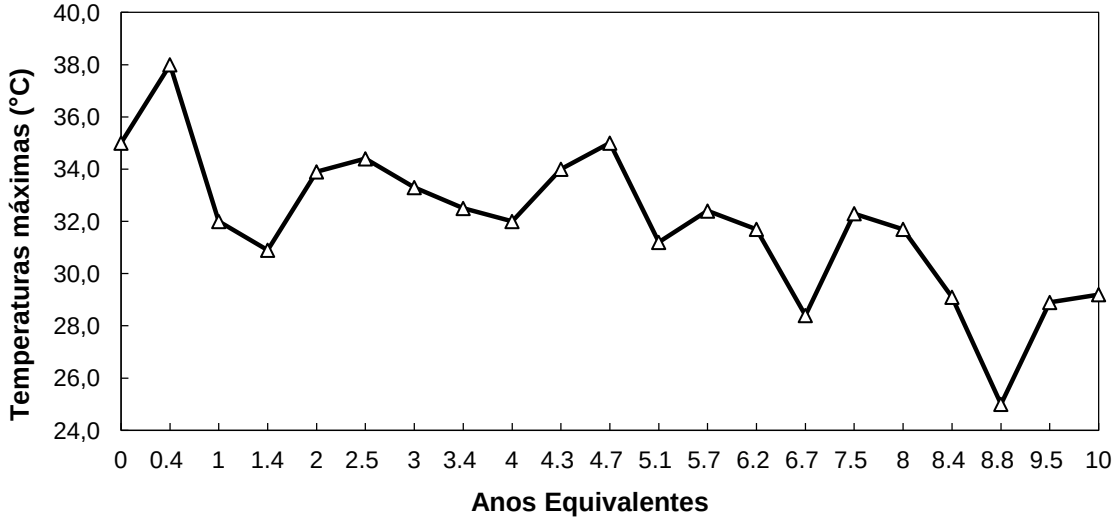
Fonte: Acervo pessoal

Mesmo utilizando um carregamento de 16,4 tf (dobro do estabelecido na norma DNIT 024/94 de 8,2 tf por eixo), as deflexões máximas ficaram abaixo da deflexão admissível definida pelo projeto, com raios de curvatura sempre acima de 100 m, assim podemos dizer que as camadas do pavimento trabalham de forma solidária e que as camadas, tanto superiores quanto inferiores, estão em bom estado.

Observa-se que a forma das curvas para a pista 01 permanece semelhante ao longo de todo o ensaio acelerado, apenas aumentando-se gradativamente o nível das deflexões. As pequenas variações verificadas nos levantamentos realizados após o início dos ensaios acelerados podem ser consideradas desprezíveis até mesmo pela falta de preciosismo dos equipamentos e pelos vários fatores que influenciam as medidas de deflexões, tais como temperatura do pavimento – influência diminuída com a correção das deflexões em função da temperatura – e umidade das camadas inferiores. Essas variações também podem ser devidas às pela reações pozolânicas que ocorreram nas camadas de base e sub-base que podem ter enrijecido o material e dado essa influência de diminuição da deflexão em alguns anos.

O Gráfico 4 apresenta os valores das temperaturas durante o período de simulação da Pista 01.

Gráfico 4 – Temperaturas máximas medidas por ciclo na superfície da Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

No momento dos levantamentos, essas temperaturas máximas do pavimento foram medidas com um termômetro interno ao pavimento. Com a medida das temperaturas realizada, efetuou-se a correção das deflexões pela temperatura utilizando o ábaco proposto por DNER/SP (2006), na Figura 15, e pela fórmula proposta por Petroni *et al* (1977). As Tabelas 21 e 22 apresentam as deflexões máximas (D0) para a carga de 8,2 tf e 16,4tf corrigidas pelo método do Ábaco e pelo método da fórmula de Petroni *et al* para as Pista 01.

Tabela 21: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 01

Ciclo	Equiv. Em anos	D0 corrigido Ábaco	D0 corrigido Fórmula
0	0	-	-
36.000	0,4	-	-
89.000	1	11,55	10,83
125.760	1,4	9,71	9,11
182.880	2	9,48	8,89
225.508	2,5	9,45	8,85
268.863	3	9,53	8,93
311.622	3,4	11,51	10,79
357.200	4	11,55	10,83
393.892	4,3	9,48	8,88
432.854	4,7	-	-
470.902	5,1	15,50	14,53
524.317	5,7	11,52	10,80
566.499	6,2	9,65	9,05
616.677	6,7	11,88	11,16
685.147	7,5	15,37	14,41
728.329	8	11,58	10,86
771.314	8,4	11,82	11,09
810.748	8,8	16,26	15,31
871.023	9,5	11,84	11,11
922.007	10	11,81	11,08

Fonte: Acervo pessoal

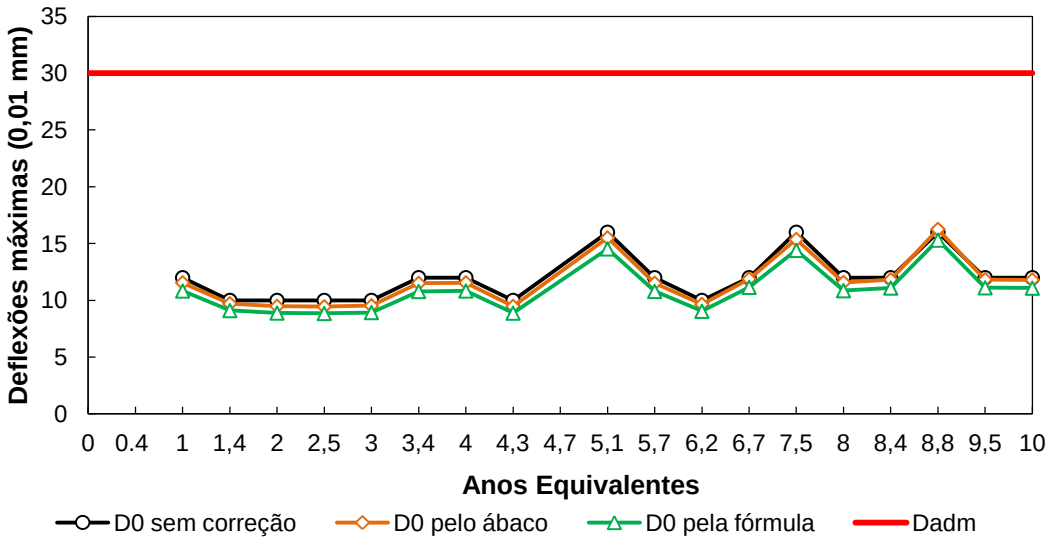
Tabela 22: Deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4 tf - Pista 01

Ciclo	Equiv. Em anos	D0 corrigido Ábaco	D0 corrigido Fórmula
0	0	26,32	24,67
36.000	0,4	22,01	20,65
89.000	1	21,18	19,86
125.760	1,4	19,42	18,21
182.880	2	20,86	19,55
225.508	2,5	22,67	21,25
268.863	3	20,96	19,65
311.622	3,4	24,93	23,37
357.200	4	21,18	19,86
393.892	4,3	22,74	21,31
432.854	4,7	20,68	19,38
470.902	5,1	27,13	25,44
524.317	5,7	23,03	21,59
566.499	6,2	23,16	21,71
616.677	6,7	23,76	22,31
685.147	7,5	23,05	21,61
728.329	8	21,23	19,90
771.314	8,4	21,67	20,33
810.748	8,8	22,35	21,05
871.023	9,5	25,65	24,07
922.007	10	21,65	20,32

Fonte: Acervo pessoal

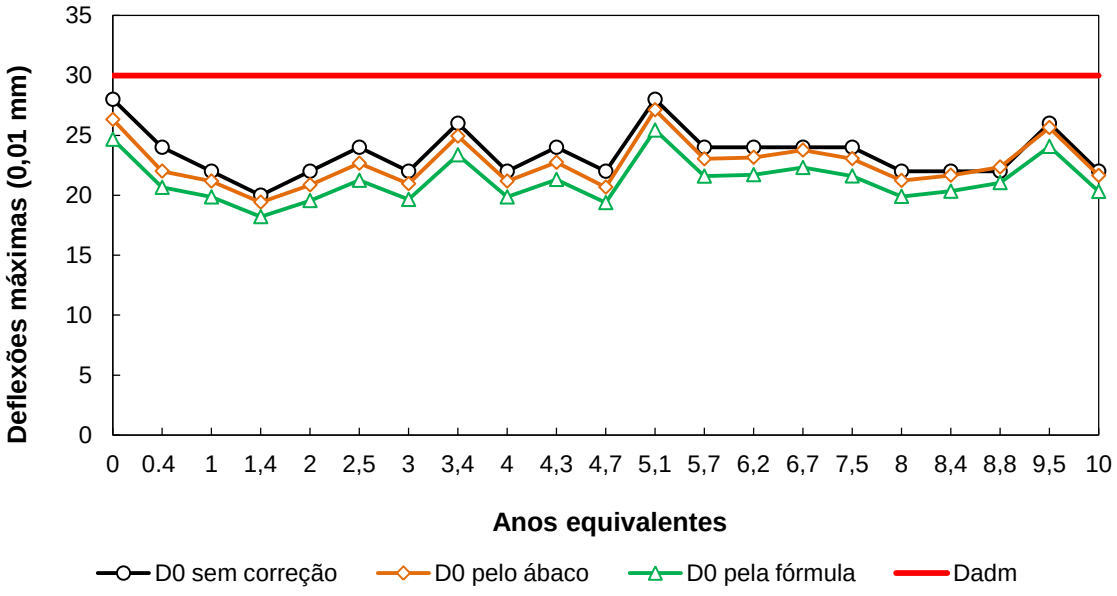
Os Gráficos 5 e 6 apresentam uma comparação entre as deflexões máximas corrigidas pelos dois métodos com as deflexões máximas sem correção da Pista 01 para a carga de 8,2 tf e 16,4 respectivamente.

Gráfico 5 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2tf – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 6 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4tf – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Não houve uma grande variação da temperatura na Pista 01 durante os levantamentos de deflexão (temperatura permaneceu entre 25 e 38 ºC), conforme

mostrado no Gráfico 4, não havendo, assim, diferenças significativas entre a deflexões medidas e as corrigidas pelas temperaturas. Mesmo após a correção das deflexões máximas pela temperatura, permaneceram abaixo da deflexão admissível de projeto que era de 30(10^{-2}) mm.

Oliveira e Fabrício (1968, apud Motta, 1979), concluíram que nenhuma influência nas deflexões existe entre as temperaturas de 20°C e 50 °C, não encontrando nenhum padrão de variação com a temperatura, e que as dispersões seriam naturais às determinações, especialmente para as determinações com a viga Benkelman. Motta (1979) também cita os dados da AASHO ROAD TEST onde os mesmos mostram que acima da temperatura de 26,7°C a influência da temperatura é praticamente constante, e que a influência é mais acentuada quando a temperatura varia entre -1°C e 10°C. A influência também se torna mais evidente para temperaturas acima de 66°C. Temperaturas extremas, para mais ou para menos, não são normais em nosso país.

As deflexões máximas corrigidas pelos dois métodos resultaram em valores de deflexões menores que a máxima sem correção, porém como o método de correção pelo Ábaco fornece valores mais próximos da deflexão máxima, pois corrige a temperatura a 25°C, que é mais próxima a temperatura média das Pistas 01, enquanto o método da fórmula corrige a 20°C um valor mais distante das temperaturas encontradas.

As Tabelas 23 e 24 apresentam as deflexões e os raios e curvatura, para a carga de 8,2tf e 16,4 tf por eixo, respectivamente, encontrados durante a operação do simulador sobre a Pista 02.

Tabela 23 - Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 8,2 tf - Pista 02 (continua)

Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
0	0	8	6	2	0	0	1568
66.030	0,7	14	10	6	4	2	784
93.830	1,1	8	6	4	2	2	1568
135.300	1,5	8	6	0	0	0	1568
179.816	2	12	8	4	2	0	784
233.546	2,6	12	10	6	2	2	1568

Tabela 23 – Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 8,2 tf – Pista 02 (conclusão)

275.000	3,1	10	6	4	0	0	784
335.500	3,8	12	8	4	2	0	784
373.067	4,2	10	6	2	0	0	784
431.786	4,9	12	8	4	2	2	784
458.600	5,2	12	8	2	0	0	784
522.036	5,9	10	8	4	2	0	1568
557.152	6,3	16	8	4	2	0	1568
615.777	7	12	8	4	2	0	1568
674.135	7,6	12	10	4	2	0	1568
714.288	8	16	10	4	2	0	523
755.415	8,5	14	10	6	2	2	784
836.448	9,4	16	10	4	2	2	523
863.800	9,7	16	12	6	2	2	784
922.000	10	12	10	4	2	2	1568

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 24: Deflexões levantadas e raio de curvatura para carga de 16,4 tf - Pista 02

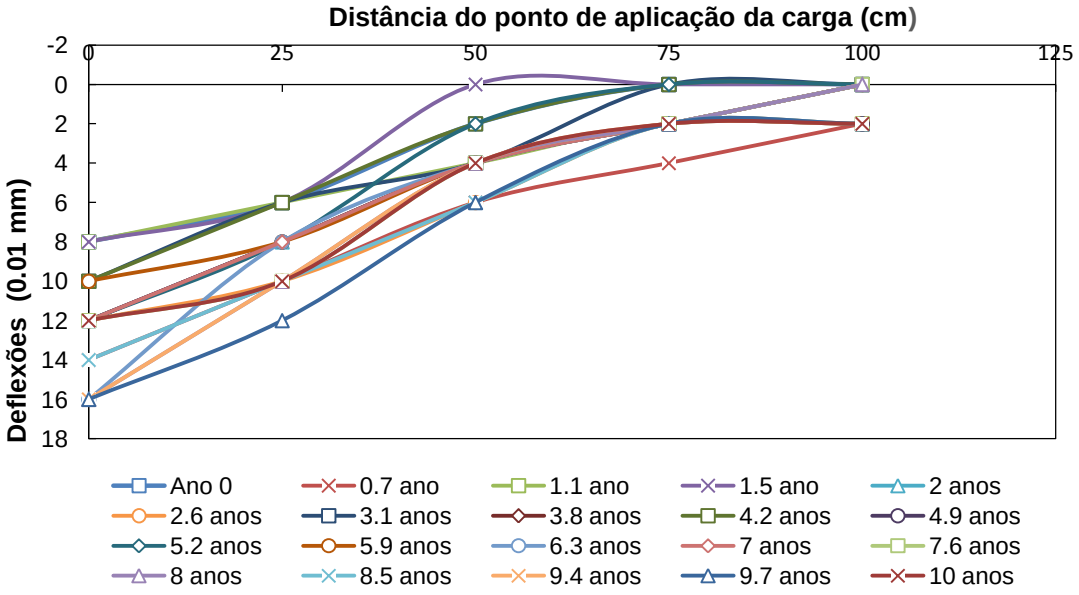
Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
0	0	12	6	4	2	0	523
66.030	0,7	18	8	4	0	0	314
93.830	1,1	16	12	6	2	0	784
135.300	1,5	16	10	4	2	0	523
179.816	2	18	16	10	4	2	1568
233.546	2,6	20	16	12	4	0	784
275.000	3,1	14	8	4	2	2	523
335.500	3,8	16	12	6	2	2	784
373.067	4,2	18	12	6	2	2	523
431.786	4,9	18	14	8	2	2	784
458.600	5,2	18	12	4	2	2	523
522.036	5,9	16	12	6	2	0	784
557.152	6,3	20	12	6	2	0	784
615.777	7	20	12	6	2	0	784
674.135	7,6	18	14	4	2	2	784
714.288	8	24	18	8	4	4	523
755.415	8,5	24	18	6	2	2	523
836.448	9,4	22	16	6	2	2	523
863.800	9,7	26	18	6	2	2	392
922.000	10	22	18	10	2	2	784

Fonte: Acervo pessoal

Com a carga de 8,2tf por eixo as deflexões máximas no ponto de aplicação de carga variaram de 8 a 16 (10^{-2} mm) ao longo de toda simulação, portanto abaixo da deflexão máxima admissível que era de $30x10^{-2}$ mm determinada pela empresa responsável pelo dimensionamento das pistas e das deflexões máximas admissíveis, conforme mostrado no Gráfico 7. Na Tabela 26, para o dobro da carga por eixo, 16,4 tf, verifica-se que as deflexões máximas variam de 12 a 26 (10^{-2} mm) ao longo da simulação, e mesmo com o dobro de carga não ultrapassa o valor máximo, como pode-se observar no Gráfico 8.

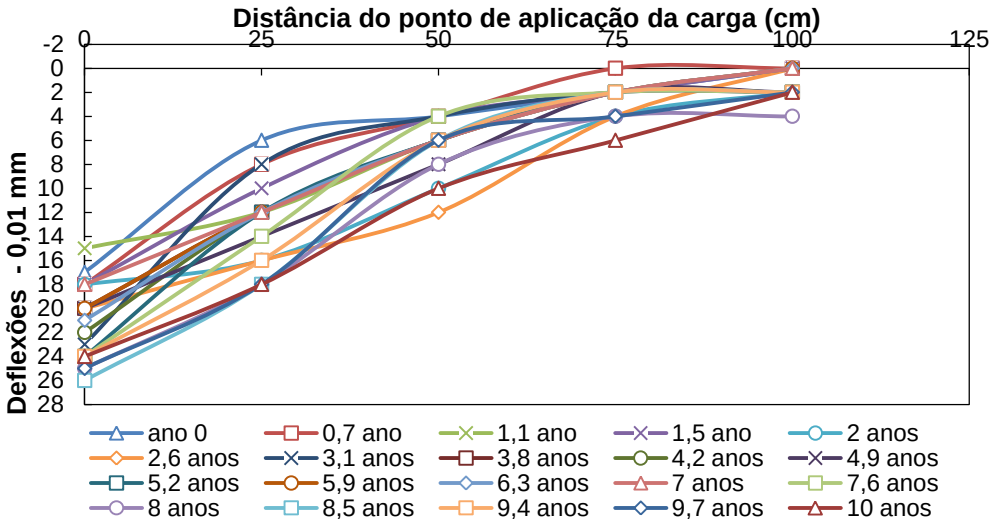
Com raios de curvatura sempre acima de 100 m, também pode-se concluir que as camadas do pavimento da Pista 02 trabalham de forma solidária e que as camadas, tanto superiores quanto inferiores, estão em bom estado.

Gráfico 7 – Bacia de deflexão para carga de 8,2tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 8 – Bacia de deflexão para carga de 16,4tf – Pista 02

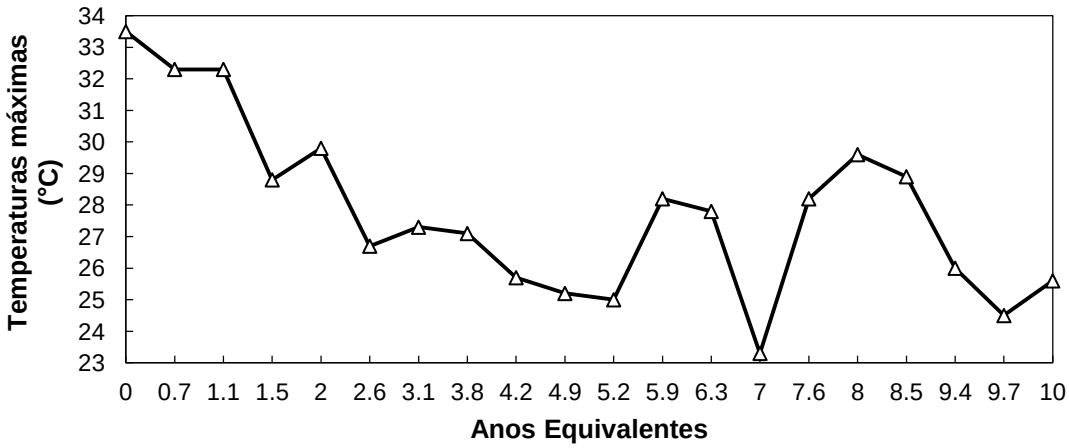


Fonte: Acervo pessoal

De acordo com os Gráficos 7 e 8, observa-se que as deflexões máximas não ultrapassaram a deflexão máxima admissível, que seria a fase de fadiga do pavimento. Pode-se dizer que a pista experimental 2, mesmo após o tempo de vida do projeto de 10 anos, ainda se encontra na fase elástica, admitindo-se assim a postergação da necessidade de manutenção.

Assim como para a Pista 01, para a Pista 02 as deflexões máximas também foram corrigidas em função da temperatura pelo método do ábaco proposto por DNER/SP (2006) e pela fórmula proposta por Petroni *et al* (1977). Para essa correção mediu-se novamente as temperaturas máximas durante o período de simulação da Pista 02, conforme apresenta o Gráfico 9.

Gráfico 9 – Temperaturas máximas medidas por ciclo na superfície da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

As Tabelas 25 e 26 apresentam as deflexões máximas (D0) para a carga de 8,2 tf e 16,4tf corrigidas pelo método do Ábaco e pelo método da fórmula de Petroni *et al* para as pista 01.

Tabela 25: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 02

Ciclo	Equiv. Em anos	D0 corrigido pelo ábaco	D0 corrigido pela fórmula
0	0	7,61	7,13
66.030	0,7	13,45	12,60
93.830	1,1	7,68	7,20
135.300	1,5	7,90	7,41
179.816	2	11,75	11,03
233.546	2,6	12,04	11,32
275.000	3,1	9,99	9,38
335.500	3,8	12,00	11,28
373.067	4,2	10,11	9,51
431.786	4,9	12,17	11,46
458.600	5,2	12,19	11,48
522.036	5,9	9,92	9,31
557.152	6,3	15,92	14,95
615.777	7	12,35	11,65
674.135	7,6	11,90	11,18
714.288	8	15,70	14,73
755.415	8,5	13,81	12,96
836.448	9,4	16,13	15,18
863.800	9,7	16,32	15,38
922.000	10	12,14	11,42

Fonte: Acervo pessoal

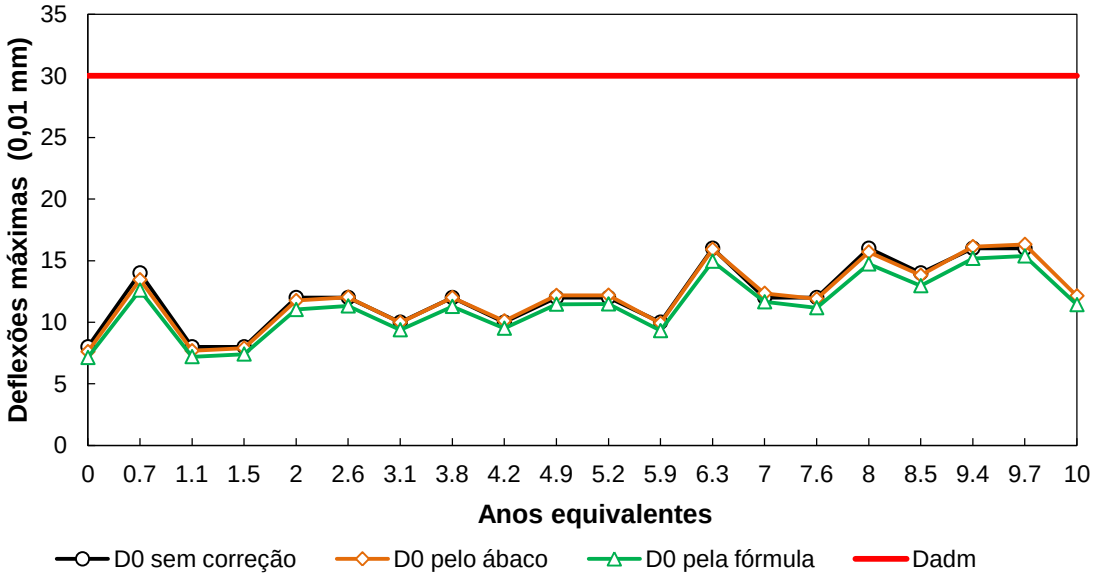
Tabela 26: Deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2 tf - Pista 02

Ciclo	Equiv. Em anos	D0 corrigido pelo ábaco	D0 corrigido pela fórmula
0	0	11,42	10,70
66.030	0,7	17,29	16,21
93.830	1,1	15,37	14,41
135.300	1,5	15,79	14,83
179.816	2	17,63	16,54
233.546	2,6	20,06	18,86
275.000	3,1	13,98	13,14
335.500	3,8	16,00	15,04
373.067	4,2	18,19	17,12
431.786	4,9	18,26	17,20
458.600	5,2	18,29	17,22
522.036	5,9	15,87	14,90
557.152	6,3	19,89	18,69
615.777	7	20,58	19,42
674.135	7,6	17,85	16,76
714.288	8	23,54	22,09
755.415	8,5	23,67	22,22
836.448	9,4	22,18	20,87
863.800	9,7	26,51	24,99
922.000	10	22,25	20,94

Fonte: Acervo pessoal

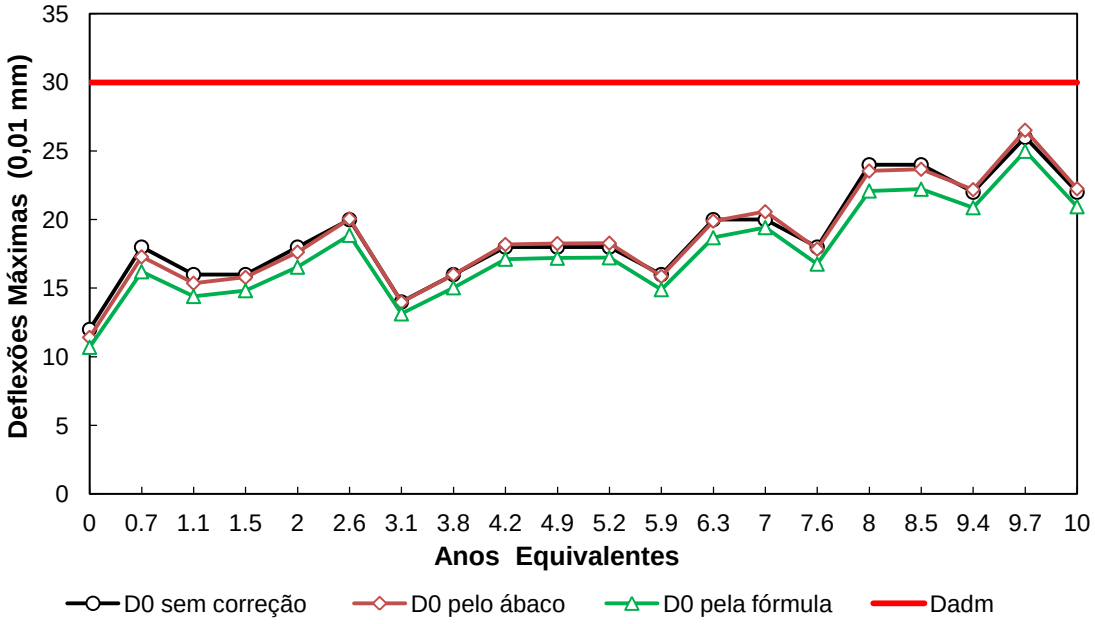
Os Gráficos 10 e 11 apresentam uma comparação entre as deflexões máximas corrigidas pelos dois métodos com as deflexões máximas sem correção da Pista 02 para a carga de 8,2 tf e 16,4 respectivamente.

Gráfico 10 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 8,2tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 11 – Comparação das deflexões máximas corrigidas para carga de 16,4tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

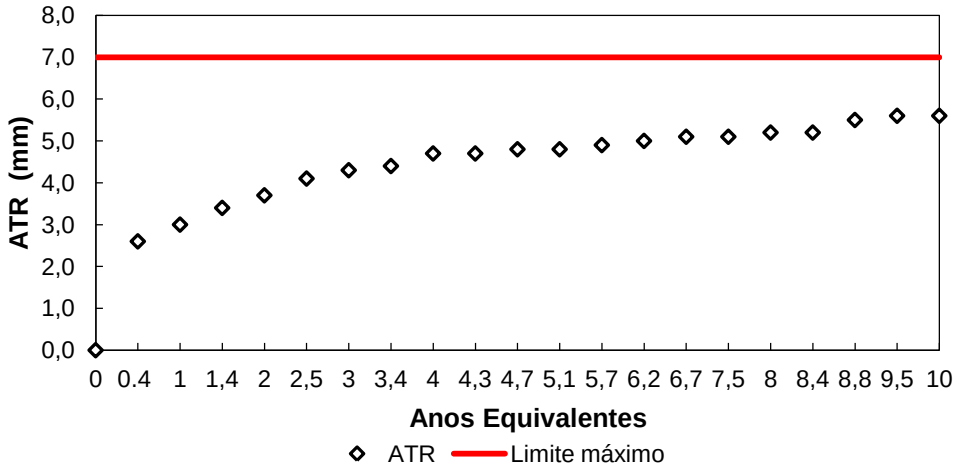
Assim como na Pista 01, não houve uma grande variação da temperatura na Pista 02 durante os levantamentos de deflexão (temperatura permaneceu entre 23,3 e 33,5 ºC), não havendo, assim, diferenças significativas entre a deflexões medidas e as corrigidas pelas temperaturas. Mesmo após a correção das deflexões máximas

pela temperatura, permaneceram abaixo da deflexão admissível de projeto que era de 30(10^{-2}) mm.

4.4 DEFORMAÇÕES PERMANENTES

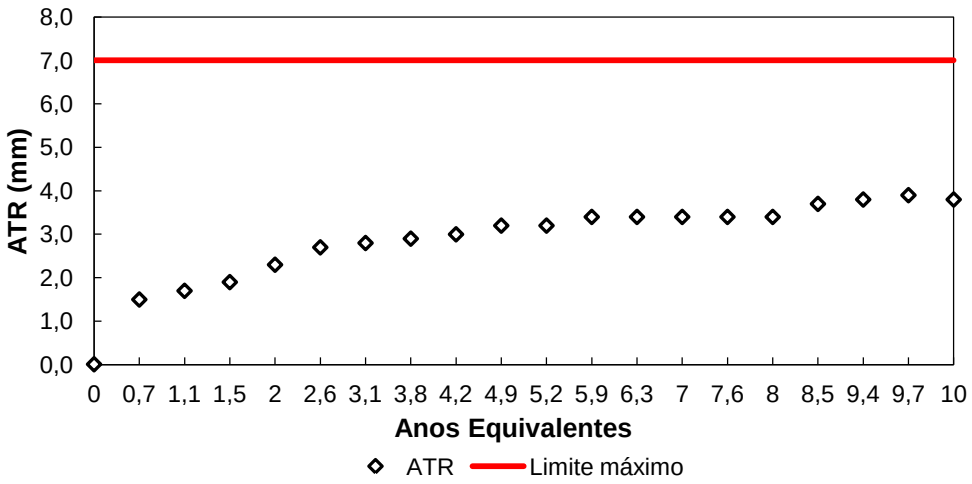
Os Gráficos 12 e 13 apresentam os resultados das deformações permanentes obtidos através do levantamento de ATR, para a Pista 01 e 02 respectivamente.

Gráfico 12 – Afundamento de Trilha de Roda – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

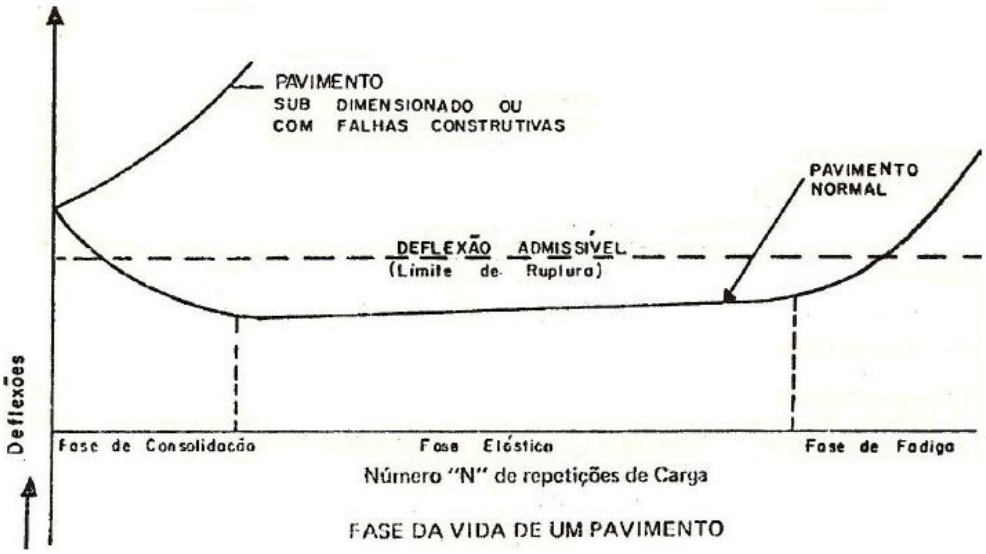
Gráfico 13 – Afundamento de Trilha de Roda – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Observa-se, para as duas pistas, que acontece um crescimento acentuado inicial da deformação permanente até ocorrer uma estabilização, não passando da segunda fase de deformação conforme ASSHTO (2002), mostrada na Figura 15. Essa deformação inicial também se deve ao solo das camadas de base e sub-base estarem saindo da fase de consolidação e entrando na fase elástica, além das consolidações das misturas asfálticas pela acomodação dos esqueleto pétreo, conforme mostrado na Figura 61.

Figura 62 - Fase de Vida de um pavimento



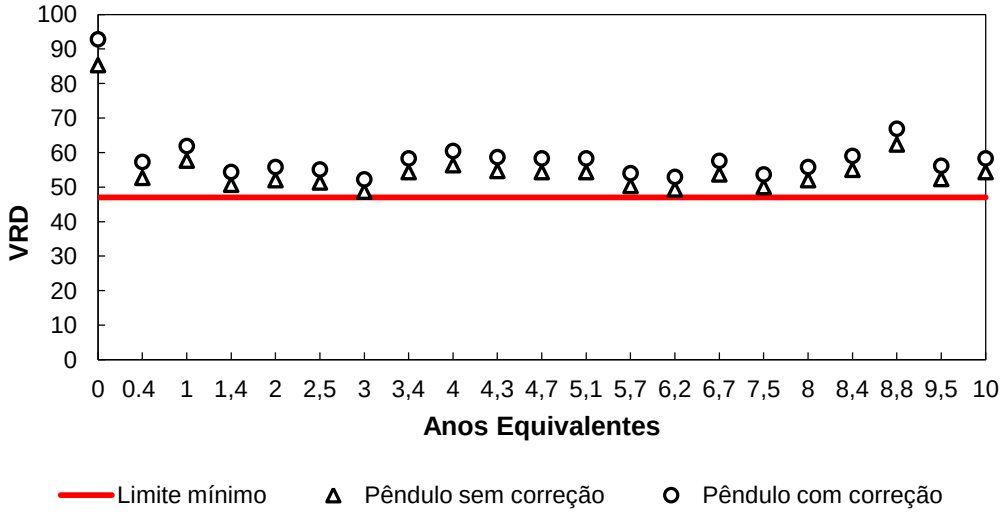
Fonte: Ferreira (2014)

Pela análise do ATR as duas pistas tiveram comportamento semelhante, não apresentando deformações altas e abaixo da deformação especificada no projeto de 7mm. No entanto, a Pista 02 apresentou menores profundidades de sulco do que a Pista 01. De acordo com os resultados da CBR, a Pista 02 apresentou material melhor na sub-base em comparação com o material usado na Pista 01. No entanto, a Pista 01 ainda apresenta bom desempenho, considerando que utiliza solo de baixa qualidade (solo argiloso laterítico) estabilizado por coproduto de aciaria KR.

4.5 MICROTEXTURA DO REVESTIMENTO

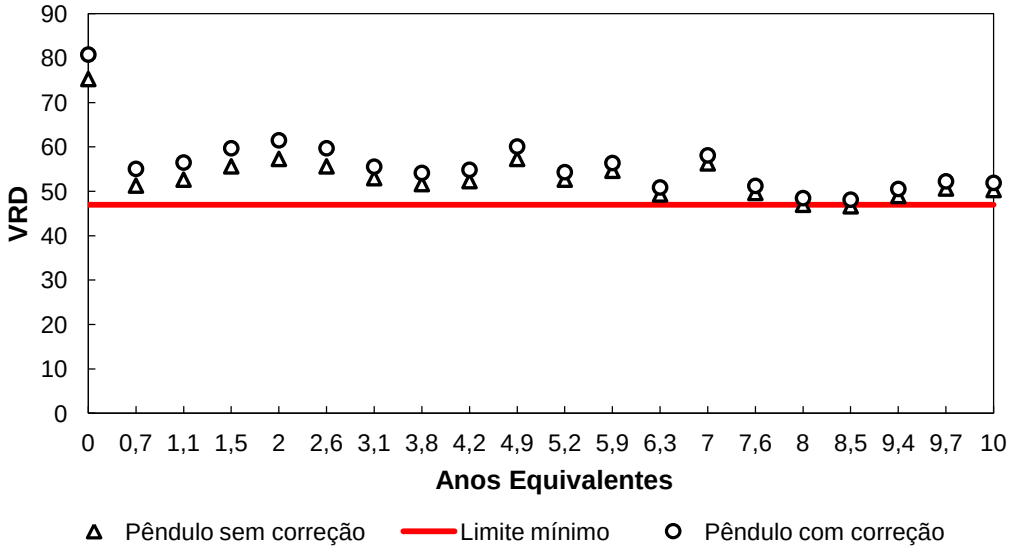
Os Gráficos 14 e 15 apresentam os resultados da deformação permanente obtidos nos ensaios com o simulador, para a Pista 01 e 02 respectivamente, juntamente com os valores corrigidos pela fórmula proposta por Steven (2009).

Gráfico 14 – VRD pelo Pêndulo Britânico – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 15 – VRD pelo Pêndulo Britânico – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Foi possível verificar que após a correção da temperatura os valores de resistência a derrapagem ficaram maiores, mas ainda assim permanecem acima do limite mínimo estabelecido por projeto de 47.

A classe da microtextura do revestimento antes e após a correção da Pista 01 e Pista 02 está mostrada nas Tabelas 27 e 38, respectivamente.

Tabela 27 - Classificação da Microtextura – Pista 01

		Antes da correção de temperatura		Após a correção de temperatura	
Ciclo	Equiv. Em anos	Pêndulo	Classificação ASTM E 303	Pêndulo	Classificação ASTM E 303
0	0	85	Muito rugosa	93	Muito rugosa
36.000	0.4	53	Medianamente rugosa	57	Rugosa
89.000	1	58	Rugosa	62	Rugosa
125.760	1.4	51	Medianamente rugosa	54	Medianamente rugosa
182.880	2	52	Medianamente rugosa	56	Rugosa
225.508	2.5	51	Medianamente rugosa	55	Rugosa
268.863	3	49	Medianamente rugosa	52	Medianamente rugosa
311.622	3.4	54	Medianamente rugosa	58	Rugosa
357.200	4	56	Rugosa	60	Rugosa
393.892	4.3	55	Rugosa	59	Rugosa
432.854	4.7	54	Medianamente rugosa	58	Rugosa
470.902	5.1	55	Rugosa	58	Rugosa
524.317	5.7	50	Medianamente rugosa	54	Medianamente rugosa
566.499	6.2	49	Medianamente rugosa	53	Medianamente rugosa
616.677	6.7	54	Medianamente rugosa	58	Rugosa
685.147	7.5	50	Medianamente rugosa	54	Medianamente rugosa
728.329	8	52	Medianamente rugosa	56	Rugosa
771.314	8.4	55	Rugosa	59	Rugosa
810.748	8.8	62	Rugosa	67	Rugosa
871.023	9.5	52	Medianamente rugosa	56	Rugosa
922.007	10	54	Medianamente rugosa	58	Rugosa

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 28: Classificação da Microtextura – Pista 02

		Antes da correção de temperatura		Após a correção de temperatura	
Ciclo	Equiv. Em anos	Pêndulo	Classificação ASTM E 303	Pêndulo	Classificação ASTM E 303
0	0	76	Muito rugosa	81	Muito rugosa
66.030	0,7	51	Medianamente rugosa	55	Rugosa
93.830	1,1	52	Medianamente rugosa	57	Rugosa
135.300	1,5	55	Rugosa	60	Rugosa
179.816	2	56	Rugosa	62	Rugosa
233.546	2,6	55	Rugosa	60	Rugosa
275.000	3,1	53	Medianamente rugosa	56	Rugosa
335.500	3,8	52	Medianamente rugosa	54	Medianamente rugosa
373.067	4,2	52	Medianamente rugosa	55	Rugosa
431.786	4,9	56	Rugosa	60	Rugosa
458.600	5,2	52	Medianamente rugosa	54	Medianamente rugosa
522.036	5,9	54	Medianamente rugosa	56	Rugosa
557.152	6,3	49	Medianamente rugosa	51	Medianamente rugosa
615.777	7	57	Rugosa	58	Rugosa
674.135	7,6	50	Medianamente rugosa	51	Medianamente rugosa
714.288	8	47	Medianamente rugosa	49	Medianamente rugosa
755.415	8,5	47	Medianamente rugosa	48	Medianamente rugosa
836.448	9,4	49	Medianamente rugosa	51	Medianamente rugosa
863.800	9,7	51	Medianamente rugosa	52	Medianamente rugosa
922.000	10	50	Medianamente rugosa	52	Medianamente rugosa

Fonte: Acervo pessoal

Após a correção de temperatura a classificação da microtextura da Pista 01 e da Pista 02 da maioria das leituras dos ciclos permaneceu a mesma entre Rugosa e Medianamente Rugosa, os ciclos que mudaram de classificação passaram de Medianamente Rugosa para Rugosa, mostrando que aumentou o desgaste das pistas aumentando também a resistência à derrapagem.

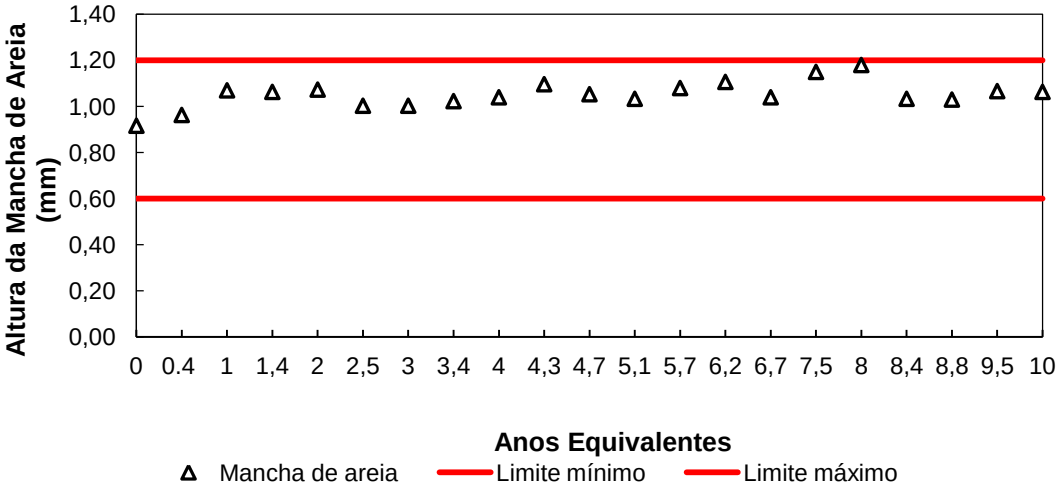
4.6 MACROTEXTURA DO REVESTIMENTO

Um dos fatores que mais interfere no atrito é a macrotextura do revestimento. Valores de macrotextura abaixo de 0,6 mm aumento o risco de hidroplanagem, pois

passa a ter uma tendência a ser fechada e macrotextura acima de 1,2 mm a textura é muito aberta, causando desgaste excessivo nos pneus, consumo de combustível e tendência a maior ruído ao rolamento (BERNUCCI *et al*,2006).

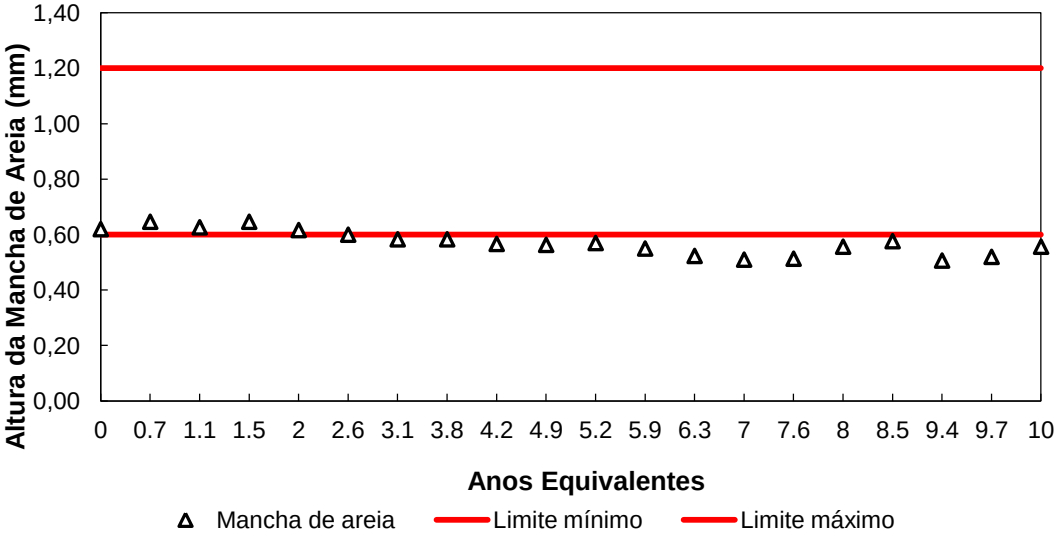
A análise da macrotextura foi realizado utilizando o ensaio de Mancha de Areia está apresentado nos Gráficos 16 e 17, para as Pistas 01 e 02 respectivamente.

Gráfico 16 – Mancha de areia – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Gráfico 17 – Mancha de areia – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

O ensaio de Mancha de Areia para a Pista 01 apresentou resultados dentro dos limites máximo e mínimo especificados, apresentando durante toda a sua vida útil de projeto (10 anos) uma classificação de macrotextura como grosseira e aberta, sendo assim ela continuará seguro em relação ao risco de hidroplanagem.

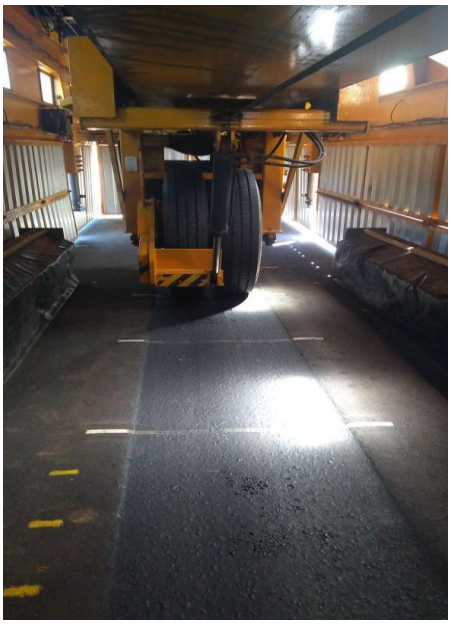
Os resultados obtidos no ensaio de Mancha de Areia para a Pista 02, mostraram durante toda a vida útil de projeto apresentou uma classificação da macrotextura como média e até o ciclo 233546 (2,6 anos), estava dentro dos limites mínimo e máximo especificados no projeto. A partir do ciclo 275000 (3,1 anos), a macrotextura ficou abaixo do limite mínimo de 0,6 mm tendendo a ser fechada e aumentando o risco de hidroplanagem e acidentes na via.

A tendência da Pista 02 apresentar uma macrotextura mais fechada em relação a Pista 01 se deve ao fato da composição granulométrica utilizada nas misturas dos concretos asfálticos das duas pistas não serem idênticas e a Pista 02 apresentar mais finos, o que torna a superfície menos áspera, diminuindo a altura da mancha de areia.

4.7 ANÁLISE DO TRINCAMENTO POR FADIGA

A Pista 01 apresentou um comportamento satisfatório do pavimento mesmo depois de 922.007 ciclos realizados (10 anos). Durante toda a fase de simulação do segmento não foram observadas trincas no pavimento, conforme mostrado na Figura 63. A Figura 63 apresenta a superfície final do pavimento ao fim dos 922.007 ciclos, onde é possível observar a ausência de trincas no revestimento.

Figura 63 - Pavimento ensaiado sem trincamento por fadiga



Fonte: Acervo pessoal

A Pista 02 também apresentou um comportamento satisfatório do pavimento mesmo depois de 922.007 ciclos realizados (10 anos). A semelhança do observado na Pista 01 também não foi observada trincas no pavimento da Pista 02.

4.8 RESULTADOS DE PREVISÕES DE DESEMPENHO PELO MÉTODO MEDINA

4.8.1 Determinação do ATR utilizando dados laboratoriais

Com o preenchimento de todos os dados necessários para analisar a estrutura, o usuário pode analisar a vida útil do pavimento ou dimensionar uma camada da estrutura do pavimento para se chegar à vida útil de projeto, no modo pavimento novo.

Inicialmente preencheu-se o campo do método com os dados do tráfego e a classificação funcional da via, conforme mostrado na Figura 64.

Figura 64 - Dados inicias sobre o tráfego no MeDiNa

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	15726
FV:	1,000
N anual (1º ano):	5,74e+06
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	5,74e+06
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	5,74e+07

Fonte: Acervo pessoal

A BR-101 é classificada funcionalmente como um sistema arterial principal, porém o Volume Médio Diário (VMD 1°ano) da via é de 1966 veículos e o N_{USACE} após a vida útil de 10 anos é de $5{,}74x10^7$, segundo dados fornecidos pela concessionária. Ao preencher a classificação da vida como arterial principal automaticamente o método fornece que o VMD (1°ano) é de 15726 se o N_{Total} no final de 10 anos for de $5{,}74x10^7$. Como o simulador de tráfego simula um eixo simples de roda dupla com 8,2tf, ao preencher esses dados sobre o eixo, o método automaticamente fornece também o Fator de Veículo (FV) como sendo 1, não sendo possível mudar.

Então foi preenchido os dados da classificação da via, classificação do eixo, porcentagem de veículos na faixa de projeto e N_{total}, e automaticamente o método forneceu VMD (1°ano), FV e $N_{anual.}$

a) Pista 01

A Figura 65, mostra a tela do método com os dados iniciais das camadas que foram executadas em campo para a Pista 01.

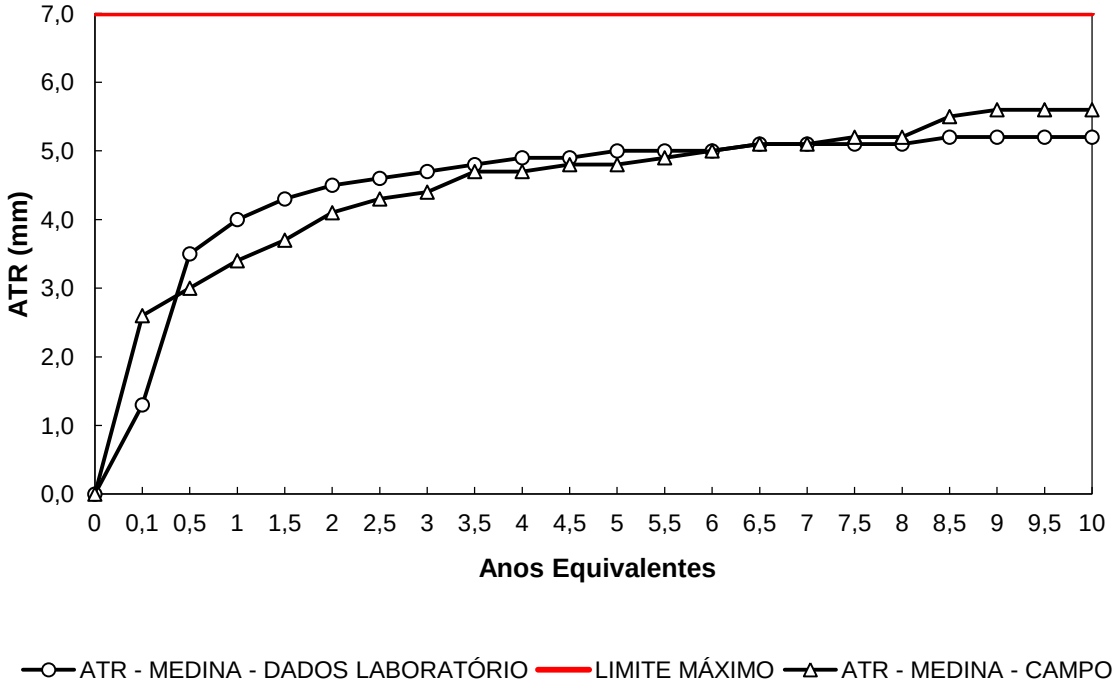
Figura 65 - Dados inicias das camadas no MeDiNa – Pista 01

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO BORRACHA	Revestimento ECOFLEX	9,0	7563	0,35
2	SOLO CIMENTO	Base - pista 01	20,0	Sigmoidal	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Sub-base - pista 01	20,0	1492	0,40
SL	SUBLEITO	Solo Fino NA	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

Fonte: Acervo pessoal

Ao entrar no método com os dados iniciais de campo, o afundamento de trilha de roda máximo para a Pista 01 seria de 5,2 mm e iria evoluir de acordo com o Gráfico 18.

Gráfico 18 – ATR obtido em campo e pelo método MeDiNa – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Pode-se verificar que houve uma boa correlação entre o ATR obtido em campo com o simulador de tráfego e o ATR obtido pelo método MeDiNa. O ATR da Pista 01 estaria ainda assim dentro do limite máximo especificado no projeto de 7 mm. Ao comparar como o ATR máximo medido em campo para a Pista 01, pode-se observar que apresenta um valor inferior, enquanto que em campo apresentou 5,6 mm pelo método daria 5,2 mm. Esta pequena diferença pode estar ligada ao fato de que o método MeDiNa não inclui o modelo de deformação permanente da camada de revestimento, o afundamento de trilha de roda considerado neste método provém da deformação das camadas geotécnicas de base, sub-base e subleito.

Inicialmente no período de 0 a 0,5 anos da simulação houve uma divergência mais significativa entre os valores dimensionados pelo MeDiNa e os obtidos em campo.

Os afundamentos de trilha de rodas obtidos em campo foram maiores do que àqueles previstos pelo MeDiNa. Acredita-se que esta diferença pode ser atribuída à acomodação dos agregados dentro da mistura asfáltica, que ocorre nos primeiros meses de vida do pavimento. Como o método MeDiNa não leva em consideração a deformação da mistura asfáltica, os valores iniciais previstos por ele foram inferiores.

Em relação ao trincamento por fadiga no revestimento, o método MeDiNa mostrou que, assim como no campo, não haveria nenhuma área trincada durante os 10 anos de vida útil.

b) Pista 02

A Figura 66, mostra a tela do método com os dados iniciais das camadas que foram executadas em campo para a Pista 02.

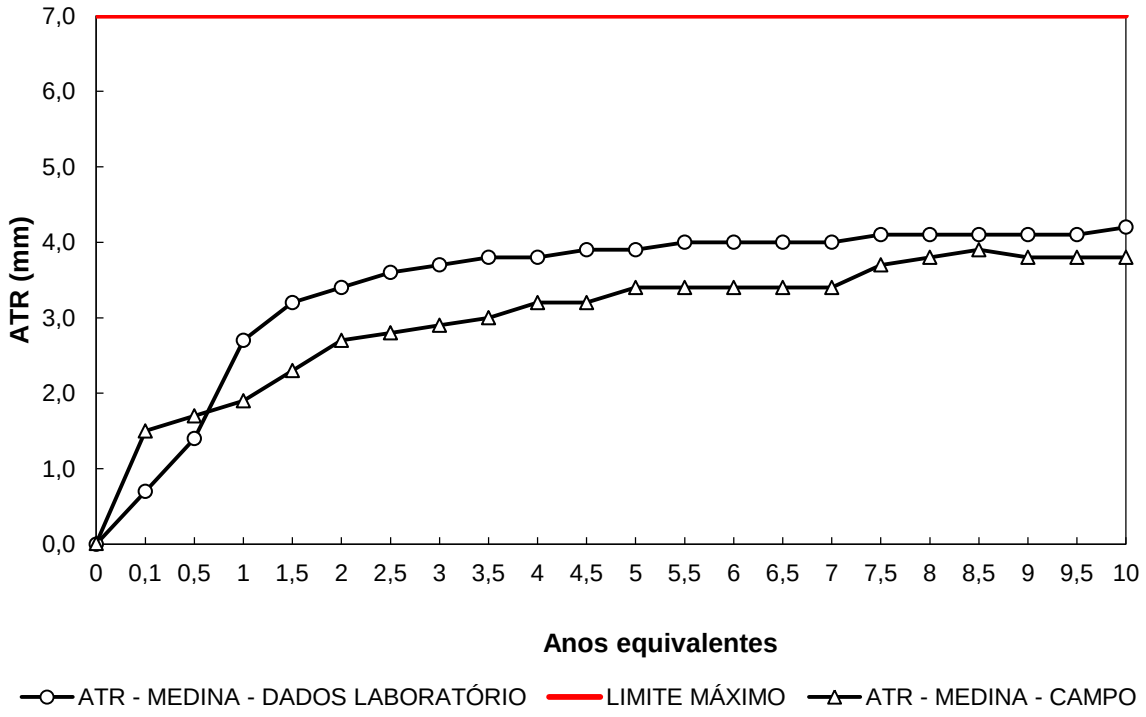
Figura 66 - Dados inicias das camadas no MeDiNa – Pista 02

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO BORRACHA	Revestimento ECOFLEX	9,0	7563	0,35
2	SOLO CIMENTO	Base - pista 02	20,0	Sigmoidal	0,35
3	SOLO CIMENTO	Sub-base - pista 02	20,0	Sigmoidal	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Fino NA	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

Fonte: Acervo pessoal

Ao entrar no método com os dados iniciais de campo, o afundamento de trilha de roda máximo para a Pista 01 seria de 1,1 mm e iria evoluir de acordo com o Gráfico 19.

Gráfico 19 –ATR obtido em campo e pelo método MeDiNa – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Ocorreu uma boa correlação também entre os valores de ATR obtidos em campo e os simulados pelo método Medina para a Pista 02. O ATR da Pista 02 continuaria dentro do limite máximo especificado no projeto de 7 mm. No entanto, foi encontrada uma tendência oposta à encontrada para Pista 01, i.e., o ATR previsto pelo MeDiNa foi superior ao ATR de campo. Ao fazer uma comparação com o ATR máximo medido em campo para a Pista 02, pode-se observar que apresenta um valor um pouco superior, enquanto que em campo apresentou 3,8 mm pelo método daria 4,2 mm. Acredita-se que os coeficientes estruturais adotados durante a simulação no método, podem ter influenciado esses valores, reduzindo a capacidade estrutural para o solo melhorado com cimento. O módulo de resiliência para um solo melhorado com cimento adotava um modelo sigmoidal, onde foi usado valores do banco de dado do método. Já o módulo de resiliência do solo-KR adotava um modelo linear onde foi possível simular com o próprio valor do solo encontrado em laboratório.

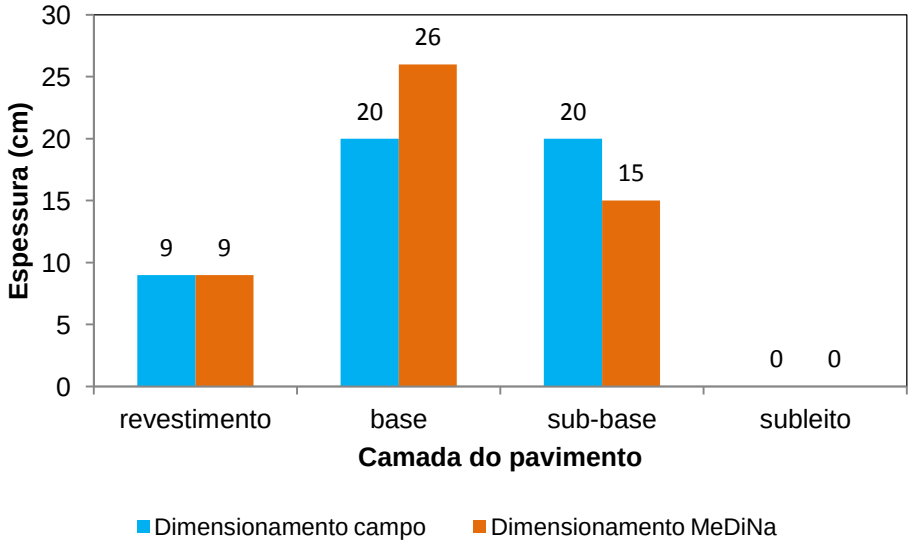
Inicialmente assim como na Pista 01 no período de 0 a 0,5 anos da simulação o ATR obtido em campo para a Pista 02 foi mais acentuado que o obtido pelo método MeDiNa novamente verificando assim a acomodação dos agregados dentro da mistura asfáltica que ocorre nos primeiros meses de vida do pavimento, não analisado pelo método.

Com relação ao trincamento por fadiga, assim como para a Pista 01, as previsões de área trincada realizadas pelo MeDiNa mostraram que para a Pista 02 também não haveriam falhas por trincamento por fadiga no revestimento durante a sua vida útil, conforme comprovado em campo.

4.8.2 Determinação das espessuras das camadas

Foi realizado no método MeDiNa o dimensionamento das camadas de base e sub-base das Pistas 01 e 02, fixando a camada do revestimento em 9 cm, e considerando as características do tráfego e dos materiais utilizadas anteriormente. O Gráfico 20 apresenta as espessuras do pavimento dimensionado pelo projetista pelo método do CBR e as espessuras dimensionadas pelo MeDiNa para a Pista 01.

Gráfico 20 – Dimensionamento do pavimento pelo método do CBR e pelo método MeDiNa – Pista 01

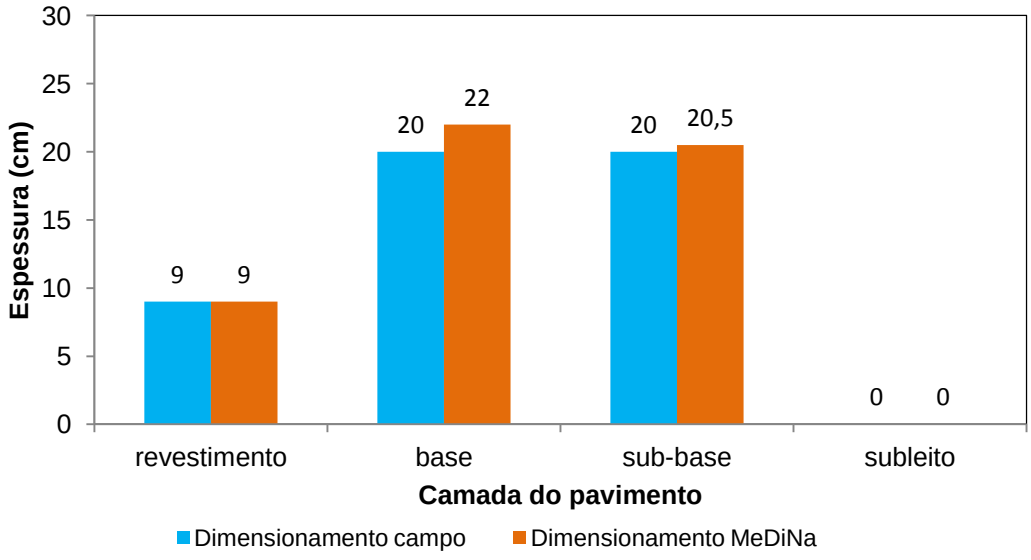


Fonte: Acervo pessoal

Segundo o dimensionamento pelo método MeDiNa, a espessura total do pavimento iria ficar aumentar em 1,0 centímetro. Com o revestimento mantido 9,0 centímetros, a camada da base aumentaria 6 centímetros e a sub-base reduziria 5 centímetros.

O Gráfico 21 apresenta as espessuras do pavimento dimensionado pelo projetista e executado em campo e as espessuras dimensionadas pelo MeDiNa para a Pista 02.

Gráfico 21 – Dimensionamento do pavimento pelo método do CBR e pelo método MeDiNa – Pista 02



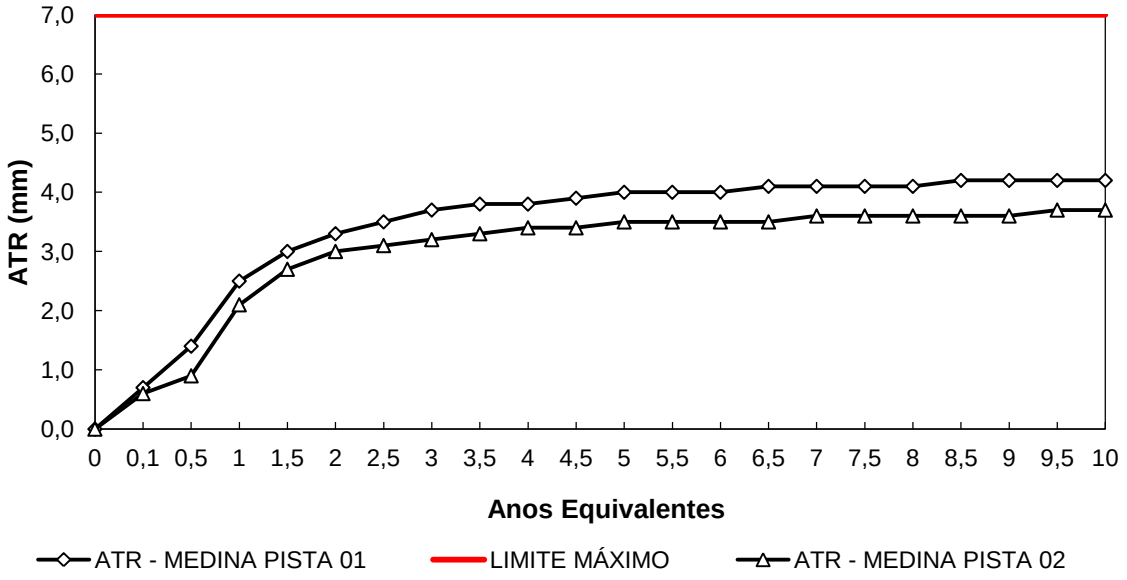
Fonte: Acervo pessoal

O método MeDiNa dimensionou, para a Pista 02, uma camada da base 2 centímetros mais espessa e uma camada de sub-base 0,5 centímetros mais espessas. Sendo assim, a espessura da Pista 02 aumentaria em 2,5 centímetros. Este resultado foi oposto ao esperado. Para camadas estabilizadas com cimento o método considera que o MR decai a cada mês de simulação, com comportamento do tipo sigmoidal, variando entre dois limites, E_i (inicial), indicando a situação onde o solo não sofreu nenhum dano de fadiga; e E_f (final), indicando a situação onde a camada atingiu sua vida de fadiga e está totalmente trincada, com comportamento próximo a de uma camada granular. O E_i deve ser obtido por meio de ensaio triaxial de cargas repetidas e o E_f deve ser inserido pelo projetista. Por segurança, recomenda-se um valor de MR semelhante ao material sem o estabilizante. No entanto, não foram realizados ensaios de MR nos solos puros, apenas tendo posse

de valores de MR das misturas do solo com cimento. Então adotou-se módulos superiores e inferiores de um solo do banco de dados do método que possuía as mesmas características e umidade ótima e massa específica, podendo ter ocasionado um superdimensionamento da estrutura do pavimento. Para solos argilosos, como o empregado na sub-base da Pista 01, foi possível inserir o módulo de resiliência obtido em laboratório da mistura de solo-KR, pois o módulo variava linearmente. Ressalta-se também que os coeficientes de regressão linear (k1, k2, k3 e k4) utilizados no modelo de deformação permanente e fadiga do solo também tem influência nos valores finais obtidos no dimensionamento. Como não foram realizados ensaios de deformação permanente e fadiga, utilizou-se valores do banco de dados do método.

Ao dimensionar o as camadas de base e sub-base das Pistas 01 e 02, foram gerados novos valores de ATR mostrados no Gráfico 22.

Gráfico 22 – ATR Pista 01 e 02 após dimensionado pelo MaDiNa



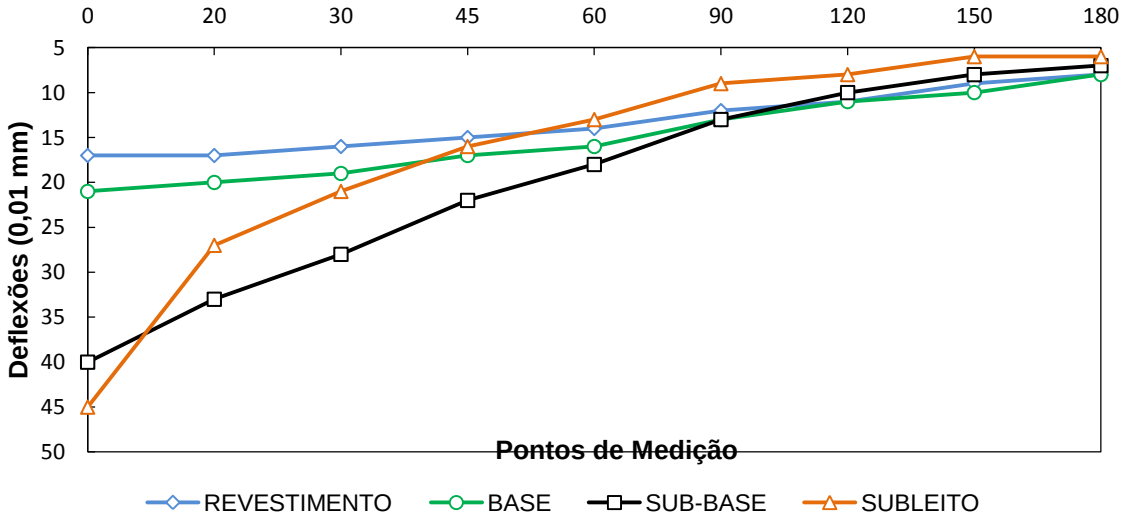
Fonte: Acervo pessoal

Mesmo com algumas camadas mais esbeltas e outras mais espessas, pode-se observar que o ATR das Pistas 01 e 02 dimensionadas pelo MeDiNa continuaram com valores abaixo do limite especificado, sendo o ATR máximo 4,2 mm e 3,7 mm das Pista 01 e 02 respectivamente. Verificou-se também que esses valores de ATR das duas pistas depois de dimensionado foram menores do que antes do dimensionamento, possivelmente por ter dimensionado pavimentos mais espessos. Novamente, nenhum trincamento por fadiga após o dimensionamento das camadas de base e sub-base das pistas foram detectados, mostrando que as características do concreto asfáltico utilizado são adequadas.

4.8.3 Determinação das bacias deflectométricas iniciais

O método MeDiNa fornece a contribuição de cada camada do pavimento individualmente nas deflexões. O Gráfico 23 apresenta as bacias deflectométricas obtidas no MeDiNa para a Pista 01 com a espessura original das camadas do pavimento.

Gráfico 23 – Bacias deflectométricas das camadas da Pista 01 fornecidas pelo MeDiNa

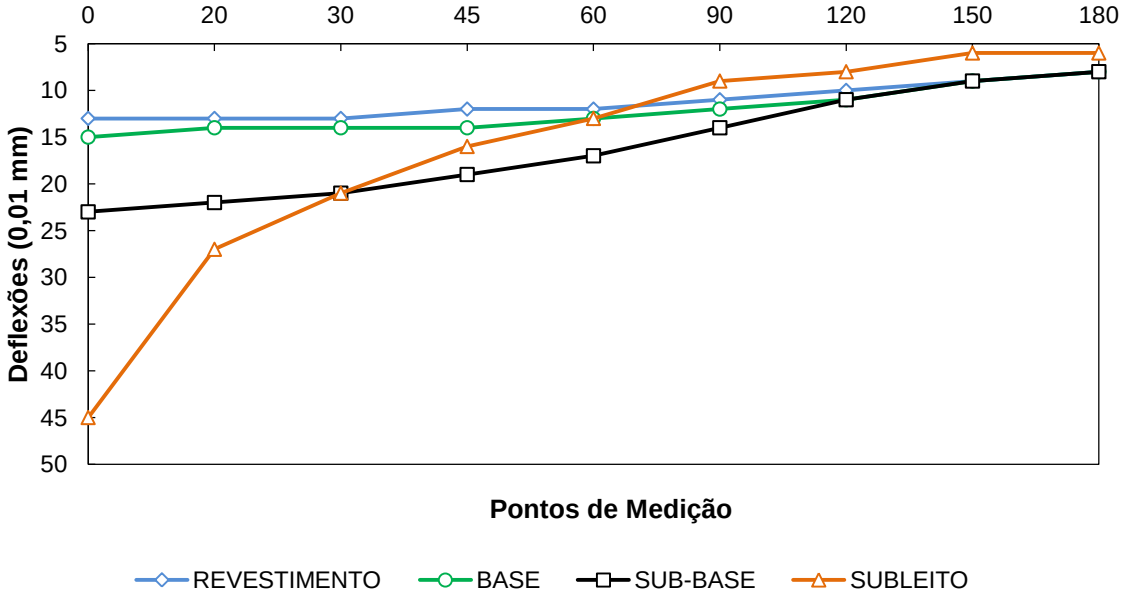


Fonte: Acervo pessoal

Pode-se observar que as maiores deflexões ocorrem onde é aplicada a carga (ponto 0) e também nesse local ocorre um desvio maior entre as camadas. As camadas que estão contribuindo mais para essa deformação total do pavimento seria as camadas de sub-base e subleito, mostrando mais uma vez que a camada de base poderia estar superdimensiona já que não foi possível utilizar o módulo de resiliência real da mistura de solo com cimento e nem os coeficientes de regressão linear.

O Gráfico 24 apresenta as bacias de deformação obtido no MeDiNa para a Pista 02 com a espessura original das camadas do pavimento.

Gráfico 24 – Bacias deflectométricas das camadas da Pista 01 fornecidas pelo MeDiNa



Fonte: Acervo pessoal

Verificou-se que a camada que mais contribuiu para a deformação total do pavimento da Pista 02 foi a camada do subleito que apresentou a maior deflexão. As camadas de base e sub-base tiveram baixas deflexões, confirmando mais uma vez a importância do módulo de resiliência superior e inferior do solo quando está dimensionando um pavimento com solo melhorado com cimento.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS

O presente estudo teve como objetivo principal avaliar o desempenho de pavimentos construídos com solos estabilizados com escória KR e cimento Portland em camadas granulares. Foi realizada uma avaliação laboratorial onde determinou as proporções ótimas das misturas de solo e coproduto KR e solo melhorado com cimento, com base nos resultados de testes CBR e RM. Além disso, foi construído um trecho experimental, com duas pistas que foram comparadas para avaliação de desempenho em campo. Essas pistas foram construídas mantendo os mesmos materiais e espessuras na camada de revestimento e de base, ou seja, uma camada de revestimento de asfalto borracha de 9 cm de espessura e uma camada de base de solo melhorado com cimento com 20 cm de espessura. Assim, as duas pistas experimentais, Pista 01 e Pista 02, diferiam apenas no material usado na sub-base. A Pista 01, foi construída com uma camada de 20 cm de solo-KR e a Pista 02 foi construída com uma camada de 20 cm de solo melhorado com cimento. Utilizando um simulador de veículo pesado (HVS), as seções de campo foram submetidas a um carregamento de 8,2 tf por eixo simples para simular um tráfego $N=5,7x10^7$. Medições semanais foram realizadas para avaliar a resposta estrutural do pavimento em termos de deflexões, deformações permanentes, microtextura, macrotextura e trincamento por fadiga. Após a análise de desempenho em campo, foi feita uma comparação com os valores previstos segundo respostas encontradas pelo novo método de dimensionamento brasileiro MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional). Dos resultados de laboratório, de campo e do método MeDiNa, as seguintes conclusões foram tiradas:

- Os mecanismos de estabilização do solo com escória KR parecem estar mais relacionados à troca de cátions entre KR e íons de argila do que devido à hidratação cimentícia e reações pozolânicas. Como resultado, solos argilosos quando estabilizados com escória KR reduzem sua plasticidade e, conseqüentemente, aumentam sua resistência.
- O solo do Km 368 misturado com 20% KR foi selecionado para aplicação na sub-base da Pista 01, uma vez que atendeu aos critérios de CBR, não apresentou expansão e também apresentou considerável valor de módulo

resiliente. A mistura desse solo com 20% de KR poderia ser usada na camada de base de acordo com os critérios mínimos de CBR de 80%, mas a investigação inicial da aplicação da sub-base foi realizada.

- A técnica de ensaios acelerados, através da utilização do simulador de tráfego móvel, modelo HVS, mostrou-se adequada para a avaliação do futuro comportamento da estrutura de pavimento em um curto espaço de tempo; os níveis de degradação obtidos em 3 meses de ensaios em cada pista experimental analisada foram suficientes para a avaliação das condições do pavimento estudado ao longo de toda a sua vida de serviço (10 anos).
- Para os resultados das medidas deflectométricas, obteve-se, para as duas pistas experimentais ensaiadas, uma tendência de crescimento das deflexões do pavimento quando submetido à ação do simulador, sendo esse um parâmetro indicador da redução da capacidade estrutural do pavimento. Mesmo utilizando um carregamento de 16,4 tf (dobro do estabelecido na norma DNIT 024/94 de 8,2 tf por eixo), as deflexões máximas ficaram abaixo da deflexão admissível definida pelo projeto, com raios de curvatura sempre acima de 100 m, mostrando que as camadas trabalhavam de forma solidária.
- Mesmo após a correção das deflexões pela temperatura, elas permaneceram abaixo da deflexões admissíveis de projeto, mostrando que não há mudança significativa entre as deflexões medidas e as corrigidas pela temperatura quando não há variação significativa da mesma (entre -1°C e 10°C e acima de 66°C).
- O elevado afundamento de trilha de roda inicial verificado nas duas pistas experimentais deve-se ao solo das camadas de base e sub-base estarem saindo da fase de consolidação e entrando na fase elástica, mas em ambas as pistas experimentais os afundamentos de trilha de roda evoluíram com uma similar de crescimento.
- A microtextura e macrotextura do revestimento das duas pistas experimentais estavam dentro dos limites especificados mostrando que aumentou o desgaste das pistas aumentando também a resistência à derrapagem e melhorando o risco da pista em relação à hidroplanagem.
- A não ocorrência de trincamento por fadiga, pode ser resultado das características do concreto asfáltico utilizado, sendo bastante resistente a

fadiga, e/ou devido ao sentido de carregamento adotado (bidirecional), que fazia com que as trincas abrissem quando a roda do simulador passava em um sentido, mas quando ela voltava fazia as trincas fecharem.

- Ao comparar o ATR encontrado em campo e o simulado pelo MeDiNa verificou-se uma boa correlação para as Pistas estudadas. Apenas no período de simulação inicial (entre 0 e 6 meses), foram encontrados valores de ATR maiores em campo do que os previsto no MeDiNa. Conclui-se que essa discrepância pode estar associada a ausência de modelo de deformação permanente do revestimento no MeDiNa, além das consolidaçãos iniciais das outras camadas.
- O trincamento por fadiga teve uma ótima correlação entre o simulado pelo Medina e o encontrado em campo, não apresentando nenhum trincamento.
- O método de dimensionamento MeDiNa representa uma grande mudança em relação ao método do CBR atual e provê uma forma de análise ou relação direta entre os materiais, o projeto estrutural, a construção, o tráfego, e a manutenção dos pavimentos asfálticos.
- A verificação das mudanças no decorrer do tempo das propriedades dos materiais utilizados nas camadas de um pavimento, principalmente o módulo de resiliência, é de crucial importância quando se pretende prever o comportamento do pavimento no decorrer da sua vida útil. Na análise do pavimento utilizando o método MeDiNa não foi considerado para o solo argiloso, estabilizado com coproduto de aciaria KR, essa mudança nas propriedades, pois o módulo de resiliência inserido no método foi considerado o mesmo do início ao fim da simulação da vida útil. Seria necessário realizar mais ensaios com essa mistura de solo-KR para verificar como seria o efeito da cura desse material, propriedades de durabilidade e fadiga.
- A partir da avaliação de campo, confirmou-se que a solução de solo-KR pode ser uma solução alternativa para a aplicação de pavimentação. Apesar do solo de baixa qualidade utilizada na mistura solo-KR, não há diferença significativa entre o desempenho dessa solução com de solução de solo melhorado com cimento com solo de melhor qualidade. A avaliação do desempenho do pavimento passou em todos os requisitos de avaliação de campo em termos de deflexões, deformação permanente, microtextura,

macrotextura e trincamento por fadiga. Esta avaliação foi confirmada com as previsões do MeDiNa.

- Em geral, o uso de solo argiloso foi possível devido à estabilização com subproduto de KR, trazendo grandes benefícios econômicos e ambientais. A possibilidade de usar solução de solo-KR na aplicação de sub-base já traz enormes economias para a construção de rodovias, já que é muito menos dispendioso do que outras soluções comumente usadas, tais como brita graduada tratada com cimento, solo-cimento ou solo modificado com cimento. No entanto, ressalta-se a extensão deste estudo avaliando os efeitos da estabilização com KR a longo prazo bem como análises ambientais de misturas solo-KR.
- Por fim, mostra-se promissor o estudo do coproduto KR pela carência de trabalhos publicados na área e o desenvolvimento de normas específicas para o material em questão. Suas características podem ser exploradas em diversas áreas do conhecimento visando sua utilização concomitantemente com o ganho ambiental criando-se, com isso, disposições adequadas para o material.

5.1 SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS

- Visando complementar o estudo desenvolvido nessa pesquisa, sugere-se a construção de trechos experimentais com o simulador no sentido único de operação para verificação da susceptibilidade do pavimento à trincamento por fadiga;
- Avaliar as propriedades do solo-KR ao longo do tempo e ensaios de durabilidade dessa mistura;
- Avaliar o potencial de lixiviação das misturas solo-KR;
- Execução de ensaios de deformação permanente e fadiga nos solos para obtenção dos coeficientes de regressão K_1, K2, K3 e K_4 para uma melhor precisão das previsões obtidas pelo MeDiNa;
- Realizar o monitoramento com o tempo de pistas experimentais com solo estabilizado com KR a fim de verificar em campo as possíveis alterações nas

propriedades do solo-KR bem como os efeitos das variações climáticas no desempenho dos trechos;

- Avaliar o desempenho dos trechos experimentais utilizando outras metodologias de dimensionamento, como o FlexPave, no qual modelos de deformação permanente para misturas asfálticas são incluídos;

6 REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 12253**: Solo-cimento – Dosagem para emprego com camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

_____**. NBR 16697:** Cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

_____**. NBR 10007:** Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004.

ABPv – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. **Informativo Técnico sobre a avaliação de resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil**. Boletim técnico, Rio de Janeiro, n. 18, 1999

AMERICAN ASSONIATION OF STATE HIGHWAYS OFFIALS. **Guide for design of pavement structures**. AASHTO. Washington, 2002.

ANDRADE, C. M. S. **Avaliação de Desempenho Mecânico e Microestrutural da Brita Graduada Tratada com Cimento com Incorporação de Coproduto de Aciaria KR.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2018.

ASTM - American Society for Testing and Materials. **D 4792.** Standard Test Method for Potential Expansion of Aggregates from Hydration Reactions West Conshohocken, PA, 2013.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 303-93:** Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester . EUA, 1993.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 965-15:** Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique . EUA, 2015.

AUTELITANO, F.; GIULIANI, F. **Electric arc furnace slags in cement-treated materials for road construction: Mechanical and durability properties**. Construction and Building Materials, v. 113, p. 280-289, 2016

AZAMBUJA, D. M. **Estudo de Recapeamentos Asfálticos de Pavimentos Através de Ensaios Acelerados**. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS, 2004

AZEREDO, L. B.; **Verificação do potencial de uso de resíduos siderúrgicos provenientes de diferentes etapas do processo de refino do aço como agregados em misturas asfálticas do tipo SMA**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2018.

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

BALTAZAR, R. P. **Caracterização do Fator de Expansão de uma Escória de Aciaria em Diferentes Processos de Cura para Uso em Pavimentação.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Minas Gerais. 2001.

BENEVIDES, S.A.S., 2000, **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará.** Dissertação de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica:** Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro, ABEDA, 2006.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2017.** Brasília: CNT: SEST: SENAT, 8 p. 2017a.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Transporte rodoviário: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram?** Brasília : CNT, 2017. 160 p. 2017b.

COUTINHO, J.C.P. 2011. **Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico - Empírico aplicada a um trecho**. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da UFOP.

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal.** Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho. 2001.

DAROUS, J. **Estudo comparativo entre sistemas de cálculos de tensões e deformações utilizados em dimensionamentos de pavimentos asfálticos novos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação.** 3 Ed. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INTRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 005/2003 - TER:** Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos - Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

_____**. DNER-PRO 011/79:** Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis.

_____**. DNER-ME 024/94**: Pavimentação – Determinação das deflexões pela viga Benkelman

_____**. DNER-ME 035/98:** Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”.

_____**. DNER-ME 043/95:** Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall.

_____**. DNER-ME 049/94:** Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.

_____**. DNER-ME 081/98:** Agregados – Determinação massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman.

_____**. DNER-ME 083/98:** Agregados – Análise Granulométrica.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INTRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 006/2003 - PRO:** Avaliação Objetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____**. DNIT 031/2006:** Pavimentos fexíveis – Concreto asfáltico – Especificações de serviço.

_____. **DNIT 158/2011**: Mistura Asfáltica – Determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet – Método de Ensaio.

_____. **DNIT 136/2018:** Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de Ensaio.

DER-MG - Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais. **DMA 1.** Método de ensaio para avaliação do potencial de expansão da escoria de aciaria ‐ Adaptação do PTM 130. 1982. Pennsylvania Testing Method. 1982.

DER/PR - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná. **PR ES-P 11**: Pavimentação: solo-cimento e solo tratado com cimento. Curitiba, 2005.

DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. **IP-DE-P00/003.** Avaliação Funcional e estrutural do pavimento ‐ Instrução de Projeto. São Paulo, 2006.

DE SOUZA JUNIOR, J.G. **Aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos a trechos de uma rodovia federal**. 2018. 236 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 2018.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **EM 262**: Escoria de aciaria para pavimentos rodoviários ‐ Especificação de Material. Rio de Janeiro, 1994.

DOS SANTOS, M.S. **Desenvolvimento de modelo de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Rio Grande do Sul, 2014.

FERREIRA, C.M., **Trabalhando com viga Benkelman**, Incorp assessoria e consultoria, edição 2014.

FERREIRA, J. G. H. M. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/ UFR**J. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

FERREIRA, P.N**. Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis**. 2002. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002

FERRI, S. **Critérios de aceitação e controle da qualidade de execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos.** Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo,2013.

FONSECA, L.F.S. **Análise das soluções de pavimentação do programa CREMA 2ª ETAPA do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 2013.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave do controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2001.

FRANCO, F.A.C.P. **Um sistema para análise mecanística de pavimentos asfálticos.** 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 2000.

FRANCO, F.A.C.P. **Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav**. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. P. **MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional. Manual de Utilização.** Versão 1.0.0. Rio de Janeiro, 2018.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis.** 2005. 291 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ, 2005.

FRITZEN, M. A**. Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão de dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

FURIERI, E. C. **Avaliação em laboratório e em campo de solos estabilizados com coproduto KR, cimento e estabilizante químico BlindaSolo para pavimentos.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2018.

FHWA - **Federal Highway Administration. Pavement Testing Facility.** Disponível em www.fhwa.dot.gov/pavement/utwweb/facilit.cfm. Acesso em: 22 de outubro de 2018.

GAMA,V.L.L. **Critérios de escolha: Análise de paviment rígido versus pavimento flexível;** 20145. 107 f. Projeto de graduação (Engenharia Civil). Universidade Federal do Piauí, Teresina, 2014.

GARBA, R. **Permanent deformation properties of asphalt concrete mixtures**. 2002. 183 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departament of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 2002.

GONÇALVES, F. P. **Estudo Experimental do Desempenho de Pavimentos Flexíveis a Partir de Instrumentação e Ensaios Acelerados**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002

GONÇALVES, R. M. **Incorporação de coproduto de aciaria KR e polímero PDC em solos para base de pavimentos.** 2016. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) ‐ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

GUIMARÃES, A.C.R; MOTTA, L.M.G; VIEIRA, A. **Avaliação Estrutural e Previsão do Desempenho do Pavimento Asfáltico do Acesso à BR-282/SC na Cidade de Chapecó.** Artigo publicado 14a RPU, Ribeirão Preto, São Paulo, 2007

GUIMARAES, A.C.R. **Um método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

HO, L.S.; NAKARAI, K.; OGAWA, Y.; SASAKI, T., MORIOKA, M. **Strength development of cement-treated soils: Effects of water contente, carbonation, and pozzolanic reaction under drying curing condition**. Construction and Building Materials, 134 (2017) 703-712.

HO, L.S.; NAKARAI, K.; DUC, M.; LE KOUBY, A.; MAACHI, A.; SASAKI, T. **Analysis of strenght development in cement-treated soils under differente curing conditions through microstructural and chemical investigations**, Construction and Building Materials. 166 (2018) 634-646.

HOSKING, J. R. **Relationship between skidding resistance and accident frequency: estimates based on seasonal variations**. Transport and Road Research Laboratory, TRRL, Research Report, n. 76, 17 p. 1986.

IAB - INSTITUTO AÇO BRASIL. **Relatório de sustentabilidade 2016**. Rio de Janeiro, 2017

JAPANESE INDUSTRIAL STANDARDS - JIS. **Esclarecimento da norma JIS A 5015/ 92 – Escória siderúrgica para construção de estradas**, 1992.

KELM, T.A. **Avaliação do uso do lodo de estação de tratamento de esgoto na estabilização de materiais para pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade federal do Rio de Janeiro. COOPE. Rio de Janeiro, 2014.

KÉZDI, Á. **Stabilized Earth Roads**. Nova Iorque. Editora Elsevier. 1979.

KIRMSE, O. J. **Estudo do Comportamento Metalúrgico do "Reator Kambara" Através de Modelagem Física.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. 2006

KOKKALIS, A.G.; PANAGOULI, O.K. **Fractal evaluation of pavement skid resistance variations**. I: surface wetting. Chaos, Solitons & Fractals, v.9, n.11, p. 1875-1890, 1998.

LIU, C.; EVETT, J. B. **Soils and foundations.** 6th edition. New Jersey, Ohio. 2004.

LÓPEZ, O. **Aprovechamiento de Escorias Blancas (LFS) y Negras (EAFS) de Aceria Electrica en la Estabilizacion de Suelos y en Capas de Firmes de Caminos Rurales.** Tesis Doctoral. Universidad de Burgos. 2011.

MACÊDO, J.A.G. **Interpretação de ensaios Defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1996

MACÊDO, M.M., 2004, **Solos modificados com cimento - efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. Dissertação de M.Sc., UFPE, Pernambuco, PE, Brasil.

MACHADO, C. C.; PEREIRA, A, R. S.; PIRES, J. M. M. **Influência do tratamento térmico do resíduo sólido industrial (Grits) na resistência mecânica de um latossolo para pavimentos de estradas florestais**. Revista Árvore, v.27, n.4, p. 543-550. 2003. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/rarv/v27n4/a15v27n.pdf>. Acesso em: 30 abril 2018.

MALKO, J. A C. **Aplicabilidade de Enzimas para Melhoramento de Solos em Pavimentação.** Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 121 f. 2015.

MARTINHO, F.G; RAMOS, C.R; L, V.L.E.S. **Controle Alternativo com Emprego da Viga Benkelman.** Artigo publicado 36a RAPv, Curitiba, Paraná, 2005.

MATTOS, J.R.G. **Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS.** 2009. 137 f. Disseração (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

MATTOS, J.R.G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do projeto rede**

temática de asfalto no Rio Grande do Sul. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Rio Grande do sul, 2014.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Edição, Edição dos autores, Rio de Janeiro. 2015, 620 p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** 3 ed. Sao Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.

METCALF, J. NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. - NCHRP **Synthesis of Highway Practice 235: Application of full-scale accelerated pavement testing.** 1996. TRB, National Research Council, Washington, U.S.A, 1996.

MOTTA, L.M.G. **O estudo da temperatura em revestimentos betuminosos.** 1979. 146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1979

MOTTA, L.M.G. **Método de dimensionamento de pavimento flexíveis; Critério de confiablidade e ensaios de carga repetidas.** 1991. 366 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L.M.G.; LEITE, F.M.L.; FRANCO, F.A.C.P.; SILVA,C.F.S.C.; MEDINA, J. **Guia para utilização do método mecanístico-empírico de dimensionamento**. Universidade Federal do Rio do Janeiro, 2018.

NASCIMENTO, D.M. **Análise comparativa de modelos de previsão de desempenho de pavimentos flexíveis. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).** Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade Federal de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2005

NÓBREGA, E. S. **Comparação Entre Métodos de Retroanálise em Pavimentos Asfálticos**. 2003. 365 f. Dissertação de Mestrado. Programas de Pós-Graduação de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio De Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, RJ, 2003.

NÚÑEZ, W. P. **Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários com Basaltos Alterados.** Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1997.

OJURI, O.O.; ADAVI, A.A.; OLUWATUYI, O.E. **Geotechnical and environmental evaluation of lime–cement stabilized soil–mine tailing mixtures for highway construction**. Transportation Geotechnics. 10 (2017) 1-12

OLIVEIRA, C. F. **Uso de Copodruto de Dessulfuração de Reator Kambara Como Agente Estabilizante de Solos Para Fins de Pavimentação.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2018.

ORTEGA-LOPEZ, V.; MANSO, J. M.; CUESTA, I. I.; GONZALEZ, J. J. (2014). **The long-term accelerated expansion of various ladle-furnace basic slags and their soil-stabilization applications.** Construction and Building Materials, 68, 455-464.

PATRIOTA, M.B. (2004). **"Análise Laboratorial de Concreto Betuminoso Usinado A Quente Modificado com Adição de Borracha Reciclada de Pneus – Processo Seco".** Tese de Mestrado, UFPE, Recife.

PESSOA, F.H.C. **Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais**. 2012. 210 f. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2012.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **"Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis".** Rio de Janeiro, 2002

PIRES, P.J.M.; TEIXEIRA, J.E.S.L.; NEPOMUCENO, D.V.; FURIERI, E.C. **Laboratory Evaluation Coupled with Full-Scale Accelerated Pavement Testing using Heavy Vehicle Simulator (HVS) to Assess the Effectiveness of Soil Stabilization with Desulfurization Steel Slag for Paving Application.** In: Journal of Materials in Civil Engineering. March, 2019.

REZENDE, D.S.V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Vicosa. Vicosa, MG, 2009.

RODRIGUES, G. L. C. **Caracterização e Avaliação da Expansabilidade de Escórias de Aciaria LD Não Tratadas e Tratadas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2007

ROHDE, L. **Escória de Aciaria Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos – Estudo Laboratorial.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2002.

ROHDE, L.. **Estudo de Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Camadas Estruturais de Pavimentos**. Tese de Doutorado, PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS, 2007

SALES, E.P. **Análise do comportamento mecanístico do novo pavimento da BR-232/PE, Trecho: Caruaru – São Caetano**. Dissertação de Mestrado, UFCG, Campina Grande, Paraíba, 2013.

SALVIANO, W.R.A. **Análise do controle construtivo de um pavimento semirígido por deflexão.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) . Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro, 2015.

SCHUMACHER, A. G.; **Avaliação dos efeitos da expansão de agregados siderúrgicos nas características do material e no desempenho de misturas asfálticas**. 2018. 94 f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2018.

SHARMA, L.K.; SIRDESAI, N.N.; SHARMA, K.M.; SINGH, T.N. **Experimental study to examine the independent roles of lime and cement on the stabilization of a mountain soil: A comparative study.** Applied Clay Science. 152 (2018) 183-195.

SHENG, G.; HUAND, P.; WANG, S.; CHENN, G. **Potential Reuse of Slag from the Kambara Reactor Desulfurization Process of Iron in an Acidic Mine Drainage Treatment.** Journal of Environmental Engineering. 140(7). 2014.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. 1 Ed. Vol. 1. São Paulo: Editora Pini, 1997, 746 p.

SILVA, J.P.S. **Aderência pneu-pavimento em revestimentos asfálticos aeroportuários.** 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

SILVA, P. D. E. A. **Estudo do Reforço de Concreto de Cimento Portland (WHITETOPPING) na Pista Circular Experimental do Instituto e Pesquisa Rodoviária.** Tese D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2001.

SIMM JÚNIOR, G.P. **Estudo do comportamento de estruturas de pavimentos com materiais alternativos visando a redução dos custos de pavimentação no estado de Santa Catarina**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2007.

SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.G.; SOARES, R.F. **Análise de Bacias Deflectométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos**. s. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 14., 2000, Gramado. Anais... Gramado: ANPET, 2000.

SOUZA, M. L. **Método de projeto de pavimentos flexíveis DNER**. - 1966.

SOUZA, E. B. DE O. **Escórias De Aciaria e Resíduos de Concretos Refratários em Componentes de Pavimentação.** Dissertação. Universidade Federal de Minas Gerais. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Belo Horizonte. 2008.

SOUZA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C.L. **Summary Reporto n permanent deformation in asphalt concrete.** Strategic Highways Research Program. IR-91-104, 1991

STEVEN, B. **Friction testing of pavement preservation treatments: Temperature corrections and operator/machine variability**. Technical Memorandum UCPRC-TM-2008-05. University of California Pavement Research Center, Davis, Calif., 2008.

SVENSON, M., 1980, **Ensaios triaxiais dinâmicos em solos argilosos.** Dissertação de M.Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

TARAZONA, N. (2016). **Aplicabilidade agregado siderúrgico açobrita misturado com solo em camadas de pavimentos rodoviários.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-270/16, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85 p

TAVARES, D. S.; **Avaliação Laboratorial de Mistura Asfáltica do Tipo SMA com Agregado Siderúrgico.** 138 p.. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

TESSARI, C. L.; COBE, R. P. **Melhoramento de solos com incorporação de resíduos de siderurgia.** 2015. 97 f. Projeto de graduação (Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

TESSARI, C. L. **Análise do comportamento de brita graduada tratada com cimento com a adição de borracha de pneus para aplicação em camadas de base de pavimentos.** 2017. 92 f. Dissertação de mestrado (Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

TONG, ZHIBO; MA, GUOJUNL; CAI, XUN; XUE, ZHENGLIANG; WANG, WEI; ZHANGL, XIANG. **Characterization and Valorization of Kanbara Reactor Desulfurization Waste Slag of Hot Metal Pretreatment**. Waste Biomass Valor 7:1 8. 2016

VALE, A.F. **Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

VICTORINO, D. R. **Análise de desempenho de um pavimento flexível da Rodovia BR-290/RS solicitado por um simulador de tráfego móvel**. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

ZHU, Z.; LIU, S. **Utilization of a new soil stabilizer for silt subgrade**. Engineering Geology, 2008.