

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FLÁVIA CASAGRANDE BASTOS

**ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
SOLO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA KR**

VITÓRIA

2022

FLÁVIA CASAGRANDE BASTOS

**ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
SOLO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA KR**

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, na área de Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires

Coorientadora: Prof.^a Ph.D Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira

VITÓRIA

2022

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

B327e Bastos, Flávia Casagrande, 1991-
ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO
ESTABILIZADO COM ESCÓRIA KR / Flávia Casagrande
Bastos. - 2022.
155 f. : il.

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

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

CDU: 624

FLÁVIA CASAGRANDE BASTOS

**ESTUDO DE CAMPO E LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
SOLO ESTABILIZADO COM ESCÓRIA KR**

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, na área de Geotecnia.

Aprovada no dia **24 de fevereiro de 2022** por:

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires

Orientador

Prof.^a Ph.D Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira

Coorientadora

Prof. Dr. Ronaldo Pilar

Examinador Interno

Prof. Dr. Guilherme José Cunha Gomes

Examinador externo – UFOP

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que colaboraram com este trabalho. Em especial, quero agradecer:

À minha família, por todo amor e apoio;

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), por cada conhecimento passado a mim e aos demais discentes, e em especial ao meu orientador, Patrício José Moreira Pires, e à minha coorientadora Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira, por todos os ensinamentos, paciência e cuidado em tantos momentos;

Ao Walber, por todo incentivo, amor e paciência ao longo de todo esse percurso;

Aos meus amigos, por se fazerem presentes mesmo quando não pude estar presente;

Aos técnicos e servidores do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFES, em especial ao Sidneidy Izoton, por todo apoio, ajuda e companhia ao longo de todo o processo de ensaios;

À Ana Carolina Motta e à Isabella Bueno, por todas ideias e companheirismo no início desse projeto;

Ao IBGE, pela oportunidade concedida para a realização deste trabalho;

Ao Eduardo Silva, ao Kessy Jhonnes e à Propav, pelo apoio quando precisamos;

À parceria entre ArceloMittal, ANTT, Concessionária ECO 101 e UFES, por desenvolverem a pesquisa aqui estudada e à CAPES pelo apoio ao PPGEC.

RESUMO

BASTOS, Flávia Casagrande. **Estudo de campo e laboratório do comportamento mecânico de solo estabilizado com escória KR**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória – ES, 2022. Orientador: Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires. Coorientadora: Prof.^a Ph.D Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira.

O transporte rodoviário é o modal mais utilizado no Brasil, sendo imprescindível o dimensionamento adequado da estrutura do pavimento e o controle de suas deformações. Espera-se que este controle se inicie na etapa de laboratório com a caracterização da rigidez e resistência à deformação permanente dos materiais empregados para o correto dimensionamento utilizando modelos de previsão de desempenho. Uma vez que os materiais encontrados no Espírito Santo apresentam baixa resistência, técnicas de estabilização são utilizadas constantemente com o objetivo de melhorar as características mecânicas desses materiais. Coprodutos siderúrgicos têm sido cada vez mais empregados como materiais alternativos para estabilização de solos. Assim, neste trabalho estuda-se o comportamento mecânico da incorporação de escória obtida no Reator Kambara (escória KR) a um material argiloso. Para atingir os objetivos, foram empregados ensaios laboratoriais de módulo de resiliência e deformação permanente em amostras de solo puro e com adição de coproduto KR para vários períodos de cura (7, 14 e 28 dias). Posteriormente foram feitas previsões de desempenho em campo utilizando o novo método mecanístico-empírico nacional (MeDiNa - Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos) e os resultados foram comparados a dados reais obtidos em pistas experimentais. Constata-se que o uso de escória KR no solo argiloso resultou em incremento no módulo de resiliência, enquanto maiores tempos de cura não resultaram em valores de módulo superiores. A incorporação de KR aumentou a resistência a deformações permanentes e o maior tempo de cura resultou em uma maior redução em tais deformações. Apesar da mistura de solo com KR apresentar incremento no módulo de resiliência e resistência à deformação permanente, o material tende a apresentar comportamento de um solo melhorado, de acordo com os modelos implementados no MeDiNa, e não um material estabilizado quimicamente. Os resultados de campo

mostram que a solução atende aos critérios de projeto de afundamento de trilha de roda, enquanto no método os valores ficam bem próximos a esses limites, sendo uma opção viável para utilização em pavimentos.

Palavras-chave: Pavimentação; Estabilização de solos; Solo melhorado com cimento; Dimensionamento; MeDiNa.

ABSTRACT

BASTOS, Flávia Casagrande. **Field and laboratory study of the mechanical behavior of soil stabilized with KR slag**. 2022. Dissertation (Master's in Civil Engineering) – Post-Graduation Program in Civil Engineering, Federal University of Espírito Santo, Vitória – ES, 2022. Advisor: Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires. Coordination: Prof.^a Ph.D Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira.

Road transport is the most used modal in Brazil, being essential the adequate sizing of the pavement structure and the control of its deformations. It is expected that this control starts in the laboratory stage with the characterization of the stiffness and resistance to permanent deformation of the materials used for the correct design using performance prediction models. Since the materials found in Espírito Santo have low strength, stabilization techniques are constantly used to improve the mechanical characteristics of these materials. Steel by-products have been increasingly used as alternative materials for soil stabilization. Thus, in this work, the mechanical behavior of the incorporation of KR (Kambara reactor) slag into a clayey material is studied. To achieve the objectives, laboratory tests of resilient modulus and permanent deformation were used in samples of pure soil and with the addition of KR for various curing periods (7, 14 and 28 days). Subsequently, field performance predictions were made using the new national mechanistic-empirical method (MeDiNa) and the results were compared to real data obtained in experimental tracks. It appears that the use of KR slag in clayey soil resulted in an increase in the resilient modulus, while longer curing times did not generate higher modulus values. The incorporation of KR increased the resistance to permanent deformation and the longer curing time resulted in a greater reduction in such deformations. Although the soil mixture with KR presents an increase in resilient modulus and permanent deformation resistance, the material tends to present an improved soil behavior, according to the models implemented in MeDiNa, and not a chemically stabilized material. The field results show that the solution meets the wheel track rutting design criteria, while in the method the values are very close to these limits, being a viable option for use in pavements.

Keywords: Paving; Soil stabilization; Cement-Modified Soil (CMS); Sizing; MeDiNa.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características geotécnicas dos solos utilizados	34
Tabela 2 – Relação entre o comportamento dos solos e os parâmetros do módulo de resiliência	43
Tabela 3 – Faixa de valores típicos de MR para os materiais estudados	44
Tabela 4 – Critério de aceitação da mistura asfáltica, de acordo com o <i>Flow Number</i>	74
Tabela 5 – Valores máximos previstos para área trincada e deformação permanente, segundo o tipo de via	77
Tabela 6 – Resultados das caracterizações físicas e mecânicas dos solos estudados	82
Tabela 7 – Principais propriedades dos materiais utilizados nas pistas experimentais.	87
Tabela 8 – Composição granulométrica da mistura asfáltica	87
Tabela 9 – Características da dosagem <i>Marshall</i> da mistura asfáltica utilizada.....	88
Tabela 10 – Campanha em laboratório	91
Tabela 11 – Representação das camadas no MeDiNa	102
Tabela 12 – Ensaio do MR do solo AE.....	103
Tabela 13 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 7 dias de cura	106
Tabela 14 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 14 dias de cura	109
Tabela 15 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 28 dias de cura	111
Tabela 16 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP31	115
Tabela 17 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP32	115
Tabela 18 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP33	116
Tabela 19 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP20	116
Tabela 20 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP21	116

Tabela 21 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP28	116
Tabela 22 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP10	117
Tabela 23 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP11	117
Tabela 24 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP12	117
Tabela 25 – Ensaio do MR do solo JP6	118
Tabela 26 – Ensaio do MR da mistura JP6C3% – 7 dias de cura	121
Tabela 27 – Ensaio do MR da mistura JP6C3% – 28 dias de cura	123
Tabela 28 – Coeficiente dos modelos do módulo de resiliência.....	126
Tabela 29 – Coeficiente do modelo da deformação permanente	139
Tabela 30 – Coeficientes de Poisson adotados para cada material utilizado.....	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semirrígidas	28
Figura 2 – Troca de cátions.....	30
Figura 3 – Reestruturação das partículas	30
Figura 4 – Hidratação cimentícia.....	31
Figura 5 – Reação pozolânica.....	31
Figura 6 – Esquema da mistura do dessulfurante com o ferro gusa	36
Figura 7 – Estruturas dimensionadas a partir do método de dimensionamento do DNIT	46
Figura 8 – Esquema da Viga Benkelman	49
Figura 9 – Esquema de bacia de deflexão	49
Figura 10 – Resposta a um carregamento cíclico com tensão controlada	52
Figura 11 – Resposta de um solo submetido a carregamento cíclico	53
Figura 12 – Treliça para medição das flechas da trilha de roda	53
Figura 13 – Modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de solicitação de cargas cíclicas	55
Figura 14 – Modelos de comportamento à deformação permanente de solos – análise do acomodamento (<i>shakedown</i>)	55
Figura 15 – Exemplos de simuladores de tráfego	60
Figura 16 – Esquema de um dimensionamento mecânico de pavimentos.....	66
Figura 17 – Roteiro básico para um dimensionamento mecânico-empírico	68
Figura 18 – Fluxograma do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos - SisPav	71
Figura 19 – Fluxograma representativo da metodologia em estudo.....	78
Figura 20 – Mapa de localização do trecho experimental	79
Figura 21 – Estrutura do pavimento da Pista 01	81
Figura 22 – Estrutura do pavimento da Pista 02	81
Figura 23 – Solo JP6 (esquerda) e AE (direita).....	84
Figura 24 – Ábaco MCT para o solo AE (Sa100)	84
Figura 25 – Ábaco MCT para o solo JP6 (solo puro)	85
Figura 26 – Solo AE (esquerda) e coproduto KR (direita)	86

Figura 27 – Simulador de tráfego tipo HVS utilizado em campo (destaque da unidade hidráulica).....	89
Figura 28 – Seções levantadas no ensaio com o simulador	90
Figura 29 – Material homogeneizado e embalado para descanso antes da compactação	92
Figura 30 – Homogeneização final imediatamente antes à compactação	92
Figura 31 – Molde bipartido utilizado nos ensaios, montado.....	93
Figura 32 – Partes do molde bipartido e materiais utilizados em sua montagem.....	93
Figura 33 – Montagem do molde bipartido.....	94
Figura 34 – Utilização de vaselina na parte interior do anel superior	94
Figura 35 – Compactação com compactador manual	95
Figura 36 – Cápsulas com material para determinação da umidade	95
Figura 37 – Correção do topo do CP.....	96
Figura 38 – Extração do CP do molde	96
Figura 39 – Corpos de prova compactados e armazenados aguardando o tempo de cura	97
Figura 40 – Equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado nos ensaios	98
Figura 41 – Etapas do preparo do corpo de prova	99

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Variação dos valores médios de MR do solo puro e das misturas solo-cinza <i>versus</i> o tempo de cura	33
Gráfico 2 – Variação dos valores médios de MR das misturas solo-cinza-cal <i>versus</i> o tempo de cura	33
Gráfico 3 – MR em 7 dias.....	35
Gráfico 4 – MR em 28 dias.....	35
Gráfico 5 – Valores de ISC para os solos e suas misturas	37
Gráfico 6 – Módulo de resiliência para tensão confinante e desviadora de 0,10 MPa	38
Gráfico 7 – ISC das amostras na umidade ótima após 4 dias de imersão e após 28 dias de cura e 4 dias de imersão.....	39
Gráfico 8 – Resultados mecânicos das misturas estudadas: a) ISC (CBR) b) MR ...	40
Gráfico 9 – Análises das deformações do pavimento a) deflexão b) afundamento de trilha de roda	41
Gráfico 10 – Comportamento dos solos em estudo em relação à fadiga	46
Gráfico 11 – Identificação da ruptura por fadiga no trecho monitorado.....	48
Gráfico 12 – Comportamento quanto à DP dos solos arenosos pesquisados	56
Gráfico 13 – Comportamento dos solos em estudo em relação à deformação permanente	57
Gráfico 14 – Resultados das avaliações de resistência à deformação permanente .	58
Gráfico 15 – Flecha em trilha de roda na faixa externa de rolamento do DNIT/CE...	59
Gráfico 16 – Deflexões medidas com a Viga Benkelman e calculadas pelo ELSYM5 a) seções 29-30 e b) seções 11-12	61
Gráfico 17 – Evolução de ATR (afundamento de trilho de roda) na pista 1	62
Gráfico 18 – Evolução de ATR (afundamento de trilha de roda) na pista 4	62
Gráfico 19 – Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) – Subleito argiloso/ base de solo arenoso fino laterítico.....	64
Gráfico 20 – Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecanístico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) – Subleito argiloso/ base de solo argiloso-brita	64
Gráfico 21 – Deflexão característica média x porcentagem total de área trincada referente a cada um dos trechos em estudo	65

Gráfico 22 – Módulo de resiliência do revestimento x porcentagem total de área trincada referente a cada um dos trechos em estudo	66
Gráfico 23 – Ensaio de caracterização granulométrica – Solos JP6 e AE	83
Gráfico 24 – Curva granulométrica do coproduto KR usado na execução das pistas	85
Gráfico 25 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Solo AE	104
Gráfico 26 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Solo AE	104
Gráfico 27 – Comportamento do solo AE pelo modelo composto do MR	105
Gráfico 28 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 7 dias de cura	107
Gráfico 29 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 7 dias de cura	107
Gráfico 30 – Comportamento da mistura AEKR20% com 7 dias de cura pelo modelo composto do MR	108
Gráfico 31 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 14 dias de cura	109
Gráfico 32 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 14 dias de cura	110
Gráfico 33 – Comportamento da mistura AEKR20% com 14 dias de cura pelo modelo composto do MR	110
Gráfico 34 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 28 dias de cura	112
Gráfico 35 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 28 dias de cura	112
Gráfico 36 – Comportamento da mistura AEKR20% com 28 dias de cura pelo modelo composto do MR	113
Gráfico 37 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 7, 14 e 28 dias de cura	114
Gráfico 38 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 7, 14 e 28 dias de cura	114
Gráfico 39 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Solo JP6	119

Gráfico 40 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Solo JP6	119
Gráfico 41 – Comportamento do solo JP6 pelo modelo composto do MR	120
Gráfico 42 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura JP6C3% – 7 dias de cura	121
Gráfico 43 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura JP6C3% – 7 dias de cura	122
Gráfico 44 – Comportamento da mistura JP6C3% pelo modelo composto do MR – 7 dias de cura	122
Gráfico 45 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura JP6C3% – 28 dias de cura	124
Gráfico 46 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura JP6C3% – 28 dias de cura	124
Gráfico 47 – Comportamento da mistura JP6C3% pelo modelo composto do MR – 28 dias de cura	125
Gráfico 48 – Módulo de resiliência para tensão confinante e desviadora de 0,10 MPa	126
Gráfico 49 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – solo AE	128
Gráfico 50 – Modelo de deformação permanente do solo AE para vários níveis de solicitação de carga cíclica	128
Gráfico 51 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura AEKR20% – 7 dias de cura	130
Gráfico 52 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 7 dias de cura	130
Gráfico 53 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura AEKR20% – 14 dias de cura	132
Gráfico 54 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 14 dias de cura	132
Gráfico 55 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – cura de 7 e 14 dias	134
Gráfico 56 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura JP6C3% – 7 dias de cura	135

Gráfico 57 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 7 dias de cura	135
Gráfico 58 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura JP6C3% – 28 dias de cura	136
Gráfico 59 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 28 dias de cura	137
Gráfico 60 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – cura de 7 e 28 dias	138
Gráfico 61 – Modelo de deformação permanente do solo AE, da mistura AEKR20% com 7 e 14 dias de cura e da mistura JP6C3% com 7 e 28 dias de cura, para vários níveis de solicitação de carga cíclica	140
Gráfico 62 – Afundamento de trilha de roda – Pista 01	142
Gráfico 63 – Afundamento de trilha de roda – Pista 02.....	142
Gráfico 64 – Deformação permanente verificada e prevista na Pista 1.....	144
Gráfico 65 – Deformação permanente verificada e prevista na Pista 2.....	144

LISTA DE SIGLAS

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

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AEMC – Programa de análise elástica de múltiplas camadas

ATR – Afundamento de trilha de roda

BGTC – Brita graduada tratada com cimento

CAH – Cálcio-alumínio hidratado

Ca(OH)₂ – Hidróxido de cálcio

CAP – Cimento asfáltico de petróleo

CBUQ – Concreto betuminoso usinado a quente

CBR – *California Bearing Ratio*

CO₂ – Dióxido de carbono

CNT – Confederação Nacional do Transporte

CSH – Silicato de cálcio hidratado

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DP – Deformação permanente

FV – Fator de veículo

FWD – *Falling Weight Deflectometer*

HRB – *Hydraulic Road Binder*

HVS – *Heavy Veicule Simulator*

ISC – Índice de suporte de Califórnia

KR – Reator Kambara

LGP – Laboratório de Geotecnia e Pavimentação

LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*

MCT – *Tropical Compact Miniature*

MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos

NBR – Norma Brasileira

PCA – *Portland Cement Association*

SMC – Solo melhorado com cimento

TRI – Trilha de roda interna

TRE – Trilha de roda externa

TRLPD – Ensaio triaxial de deformação permanente com carregamento repetido

TSS – *Triaxial stress sweep*

UFES – Universidade Federal do Espírito Santo

VMD – Volume médio diário

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_d – Tensão desvio

σ_3 – Tensão confinante

D_{adm} – Deflexão máxima admissível

RC – Raio de curvatura

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)

MR – Módulo de resiliência

E_{ef} – Módulo de elasticidade efetivo *in situ*

N – Número equivalente de operações de um eixo padrão

N_{fad} – Número de aplicações de carga para atingir a ruptura por fadiga

k_1, k_2, k_3, k_4 – Coeficientes de regressão obtidos a partir dos dados dos ensaios de MR

ε_t – Deformação específica resiliente de tração

FN – *Flow number*

$MR_{m\acute{a}x}$ – Módulo de resiliência da camada recém-construída e sem trincas

$MR_{m\acute{i}n}$ – Módulo de resiliência da camada totalmente trincada

MR_i – Módulo de resiliência da camada cimentada no período i

D_i – Consumo de vida de fadiga acumulado no mês i

s_t – Tensão de tração da fibra inferior da camada

f_{ctm} – Resistência à tração na flexão do material aos 28 dias

$\%RF$ – Relação entre a tensão de tração da fibra inferior da camada e a resistência à tração na flexão do material aos 28 dias

θ – Invariante de tensões

ε_p – Deformação permanente

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ – Parâmetros de regressão obtidos a partir dos dados dos ensaios de deformação permanente

ρ_0 – Tensão de referência

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	24
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA	25
1.2.1	Objetivo geral	25
1.2.2	Objetivos específicos	25
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	ESTRUTURA DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	27
2.2	SOLUÇÕES PARA BASES E SUB-BASES	28
2.2.1	Bases e sub-bases granulares	28
2.2.2	Bases e sub-bases estabilizadas quimicamente	29
2.2.2.1	Estabilizações químicas com aglomerantes hidráulicos	29
2.2.2.2	Estabilizações químicas com resíduos industriais	32
2.2.2.2.1	<i>Estabilização química com escória KR</i>	36
2.3	AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS	41
2.3.1	Considerações iniciais	41
2.3.2	Comportamento resiliente	42
2.3.3	Fadiga	44
2.3.4	Deflexões	48
2.3.5	Deformação Permanente	51
2.3.6	Ensaio acelerado em campo	59
2.4	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO E PREVISÃO DE DESEMPENHO	62
2.4.1	DNER	68
2.4.2	Métodos Mecanístico-Empíricos usados internacionalmente	69
2.4.3	Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa)	70
2.4.3.1	Identificação do Projeto	72
2.4.3.2	Técnicas construtivas	72
2.4.3.2.1	<i>Materiais asfálticos</i>	73
2.4.3.2.2	<i>Materiais estabilizados quimicamente</i>	74
2.4.3.2.3	<i>Solos granulares, solos lateríticos e solos de subleito</i>	75
2.4.3.3	Tráfego	76
2.4.3.4	Deformações	77

3	MATERIAIS E MÉTODOS	78
3.1	ANÁLISES PRELIMINARES DE DADOS FORNECIDOS	79
3.1.1	Localização do trecho experimental e características das pistas estudadas	79
3.1.2	Caracterização dos materiais	81
3.1.2.1	Materiais de base, sub-base e subleito	82
3.1.2.2	Materiais do revestimento (concreto asfáltico).....	87
3.1.3	Desempenho em campo	88
3.1.3.1	Caracterização do simulador de tráfego	88
3.1.3.2	Avaliações em campo.....	90
3.1.3.2.1	<i>Deformações permanentes</i>	90
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	90
3.2.1	Moldagem dos corpos de prova	91
3.2.2	Ensaio de MR e DP	97
3.2.2.1	Ensaio de MR	99
3.2.2.2	Ensaio de DP	100
3.3	SIMULAÇÕES NO MEDINA.....	101
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	103
4.1	CHARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS	103
4.1.1	Módulo de resiliência	103
4.1.1.1	Solo AE – Subleito	103
4.1.1.2	Mistura AEKR20%	106
4.1.1.3	Solo JP6	118
4.1.1.4	Mistura JP6C3%	121
4.1.1.5	Resumo e comparações dos módulos de resiliência	126
4.1.2	Deformação permanente	127
4.1.2.1	Solo AE.....	127
4.1.2.2	Mistura AEKR20%	129
4.1.2.3	Mistura JP6C3%	134
4.1.2.4	Resumo e comparações da deformação permanente	139
4.1.3	Principais problemas encontrados durante o programa experimental	140
4.2	DESEMPENHO DE CAMPO	141

4.2.1	Deformações permanentes/Afundamento em trilha de roda	142
4.3	PREVISÕES DE DESEMPENHO PELO MÉTODO MEDINA	143
4.3.1	Deformações permanentes	143
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS	146
5.1	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	147
	REFERÊNCIAS	149

1 INTRODUÇÃO

Entende-se que o modal rodoviário é o mais utilizado para transporte de pessoas e cargas no Brasil (CNT, 2019). A construção e a manutenção de rodovias exigem um imenso volume de materiais para compor as camadas do pavimento. Em vista disso, tem-se buscado diversas alternativas de materiais e combinação destes para serem utilizados na construção das estruturas de pavimentos rodoviários.

Em se tratando de materiais para obras de pavimentação, sabe-se que o Espírito Santo é um estado que possui solos de baixa qualidade para este fim. Estudos mostram que existem solos predominantemente argilosos (alto teor de finos), com alto limite de liquidez, alta plasticidade e grande variação de volume, com formação tropical laterítica e baixos valores de ISC (RAMOS, 2018; FURIERI, 2019; NEPOMUCENO, 2019; PIMENTA, 2019; BRIDI, 2020; PIRES *et al.*, 2019). Devido a essas características, tem-se uma dificuldade de aplicação do solo puro na construção de rodovias de alto volume de tráfego, pois estas requerem uma estrutura de bases e sub-bases com materiais com altos índices de suporte para resistir aos esforços provocados pelo carregamento repetitivo dos veículos. Uma alternativa para uso de solos locais é o uso de técnicas de estabilização. Dentre diversas técnicas, destaca-se a estabilização química, utilizando o aglomerante hidráulico cimento Portland. No entanto, a utilização deste material vem sendo discutida pois é custoso para a obra e sua produção emite gases poluentes (como o CO₂, diretamente relacionado ao efeito estufa) e material particulado além de que, quando manuseado sem os cuidados necessários, pode causar danos à saúde dos operários (MAURY e BLUMENSCHIN, 2012).

Outras soluções têm sido propostas e estudadas, como é o caso da estabilização dos materiais por meio de coprodutos siderúrgicos. Essa utilização é importante tanto do ponto de vista econômico (trata-se de soluções mais baratas) quanto do ambiental (evita o uso de recursos naturais, a geração de novos resíduos e propicia um novo destino a rejeitos que muitas vezes seriam depositados em lugares inadequados ou ocupariam espaço em aterros sanitários).

Um desses coprodutos siderúrgicos é a escória KR que resulta da dessulfuração do aço em uma planta KR (*Kambara Reactor*). Esse processo tem como objetivo retirar o enxofre da mistura, visto que é uma impureza que impacta negativamente propriedades mecânicas como ductilidade e resistência ao impacto (MAHENDRA *et*

al., 2017). De acordo com Tong *et al.* (2016), na etapa de dessulfuração em planta KR, cada tonelada de metal quente tratado dá origem de 7 a 9kg de escória KR, que, se não forem utilizados em outro processo, precisam ser descartados.

Trabalhos anteriores, como os de Oliveira (2018) e Bridi (2020), apresentaram resultados satisfatórios no uso do coproduto KR como agente estabilizante de solos. No entanto, ainda há muito o que se entender quanto ao seu desempenho em campo. Assim, este estudo busca relacionar as propriedades do material estabilizado, através de ensaios de laboratório, com o seu desempenho em campo, a partir de pistas experimentais e fazendo uso de simuladores de tráfego, que aceleram as deformações a que os pavimentos são submetidos em campo.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O uso de solos estabilizados tem sido uma importante técnica de engenharia geotécnica aplicada para incremento de resistência dos solos. Usualmente, os solos têm sido estabilizados com cimento, cal, cinza volante ou com uma combinação deles, nas camadas de bases e sub-bases de pavimentos flexíveis e semirrígidos.

O presente trabalho estuda os efeitos do uso de escória de dessulfuração no reator Kambara (conhecida por “escória KR”) como estabilizante de solos locais, sendo essa escória um coproduto da indústria do aço. O projeto também correlaciona os resultados encontrados nessa solução aos encontrados em uma técnica tradicional de estabilização de solos, o uso de cimento para melhorar o material (SMC).

Acredita-se que há relevância no tema uma vez que o Espírito Santo é um dos maiores produtores de aço do país. Segundo o Anuário Estatístico 2019 do Instituto Aço Brasil, o Espírito Santo é o terceiro maior produtor de aço bruto do Brasil, com 20,6% de participação nacional, atrás apenas de Minas Gerais e do Rio de Janeiro. Assim sendo, as indústrias de aço do estado produzem uma grande quantidade de coprodutos. Mais ainda, o uso de escória KR como estabilizante de solo regional na execução de bases e sub-bases já é uma solução utilizada nas obras das rodovias do Espírito Santo. Estudos demonstraram a viabilidade técnica desta solução (RAMOS, 2018; FURIERI, 2019; NEPOMUCENO, 2019; BRIDI, 2020; PIRES *et al.*, 2019; OLIVEIRA, PIRES e TEIXEIRA, 2019). Entretanto, percebe-se que ainda é pouco utilizada e estudada no Brasil, o que a torna uma solução de caráter regional.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é verificar os efeitos da incorporação de escória KR no comportamento mecânico de um solo argiloso. Além disso, pretende-se comparar as deformações permanentes previstas pelo novo Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa) e o verificado após decorrido o número de ciclos de projeto em pistas experimentais sujeitas a carregamento acelerado.

1.2.2 Objetivos específicos

A pesquisa tem ainda os seguintes objetivos específicos:

- Analisar os efeitos da incorporação de escória KR em solo argiloso, averiguando as características resilientes e as deformações permanentes, a partir da realização de ensaios de Módulo de Resiliência e de Deformação Permanente no solo puro e no solo com coproduto KR. Comparar os resultados desses ensaios com os de um solo melhorado com cimento;
- Com base nos resultados de módulo de resiliência do solo com coproduto KR, avaliar se ele se comporta como um material estabilizado quimicamente, ou como um material melhorado;
- Verificar a influência dos diferentes tempos de cura na variação das características resilientes e das deformações permanentes;
- Calibrar os parâmetros necessários para cadastro de solução técnica no MeDiNa, para sub-bases com incorporação de escória KR;
- Utilizar os dados de caracterização de laboratório para as soluções empregadas de Solo-KR e SMC como entrada no MeDiNa e comparar os resultados previstos no método com os obtidos em campo;
- Avaliar as diferenças nas propriedades obtidas em laboratório para as soluções empregadas nas pistas experimentais e buscar a correlação destas diferenças com o desempenho mecânico em campo.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho de dissertação está estruturado em cinco capítulos, a saber:

O Capítulo 1 trata-se do capítulo de introdução, no qual é feita uma breve explanação do tema, bem como são apresentados os objetivos e a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, expondo os tipos de pavimentos rodoviários, as principais técnicas de estabilização de solos (química e granulométrica), os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos atualmente empregados no país e diferenças entre métodos empíricos e mecanístico-empíricos. Nele está exposto também o novo Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa) e os modelos usados nele para os cálculos de dimensionamento e avaliação dos pavimentos.

No Capítulo 3 apresenta-se a metodologia do trabalho. Nele estão presentes a descrição da área de estudo, os materiais utilizados e os ensaios realizados em campo e laboratório.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados de campo e de laboratório obtidos bem como as previsões de desempenho obtidas usando o MeDiNa.

No Capítulo 5 o trabalho estão as conclusões e sugestões de estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURA DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

O modal rodoviário é o transporte mais utilizado no Brasil, seja para a movimentação de cargas ou de pessoas (CNT, 2019). Em 2018, o Brasil era o quarto país com mais quilômetros de estradas construídos (1,56 milhão de quilômetros), atrás apenas dos Estados Unidos, da China e da Índia. No entanto, apenas cerca de 213,5 mil quilômetros (13,7%) são pavimentados. Com relação à condição das rodovias, segundo o Anuário da Confederação Nacional do Transporte (CNT) de 2019, entre os quilômetros pesquisados, apenas 47,6% eram considerados ótimos ou bons. Os demais eram vistos como regular, ruim ou péssimo (CNT, 2019). Isto evidencia que ainda há muito trabalho para se fazer nas rodovias brasileiras já construídas, isso sem incluir as que ainda estão apenas na fase de planejamento para tal.

Para que o pavimento tenha um comportamento adequado ao longo de sua vida útil, é necessário que ele tenha sido projetado e executado de forma adequada, levando em consideração as especificações nacionais. Para realizar o projeto de um pavimento, iniciam-se os estudos geotécnicos, que englobam os estudos do subleito e os estudos de ocorrências de materiais para pavimentação (DNIT, 2006). Sobre a modelagem de uma estrutura de pavimento, esta

[...] é complexa devido à grande variação das características físicas dos materiais envolvidos, à difícil previsão do carregamento a que a estrutura estará de fato submetida ao longo de sua vida útil e ainda à ação dos fatores climáticos no comportamento e nas características dos materiais componentes da estrutura (MEDINA e MOTTA, 2015, p. 349).

Isso mostra a importância da Mecânica dos Pavimentos, pois cada projeto possui informações e hipóteses específicas.

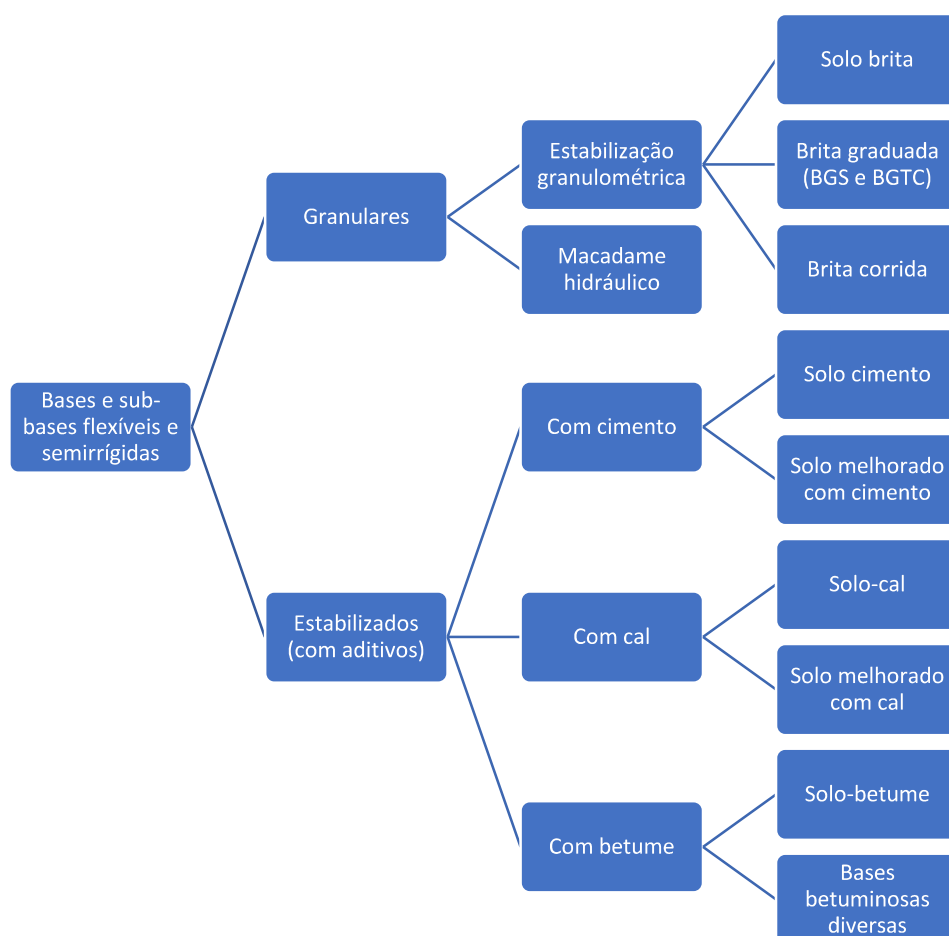
Os pavimentos são classificados em flexíveis, semirrígidos e rígidos. Segundo DNIT (2006), esses pavimentos seriam assim descritos:

- Flexível: todas as camadas sofrem deformação elástica significativa devido ao carregamento aplicado. Considera-se que a carga é distribuída em partes quase iguais entre as camadas.
- Semirrígido: quando há presença de uma base cimentada.

- Rígido: o revestimento apresenta rigidez elevada em relação às demais camadas, absorvendo praticamente todas as tensões oriundas do carregamento.

Com relação aos tipos de estruturas de base e sub-base, o DNIT traz uma classificação dos principais tipos de bases e sub-bases flexíveis e semirrígidas, como pode ser visto na Figura 1.

Figura 1 – Classificação das bases e sub-bases flexíveis e semirrígidas



Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

2.2 SOLUÇÕES PARA BASES E SUB-BASES

2.2.1 Bases e sub-bases granulares

As bases e sub-bases granulares podem receber estabilização granulométrica ou ser do tipo macadame hidráulico e seco. A estabilização granulométrica consiste na compactação de um ou mais materiais com granulometria especificada em normas.

Já o macadame hidráulico e seco refere-se a uma camada de brita de graduação aberta na qual os vazios são preenchidos por material de enchimento através da compressão (DNIT, 2006).

2.2.2 Bases e sub-bases estabilizadas quimicamente

Como visto na Figura 1, existem alguns tipos de camadas estabilizadas com aditivos. As mais conhecidas são (DNIT, 2006):

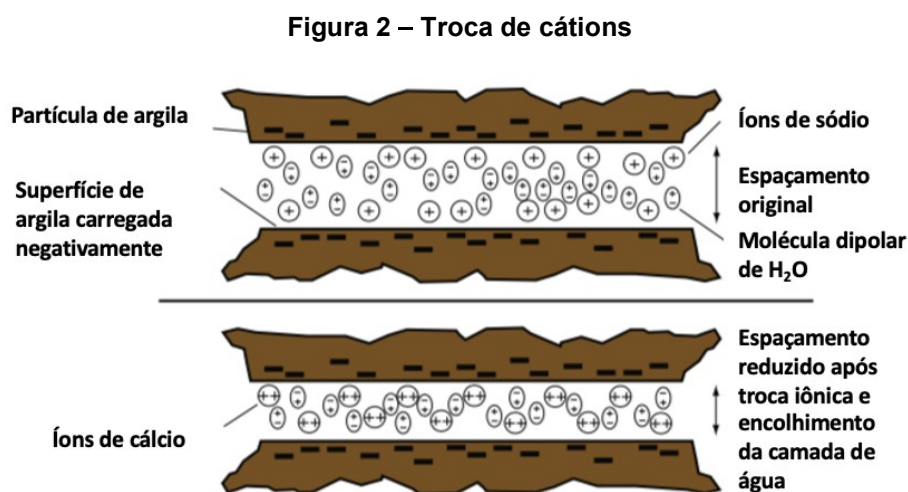
- Solo-cimento: uma mistura compactada de solo, cimento Portland (teor de cimento entre 6% e 10%) e água. Resulta em uma camada dura, cimentada e com alta rigidez à flexão.
- Solo melhorado com cimento: semelhante ao solo-cimento, porém utiliza teores de cimento menores (entre 2% e 4%). É considerada uma camada flexível, visto que não apresenta cimentação acentuada.
- Solo-cal: mistura basicamente de solo, cal (teor usual entre 5% e 6%) e água, podendo adicionar também cinza volante. A estabilização pode ocorrer por modificação do solo, por carbonatação ou por pozolanização, sendo as duas últimas consideradas semirrígidas devido à cimentação.
- Solo melhorado com cal: camada flexível, quando a estabilização modifica o solo, alterando a plasticidade e sensibilidade à água.
- Solo-betume: mistura flexível de solo, água e material betuminoso.
- Bases betuminosas diversas.

2.2.2.1 Estabilizações químicas com aglomerantes hidráulicos

O uso de aglomerantes hidráulicos comerciais como cal e cimento Portland são bem difundidos para processos de estabilização química. Ao adicionar cimento Portland, ocorre a troca de cátions, a reestruturação das partículas, a hidratação cimentícia e a reação pozolânica, resultando na estabilização dos solos.

Segundo Halsted, Adaska e Mcconnell (2008), as argilas possuem uma estrutura cristalina, com camadas empilhadas de aluminossilicatos. Como essa estrutura tem uma carga negativa, cátions e moléculas de água são atraídos para sua superfície, o que forma uma camada dupla difusa. Os cátions dentro dessa camada podem ser trocados por outros cátions, como os íons de cálcio presentes no cimento Portland.

Essa troca resulta na redução da camada de água entre as partículas, resultando na redução da plasticidade do solo (Figura 2).



Fonte: Adaptado de HALSTED, ADASKA e MCCONNELL (2008).

Em seguida ocorre a reestruturação das partículas, quando ocorre a floculação e a aglomeração (Figura 3), alterando a textura do material de plástica para friável, gerando aumento do atrito interno das partículas. Juntamente à troca de cátions, a reestruturação das partículas reduz a plasticidade, aumenta a resistência ao cisalhamento e melhora a textura dos solos (HALSTED, ADASKA e MCCONNELL, 2008).

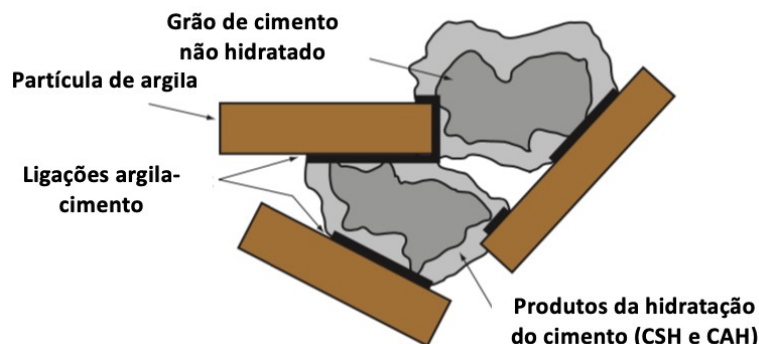
Figura 3 – Reestruturação das partículas



Fonte: Adaptado de HALSTED, ADASKA e MCCONNELL (2008).

A hidratação cimentícia (Figura 4) ocorre apenas com o cimento. Por meio dela há produção de silicato de cálcio hidratado (CSH) e cálcio-alumínio hidratado (CAH). Esses produtos são responsáveis pela estrutura de um solo modificado com cimento, formando ligações com as partículas de argila e tendo como resultado agregados maiores a partir de grãos finos (HALSTED, ADASKA e MCCONNELL, 2008).

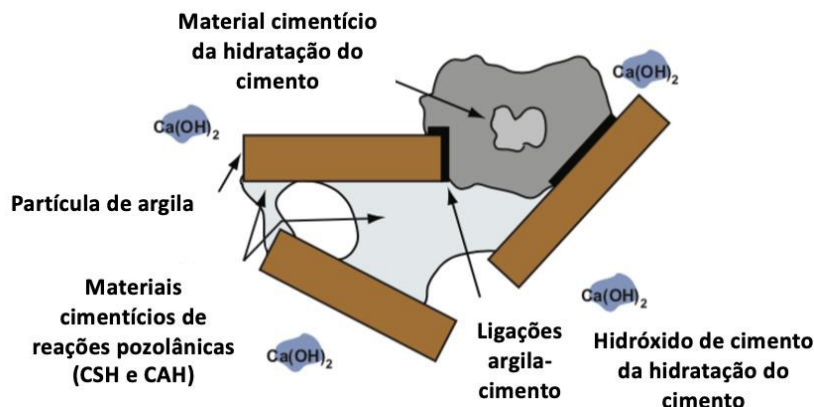
Figura 4 – Hidratação cimentícia



Fonte: Adaptado de HALSTED, ADASKA e MCCONNELL (2008).

Outro produto do cimento Portland hidratado é o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2). As reações pozolânicas (Figura 5) são um processo secundário de modificação do solo através do qual os íons de cálcio são combinados com a sílica e a alumina da estrutura da argila, formando mais CSH e CAH. Essas reações ocorrem durante anos e fortalecem mais o solo, reduzindo sua plasticidade e melhorando sua granulometria (HALSTED, ADASKA e MCCONNELL, 2008).

Figura 5 – Reação pozolânica



Fonte: Adaptado de HALSTED, ADASKA e MCCONNELL (2008).

O uso de cal pode ser feito em solos que possuam minerais argilosos com um teor de umidade adequado. Isso ocorre pois os elementos pozolânicos são encontrados em solos com uma certa quantidade de argila. Quando o solo não contém esse material (como as areias), pode-se adicionar pozolana natural ou artificial para que este possa ser estabilizado com cal (AZEVEDO, 2010).

De forma semelhante ao uso do cimento, as reações que ocorrem são a troca de íons, a floculação, a reação pozolânica e a carbonatação. A troca de íons e a floculação

reduzem a plasticidade do solo, reduzindo a contração e a expansão do solo. A reação pozolânica ocorre devido à reação entre a cal, a água e os elementos pozolânicos do solo, análogo ao que acontece com a estabilização com cimento Portland, gerando um aumento da capacidade de suporte do solo (AZEVEDO, 2010).

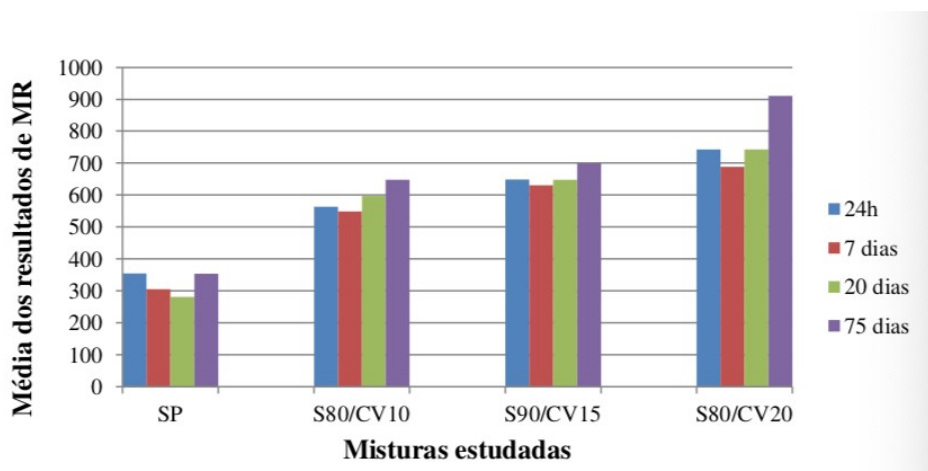
Já a carbonatação ocorre entre a cal e o dióxido de carbono presente no ar, resultando em um agente cimentante de carbonato de cálcio e magnésio. No entanto, essa reação pode atrapalhar a reação pozolânica, pois retira cátions de cálcio da superfície das partículas de argila e forma compostos menos resistentes. Por isso, deve-se proteger a camada estabilizada do contato com o ar, realizando imprimação da camada, por exemplo (AZEVEDO, 2010).

2.2.2.2 Estabilizações químicas com resíduos industriais

Há diversos usos e estudos de bases estabilizadas com resíduos industriais, o que reduz o custo da obra e auxilia na questão ambiental, visto que reutiliza materiais que seriam descartados. É o caso do uso da escória de aciaria e da cinza de caldeira, por exemplo.

Silveira, Guimarães e Castro (2019) estudaram o uso de cinzas obtidas no processo de beneficiamento do níquel em usina siderúrgica na estabilização de camadas de base e sub-base de pavimentos. Com essa finalidade, fizeram algumas misturas de solos locais com cinzas (teores de 10%, 15% e 20% de cinzas) e outras de solos locais com cinzas e cal (teores de 8%, 13% e 18% de cinzas e 2% de cal). Em seguida realizaram ensaios de módulo de resiliência (MR) com o solo puro e com essas misturas. Os resultados podem ser vistos nos Gráficos 1 e 2.

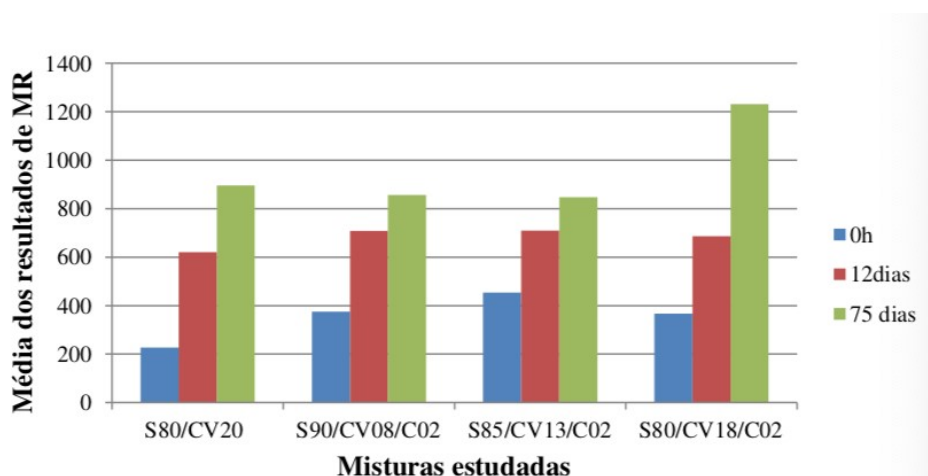
Gráfico 1 – Variação dos valores médios de MR do solo puro e das misturas solo-cinza versus o tempo de cura



Fonte: SILVEIRA, GUIMARÃES e CASTRO (2019).

Sendo SP – solo puro, S90/CV10 – Mistura solo (90%) e cinza (10%), S85/CV15 – Mistura solo (85%) e cinza (15%), S80/CV20 – Mistura solo (80%) e cinza (20%).

Gráfico 2 – Variação dos valores médios de MR das misturas solo-cinza-cal versus o tempo de cura



Fonte: SILVEIRA, GUIMARÃES e CASTRO (2019).

Sendo S80/CV20 – Mistura solo (80%) e cinza (20%), S90/CV08/C02 – Mistura solo (90%), cinza (8%) e cal (2%), S85/CV13/C02 – Mistura solo (85%), cinza (13%) e cal (2%) e S80/CV18/C02 – Mistura solo (80%), cinza (18%) e cal (2%).

Através dos ensaios presentes no estudo, percebe-se que as cinzas de caldeira a coque apresentam características físicas e químicas similares às das cinzas volantes, que são usualmente utilizadas e citadas na literatura. Além disso, entende-se que a adição de cinza de caldeira de coque ao solo aumentou a rigidez da mistura, sendo

que percentuais maiores de cinza obtiveram valores maiores de módulo de resiliência. Isso indica que, com a adição desse tipo de cinza, ocorrem reações pozolânicas. De forma semelhante, verifica-se que com o passar do tempo o valor do módulo de resiliência é maior, apontando que o ganho de resistência continua com o tempo. Percebeu-se ainda que o uso de cal, um agente potencializador de reações pozolânicas, aumentou o potencial das cinzas, resultando em módulos de resiliência ainda maiores.

Wang e Baaj (2020) estudaram o tratamento de materiais de subleito considerados fracos com o uso de cimento e ligante asfáltico. Sabendo que o ligante asfáltico contém altos valores de materiais cimentantes e outros produtos, seu uso permite a redução da quantidade de clínquer, o que melhora o custo efetivo e o torna melhor para o meio ambiente. O uso de ligante asfáltico também aumenta a trabalhabilidade das misturas. O trabalho apresenta resultados de testes de laboratório para solos de subleitos tratados com cimento e ligante asfáltico. A partir dos testes foi possível perceber que, para os três solos estudados, o cimento e o ligante hidráulico melhoraram as propriedades mecânicas, incluindo mudança de solo ácido para alcalino e prevenindo o desenvolvimento de organismos, aumentando a resistência, a durabilidade e o módulo de resiliência. Percebeu-se também que o tipo do solo influenciava no resultado, sendo que solos com alta plasticidade e mais orgânicos apresentaram resistência e módulo de resiliência menores do que os solos menos plásticos e orgânicos.

Na

Tabela 1 é possível visualizar as principais características dos solos estudados

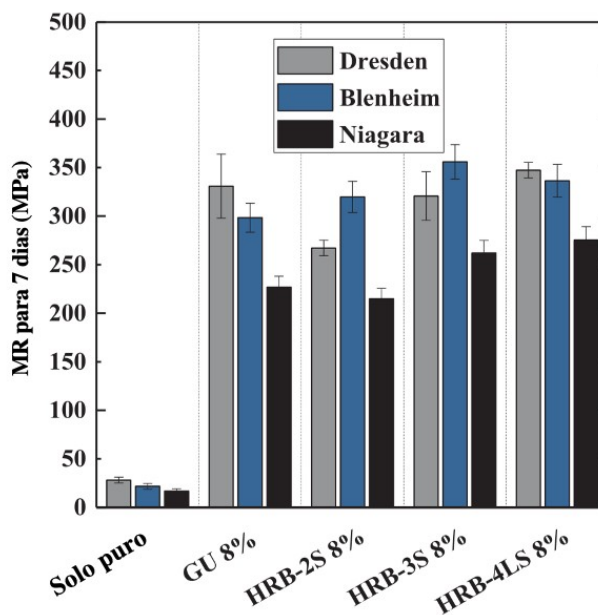
Tabela 1 – Características geotécnicas dos solos utilizados

Parâmetros geotécnicos	Dresden	Blenheim	Niagara
Matéria orgânica (%)	4,54	4,90	7,86
Índice de plasticidade	10	16	26
Teor de umidade ótima (%)	15,91	18,33	24,21
Densidade seca máxima (g/cm ³)	1,73	1,67	1,61
Fração de areia (4,75-0,075mm) (%)	13,48	17,13	<1
Fração de silte (0,075-0,002mm) (%)	66,02	40,79	42,44
Fração de argila (<0,002mm) (%)	20,50	42,08	57,01
Susceptibilidade à geada	Alto	Moderado	Moderado
Classificação AASHTO	A-5	A-6	A-7-6
Classificação USCS	CL	OL	OH

Fonte: Adaptado de WANG e BAAJ (2020).

Os resultados encontrados para o módulo de resiliência após 7 e 28 dias podem ser vistos nos Gráficos 3 e 4.

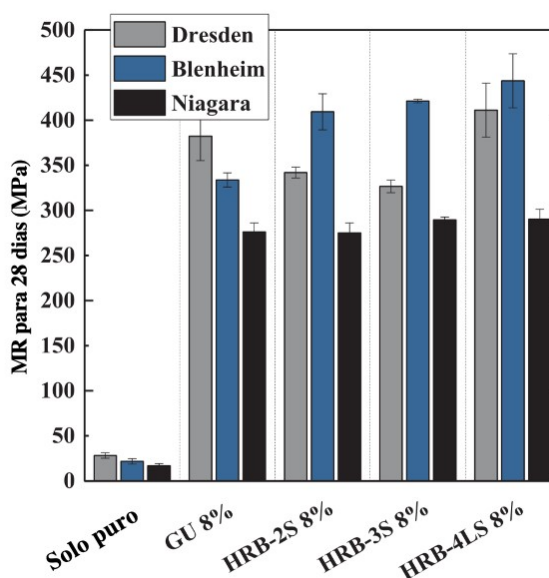
Gráfico 3 – MR em 7 dias



Fonte: Adaptado de WANG e BAAJ (2020).

Sendo GU 8% – Mistura solo com 8% de cimento, HRB-2S 8% – Mistura solo com 8% de ligante asfáltico HRB-2S (HRB – *hydraulic road binder*), HRB-3S 8% – Mistura solo com 8% de ligante asfáltico HRB-3S, HRB-4LS 8% – Mistura solo com 8% de ligante asfáltico HRB-4LS. Cada ligante asfáltico possui valores diferentes de percentuais de clínquer, sendo maior no HRB-2S e maior no HRB-4LS.

Gráfico 4 – MR em 28 dias



Fonte: Adaptado de WANG e BAAJ (2020).

2.2.2.2.1 Estabilização química com escória KR

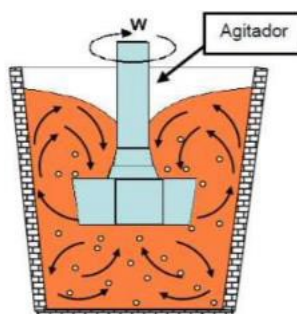
Um coproduto que vem sendo estudado e utilizado na pavimentação é a escória KR, resultante da produção do aço. Segundo Baltazar (2001), a produção de aço ocorre em três etapas:

- Redução, quando há remoção do oxigênio do ferro para se ligar ao carbono e ocorre dentro de um alto forno. Nessa etapa o ferro é transformado em ferro gusa;
- Refino, quando ocorre queima das impurezas e adições, etapa que ocorre em fornos a oxigênio, fornos de arco elétrico, entre outros;
- Laminação, quando o aço é transformado em diversos produtos siderúrgicos utilizados pelas indústrias de transformação.

Segundo o autor, tanto na redução (escória de alto-forno) quanto no refino (escória de aciaria) há geração de escória, que é todo o material não utilizado no processo de produção de aço.

Durante a produção do aço, faz-se necessária a retirada do enxofre, que causa redução de propriedades mecânicas do produto. Esse processo é chamado de dessulfuração, que ocorre quando o ferro gusa está líquido. Uma das possibilidades para realizar essa operação é através da planta industrial do tipo KR (Reator Kambara), na qual o material dessulfurante entra em contato com o ferro gusa líquido, por meio de intensa turbulência, causada por braços rotativos imersos na mistura (Figura 6). Esse processo dá origem à escória KR (KIRMSE, 2006).

Figura 6 – Esquema da mistura do dessulfurante com o ferro gusa

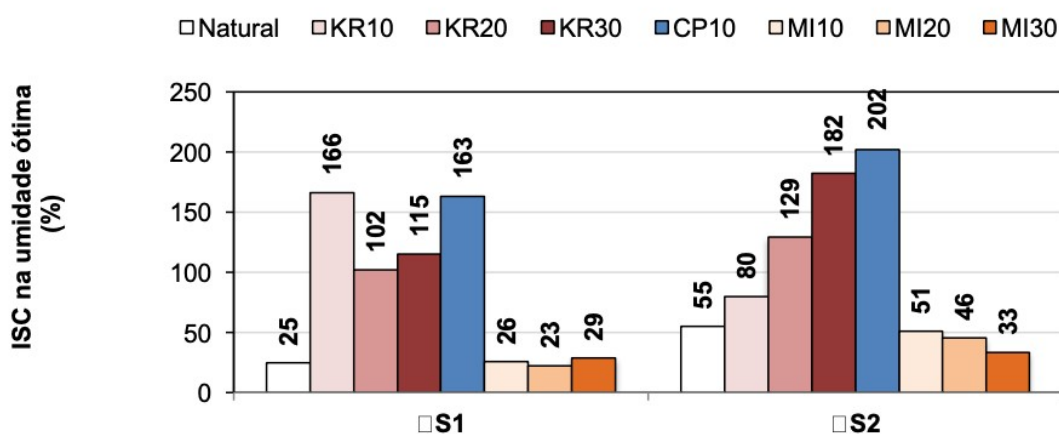


Fonte: KIRMSE (2006).

Assim, Oliveira (2018) estudou a incorporação de escória KR como agente estabilizante de solos para pavimentação, uma argila amarela e uma areia rosada. Entre as avaliações realizadas, os ensaios de Índice de Suporte de Califórnia e Módulo

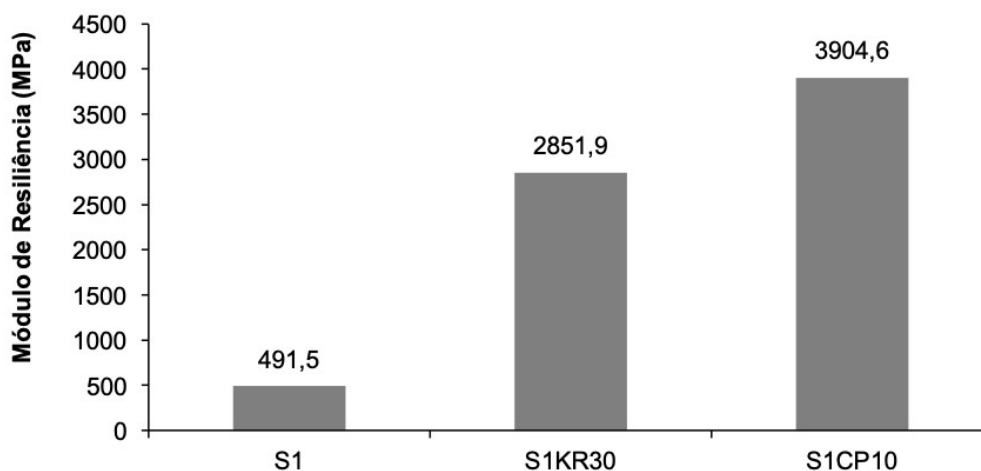
de Resiliência avaliaram os dois solos do local e a mistura desses solos com 10, 20 e 30% de coproduto em massa. Para ser possível ter um parâmetro de comparação, avaliou também solos com cimento e com agregados pétreos de igual faixa granulométrica da escória KR. No Gráfico 5 é possível perceber que o uso de KR aumentou o ISC em ambos os solos, chegando a valores próximos àqueles do solo com cimento Portland. As amostras constituídas de solo e agregados pétreos, para ambos os solos, tiveram desempenho inferior aos solos melhorados com cimento Portland e escória KR. Já no Gráfico 6, verifica-se que ao usar coproduto KR, há também aumento significativo no valor do módulo de resiliência.

Gráfico 5 – Valores de ISC para os solos e suas misturas



Fonte: OLIVEIRA (2018).

Sendo S1 – argila amarela, S2 – areia rosada, Natural – solo puro, KR10 – Mistura solo e escória KR (10%), KR20 – Mistura solo e escória KR (20%), KR30 – Mistura solo e escória KR (30%), CP10 – Mistura solo e cimento Portland (10%), MI10 – Mistura solo e material inerte (10%), MI20 – Mistura solo e material inerte (20%), MI30 – Mistura solo e material inerte (30%).

Gráfico 6 – Módulo de resiliência para tensão confinante e desviadora de 0,10 MPa

Fonte: OLIVEIRA (2018).

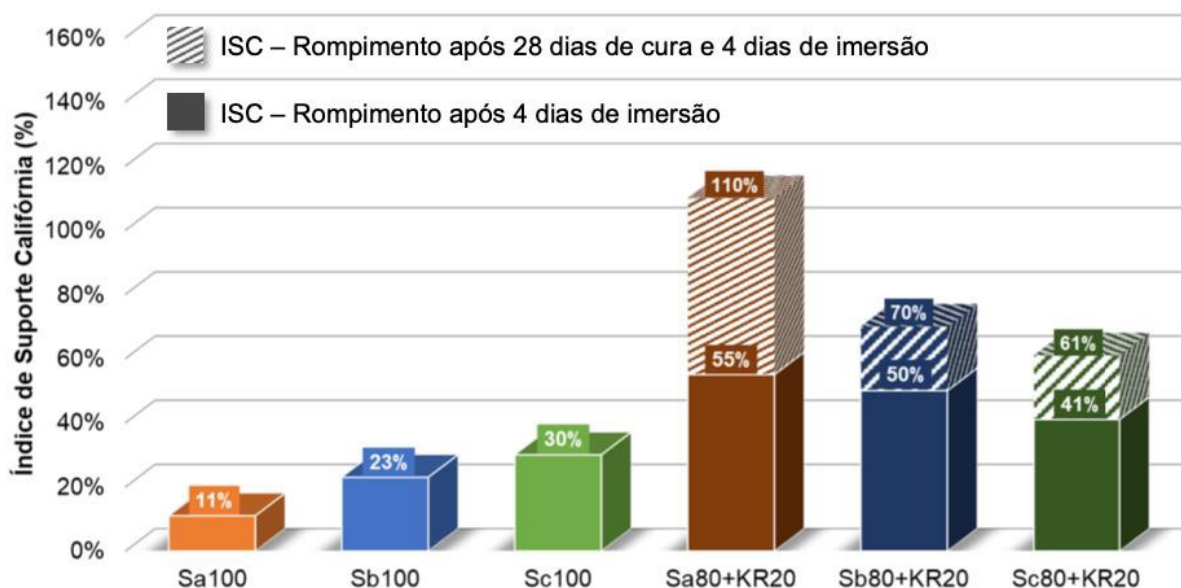
Sendo S1 – argila amarela, S1KR30 – Mistura solo argiloso e escória KR (30%), S1CP10 – Mistura solo argiloso e cimento Portland (10%).

De forma complementar, Oliveira, Pires e Teixeira (2019) concluíram que o uso do coproduto é viável, sendo mais econômico e sustentável do que aglomerantes tradicionais. De acordo com o estudo, a ação estabilizante ocorreu principalmente de forma química e não de forma granulométrica, já que as misturas com material inerte pétreo com igual granulometria do KR não apresentaram aumento do ISC.

De maneira a continuar esse entendimento, Bridi (2020) em seu projeto concluiu que a estabilização química promovida pelo uso de coproduto KR ocorre predominantemente devido a trocas catiônicas e reações de hidratação. Segundo o autor, a granulometria dos solos influi na estabilização, pois é importante que haja argilominerais presentes em frações finas para que ela ocorra.

Em sua pesquisa, Bridi (2020) utilizou três solos e três misturas, sendo Sa100 um material obtido naturalmente, com teor de finos de 60%, Sb100 e Sc100 materiais obtidos artificialmente ao reduzir o teor de finos para 45% e 30%, respectivamente, e KR100 o coproduto de dessulfuração KR. Assim, ao preparar misturas na proporção de 80:20 (80% solo e 20% KR), obteve os materiais Sa80+KR20, Sb80+KR20 e Sc80+KR20. Pelo Gráfico 7 nota-se o aumento do ISC com a incorporação do KR, bem como a influência do tempo nessa variação.

Gráfico 7 – ISC das amostras na umidade ótima após 4 dias de imersão e após 28 dias de cura e 4 dias de imersão



Fonte: BRIDI (2020).

Furieri (2019) estudou a incorporação do coproduto KR a dois solos distintos, utilizando 15%, 20% e 25% do coproduto KR. Para isso, foram construídas pistas experimentais utilizando as misturas como base e sub-base. Essas pistas foram submetidas ao simulador de tráfego móvel tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*), com ciclos correspondendo a 10 anos de vida útil. Ao final, avaliaram-se as deflexões de cada pista e concluiu-se que o coproduto KR é uma opção adequada para a estabilização dos solos.

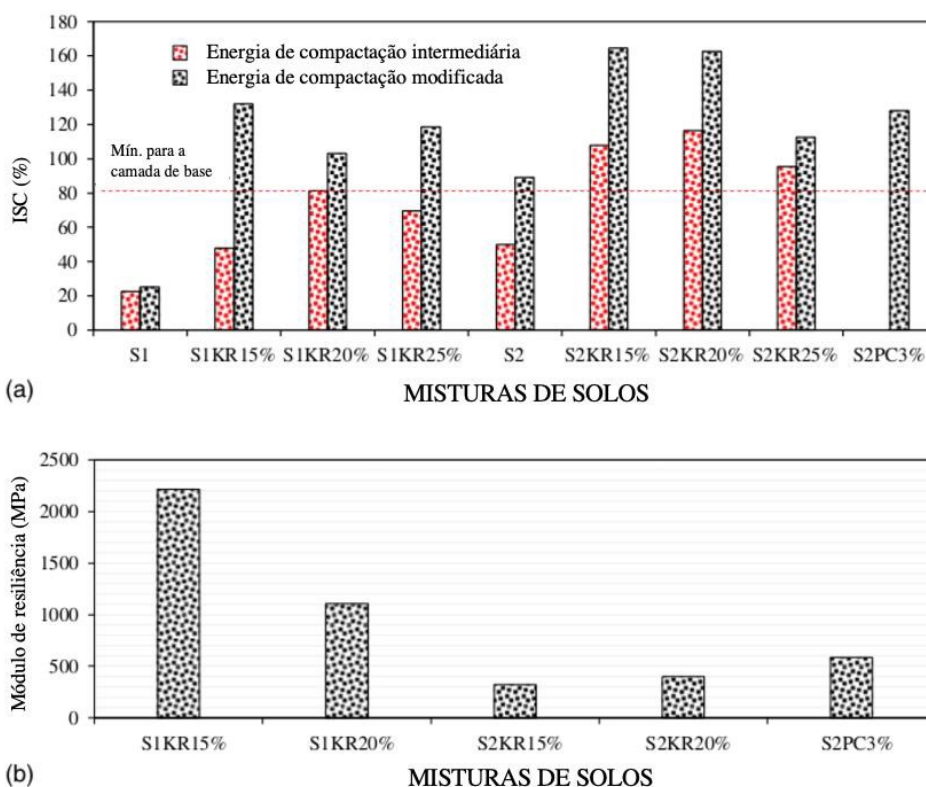
Os resultados podem ser vistos através do estudo de Pires *et al.* (2019). O Solo S1 foi classificado como um solo composto principalmente por argila, com alto limite de liquidez, bastante plástico, com alta variação de volume e baixo ISC, sendo um dos tipos mais comuns de solos no Brasil, classificado como solo laterítico argiloso de acordo com a mineralogia. O Solo S2 foi caracterizado como um solo arenoso com pedregulhos e argila, bem graduado, com plasticidade média e ISC mais alto que o do Solo 1, sendo considerado um solo bom ou excelente para utilização em sub-base de pavimentos.

Quando realizados os ensaios mecânicos (Gráfico 8 a), percebeu-se que o solo S1 apresentou os menores valores de ISC enquanto o solo S2 apresentava valores satisfatórios para uso em base, quando compactados com energia modificada. Todos os solos com adição de KR e uso de energia modificada apresentaram resultados

favoráveis ao uso em bases. É possível perceber também que há um valor ótimo de adição de KR, visto que para ambos os solos houve a tendência de redução no ISC quando adicionados mais de 20% de KR, o que indicaria que a estabilização com KR acontece devido à troca de cátions.

Com relação ao ensaio de módulo de resiliência (Gráfico 8 b), as misturas com o Solo S1, que apresentaram ISC inferior aos do Solo 2, tiveram valores mais altos de MR. Isso poderia ser explicado pelo fato que o ensaio de MR acontece em corpos de prova curados por 7 dias, tempo insuficiente para que aconteça grande parte da hidratação cimentícia e as reações pozolânicas. Além disso, o ISC foi realizado em condições saturadas, o que pode ter acelerado os processos de hidratação, enquanto o MR foi realizado com amostras vedadas.

Gráfico 8 – Resultados mecânicos das misturas estudadas: a) ISC (CBR) b) MR

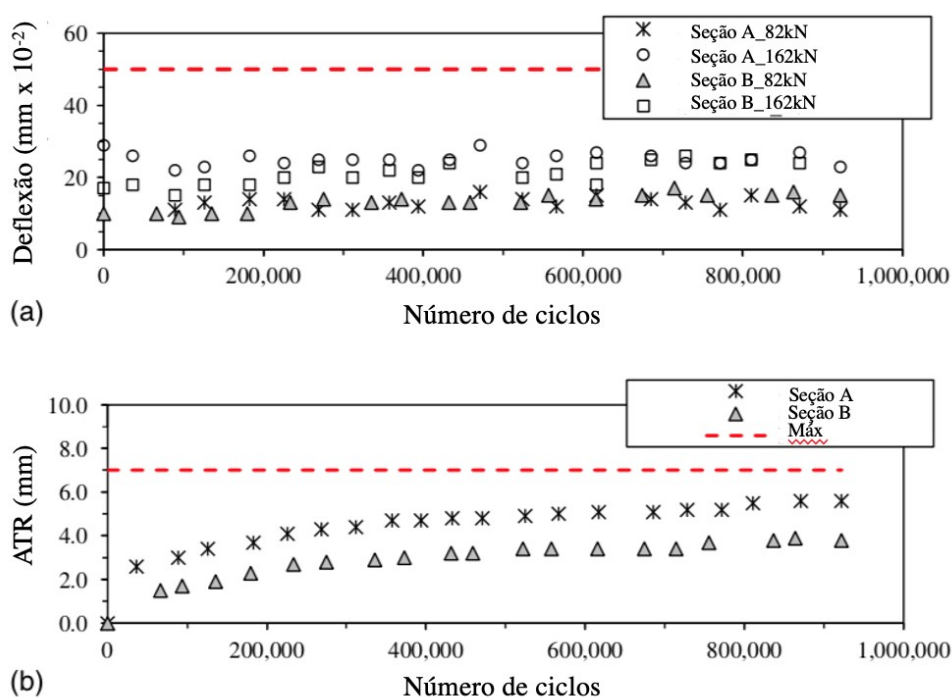


Fonte: Adaptado de PIRES *et al.* (2019).

Para a avaliação em campo foram realizadas duas pistas experimentais: a Seção A, que possui uma sub-base realizada com solo S1 estabilizado com 20% de KR e a Seção B, cuja sub-base foi realizada com solo S2 melhorado com 3% de cimento Portland. A evolução das deflexões permite avaliar que não houve deformações significantes no pavimento com o tempo (Gráfico 9 a). Ambas as soluções

apresentaram comportamento semelhante. O afundamento de trilha de roda também atendeu ao critério de 7 mm para ambas as seções com ambos os carregamentos, 82kN e 164kN (Gráfico 9 b). Desta forma, mesmo as sub-bases tendo materiais que apresentaram diferentes valores de ISC, percebe-se que a mistura de solo argiloso com 20% de KR teve comportamento semelhante a um típico solo arenoso modificado com 3% de cimento. O solo argiloso modificado com KR apresentou bons resultados em laboratório para uso em base e/ou sub-base como também mostrou um bom desempenho em campo.

Gráfico 9 – Análises das deformações do pavimento a) deflexão b) afundamento de trilha de roda



Fonte: Adaptado de PIRES *et al.* (2019).

2.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

2.3.1 Considerações iniciais

A ruptura abrupta de um pavimento é algo que usualmente não ocorre, dado que o desgaste da estrutura acontece gradativamente. As tensões que atuam na estrutura variam de acordo com o ponto de aplicação, a velocidade de deslocamento e o valor da carga, e estão sujeitas à estrutura do pavimento e às condições do ambiente (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Deste modo, em uma estrutura de pavimento, deve-se levar em consideração o trincamento por fadiga das camadas asfálticas e cimentadas e o acúmulo de deformações permanentes nos solos, materiais granulares e camadas asfálticas. Com a finalidade de evitar que o pavimento apresente deformações superiores às admissíveis, é necessário dosar as misturas para que essas resistam aos esforços do tráfego e da ação climática. Para isso, são feitos ensaios em laboratório com diferentes composições e então são simuladas as solicitações que o pavimento sofreria (MEDINA E MOTTA, 2015).

2.3.2 Comportamento resiliente

Francis Hveem foi quem primeiro relacionou as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras que surgiam nos revestimentos asfálticos. Seus estudos sobre o comportamento resiliente iniciaram em 1930, e foi ele quem definiu a resiliência como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações” (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Segundo a norma DNIT 134/2018 – ME, que determina os procedimentos de ensaio para a determinação do comportamento resiliente de solo e de materiais não estabilizados quimicamente, o comportamento resiliente do material simboliza a resposta elástica (recuperável) resultante de uma carga aplicada em pulsos de curta duração, ou seja, o módulo de resiliência do material (MR) é a relação entre a tensão desvio (σ_d), que é aplicada repetidas vezes ao solo estudado, e a sua respectiva deformação vertical recuperável ou resiliente (ε_r), conforme Eq. (1):

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (1)$$

Em que:

M_R = *módulo de resiliência*

σ_d = *tensão desvio*

ε_r = *deformação vertical recuperável ou resiliente*

A análise dos resultados de ensaios realizados de acordo com a norma DNIT 134/2018 – ME permite a determinação de valores de módulo elástico, de acordo com diferentes níveis de tensão, ou parâmetros de modelos elásticos não lineares. Esses

modelos não lineares podem ser de três tipos: dependente da tensão confinante, dependente da tensão desvio, ou o modelo composto (MEDINA e MOTTA, 2015).

A definição do MR de acordo com modelos não lineares é dada pela Eq. (2):

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \theta^{k_4} \quad (2)$$

Em que:

$MR = \text{módulo de resiliência}$

$k_1, k_2, k_3, k_4 = \text{parâmetros obtidos experimentalmente a partir de regressão}$

$\text{estatística dos resultados dos ensaios}$

$\sigma_3 = \text{tensão confinante}$

$\sigma_d = \text{tensão desvio}$

$\theta = \text{invariante de tensões}$

Sendo que os valores de k_1 , k_2 , k_3 e k_4 variam de acordo com o comportamento do material, conforme exposto na Tabela 2.

Tabela 2 – Relação entre o comportamento dos solos e os parâmetros do módulo de resiliência

Comportamento	Parâmetros
Dependente da tensão confinante	$k_3 = 0$ $k_4 = 0$
Dependente da tensão desvio	$k_2 = 0$ $k_4 = 0$
Dependente do invariante de tensões	$k_2 = 0$ $k_3 = 0$
Modelo composto	$k_4 = 0$

Fonte: FRANCO e MOTTA, 2018.

Gomes, Guimarães e Marques (2018) estudaram a influência dos finos em solos tropicais usados em pavimentos quanto ao comportamento resiliente desses solos. Para isso, estudaram solos tropicais lateríticos classificados de acordo com a metodologia MCT (*Tropical Compact Miniature*). Segundo os autores, alguns desses solos são desconsiderados nos projetos de pavimentação pois suas características não atendem aos critérios de qualidade da classificação MCT, e esses materiais nem são estudados quanto a sua competência mecânica.

Os autores selecionaram 51 amostras de solos divididas em diferentes classificações. Ao analisar os valores de MR, conforme Tabela 3, verifica-se que o maior valor de MR foi obtido para a classe NG' (solo argiloso não Laterítico), o que não era esperado pois

esse material tende a apresentar baixos valores de MR. Esse tipo de solo não é recomendado para fins de pavimentação pois são caracterizados com alta plasticidade e expansibilidade.

Por outro lado, a classe que apresentou os menores valores de MR foi a NS' (solo siltoso não laterítico), o que era esperado por ser um material saprolítico, com baixa capacidade de suporte.

Tabela 3 – Faixa de valores típicos de MR para os materiais estudados

Classificação MCT do material	Faixa de valores de MR – média (MPa)	Quantitativo	Faixa de finos (% passante na #10)
LA	158 – 479	5	67 – 94
LA'	171 – 414	2	93 – 95
LA'/NA'	430	1	90,2
LG'	153 – 536	30	58 – 97
NA	103	1	83
NA'	151 – 553	7	51 – 93
NG'	654	1	51
NS'/NG'	192	1	84
NS'	61 – 238	3	59 – 92

Fonte: GOMES, GUIMARÃES e MARQUES, 2018.

Os autores verificaram ainda que a quantidade de finos não teve influência direta no comportamento mecânico do material. Perceberam também que materiais classificados como lateríticos não apresentaram necessariamente MR superior aos materiais não lateríticos para uma mesma faixa de solo passante na peneira #10.

2.3.3 Fadiga

Sabe-se que a deformação tem duas componentes: uma resiliente, que é recuperável, e uma permanente ou plástica, que é irreversível. A componente resiliente da deformação é a que está relacionada à vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas do pavimento que estão sujeitas a flexões sucessivas, como o revestimento de concreto asfáltico e as bases cimentadas (MEDINA e MOTTA, 2015).

Com relação ao concreto asfáltico, o trincamento por fadiga tem sido considerado o principal responsável da deterioração dos pavimentos asfálticos. Segundo Medina e Motta, o trincamento da camada de concreto asfáltico é o defeito que mais ocorre nos pavimentos flexíveis no Brasil. Ele ocorre devido à flexão da camada superficial, que está apoiada sobre camadas que se deformam elasticamente e decorre do acúmulo

de carregamento sucessivo, tendendo a aparecer nas trilhas de roda (MEDINA e MOTTA, 2015).

Em campo, a análise do trincamento é feita de forma visual, avaliando-se onde há ou não trincas e o tipo dessa trinca. Em laboratório, analisa-se a fadiga das misturas asfálticas através dos ensaios de compressão diametral à tensão controlada, preconizados pela norma DNIT 183/2018 – ME.

Já a fadiga dos solos estabilizados quimicamente é avaliada através do ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada, normatizado pela norma DNIT 434/2021 – ME. O modelo de cálculo com relação à fadiga segue à Eq. (2). Para isso, utiliza a relação (%RF) entre a tensão de tração aplicada (σ_t) e a resistência à tração à ruptura elástica do material (σ_r).

$$N_{fad} = 10^{(k_1 + k_2 \times \%RF)} \quad (3)$$

Em que:

N_{fad} = número de repetições de carga necessárias à ruptura do corpo de prova

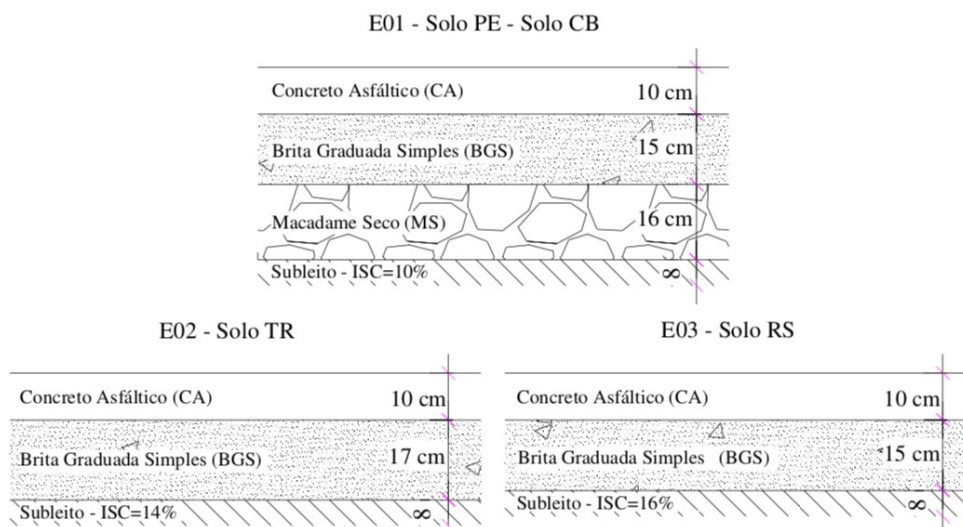
k_1 e k_2 = parâmetros obtidos experimentalmente a partir de regressão

estatística os resultados dos ensaios

$$\%RF = \frac{\sigma_t}{\sigma_r}$$

Santos *et al.* (2019) avaliaram a resistência, a deformação permanente e a fadiga de quatro solos de subleitos rodoviários que possuem diferentes origens geológicas e que são constantemente empregados no estado do Rio Grande do Sul. Com esse intuito, projetaram três estruturas de pavimento, de acordo com a capacidade do subleito, como pode ser visto na Figura 7.

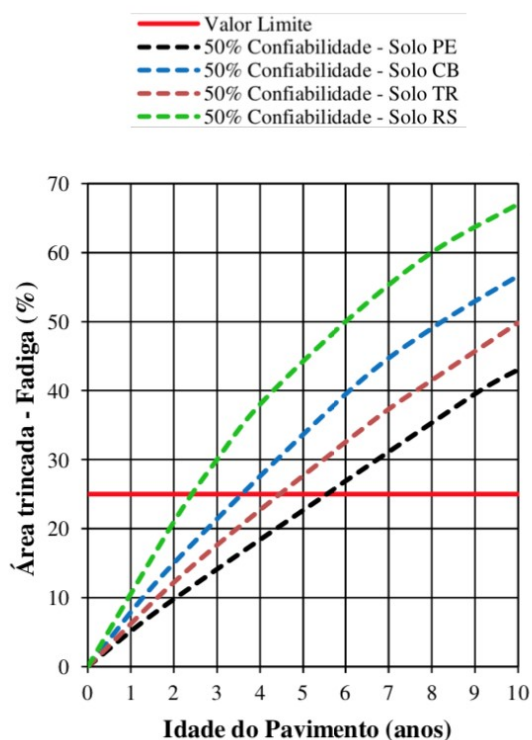
Figura 7 – Estruturas dimensionadas a partir do método de dimensionamento do DNIT



Fonte: SANTOS *et al.* (2019).

A partir dos ensaios triaxiais de carga repetida e do uso do AEMC e do *AASHTOWare Pavement* concluiu-se que os quatro solos de subleito estudados atingiriam o valor limite de fadiga antes do pavimento ter 6 anos (Gráfico 10), tempo inferior ao de vida útil do projeto (10 anos).

Gráfico 10 – Comportamento dos solos em estudo em relação à fadiga



Fonte: SANTOS *et al.* (2019).

Albuquerque e Mendonça (2017) fizeram uma análise crítica de cinco modelos de previsão de fadiga para BGTC em pavimento asfáltico semirrígido. Utilizaram dados de um trecho de pavimento monitorado, localizado na BR 101/SE, e avaliaram o desempenho previsto com o real, medido em campo. Perceberam que a rigidez das camadas do pavimento diminuiu com o avanço do dano.

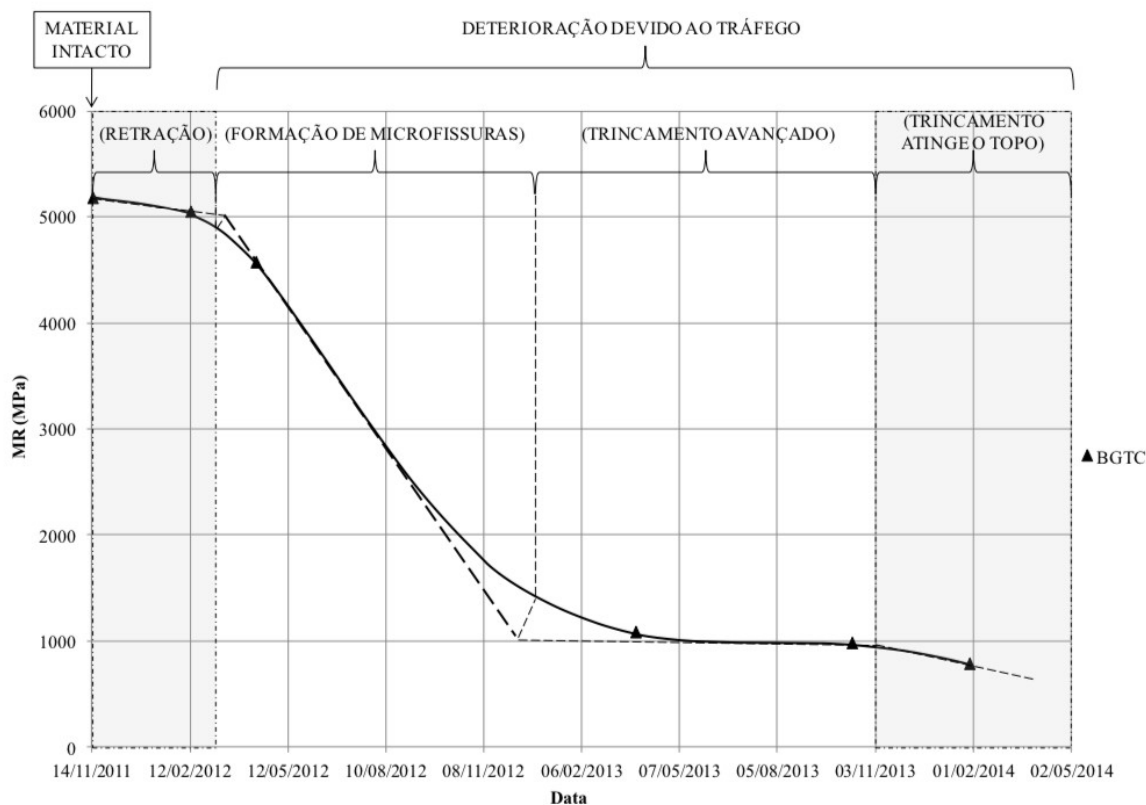
Analisaram cinco modelos de previsão de desempenho para ruptura por fadiga em camada de BGTC: AASHTO, 2004; BALBO, 1999; PCA, 1984; SAPEM, 2014; e AUSTRROADS, 2012.

Os três primeiros utilizam a relação da tensão de tração atuante na camada e sua resistência à tração na flexão. Com a redução da rigidez e da tensão de tração, determinaram que a vida de fadiga seria crescente, o que é incompatível com o visto em campo.

Os outros dois modelos utilizam a deformação específica de tração como critério de ruptura. Essa deformação aumenta com a redução da rigidez, levando ao término da vida de fadiga, representando o que acontece em campo. Seriam assim melhores escolhas de previsão de desempenho de fadiga para a BGTC.

Obtiveram o Gráfico 11 com base nos resultados obtidos e as faixas de valores identificadas por Theyse *et al.* (1996). Essas faixas são: trincamento por retração, microtrincamento devido à fadiga, trincamento avançado e quando o trincamento atinge o topo da camada. Perceberam que, para o caso estudado, o material atingiu o módulo de resiliência de aproximadamente 800 MPa (valor indicado para vida de fadiga) após 21 meses da liberação do tráfego.

Gráfico 11 – Identificação da ruptura por fadiga no trecho monitorado



Fonte: ALBUQUERQUE e MENDONÇA (2017).

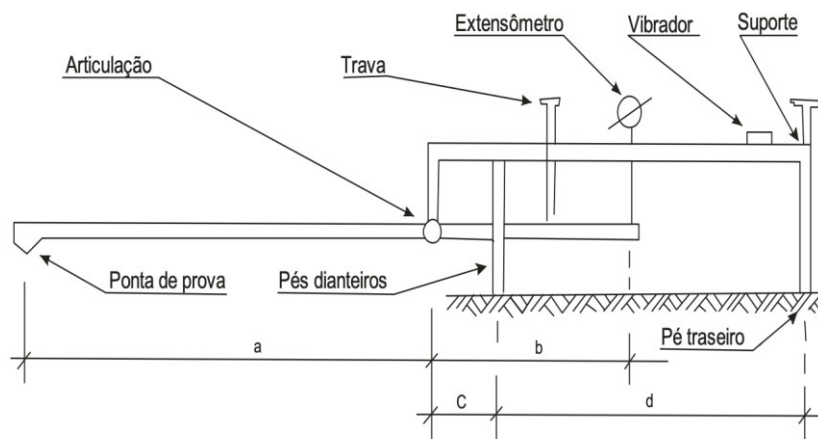
2.3.4 Deflexões

As deflexões são os deslocamentos verticais recuperáveis da superfície do pavimento, quando este é submetido a um determinado carregamento. O estudo das deflexões permite realizar a análise estrutural do pavimento, análise essa que pode ser feita de três formas: por ensaios destrutivos, por ensaios semidestrutivos e por ensaios não destrutivos.

Há necessidade de se extrair amostras para a realização dos ensaios destrutivos. Essas amostras são então levadas para laboratório para determinação das características dos materiais. Os ensaios semidestrutivos são realizados através de pequenas aberturas, utilizando equipamento portáteis de pequenas dimensões. Os ensaios não destrutivos, por sua vez, avaliam os defeitos da superfície a partir de cargas aplicadas a ela e à resposta da estrutura a essas cargas, sem danificar o pavimento. A partir desses ensaios é possível obter resultados reais do comportamento do pavimento. Os medidores de deflexões, como a Viga Benkelman

(Figura 8) e os deflectômetros dinâmicos são exemplos de equipamentos para esses ensaios (MORAES, 2015). A Figura 9 trata-se do esquema de uma bacia de deflexão, que é a representação das medidas dos deslocamentos recuperáveis em diversos pontos a partir do centro do carregamento (BERNUCCI *et al.* 2010).

Figura 8 – Esquema da Viga Benkelman

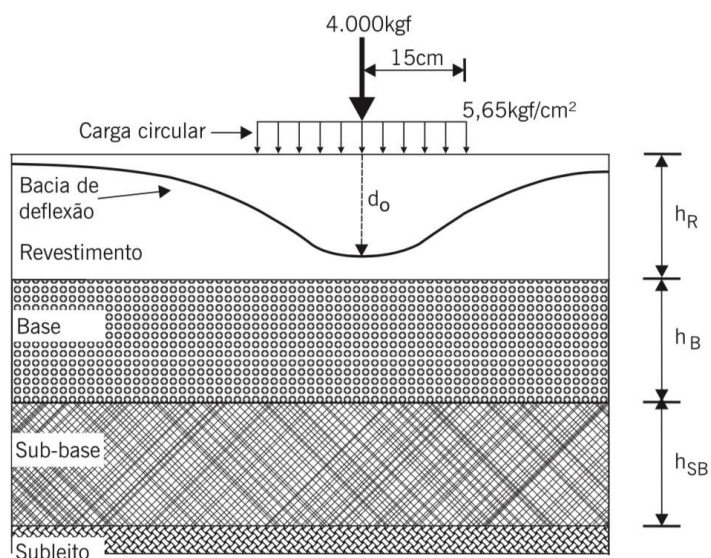


- (a) - Distância entre a articulação e a ponta de prova
- (b) - Distância entre o extensômetro e a articulação
- (c) - Distância entre a articulação e os pés dianteiros
- (d) - Distância entre os pés dianteiros e o pé traseiro

Nota: A distância "a" deve ser ≥ 244 cm.

Fonte: DNIT (2010).

Figura 9 – Esquema de bacia de deflexão



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

Dentre os parâmetros medidos, tem-se a deflexão máxima admissível (D_{adm}). Esta está associada com a vida de um pavimento. Entende-se que essa deflexão máxima é o maior valor que um pavimento pode apresentar antes de entrar na fase de fadiga. Esse valor é definido de acordo com o número N de projeto.

Juntamente à deflexão máxima, é importante analisar o raio de curvatura (RC), que permite a análise da capacidade da estrutura de receber e distribuir as tensões das cargas oriundas do tráfego às demais camadas. O raio de curvatura é definido pela Eq. (4).

$$RC = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (4)$$

Em que:

RC = Raio de curvatura (m)

D_0 = Deflexão máxima, sob o ponto de aplicação da carga ($10^{-2}mm$)

D_{25} = Deflexão a 25cm do ponto de aplicação da carga ($10^{-2}mm$)

De acordo com o DNIT (2006), raios de curvatura inferiores a 100 m são considerados críticos.

Segundo Ferreira (2014), os raios de curvatura e as deflexões podem ser assim analisadas:

- Baixas deflexões e grandes raios de curvatura: pavimento em bom estado, todas as camadas correspondem às expectativas.
- Baixas deflexões e pequenos raios de curvatura: possibilidade de problema na camada superior.
- Altas deflexões e grandes raios de curvatura: possibilidade de problema maior no subleito.
- Altas deflexões e pequenos raios de curvatura: pavimento em mau estado, não correspondendo às expectativas de qualidade.

Outra opção é utilizar os deflectômetros dinâmicos, que conseguem determinar os módulos de elasticidade efetivos (E_{ef}) de cada camada, fazendo com que seja necessária a extração de poucas amostras, apenas para determinar o MR em

laboratório e compará-lo com o E_{ef} , a fim de evitar erros na retroanálise. O mais utilizado é o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) (DNIT, 2006).

Esses equipamentos permitem a determinação das bacias deflectométricas, que são formadas pelas medidas das deflexões em vários pontos a partir do centro do carregamento. A partir dessas bacias é possível realizar a retroanálise da estrutura e identificar o seu módulo de resiliência.

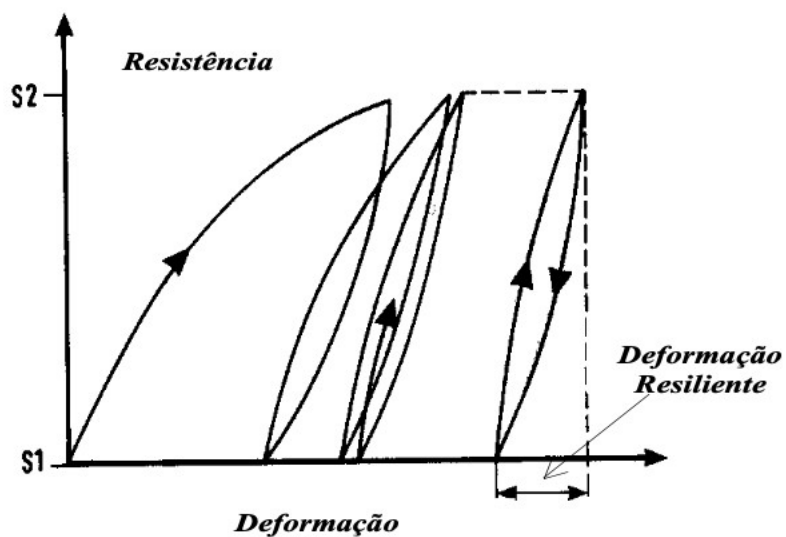
2.3.5 Deformação Permanente

A deformação permanente (também conhecida como deformação plástica) é aquela que, ao contrário da deformação resiliente, não é recuperável. Em pavimentação, essa deformação é mensurada através de medições de afundamento de trilha de roda (ATR).

O ATR ocorre devido ao acúmulo de deformações nas diferentes camadas do pavimento, e pode ser visto na superfície, onde as rodas dos veículos passam com maior frequência. Além de prejudicarem o conforto nas estradas, o ATR pode reduzir a segurança da via, visto que pode haver acúmulo de água nas depressões (QUEIROZ, 1984). O valor admissível para o afundamento de trilha de roda varia de acordo com o volume de tráfego da estrada, sendo usualmente de 10 a 16 mm, sendo admitido 13 mm para pavimentos de alto volume de tráfego. Caso atinja 20 mm, deve-se fazer o reparo o mais rápido possível (MEDINA E MOTTA, 2015).

Usualmente, o estudo de resistência à deformação permanente em materiais a serem empregados em base e sub-base de pavimentos é realizado a partir de ensaios com carregamento cíclico. Segundo Guimarães (2001), quando um solo granular é submetido a um carregamento cíclico, para cada ciclo há uma deformação cisalhante. Parte dessa deformação é recuperada, e sua amplitude tende a se tornar constante a partir de um número de ciclos (Figura 10). Já a parcela plástica, não recuperada, tende a ser reduzida com o aumento da quantidade de ciclos.

Figura 10 – Resposta a um carregamento cíclico com tensão controlada

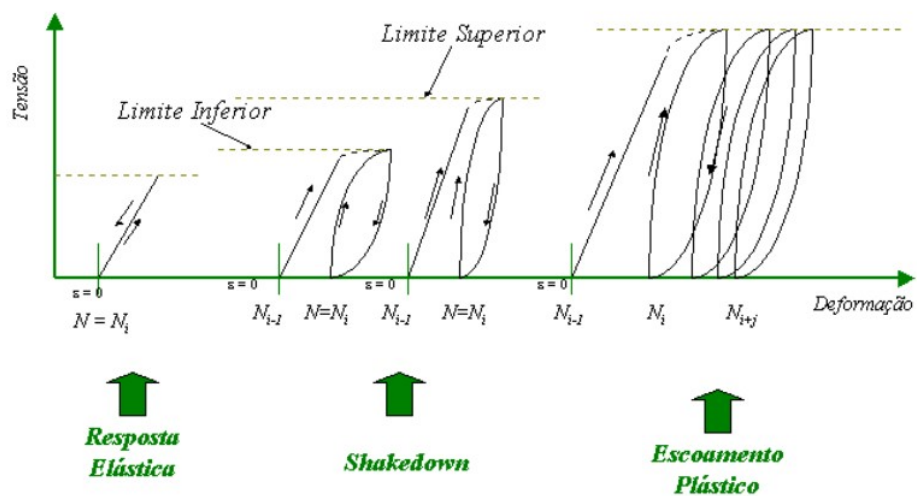


Fonte: GUIMARÃES (2001).

Guimarães (2001) defende a necessidade de que o ensaio seja realizado com muitos ciclos devidos ao fato de que, no Brasil, projetos de restauração de pavimentos usualmente não preveem grandes alterações em suas camadas de solo, sendo então estes materiais submetidos a grandes números de ciclos durante sua vida útil.

Na análise da deformação permanente na pavimentação é interessante verificar como a estrutura se comporta após um determinado número de aplicações de carga, determinando se ela tende à estabilização ou à ruptura. Chama-se essa estabilização de *shakedown* (GUIMARÃES, 2001). Na Figura 11 é possível visualizar como o solo pode se comportar quando submetido a carregamentos cíclicos. Percebe-se que há quatro possíveis respostas: resposta elástica, quando não há deformação permanente; dois tipos de *shakedown*, um com maior e outro com menor amplitude de deformação, mas que chega a um valor limite; e escoamento plástico, na qual há uma redução das deformações plásticas, porém elas podem crescer até ocasionar o colapso.

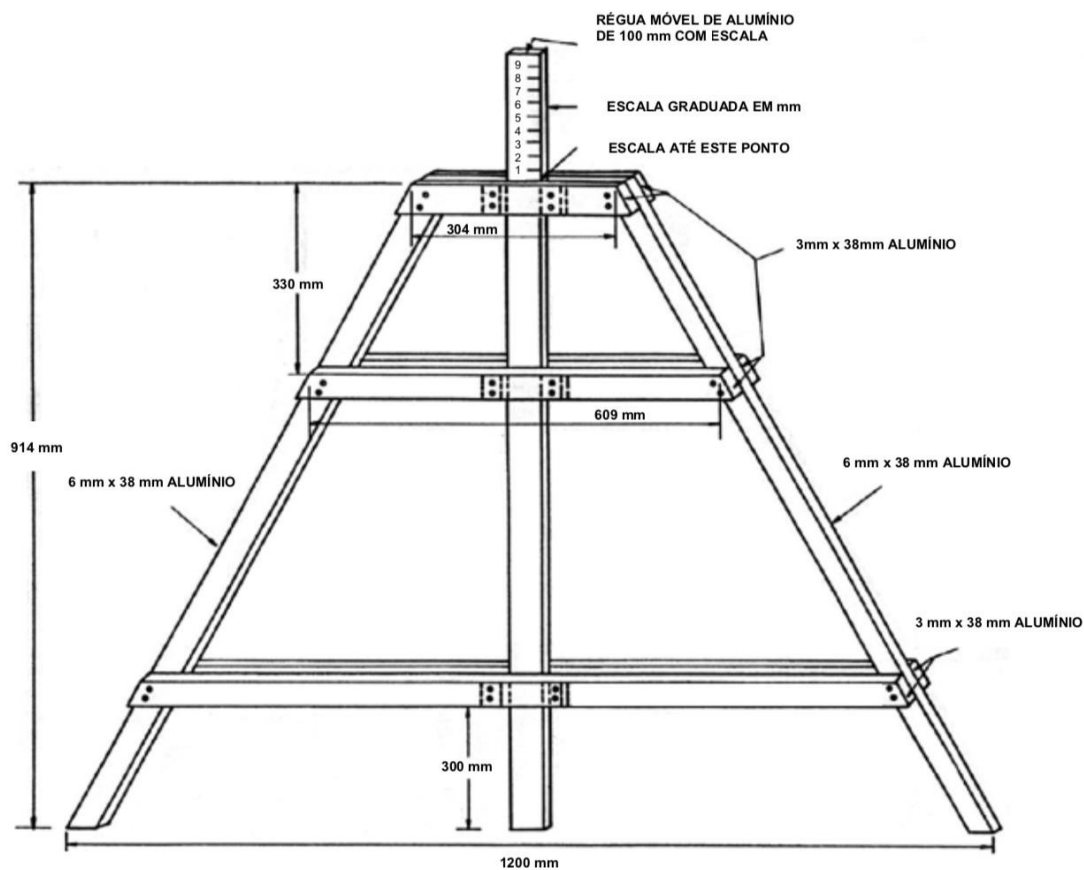
Figura 11 – Resposta de um solo submetido a carregamento cíclico



Fonte: GUIMARÃES (2001).

Em campo, determina-se o ATR através dos ensaios que utilizam uma treliça de alumínio com uma régua móvel no centro, como na Figura 12.

Figura 12 – Treliça para medição das flechas da trilha de roda



Fonte: DNIT (2003).

Para determinar a deformação permanente em misturas asfálticas em laboratório, realizam-se ensaios de *flow number*, normatizado pela DNIT 184/2018 – ME. Para os solos, essa determinação é feita de acordo com a norma DNIT 179/2018 – ME. De acordo com essa norma, utiliza-se equipamento triaxial de cargas repetidas com tensões confinantes.

A norma baseia-se no modelo de Guimarães (2009) para representar o modelo de deformação permanente. Com esse modelo (Eq. (5)) é possível prever a contribuição de cada camada para a deformação permanente (DP) total e a tendência de ruptura ou de acomodação das deformações. Assim, após os ensaios, deve-se realizar regressão não linear múltipla para se obter as constantes do modelo proposto por Guimarães.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \times N^{\psi_4} \quad (5)$$

Em que:

$\varepsilon_p(\%) =$ deformação permanente

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4 =$ parâmetros de regressão

$\sigma_3 =$ tensão confinante, kgf/cm^2

$\sigma_d =$ tensão desvio, kgf/cm^2

$\rho_0 =$ tensão de referência (tensão atmosférica = $1 kgf/cm^2$)

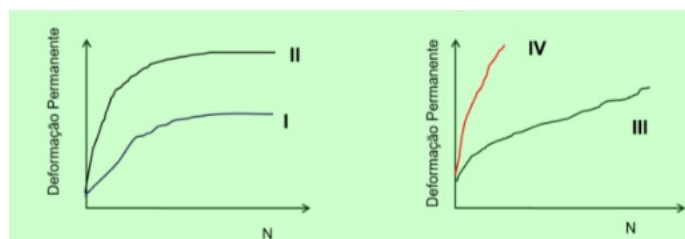
$N =$ número de ciclos de aplicação de carga

Com os resultados desses ensaios, devem-se gerar gráficos que permitam a análise do comportamento do material, que também levam em consideração a tese de Guimarães. Na Figura 13 é possível identificar quatro tipos de comportamento (DNIT, 2018 d). São eles:

- Tipo I – Acomodamento plástico (ou *shakedown*): quando há tendência à estabilização da DP com o número de ciclos do carregamento, para um determinado par de tensões;
- Tipo II – Acomodamento plástico (ou *shakedown*): semelhante ao Tipo I, porém nesse caso há um alto valor de deslocamento permanente acumulado antes do acomodamento;

- Tipo III – Não há acomodamento, havendo incremento de deformações enquanto houver aumento do número de ciclos;
- Tipo IV – Colapso incremental: há ruptura do material a baixos números de repetições de ciclos de carga.

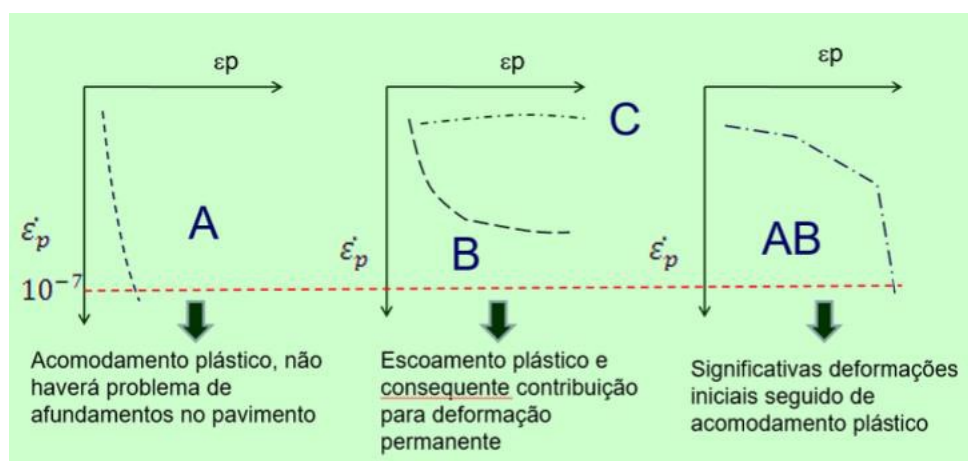
Figura 13 – Modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de sollicitação de cargas cíclicas



Fonte: DNIT (2018 d).

A Figura 14 representa outro possível gráfico, no qual o eixo X representa a deformação permanente acumulada, e o eixo Y, a taxa de acréscimo de tal deformação. Neste tipo de gráfico, considera-se que houve acomodamento quando os resultados ficam paralelos ao eixo Y após certo número de ciclos.

Figura 14 – Modelos de comportamento à deformação permanente de solos – análise do acomodamento (*shakedown*)

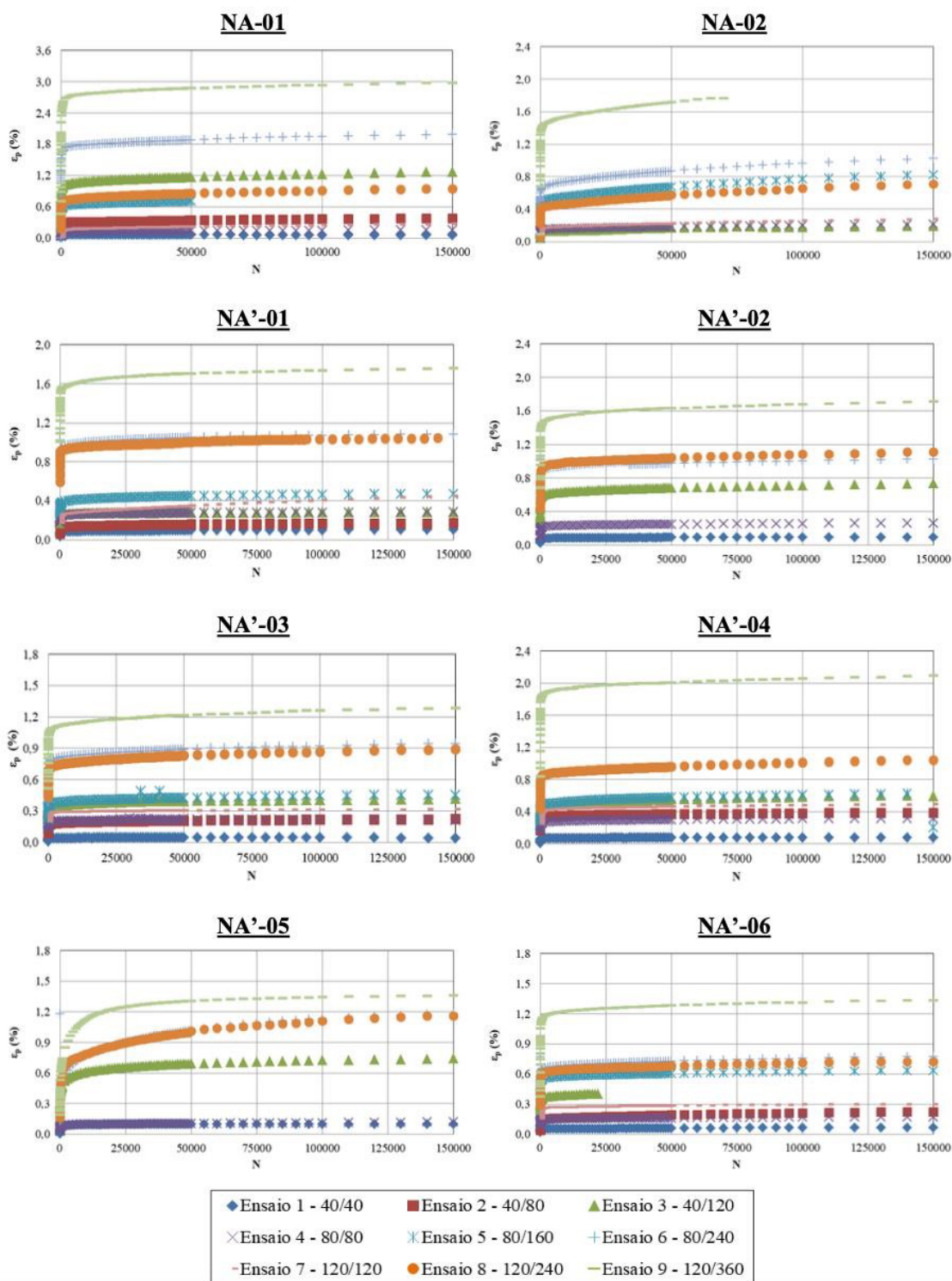


Fonte: DNIT (2018d).

Lima *et al.* (2020) analisaram propriedades resilientes e a deformação permanente de oito solos, sendo dois NA (areia não laterítica) e seis NA' (solo arenoso não laterítico), com o objetivo de avaliar as deformabilidades elástica e plástica. Com os resultados, analisaram a teoria do *shakedown* e concluíram que, para a maioria dos solos analisados, os ensaios com pares de tensões mais baixos resultavam em comportamentos do tipo A (acomodamento plástico) enquanto pares de tensões mais altos tinham como resultado predominante comportamentos do tipo B (escoamento

plástico) ou AB (deformações iniciais e acomodamento). Pelo Gráfico 12 percebe-se que em todos os solos houve *shakedown*, alguns com maior deslocamento permanente acumulado e outros com menor.

Gráfico 12 – Comportamento quanto à DP dos solos arenosos pesquisados

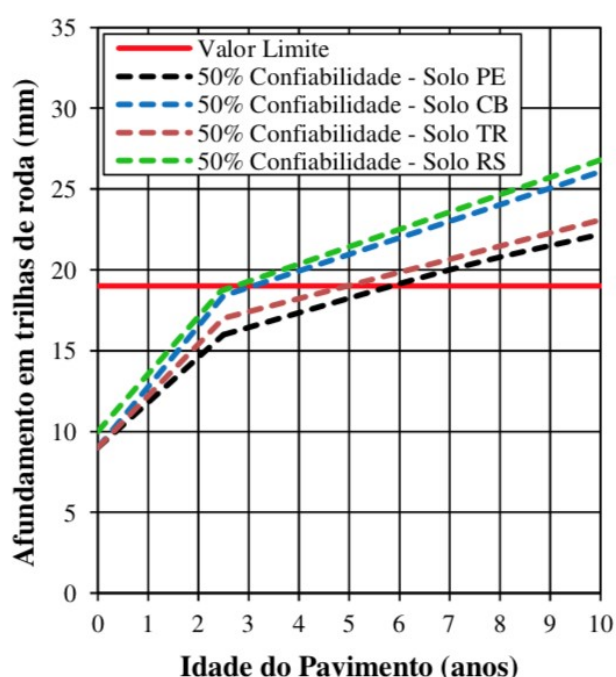


Nota: Ensaio X - σ_3/σ_d [kPa]

Fonte: LIMA et al. (2020).

De acordo com o estudo de Santos *et al.* (2019), anteriormente exposto, e mediante ensaios triaxiais de cargas repetidas e do uso dos *softwares* AEMC e AASHTOWare *Pavement* foi possível verificar que os pavimentos propostos não atingiriam o tempo de vida útil de 10 anos, tempo de vida útil para o qual foram dimensionados. Através do Gráfico 13 é possível verificar o comportamento dos solos com relação à deformação permanente. Nela é possível verificar que todos os solos atingiram o valor limite de deformação permanente antes de completarem 6 anos.

Gráfico 13 – Comportamento dos solos em estudo em relação à deformação permanente



Fonte: SANTOS *et al.* (2019).

Sendo Solo PE – solo classificado como argiloso (A-7-6) pela classificação AASHTO e como argila de baixa compressibilidade (CL) pela SUCS, Solo CB – solo classificado como argiloso (A-7-6) pela classificação AASHTO e como argila de alta compressibilidade (CH) pela SUCS, Solo TR – solo classificado como argiloso (A-6) pela classificação AASHTO e como areia com argila (SC) pela SUCS, Solo RS – solo classificado como argiloso (A-7-6) pela classificação AASHTO e como argila de baixa compressibilidade (CL) pela SUCS.

Bastos *et al.* (2015) avaliaram a deformação permanente de pavimentos asfálticos no Ceará (BR 222) e em São Paulo (BR 116). Essa avaliação foi feita em laboratório através do ensaio uniaxial de carga repetida e do ensaio *Triaxial stress sweep* (TSS – triaxial de varredura de tensões) e em campo pela análise do afundamento de trilha

de roda (ATR). No ensaio TSS, foram feitos apenas os ensaios *Triaxial repeated load permanente deformation* (TRLPD – ensaio triaxial de deformação permanente com carregamento repetido), pois não atenderam ao critério mínimo de ensaio.

A mistura do pavimento no Ceará foi considerada frágil em ambos os ensaios de laboratório (Gráfico 14). Em campo, após quatro meses da liberação do trecho no Ceará, a mistura apresentou ATR. As flechas encontradas após 4 e 7 meses podem ser vistas no Gráfico 15.

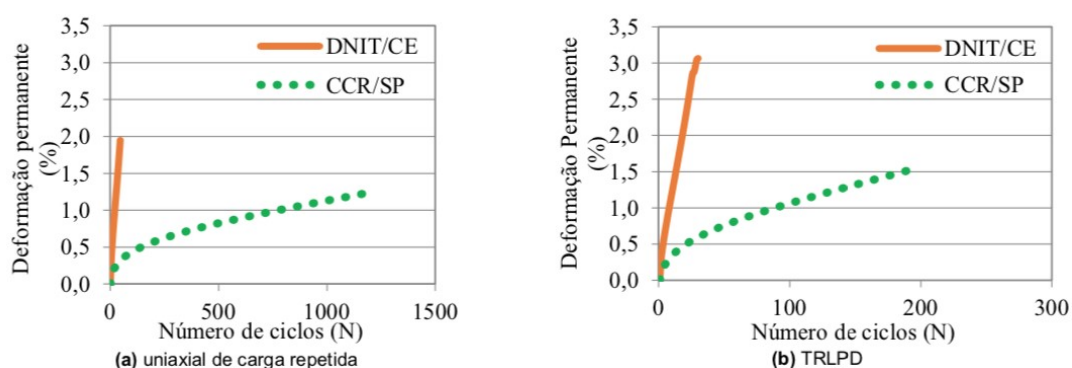
Já no trecho estudado em São Paulo, o ensaio uniaxial de carga repetida indicou que a mistura resistiria a um tráfego pesado (Gráfico 14). Em campo, após 3 anos e meio, não foi identificado ATR, o que confirmaria o ensaio uniaxial. No entanto, o ensaio TSS sugeriu fragilidade, sendo o contrário do ensaio uniaxial e do que foi observado em campo.

Vale destacar que essa diferença de comportamento entre as misturas do Ceará e de São Paulo pode ter ocorrido por alguns motivos que as diferem:

- A mistura DNIT/CE foi realizada através do compactador Marshall enquanto utilizou-se o *Superpave* (CGS) para a mistura CCR/SP;
- O CAP 30/45 (mistura CCR/SP) apresentou maior valor de ponto de amolecimento e menor valor de penetração do que o CAP 50/70 (mistura DNIT/CE), o que poderia sugerir uma menor susceptibilidade à deformação permanente.

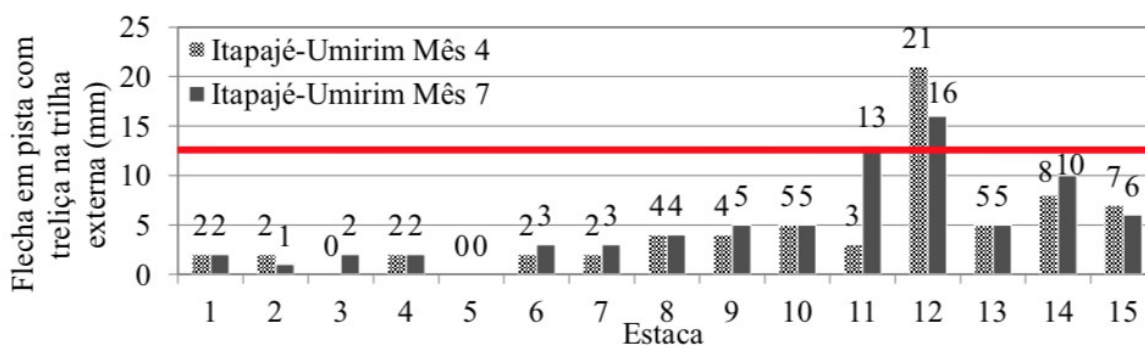
Os autores indicam que os problemas de ATR na mistura DNIT/CE podem estar relacionados à dosagem, ao emprego de ligante asfáltico com consistência inadequada à temperatura da região e à distribuição granulométrica inadequada.

Gráfico 14 – Resultados das avaliações de resistência à deformação permanente



Fonte: BASTOS et al. (2015).

Gráfico 15 – Flecha em trilha de roda na faixa externa de rolamento do DNIT/CE



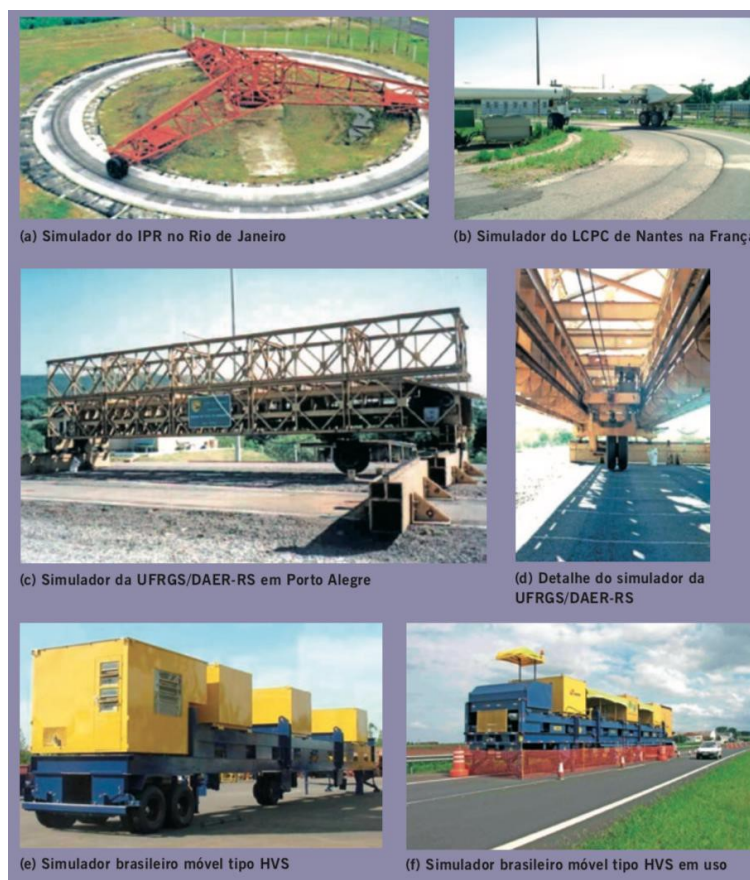
Fonte: BASTOS *et al.* (2015).

2.3.6 Ensaios acelerados em campo

Os ensaios acelerados têm sido realizados com auxílio dos simuladores de tráfego. Esses simuladores testam seções típicas de estruturas de pavimento, em escala real, determinando assim a vida útil do pavimento em curto espaço de tempo através da aplicação acelerada de cargas (FRITZEN, 2005).

Apesar de serem utilizados apenas em algumas partes da estrada, os simuladores de tráfego conseguem atuar em condições de escala real (materiais, espessuras da camada, aplicação de cargas predefinidas etc.), ao contrário dos ensaios realizados em laboratório. No entanto, com o uso dos simuladores não é possível prever o efeito do clima no envelhecimento dos materiais, visto que os ensaios são realizados em um período curto (FRITZEN, 2005).

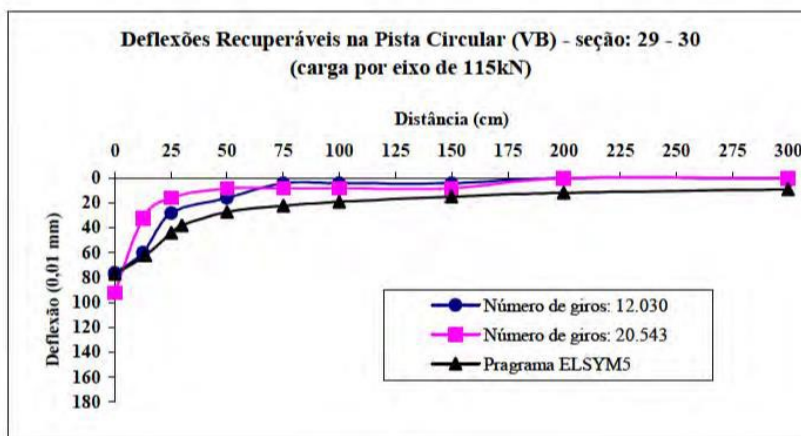
Há três grupos principais de simuladores de tráfego: os simuladores de pequeno porte ou de laboratório, os de médio porte e os de grande porte. Dentro do grupo de simuladores de grande porte há os simuladores móveis, que podem ser transferidos para qualquer parte da estrada, sobre rodas, e ali realizar os ensaios. São conhecidos como HVS (*Heavy Veicule Simulator*), em referência ao primeiro modelo, criado na década de 1970 na África do Sul (MEDINA e MOTTA, 2015). A Figura 15 ilustra alguns tipos de simuladores de tráfego.

Figura 15 – Exemplos de simuladores de tráfego

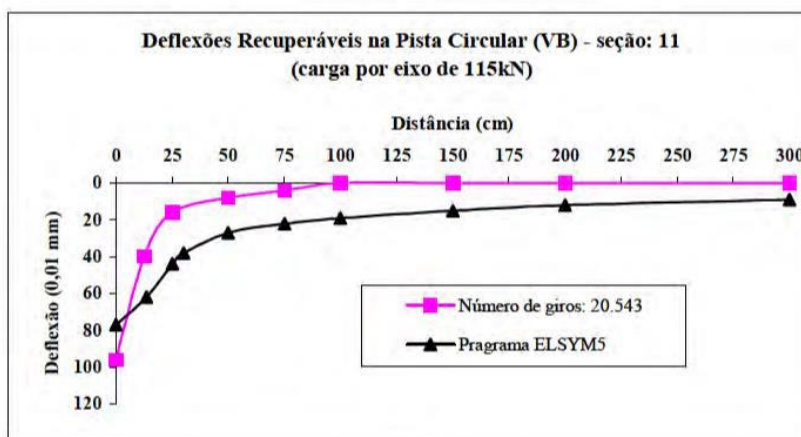
Fonte: **BERNUCCI et al. (2010)**.

Silva (2001) utilizou o primeiro simulador de tráfego instalado no país, a Pista Circular Experimental do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, localizado no Instituto de Pesquisas Rodoviárias, no Rio de Janeiro, para determinar as deformações permanentes, as deflexões e outras características do reforço de concreto de cimento Portland. Ao comparar as bacias de deflexão medidas nas seções com aquelas determinadas através do programa ELSYM 5, percebeu que os resultados foram bem aproximados (Gráfico 16).

Gráfico 16 – Deflexões medidas com a Viga Benkelman e calculadas pelo ELSYM5 a) seções 29-30 e b) seções 11-12



(a)

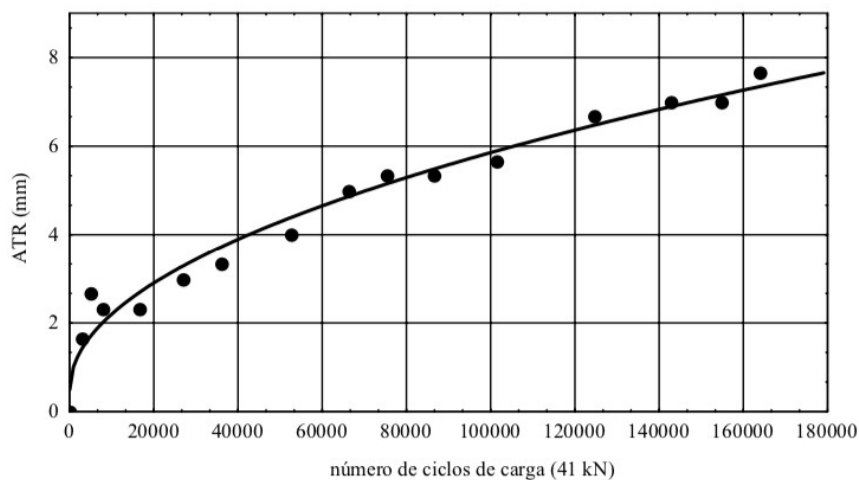


(b)

Fonte: SILVA (2001).

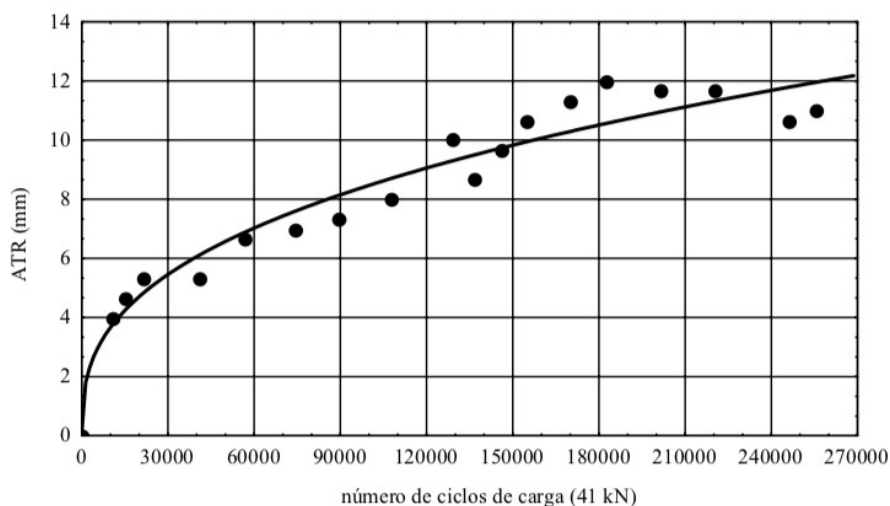
Gonçalves (2002) estudou o desempenho de pavimentos flexíveis através do uso de ensaios acelerados por meio de um simulador linear de tráfego. Uma das deformações medidas em ambas as pistas foi a evolução do ATR em função do número de ciclos, como pode ser visto nos Gráficos 17 e 18.

Gráfico 17 – Evolução de ATR (afundamento de trilha de roda) na pista 1



Fonte: GONÇALVES (2002).

Gráfico 18 – Evolução de ATR (afundamento de trilha de roda) na pista 4



Fonte: GONÇALVES (2002).

2.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO E PREVISÃO DE DESEMPENHO

De acordo com o DNIT (2006, 154), um modelo de previsão de desempenho empírico “[...] se constitui de uma correlação direta entre alguns parâmetros relacionados ao desempenho do pavimento e à evolução dos defeitos ou queda da serventia [...]”.

Um método empírico é baseado na experiência do seu autor e utiliza as propriedades do material para avaliar o desempenho. É um método facilmente empregado, visto que exige ensaios simples. Porém, os métodos empíricos tendem a somente poder

ser utilizados em situações bem específicas, sendo difícil sua utilização para materiais diferentes dos propostos inicialmente, por exemplo.

Dessa forma, percebe-se então que os métodos empíricos são limitados e que há necessidade de elaborar novos métodos, que sejam mais realistas. Assim, têm-se estabelecido métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento. Esses métodos têm como base dados analíticos e experimentais, que levam em consideração as características dos materiais, determinadas em condições que se assemelham à ação do tráfego, bem como os efeitos climáticos.

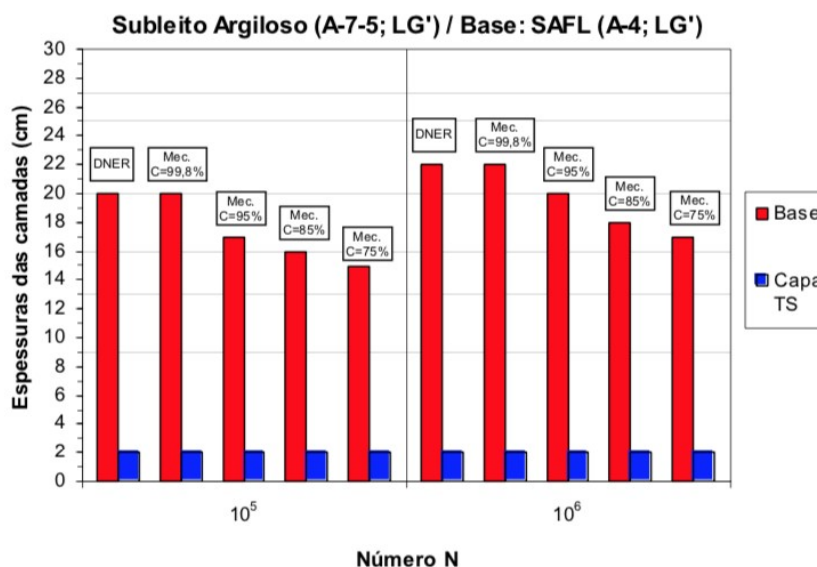
Essa metodologia visa utilizar de maneira adequada os recursos disponíveis, potencializando as estruturas, tornando a construção mais eficiente e econômica, por intermédio dos materiais disponíveis no local da obra e das misturas dos materiais. Ao contrário dos métodos empíricos, nesses novos métodos é possível utilizar novos materiais e não apenas os que já são de conhecimento do meio técnico.

Segundo o DNIT (2006, 150), “um modelo de previsão de desempenho é uma função que permite quantificar a redução do nível de serventia ou a geração de defeitos ao longo da vida de serviço do pavimento [...]”. Com o uso de métodos mecanístico-empíricos é possível compreender que simplesmente aumentar a espessura das camadas não é a melhor solução para todos os casos, o que se percebe quando se usa um método empírico (MEDINA e MOTTA, 2015).

Santiago (2017), em sua pesquisa, expõe que o método do DNER está obsoleto, uma vez que não considera a previsão de desempenho durante a vida de serviço do pavimento, como a fadiga e a deformação permanente.

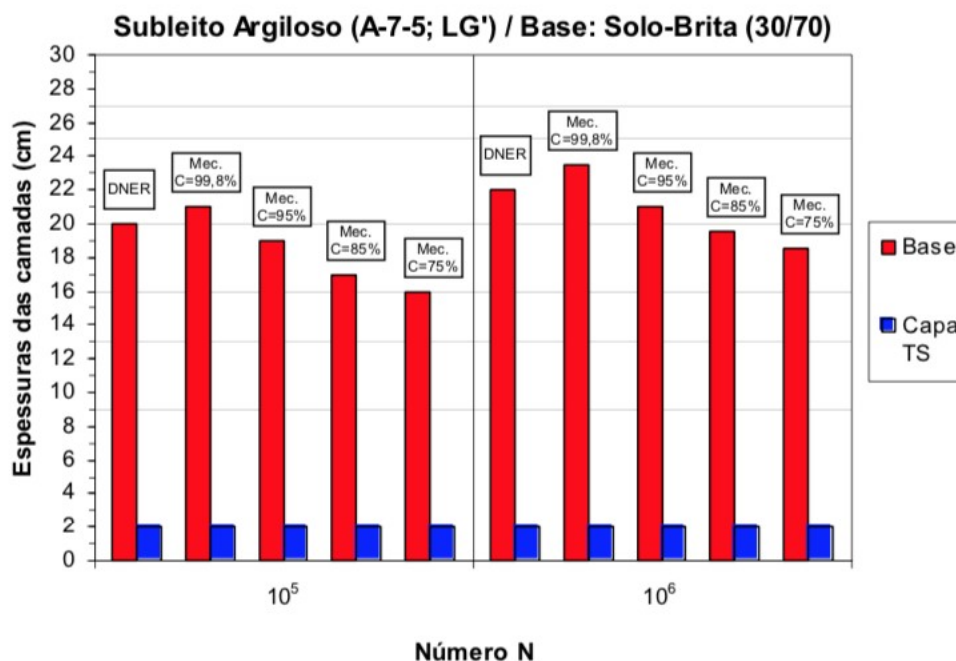
Bezerra Neto (2004) comparou estruturas de pavimentos flexíveis projetadas a partir do método empírico do DNER com o projeto através do método mecanístico FEPAVE. Levou em consideração materiais utilizados na região de Campo Grande, no Mato Grosso do Sul, e percebeu que algumas estruturas projetadas pelo método mecanístico eram idênticas às projetadas pelo método do DNER enquanto outras possuíam espessuras menores ou maiores. Essa diferença ocorria principalmente devido à confiabilidade utilizada no dimensionamento mecanístico, já que para o estudo utilizou os níveis de confiabilidade de 75%, 85%, 95% e 99,8%. Nos Gráficos 19 e 20 estão representadas as espessuras das camadas previstas pelo DNER e pelo método mecanístico, para cada confiabilidade analisada.

Gráfico 19 – Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) – Subleito argiloso/ base de solo arenoso fino laterítico



Fonte: BEZERRA NETO (2004).

Gráfico 20 – Estruturas estabelecidas através dos métodos empírico (DNER) e mecânico para os tráfegos leve ($N=10^5$) e médio ($N=10^6$) – Subleito argiloso/ base de solo argiloso-brita



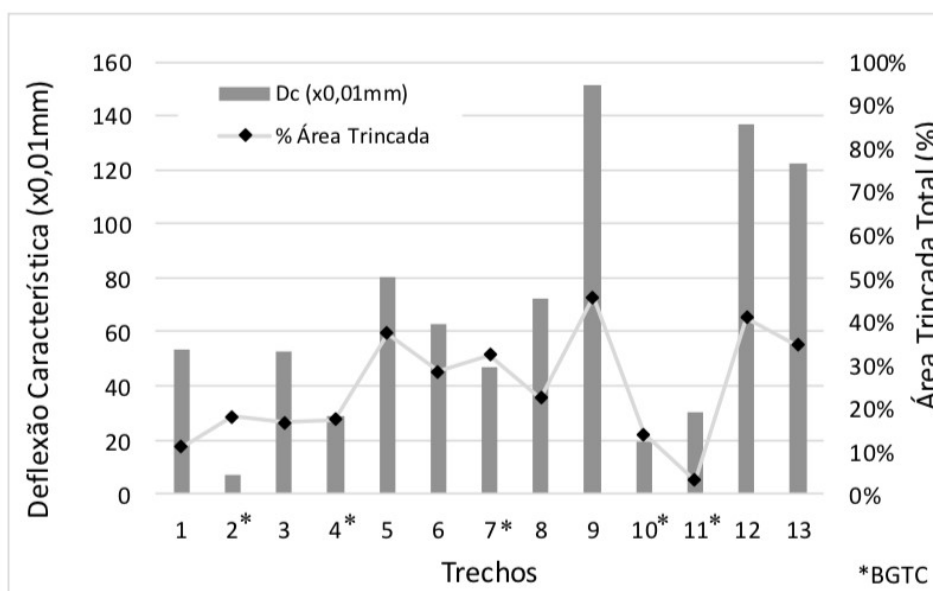
Fonte: BEZERRA NETO (2004).

Souza (2018) utilizou o MeDiNa para avaliar 13 trechos de rodovia federal, com diferentes condições funcionais, estruturais, de tráfego e climática. Concluiu, desta

forma, que é necessário considerar as características elásticas dos materiais dos pavimentos, como o MeDiNa faz em seus cálculos, pois percebeu que 78% dos casos analisados utilizando as soluções do Catálogo de soluções de Manutenção para Pavimentos Flexíveis do DNIT não atingiram a vida útil de projeto, quando analisadas pela fadiga.

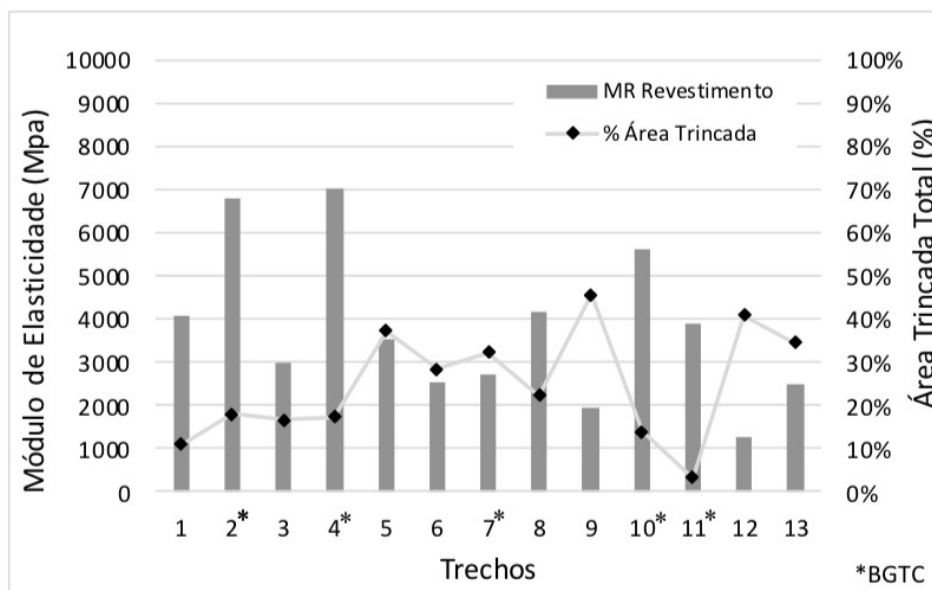
Todos os trechos apresentaram área trincada. Pelo Gráfico 22 é possível perceber que os trechos que apresentam menores MR são os que possuem os maiores percentuais de área trincada e maiores deflexões máximas, pois são muito deformáveis (Gráfico 21).

Gráfico 21 – Deflexão característica média x porcentagem total de área trincada referente a cada um dos trechos em estudo



Fonte: SOUZA JUNIOR (2018).

Gráfico 22 – Módulo de resiliência do revestimento x porcentagem total de área trincada referente a cada um dos trechos em estudo



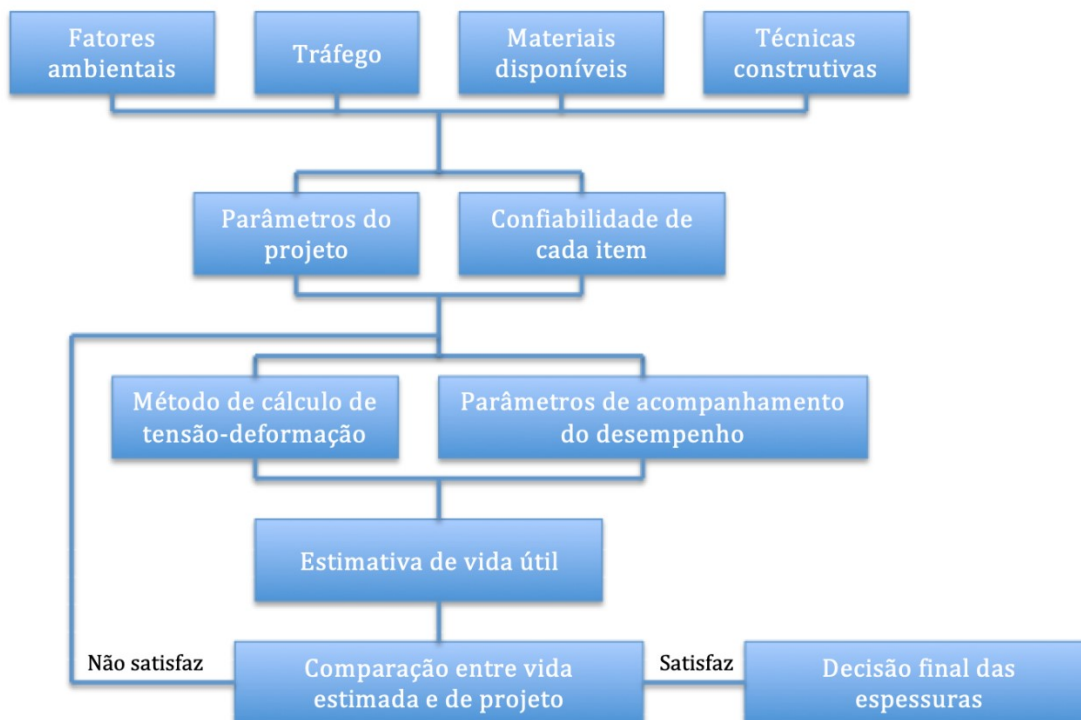
Fonte: SOUZA JUNIOR (2018).

Para utilizar um modelo mecanístico-empírico, faz-se necessária a caracterização do comportamento tensão-deformação dos materiais que recebem as cargas dos veículos. Segundo o DNIT (2006), o pavimento deve ser avaliado de duas formas:

- O quanto as camadas de solos e de materiais granulares conseguem suportar as deformações elásticas e plásticas provocadas pelas cargas do tráfego;
- A quantidade e o tamanho do trincamento nas camadas asfálticas e cimentadas.

O fluxograma a seguir (Figura 16) representa o dimensionamento de um pavimento através de um método mecanístico-empírico. Nele é possível perceber os dados de entrada (clima, tráfego, materiais e técnicas construtivas), o processamento dos dados e os critérios de decisão desenvolvidos.

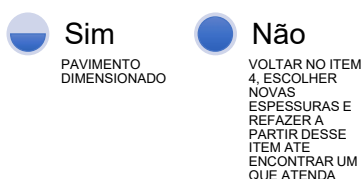
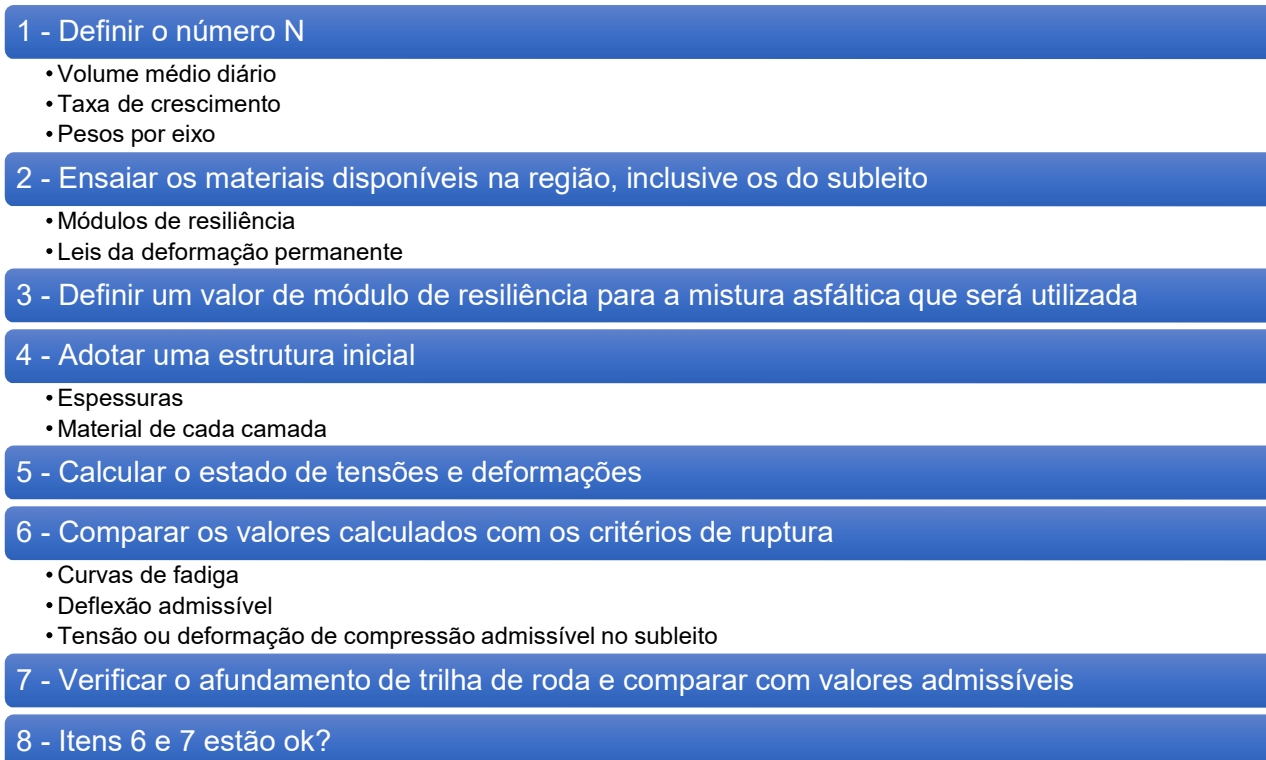
Figura 16 – Esquema de um dimensionamento mecanístico de pavimentos



Fonte: MOTTA (1991).

No esquema da Figura 16, o dimensionamento é iniciado admitindo-se espessuras. A partir delas é calculado o estado de tensões e deformações, que devem ser comparados a valores limites já determinados. Através de iterações, encontra-se uma estrutura que atenda ao necessário. Segundo Medina e Motta (2015), para realizar um dimensionamento mecanístico-empírico é necessário seguir os seguintes passos (Figura 17):

Figura 17 – Roteiro básico para um dimensionamento mecanístico-empírico



Fonte: MEDINA e MOTTA (2015).

Um programa completo de dimensionamento de pavimentos deve calcular as tensões e deformações e compará-las com valores admissíveis, que já fazem parte do banco de informações do programa. Assim, o resultado entregue do programa é já o tamanho ideal das espessuras de cada camada (MEDINA e MOTTA, 2015).

2.4.1 DNER

No início da década de 1960, o engenheiro Murillo Lopes de Souza elaborou o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos do DNER. Para isso, ele fez uma adaptação do trabalho “*Design of flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*”, do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos

e que considera o conceito de coeficiente de equivalência estrutural estabelecido na pista experimental da AASHTO (DNIT, 2006).

Este método tem sido utilizado para o dimensionamento de quase todos os pavimentos do Brasil. Ele é fundamentado nas características de suporte do solo de fundação, obtido através do ISC, nos materiais que compõem a estrutura do pavimento e no tráfego. Visa a proteção do subleito contra deformações plásticas excessivas durante o período de vida útil (DNIT, 2006).

2.4.2 Métodos Mecanístico-Empíricos usados internacionalmente

Alguns países têm desenvolvido e utilizado métodos de dimensionamento e de previsão de desempenho que seguem modelos mecanístico-empíricos. A seguir alguns serão citados brevemente.

O *AASHTOWare Pavement ME Design* tem sido um dos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico mais mencionados em estudos no mundo. Desenvolvido nos Estados Unidos, ele tem sido utilizado como um guia para as metodologias que vem sendo criadas, inclusive no Brasil. Inicialmente conhecido como MEPDG, e elaborado em 2008, passou por algumas versões e foi melhorada até chegar na versão atual. Nesse programa, inserem-se dados de tráfego, clima e dados dos materiais constituintes do pavimento. O programa realiza então a análise estrutural e de desempenho e ao final apresenta os dados em forma de planilhas ou gráficos, disponibilizando dados da evolução do defeito analisado ao longo do tempo (AASHTO, 2008).

O *AUSTROADS* foi lançado em 2012 para a Austrália e a Nova Zelândia. Nele é possível realizar dimensionamento de pavimentos de baixo custo, dimensionamento estrutural de pavimentos flexíveis e rígidos e dimensionamento para tráfego leve. Como dados de entrada tem: dados de tráfego, dados de clima e dados dos materiais constituintes, semelhante ao *AASHTOWare Pavement ME Design*. O programa realiza então a análise estrutural e de desempenho. Considera os materiais homogêneos, elásticos e isotrópicos. Apresenta então os dados finais em forma de planilhas (AUSTROADS, 2012).

O *FlexPAVE™* também foi desenvolvido nos Estados Unidos. Tem como dados de entrada informações gerais, estrutura do pavimento, dados climáticos, dados de

tráfego e opções de análise. Utiliza a análise viscoelástica por camadas, permitindo detectar os efeitos viscoelásticos do material, a temperatura e características do carregamento do tráfego. Apresenta como dados de saída a previsão de desempenho do pavimento ao longo da vida útil (ESLAMINIA *et al.*, 2012; NORTH CAROLINA STATE UNIVERSITY, 2014).

Há ainda vários métodos na Europa (como o Oberbaubemessung RVS, na Áustria e o Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional, em Portugal), na América (MeDiNa, no Brasil), na África (*South Africa Mechanistic Design Method – SAMDM*, usado na África do Sul e o *Design Methodologies and Standards – SATCC, na África Meridional*) e na China (*Specifications for design of highway asphalt pavement – JTJ014-86*).

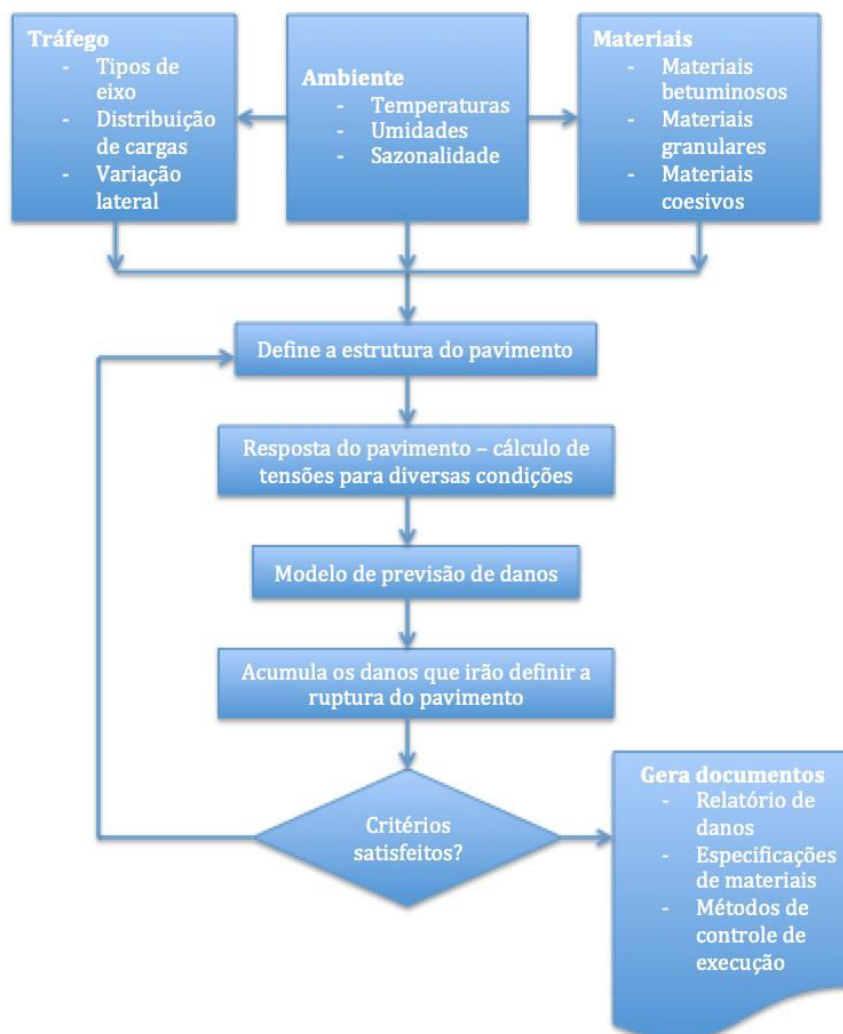
2.4.3 Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa)

Em 2007, Franco, em sua tese de doutorado, desenvolveu o SisPav, que em 2013 passou a se chamar SisPavBR e, em 2017, recebeu o nome de MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos), em homenagem ao professor Jacques de Medina, por sua contribuição para a pavimentação no Brasil.

O MeDiNa, é um método computacional que faz o dimensionamento e a verificação de estruturas de pavimentos através de modelos mecanístico-empíricos. Considera a análise do tráfego para os diversos eixos dos caminhões, os materiais de comportamento elástico linear e não linear e os modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros. Leva em consideração também os parâmetros dos materiais de pavimentação e as bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo, além das análises de confiabilidade (MEDINA e MOTTA, 2015).

O fluxograma da Figura 18 apresenta o método de dimensionamento do MeDiNa, quando ainda era conhecido como SisPav.

Figura 18 – Fluxograma do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos - SisPav



Fonte: FRANCO (2007).

O cálculo de tensões refere-se às tensões geradas pelo tráfego. Existe a possibilidade de se considerar dois tipos de comportamento tensão-deformação: o elástico-linear e o elástico não linear. A escolha é feita de acordo com o comportamento tensão-deformação dos materiais escolhidos para a execução da pavimentação. Esse resultado é obtido através do ensaio de módulo de resiliência dos materiais em laboratório. Medina e Motta (2015) reforçam que “para a correta aplicação de qualquer programa é preciso conhecer seus fundamentos e avaliar sua aplicabilidade por comparação com medidas de campo”. Caso se opte por utilizar a modelagem elástica linear, mais simples e que permite a análise de rodas múltiplas, deve-se lembrar de sua restrição na representação do comportamento dos materiais (Medina e Motta, 2015).

Para o cálculo das tensões, deformações e deslocamentos na estrutura devido à ação do tráfego há duas concepções mais conhecidas: Teoria da Elasticidade e Método dos Elementos Finitos. Franco (2007) optou pelo uso do método analítico da Teoria da Elasticidade de múltiplas camadas.

Para realizar esse cálculo, o MeDiNa utiliza a rotina AEMC (Programa de análise elástica de múltiplas camadas), seguindo as seguintes hipóteses, dispostas no Guia para utilização de método mecanístico-empírico (2018):

- Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos (a modelagem elástica não linear é feita por iterações elásticas lineares);
- A lei de *Hooke* é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas são ilimitadas na direção horizontal;
- Todas as camadas possuem uma espessura finita, à exceção da camada inferior, que é considerada semi-infinita;
- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- Na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência. (FRANCO e MOTTA, 2018, p. 11)

2.4.3.1 Identificação do Projeto

Ao utilizar o MeDiNa, deve-se inicialmente identificar o projeto, indicando o engenheiro projetista responsável, especificando o projeto (via, rodovia, seção, quilômetro, estaca...) e a empresa contratada ou órgão responsável (FRANCO e MOTTA, 2018).

2.4.3.2 Técnicas construtivas

Para realizar um projeto, é necessário conhecer as técnicas construtivas a fim de saber qual a melhor solução técnica para cada caso. É importante também saber os limites de cada componente, como os limites de espessura de cada camada, a tolerância no grau de compactação, na umidade etc.

No MeDiNa, é necessário informar as propriedades de cada uma das camadas da estrutura do pavimento: material constituinte, tipo selecionado, espessura, módulo de resiliência (linear, não linear ou sigmoidal) e coeficiente de Poisson (FRANCO e MOTTA, 2018).

A caracterização do modelo tensão-deformação de cada material é obtida a partir de ensaios de carga repetida que são realizados em laboratório. É fundamental a inserção das propriedades dos materiais que constituem as camadas do pavimento, pois é através dessas propriedades que o MeDiNa realiza as análises.

O método possui uma base de dados previamente cadastrada com materiais e suas propriedades. Essas propriedades são fixas, não podendo ser alteradas. No entanto, é possível incluir outros materiais com dados de ensaios de laboratório. No MeDiNa os materiais estão divididos nos seguintes grupos: concreto asfáltico, concreto asfáltico modificado, concreto asfáltico borracha, tratamento superficial, concreto compactado a rolo, brita graduada tratada com cimento, solo-cimento, camada antirreflexão de trincas, materiais granulares, solo fino, siltoso ou argiloso, subleitos, camadas existentes e camada asfáltica superficial existente.

2.4.3.2.1 Materiais asfálticos

Os dados de entrada no MeDiNa para as misturas asfálticas são a espessura prevista para a camada asfáltica considerada, o coeficiente de Poisson e o módulo de resiliência (no MeDiNa é considerado o modelo resiliente linear para misturas asfálticas).

É possível ainda inserir dados como o tipo de CAP, a massa específica, a resistência à tração, o teor de asfalto, o volume de vazios, a faixa granulométrica e a abrasão Los Angeles.

Com relação à fadiga na mistura asfáltica, o método utiliza a Eq. (6) para representar a curva:

$$N_{fad} = k_1 \times (\varepsilon_t)^{k_2} \quad (6)$$

Em que:

N_{fad} = número de aplicações de carga

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão obtidos a partir dos dados do ensaio

ε_t = deformação específica resiliente de tração, adimensional

Assim, após realizar os ensaios de compressão diametral à tensão controlada, preconizados pela norma DNIT 183/2018, é feita a regressão dos resultados para obtenção dos coeficientes k_1 e k_2 , que são dados de entrada no MeDiNa.

O MeDiNa não considera contribuição da mistura asfáltica no cálculo da deformação total da estrutura (afundamento de trilha de roda). No entanto, são recomendadas classes de misturas que resistam à DP, a depender do tráfego considerado. Assim, é avaliada a DP em laboratório empregando o ensaio de *Flow number*, normatizado pela DNIT 184/2018 – ME. Os limites das classes de desempenho das misturas asfálticas presentes no método, quanto à deformação permanente, estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Critério de aceitação da mistura asfáltica, de acordo com o *Flow Number*

Classe	<i>Flow Number</i> (FN)	N recomendado Condições normais	N recomendado Condições severas
1	$FN \geq 100 \text{ ciclos}$	$N < 1 \times 10^6$	Não recomendado
2	$100 \text{ ciclos} \leq FN < 300 \text{ ciclos}$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
3	$300 \text{ ciclos} \leq FN < 750 \text{ ciclos}$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$
4	$750 \text{ ciclos} \leq FN < 2.000 \text{ ciclos}$	$N \geq 1 \times 10^8$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$
5	$FN \geq 2.000 \text{ ciclos}$	-	$N_{ser} \geq 1 \times 10^8$

Fonte: NASCIMENTO (2014), apud FRANCO e MOTTA (2018).

2.4.3.2.2 *Materiais estabilizados quimicamente*

O MeDiNa considera materiais estabilizados aqueles que receberam adição de algum aglomerante químico, de forma que a rigidez da mistura é bastante elevada em relação a materiais granulares sem adição química. Para representação desses materiais, é necessário inserir a espessura prevista para a camada e o coeficiente de Poisson. Com relação ao módulo de resiliência, este é detalhado através de um modelo sigmoidal, no qual há o decaimento do módulo ao longo do tempo em função do acúmulo de dano na amostra, que se reflete na diminuição da rigidez da mistura. Neste modelo, o módulo varia entre dois limites: o superior – módulo de resiliência obtido a partir do ensaio de laboratório, em um material que ainda não sofreu nenhum dano de fadiga; e o inferior – o módulo que a camada apresentaria ao final de sua vida útil, quando está totalmente trincada, cujo valor deve ser semelhante ao do material sem o agente estabilizante.

Para a função do tipo sigmoidal, o MeDiNa utiliza a função selecionada por Ayres (1997), que depende do dano de fadiga acumulado na camada estabilizada, conforme Eq. (7).

$$MR_i = MR_{mín} + \frac{MR_{máx} - MR_{mín}}{1 + e^{-4+14.D_i}} \quad (7)$$

Em que:

$MR_{máx}$ = módulo de resiliência da camada recém – construída e sem trincas

$MR_{mín}$ = módulo de resiliência da camada totalmente trincada

MR_i = módulo de resiliência da camada cimentada no período i

D_i = consumo de vida de fadiga acumulado no mês i

Para obtenção desses parâmetros, é necessário que sejam feitos ensaios de MR de acordo com a norma DNIT 181/2018 – ME. Em seguida, é possível entrar com os dados de caracterização do material, inserindo sua descrição, o teor ótimo de cimento (atualmente no MeDiNa há apenas materiais estabilizados com cimento), a resistência à tração da mistura aos 28 dias, a massa específica, a umidade ótima e a energia de compactação.

Com relação a resistência à fadiga, conforme exposto anteriormente, o ensaio segue à norma DNIT 434/2021 – ME. Assim, o modelo utilizado no método segue à Eq. (3).

Ressalta-se que o método MeDiNa considera que as camadas estabilizadas não contribuem para o ATR, assim, desconsiderando a deformação permanente dessas camadas.

2.4.3.2.3 Solos granulares, solos lateríticos e solos de subleito

Para solos que não receberam estabilização química que levasse a aumento de rigidez considerável, o MeDiNa denomina-os solos granulares, solos lateríticos ou solos de subleito. De forma semelhante aos materiais anteriormente citados, para inserir estes materiais no projeto, começa-se indicando a espessura da camada e o coeficiente de Poisson. Para o módulo de resiliência destes materiais, pode-se utilizar um modelo linear e um não linear. Para o modelo não linear, o método aplica a Eq.(2),

conforme apresentado, modelo no qual são utilizados os coeficientes de regressão dos ensaios realizados de acordo com a norma DNIT 134/2018 – ME.

Em seguida, pode-se inserir as características do material, como a descrição do material, a massa específica, a umidade ótima, a energia de compactação, entre outras características.

Para esse conjunto de materiais, o método baseia-se no modelo de Guimarães (2009) para representar a evolução da deformação permanente, utilizando a Eq. (5), anteriormente exposta. Para determinar os coeficientes da equação, são realizados ensaios de DP de acordo com a norma DNIT 179/2018 – IE.

Ressalta-se que para estes materiais, devido a sua rigidez não ser alta, o método desconsidera a possibilidade de ruptura por fadiga.

2.4.3.3 Tráfego

A tendência nos métodos mecanístico-empíricos é passar a dimensionar os pavimentos considerando o tráfego de diferentes cargas de eixo. No entanto, trata-se de uma variável difícil de se determinar, portanto utiliza-se ainda o número N, que facilita os ajustes das expressões de desempenho assim como as de danos do pavimento (parte empírica dos modelos mecanístico-empíricos).

O MeDiNa leva em consideração o efeito de cada configuração de eixo, de acordo com a seleção do projetista e dos eixos preestabelecidos no programa. Pelo método, considera-se a carga como uniformemente distribuída em uma área circular de contato do pneu com a superfície do pavimento. Considera-se também que a pressão de contato do pneu com o pavimento é igual à pressão de inflação dos pneus. Avalia-se ainda a variação lateral do tráfego nos danos no pavimento, no entanto, não é utilizada para a deformação permanente (MEDINA e MOTTA, 2015).

É possível fornecer ao programa o número equivalente de eixos, número N. Caso o projetista não possua esse parâmetro, o MeDiNa pode calculá-lo através do Volume médio diário (VMD) e do Fator de veículos (FV).

Também pode-se alterar o percentual de veículos na faixa de projeto, o percentual da taxa de crescimento do tráfego e o número de anos de projeto (o programa aceita que o número de anos de projeto seja maior do que 10 anos).

Deve-se informar ainda os fatores de eixo, em percentual, para o primeiro ano de projeto, bem como suas respectivas cargas. É necessário que a soma dos fatores seja igual a 100% para que o programa possa realizar a análise.

2.4.3.4 Deformações

O MeDiNa utiliza a fadiga do revestimento asfáltico ou das camadas cimentadas como critério para determinar as espessuras do pavimento e permite que o projetista escolha outros três critérios: a tensão limite no topo do subleito, a deflexão máxima na superfície do pavimento e a deformação permanente ou afundamento de trilha de roda (MEDINA e MOTTA, 2015).

Pelo método, utilizam-se limites de área trincada e deformação permanente de acordo com o tipo de via, hierarquia estabelecida pelo DNIT, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores máximos previstos para área trincada e deformação permanente, segundo o tipo de via

Tipo de via	Área trincada	Deformação permanente
Sistema arterial principal	30%	10 mm
Sistema arterial primário	30%	13 mm
Sistema arterial secundário	30%	20 mm
Sistema coletor primário	30%	13 mm
Sistema coletor secundário	30%	20 mm
Sistema local	30%	20 mm

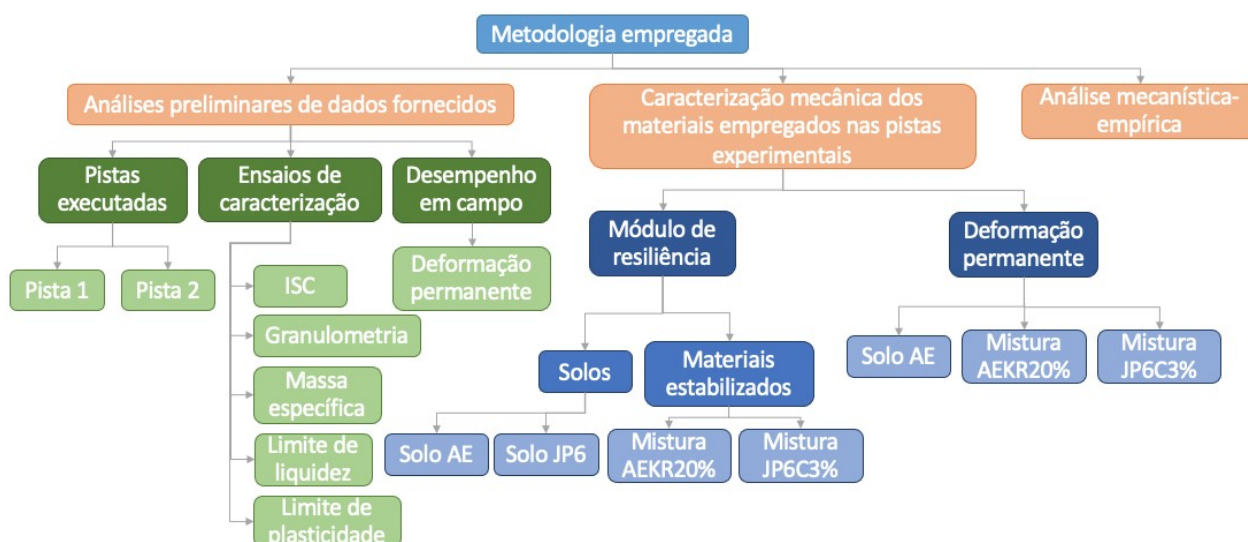
Fonte: FRANCO e MOTTA (2018).

Flores e Specht (2019) utilizaram o MeDiNa para simular um projeto real (restauração da RSC-287) elaborado de acordo com a Norma DNER PRO-11/79, comparando a vida útil estimada pelo MeDiNa com o período de projeto. Escolheram 6 trechos homogêneos, e determinaram o percentual de área trincada no final do período de projeto. Quando o MeDiNa obteve uma área trincada superior a 30% no final da vida útil, eles fizeram um novo projeto com o método para determinar a espessura de concreto asfáltico que seria necessária para o reforço do pavimento.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados diversos materiais e métodos empregados neste estudo. Inicialmente, dados de estudos anteriormente desenvolvidos são apresentados a fim de mostrar as características dos materiais e pistas estudadas neste trabalho além de ensaios *in situ* já realizados. Posteriormente, com a finalidade de complementar a caracterização dos materiais e realizar análises de desempenho das pistas estudadas, são expostos métodos de ensaios complementares tais como ensaio de módulo de resiliência e ensaio de deformação permanente, realizados em amostras de solos e misturas estudadas. Em seguida, são indicados os modelos de materiais implementados no novo método de dimensionamento nacional de pavimentos, MeDiNa, que foram empregados neste estudo adotando parâmetros de entrada para avaliação mecânica-empírica das pistas obtidos a partir dos resultados experimentais obtidos neste estudo. Por fim, são apresentados os estudos comparativos entre os resultados obtidos nas duas pistas experimentais, verificando as diferenças obtidas por meio das soluções propostas, bem como avaliando os resultados encontrados em campo e os previstos no método MeDiNa. O fluxograma da Figura 19 esquematiza as etapas empregadas neste estudo.

Figura 19 – Fluxograma representativo da metodologia em estudo



Fonte: Autora.

3.1 ANÁLISES PRELIMINARES DE DADOS FORNECIDOS

Os materiais empregados neste estudo foram inicialmente caracterizados em laboratório por Nepomuceno (2019) e Furiéri (2019). Os trabalhos foram resultado de um projeto de pesquisa realizado pelo Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LGP) da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) em parceria com a ECO 101 Concessionária de Rodovias (ANTT, ECO101 e UFES, 2018; PIRES *et al.*, 2019).

Após a caracterização em laboratório, foram construídas pistas experimentais previamente dimensionadas, e submetidas a carregamento acelerado utilizando um Simulador Linear de Tráfego (HVS). No decorrer do período de simulação com HVS foram feitas avaliações semanais de alguns parâmetros de desempenho. A seguir, são apresentados estes dados com algumas discussões importantes para a definição de outros métodos empregados neste trabalho.

3.1.1 Localização do trecho experimental e características das pistas estudadas

O trecho experimental está localizado no município de Anchieta, no Espírito Santo, entre os km 362 e 363 da rodovia BR 101 ES, conforme Figura 20. O clima do município é classificado como litorâneo úmido.

Figura 20 – Mapa de localização do trecho experimental



Fonte: FURIERI (2019).

Para a construção das bases e sub-bases do trecho experimental foram utilizados dois solos: o solo da área de empréstimo localizada no km 368, nomeado como solo AE, e o solo da jazida do km 373, nomeado como solo JP6.

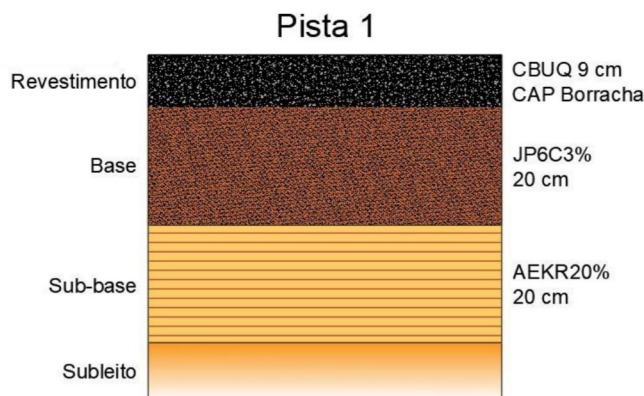
Nesta pesquisa são estudadas duas pistas experimentais com oitenta metros de comprimento e quatro metros de largura cada:

- Pista 01 (sub-base de solo AE com concentração de 20% de KR – denominado AEKR20%; base de SMC com solo JP6 e adição 3% de cimento Portland – denominado JP6C3%; e revestimento de CBUQ – CAP borracha);
- Pista 02 (base e sub-base de SMC com solo JP6 e adição de 3% de cimento Portland – JP6C3%; e revestimento de CBUQ – CAP borracha).

Primeiramente foi realizado o ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) no subleito segundo a norma DNIT 139/2010 – ES. O valor de ISC obtido na energia normal foi de 22,7%, enquanto na modificada foi de 25,3% (FURIEIRI, 2019). De posse do ISC e considerado um número N AASHTO de $2,32 \times 10^7$ e N USACE de $5,74 \times 10^7$, fornecido pelo levantamento de tráfego da concessionária ECO 101, foi realizado o dimensionamento das pistas experimentais pela empresa RoadRunner Engenharia utilizando o método empírico do DNER para um período de projeto de 10 anos (FURIERI, 2019).

Assim, a pista 01 (Figura 21) possui uma camada de sub-base de 20 cm de espessura composta com solo da área de empréstimo localizada no km 368 (solo AE) da BR 101, misturado com 20% de escória KR, denominada mistura AEKR20%. Possui também uma camada de base de 20 cm de espessura de SMC composta de solo da jazida do km 373 (solo JP6) da BR 101, melhorado com adição de 3% de cimento Portland do tipo CP III, denominada JP6C3%. A camada de revestimento possui 9 cm de espessura e é composta por concreto asfáltico modificado com borracha.

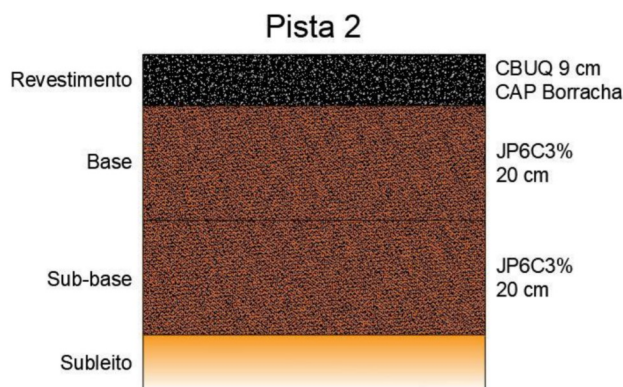
Figura 21 – Estrutura do pavimento da Pista 01



Fonte: Autora.

A pista 02 (Figura 22) possui uma camada de base e uma de sub-base, ambas com 20 cm de espessura cada, compostas com solo da área de empréstimo localizada no km 373 (solo JP6) da BR 101, melhorado com 3% de cimento Portland do tipo CPIII (JP6C3%). A camada de revestimento possui 9 cm de espessura e é composta por concreto asfáltico modificado com borracha.

Figura 22 – Estrutura do pavimento da Pista 02



Fonte: Autora.

3.1.2 Caracterização dos materiais

A seguir encontra-se parte da caracterização dos materiais utilizados nas pistas 01 e 02, realizada anteriormente por outros pesquisadores (NEPOMUCENO, 2019; FURIERI, 2019). Os materiais empregados são:

- Solos (AE e JP6), coletados in situ;

- Concreto asfáltico do tipo CBUQ com ligante asfáltico modificado com borracha e agregados provenientes do beneficiamento de rocha granítica. O material foi fornecido pela Indústria de Mineração Brasitálica, localizada no Espírito Santo;
- Cimento Portland CPIII 40 RS, composto com escória de alto-forno resistente a sulfatos. Esse tipo de cimento foi escolhido por já ser utilizado pela concessionária ECO 101;
- Coproduto KR, fornecido pela empresa ArcelorMittal Tubarão.

3.1.2.1 Materiais de base, sub-base e subleito

Nessa etapa, os solos foram caracterizados de acordo com as normas NBR 7181/2018, NBR 6508/1984, NBR 6459/2017, NBR 7180/2016 e NBR 9895/2017.

Os resultados da caracterização estão expostos na Tabela 6.

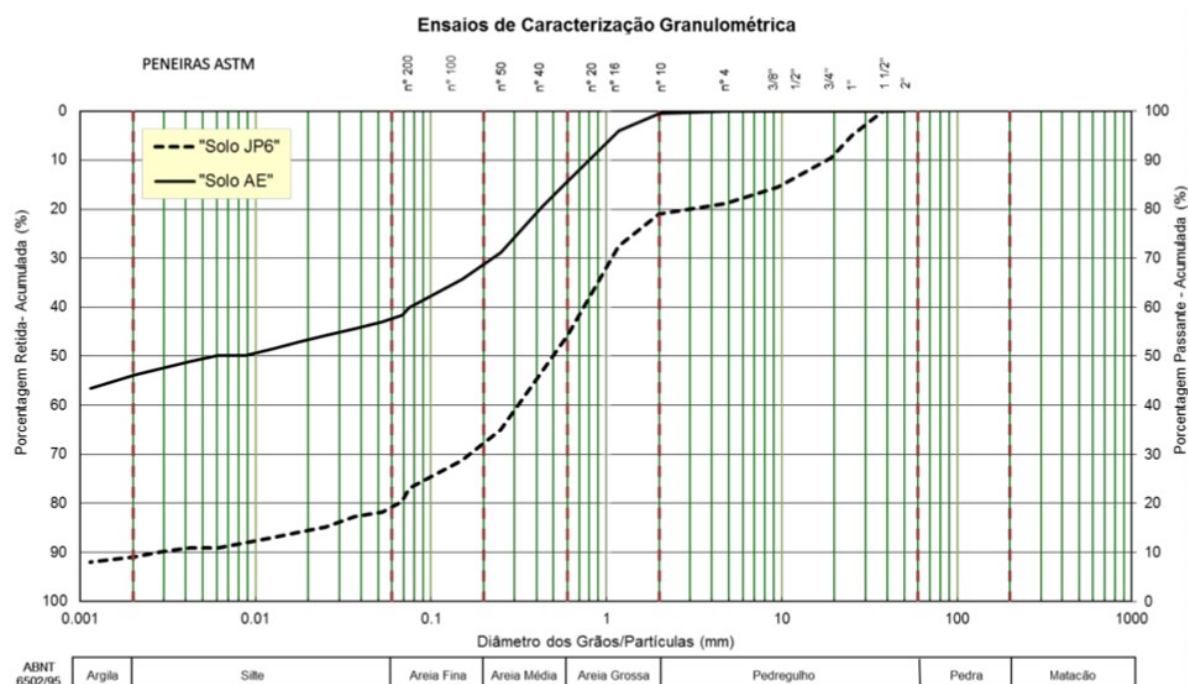
Tabela 6 – Resultados das caracterizações físicas e mecânicas dos solos estudados

Propriedades	Solos	
	km 368 (solo AE)	km 373 (solo JP6)
Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,65	2,65
Limite de liquidez, LL (%)	49,0	26,0
Limite de plasticidade, LP (%)	24,8	15,1
Índice de plasticidade, IP (%)	24,2	11,0
ISC	Proctor normal – 22,7%	Proctor intermediário – 49,9%
	Proctor modificado – 25,3%	Proctor modificado – 89,1%
Classificação	A-7-6	A-2-6

Fonte: NEPOMUCENO (2019).

A granulometria dos solos foi determinada através de peneiramento e sedimentação e está representada no Gráfico 23.

Gráfico 23 – Ensaios de caracterização granulométrica – Solos JP6 e AE



Fonte: FURIERI (2019).

Pela classificação AASHTO HRB, o solo AE (km 368) foi caracterizado como um solo A-7-6, possuindo argila como seu principal componente, tendo alto limite de liquidez, sendo muito plástico, com alta variação de volume, baixo ISC. Trata-se de um dos solos mais presentes no Brasil, sendo considerado fraco a pobre para aplicação em subleito (NEPOMUCENO, 2019).

O solo JP6 (km 373) foi classificado como A-2-6, sendo um solo arenoso com presença de pedregulhos e argila, bem graduado, com plasticidade média e valores de ISC superiores ao solo AE. Considerado de bom a excelente para uso em subleito (NEPOMUCENO, 2019). Na Figura 23 é possível observar visualmente a diferença entre esses dois solos.

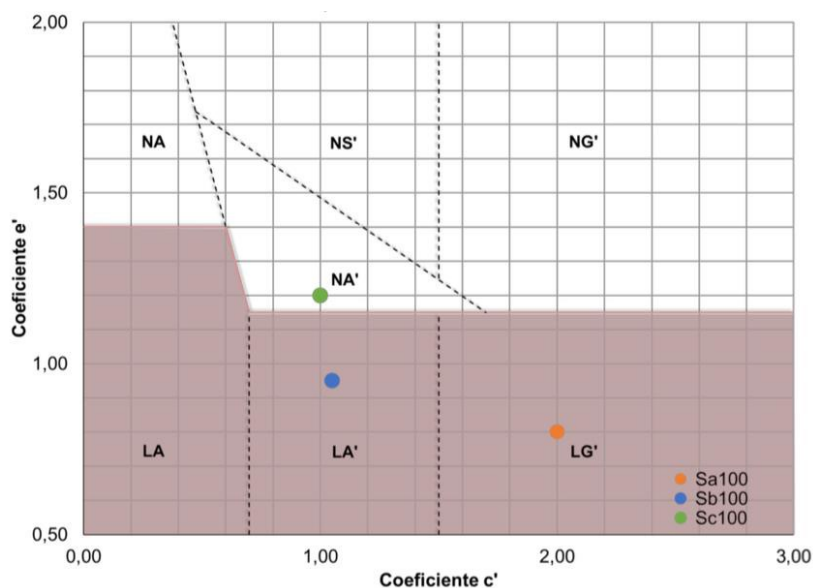
Figura 23 – Solo JP6 (esquerda) e AE (direita)



Fonte: Autora.

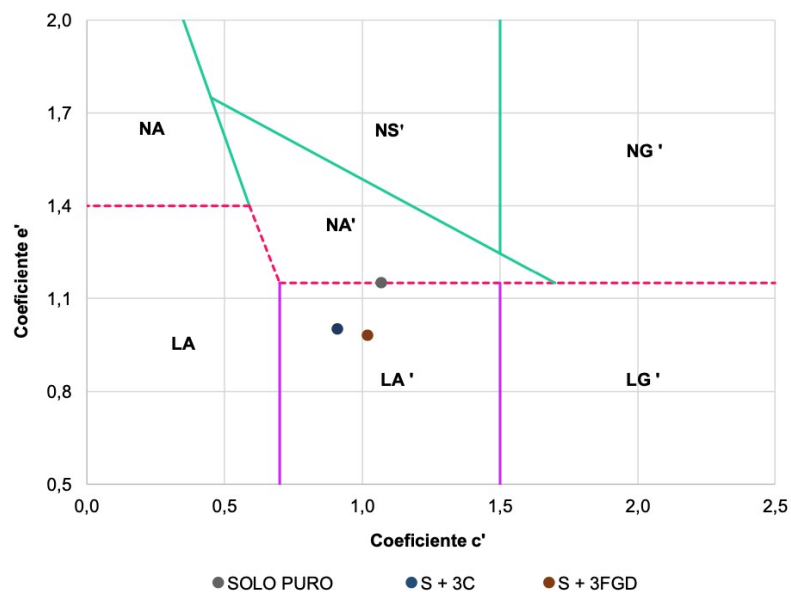
Com relação à classificação MCT (*Tropical Compact Miniature*), ambos os solos foram caracterizados como lateríticos. Bridi (2020), em seu trabalho, caracterizou o solo AE, referenciado pelo autor como Sa100, como LG', ou seja, solo argiloso laterítico (Figura 24). Picoli (2020) classificou o solo JP6 como LA', ou areia argilosa laterítica (Figura 25). Importante destacar que essa classificação não impacta diretamente nos cálculos do MeDiNa, no entanto é uma variável que pode ser inserida no método e é fundamental para entendimento e comparação dos solos com outros materiais.

Figura 24 – Ábaco MCT para o solo AE (Sa100)



Fonte: BRIDI (2020).

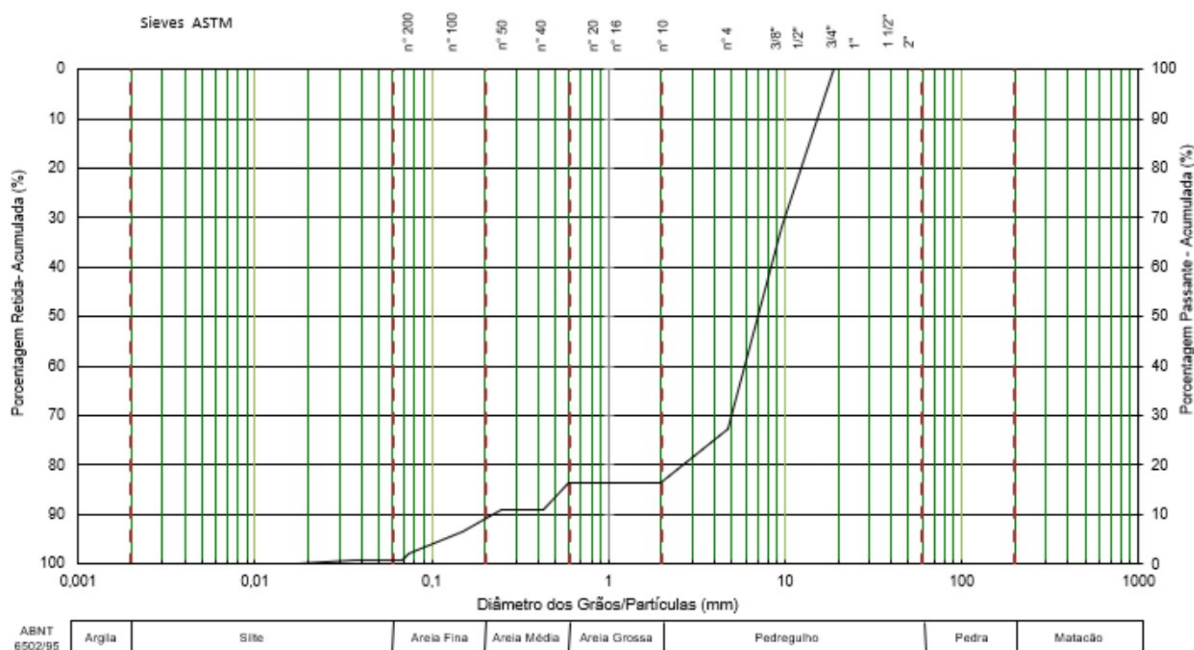
Figura 25 – Ábaco MCT para o solo JP6 (solo puro)



Fonte: BRIDI (2020).

O Gráfico 24 ilustra a curva granulométrica do coproduto KR enquanto a Figura 26 permite a observação visual do solo AE e do coproduto KR.

Gráfico 24 – Curva granulométrica do coproduto KR usado na execução das pistas



Fonte: FURIERI (2019).

Figura 26 – Solo AE (esquerda) e coproduto KR (direita)



Fonte: Autora.

Os teores de coproduto KR e cimento Portland foram determinados a partir de estudos realizados anteriormente. No trabalho de Furieri (2019) são apresentados os resultados dos ensaios físicos e mecânicos das misturas de ambos os solos com proporções de 3%, 5%, 6% e 7% de cimento, bem como com 15%, 20% e 25% de coproduto KR. Percebeu-se que a adição do coproduto KR ao solo AE fez com que o IP fosse reduzido praticamente à metade, alterando a classificação do material de muito plástico para material de plasticidade média, enquanto ao adicionar KR ao solo JP6, apesar de haver uma redução na plasticidade, o material continuou sendo classificado como de plasticidade média. Os resultados dos ensaios de ISC para a mistura com solo AE e 20% de KR se mostraram satisfatórios para uso desta solução tanto como sub-base quanto como base, de acordo com as normas DNER-ME 139/2010 e DNER-ME 142/2010, visto que, na energia intermediária, atingiu o valor de 81,2% e, na energia modificada, 103,2%. Já com os ensaios de módulo de resiliência, constatou-se que a incorporação de KR no solo AE resultava em valores de MR até 600 vezes maior do que para solos JP6 com a mesma concentração de KR (FURIERI, 2009).

Assim, foi definido que o solo AE, argiloso, seria melhorado com 20% do coproduto KR, utilizando energia modificada. O solo JP6, por sua vez, foi estabilizado com cimento.

A Tabela 7 apresenta as principais propriedades dos materiais utilizados na construção das pistas experimentais.

Tabela 7 – Principais propriedades dos materiais utilizados nas pistas experimentais

Propriedades	Solo subleito AE	Solo-KR AEKR20%	SMC JP6C3%
Energia	Intermediária	Intermediária	Modificada
Massa específica máxima seca (g/cm ³)	1,752	1,804	2,013
Umidade ótima (%)	17,0	17,4	10,1
ISC (%)	22,7	81,2	128,5

Fonte: NEPOMUCENO (2019).

3.1.2.2 Materiais do revestimento (concreto asfáltico)

Para a camada de revestimento das pistas estudadas, utilizou-se concreto asfáltico do tipo CBUQ com ligante asfáltico modificado com borracha.

A Tabela 8 apresenta a composição granulométrica dos agregados adotada no projeto de misturas asfálticas, que foram combinados para o enquadramento na faixa B da norma DNIT 031/2004 (DNIT, 2004).

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		
							Lim. Inf.	Lim. Sup.	Lim. Inf.	Lim. Sup.	
Pol	(mm)	44%	18%	8,0%	28,5%	1,5%	100%				
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: NEPOMUCENO (2019).

A Tabela 9 apresenta a dosagem Marshall, realizada por empresa terceirizada de acordo com a norma DNER 043/95.

Tabela 9 – Características da dosagem *Marshall* da mistura asfáltica utilizada

Características	Valores encontrados	Especificações	
		Mínimo	Máximo
Teor (%)	5	4,7	5,3
D (g/cm ³)	2,586	-	-
d (g/cm ³)	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	-

Fonte: NEPOMUCENO (2019).

Nota: D – densidade máxima teórica; d – densidade aparente; Vv – volume de vazios; RBV – relação betume vazios; VAM – porcentagem de vazios do agregado mineral.

O ensaio para determinação do MR seguiu a norma DNIT 135/2018 – ME, tendo como resultado um valor médio de 8.526 MPa. O ensaio de resistência à tração foi feito de acordo com a norma DNIT 136/2018 – ME, apresentando valor médio de 1,727 MPa. Ambos os ensaios foram realizados pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará.

3.1.3 Desempenho em campo

3.1.3.1 Caracterização do simulador de tráfego

O simulador de tráfego linear móvel, do tipo HVS, utilizado no projeto foi desenvolvido e construído pela empresa brasileira Cifali e possui as seguintes características na sua configuração:

- Comprimento total do equipamento: 19 m;
- Largura total: 3 m;
- Altura: 4,5 m;
- Peso total: 50 t;
- Velocidade: 8 km/h;
- Comprimento de simulação máxima: 10,0 m;
- Comprimento de simulação útil: 6,0 m;
- Largura de simulação máxima: 1,0 m;
- Ciclos: 350 ciclos p/h (Sentido Único) ou 700 ciclos p/h (Sentidos Opostos);
- Carga máxima aplicada (semieixo): 9 tf;

- Possibilidades de Pneus a serem utilizados: 900 x 20, 1.000 x 20 ou *super single*.

A Figura 27 apresenta o simulador de tráfego utilizado nas pistas experimentais.

Figura 27 – Simulador de tráfego tipo HVS utilizado em campo (destaque da unidade hidráulica)



Fonte: NEPOMUCENO (2019).

As seguintes configurações foram utilizadas no simulador para os ensaios acelerados executados nas pistas experimentais:

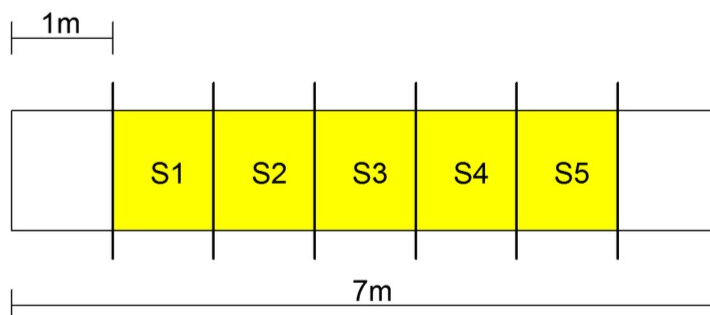
- Carga de 8,2 tf no semieixo;
- 120 psi de pressão nos pneus;
- 540 semiciclos por hora;
- Operação bidirecional;
- Deslocamento lateral transversal de 1 m;
- 20 h de operação por dia;
- 30 dias de operação por mês;
- Esforço de tração na camada de CAUQ de 11 kgf/cm³.

A partir dessas informações, projetou-se que o teste seria de 85 dias em cada pista experimental (cerca de 2,8 meses), resultando em 922.000 ciclos (aproximadamente 1.000.000 de ciclos), para simular o volume de tráfego de 10 anos de projeto (FURIERI, 2019).

3.1.3.2 Avaliações em campo

Com o intuito de avaliar o desempenho em campo, a pista ensaiada pelo simulador de tráfego foi dividida em 7 trechos de 1 m cada (Figura 28), sendo que o primeiro e o último segmentos foram excluídos devido à aceleração e desaceleração do equipamento, sendo avaliadas as seções S1, S2, S3, S4 e S5.

Figura 28 – Seções levantadas no ensaio com o simulador



Fonte: NEPOMUCENO (2019).

3.1.3.2.1 Deformações permanentes

O afundamento de trilha de roda (ATR) foi medido de acordo com a norma DNIT 006/2003 (DNIT, 2003). Para isso, utilizou-se uma treliça de alumínio de 1,20 m de base, com uma régua vertical móvel no centro (Figura 12). As medidas foram feitas tanto na trilha de roda interna (TRI) quanto na trilha de roda externa (TRE), sendo adotado o maior valor medido entre elas. O ATR foi aferido duas vezes por semana.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como exposto previamente, além da caracterização dos materiais realizada nos estudos anteriores apresentados no item 3.1 deste capítulo, foram também realizados ensaios complementares para determinar a resposta dos materiais a carregamentos cíclicos. Dessa forma, foram realizados ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente, que são importantes para determinação da rigidez e desempenho das misturas, e empregados para previsão de desempenho das pistas no MeDiNa. A Tabela 10 detalha as normas utilizadas bem como condições de cura e compactação da amostra, além do número de exemplares ensaiados em cada condição.

Tabela 10 – Campanha em laboratório

Material	Ensaio	Normas	Energia	Quantidade de corpos de prova
Solo AE	Módulo de resiliência – solos	DNIT 134/2018	Intermediária	3
	Deformação permanente	DNIT 179/2018		7
Mistura AEKR20%	Módulo de resiliência – solos (7, 14 e 28 dias de cura)	DNIT 134/2018	Intermediária	5 para 7 dias de cura
				5 para 14 dias de cura
	8 para 28 dias de cura			
	6 para 7 dias de cura			
Módulo de resiliência – materiais estabilizados (7, 14 e 28 dias de cura)	DNIT 181/2018	4 para 14 dias de cura		
		6 para 28 dias de cura		
Deformação permanente (7, 14 e 28 dias de cura)	DNIT 179/2018	5 para 7 dias de cura		
		3 para 14 dias de cura		
6 para 28 dias de cura				
Solo JP6	Módulo de resiliência – solos	DNIT 134/2018	Modificada	4
Mistura JP6C3%	Módulo de resiliência – solos (7 e 28 dias de cura)	DNIT 134/2018	Modificada	2 para 7 dias de cura
				1 para 28 dias de cura
Deformação permanente (7 e 28 dias de cura)	DNIT 179/2018	4 para 7 dias de cura		
		4 para 28 dias de cura		

Fonte: Autora.

3.2.1 Moldagem dos corpos de prova

Para todos os ensaios dispostos na Tabela 10, o procedimento de preparo dos corpos de prova seguiu as etapas descritas a seguir.

Inicialmente, preparou-se o solo, destorroando-o. Em seguida o material ficou no mínimo 12 h na estufa, para que fosse seco. No dia seguinte, o solo foi homogeneizado com a água, de acordo com a umidade a ser atingida (umidade ótima da mistura correspondente à energia de compactação utilizada em campo). Essa mistura deveria ficar em temperatura ambiente por no mínimo 12 h. No caso deste trabalho, a mistura foi armazenada em sacos plásticos e lacrada para que não houvesse perda de água (Figura 29).

Figura 29 – Material homogeneizado e embalado para descanso antes da compactação



Fonte: Autora.

No caso de misturas com adição de cimento ou coproduto KR, essa mistura foi feita imediatamente antes de realizar a compactação, após as 12 h da homogeneização (Figura 30).

Figura 30 – Homogeneização final imediatamente antes à compactação



Fonte: Autora.

Para a compactação, utilizou-se um molde bipartido nas dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura (Figura 31). Esse molde é composto de uma base, duas

partes laterais e um anel superior (Figura 32). Para facilitar o desmolde do corpo de prova após a compactação, utilizou-se um papel-filtro no fundo e passou-se vaselina em todo o interior do molde, com auxílio de um pincel (Figuras 33 e 34).

Figura 31 – Molde bipartido utilizado nos ensaios, montado



Fonte: Autora.

Figura 32 – Partes do molde bipartido e materiais utilizados em sua montagem



Fonte: Autora.

Figura 33 – Montagem do molde bipartido



Fonte: Autora.

Figura 34 – Utilização de vaselina na parte interior do anel superior



Fonte: Autora.

Após a mistura, o material foi então compactado de acordo com a energia planejada no projeto, utilizando um compactador manual (Figura 35). Seguindo a norma, foram feitas 10 camadas de material em cada CP, sendo o número de golpes definido de acordo com a norma e a energia de compactação utilizada em campo nas pistas experimentais.

Figura 35 – Compactação com compactador manual



Fonte: Autora.

Com o intuito de controlar a umidade, para cada CP foram separados materiais em duas cápsulas (Figura 36). A retirada do material foi realizada durante a compactação da quinta camada, a fim de tentar obter um valor médio da umidade. As cápsulas foram levadas à estufa por no mínimo 24 h.

Figura 36 – Cápsulas com material para determinação da umidade



Fonte: Autora.

Após a compactação, os CPs foram extraídos do molde cuidadosamente para que sua superfície ficasse com o mínimo de deformações (Figuras 37 e 38).

Figura 37 – Correção do topo do CP



Fonte: Autora.

Figura 38 – Extração do CP do molde



Fonte: Autora.

Com os corpos de prova compactados e extraídos do molde, eles foram então armazenados em sacos de plásticos vedados com fita adesiva para que não houvesse perda de umidade (Figura 39).

Figura 39 – Corpos de prova compactados e armazenados aguardando o tempo de cura



Fonte: Autora.

Fez-se então um novo repouso de no mínimo 12 h para ensaiar os corpos de prova que não precisavam de tempo de cura. Para as misturas as quais havia necessidade de cura, contou-se o tempo a partir do dia da compactação.

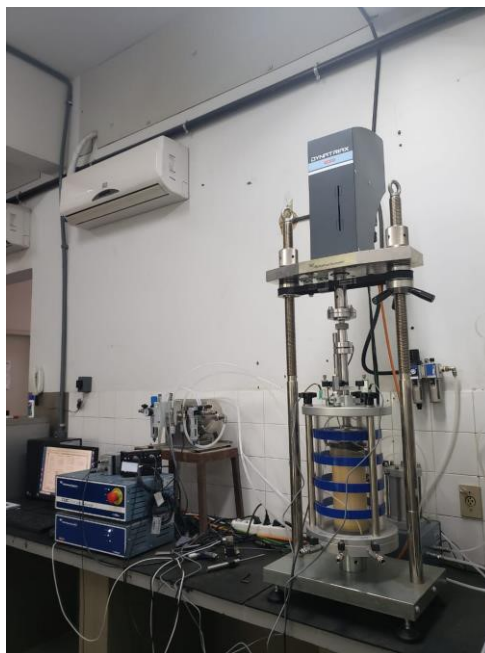
O tempo de cura variou conforme o material, como consta na Tabela 10. Para os solos sem agentes estabilizantes, não houve cura. Para a mistura JP6C3%, os tempos foram escolhidos conforme orientação da norma DNIT 181/2018 – ME (7 e 28 dias). Já para a mistura AEKR20%, além dos tempos previstos para a mistura com cimento (7 e 28 dias), também foram feitos ensaios com 14 dias de cura, a fim de investigar a influência do tempo de cura nos resultados.

3.2.2 Ensaio de MR e DP

Neste projeto, todos os ensaios foram realizados em um equipamento triaxial de cargas repetidas, conforme a Figura 40. O equipamento é ligado a um computador no qual está instalado um *software* que possibilita a entrada dos parâmetros de ensaio conforme especificações das normas vigentes. Existem ainda duas máquinas, um compressor e uma célula de carga onde há o atuador e dois LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer* ou Transdutor de Deslocamento Variável Linear), que são

sensores que medem o deslocamento linear na amostra a cada aplicação de carga do atuador.

Figura 40 – Equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado nos ensaios



Fonte: Autora.

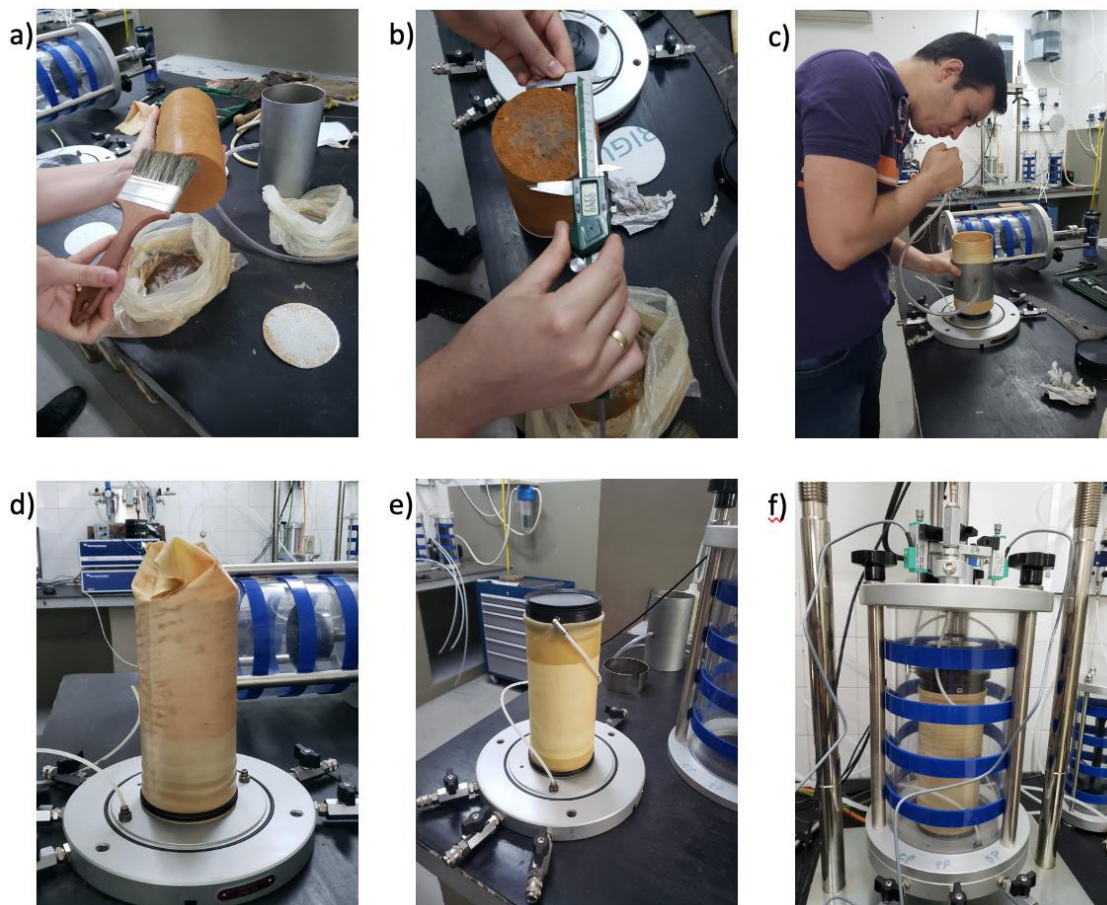
O preparo do corpo de prova para o ensaio é executado de acordo com o procedimento a seguir.

Primeiramente limpa-se o CP com um pincel (Figura 41 a), para retirar partículas soltas que possam danificar o equipamento ou a membrana no decorrer do ensaio. Com o CP limpo, ele deve então ser medido três vezes, tanto no diâmetro quanto na altura (Figura 41 b). O valor adotado para cada dimensão será a média dos três valores. O CP também é pesado nesse momento.

O corpo de prova é então posicionado sobre a base da célula de carga, apoiado em um círculo de papel filme. Em seguida, com auxílio de um guia, posiciona-se a membrana ao redor do CP (Figura 41 c). Colocam-se então as borrachas de vedação na parte inferior (Figura 41 d). Em seguida, posiciona-se o cabeçote superior, e se dispõem as borrachas de vedação superiores (Figura 41 e).

Com o CP posicionado, finaliza-se colocando a parte superior da célula de carga sobre o CP. Em seguida, são instalados os LVDTs (Figura 41 f). Pode-se então especificar os parâmetros do ensaio no *software*.

Figura 41 – Etapas do preparo do corpo de prova



Fonte: Autora.

3.2.2.1 Ensaio de MR

O ensaio de MR foi realizado nas amostras de solo AE, mistura AEKR20%, solo JP6 e mistura JP6C3%. Como não se sabia qual era o comportamento da mistura AEKR20%, para esse material foram feitos ensaios de módulo de resiliência considerando o material como solo não estabilizado quimicamente (DNIT 134/2010 – ME), assim como considerando-o como material estabilizado (DNIT 181/2018 – ME).

Os ensaios de MR para solos e materiais não estabilizados quimicamente foram feitos de acordo com a norma DNIT 134/2010 – ME. O aparelho opera a uma frequência de 1 Hz, sendo 0,1 s de carga e 0,9 s de repouso. A norma especifica que, para o condicionamento, devem ser feitas três sequências com pares diferentes de tensões desvio e confinante, cada uma com 500 ciclos. A seguir devem ser feitas 18 sequências com pares diferentes de tensões desvio e confinante com no mínimo dez ciclos. O MR de cada par de tensões é definido como a média dos resultados dos

últimos 5 ciclos de cada sequência. Para este ensaio, foram moldados para cada mistura estudada pelo menos três corpos de prova, como recomendado pela norma. Não houve tempo de cura para os solos puros. Para a mistura JP6C3%, os tempos de cura foram de 7 e 28 dias enquanto para a mistura AEKR20%, de 7, 14 e 28 dias.

Os ensaios de MR para materiais estabilizados foram feitos de acordo com a norma DNIT 181/2018 – ME. Nesse ensaio, apesar de se utilizar o equipamento triaxial de cargas repetidas, não se usa a tensão confinante, conforme consta na especificação da norma. A frequência do ensaio é de 1 Hz, sendo 0,1 s de carga e 0,9 s de repouso. Para esse teste não há sequências de condicionamento. Na norma estão propostas cinco tensões verticais diferentes e ela estabelece que as deformações medidas se situem entre 25 e 50 μm , sendo as tensões adequadas de acordo com as deformações. Para cada tensão devem ser feitos 50 ciclos, sendo que o MR leva em consideração apenas o valor médio do deslocamento resiliente dos últimos cinco ciclos de cada tensão vertical. Esses ensaios devem ser realizados em três corpos de prova, e os resultados não podem diferir 10% da média.

3.2.2.2 Ensaio de DP

O ensaio de DP foi realizado nas amostras de solo AE, mistura AEKR20% e mistura JP6C3%, materiais utilizados na execução das camadas das pistas experimentais. No MeDiNa, esses materiais são analisados seguindo modelos considerados para materiais não estabilizados quimicamente, i.e., seu modo de ruptura é considerado por deformação permanente somente.

Esse ensaio é preconizado na norma DNIT 179/2018 – IE. De acordo com a norma, deve-se ensaiar no mínimo seis corpos de prova, e cada CP deve ser submetido a um par diferente de tensões desvio e confinante. No entanto, a IS-247 determina que sejam feitos no mínimo três corpos de prova. Assim, neste trabalho, para cada mistura e tempo de cura estudados (mistura JP6C3%: 7 e 28 dias; mistura AEKR20%: 7 e 14 dias), foram feitos pelo menos três CPs. A norma especifica que a frequência seja entre 1 e 5 Hz, sendo recomendada a frequência de 2 Hz, o que foi utilizado neste trabalho. Ou seja, o pulso de carga foi de 0,1 s e o tempo de repouso de 0,4 s. Inicialmente são feitos 50 ciclos de condicionamento e em seguida o ensaio ocorre com 150.000 ciclos para o par de tensões estabelecido. Através do resultado de todos

os CPs é possível, por meio de regressão múltipla não linear, determinar os parâmetros da equação de deformação permanente.

Importante destacar que o equipamento triaxial usado nos ensaios manteve uma tensão de contato entre os ciclos. O valor usado foi igual a 10% do valor da tensão do ciclo. No entanto, nas normas brasileiras utilizadas como referência para esses ensaios, não há especificação para tensões de contato.

3.3 SIMULAÇÕES NO MEDINA

As pistas experimentais foram avaliadas no MeDiNa a fim de se obter previsões de desempenho ao longo do período de projeto. Neste trabalho, utilizou-se a versão v.1.1.5.0 (MeDiNa, 2020).

Os dados de entrada de MR e DP dos materiais para camadas de base, sub-base e subleito utilizados nas simulações foram provenientes da caracterização dos materiais realizadas neste estudo, assim como outros dados de caracterização geotécnica também foram adicionados provenientes de outros estudos.

Para o concreto asfáltico não foi possível realizar ensaios de caracterização de desempenho. No entanto, como observou-se que nas pistas não houve ruptura por trincamento, onde poderia haver uma contribuição do concreto asfáltico e interferir no percentual de área trincada, conforme considerações utilizadas no MeDiNa, acredita-se que a ausência destes dados do material não afeta de forma significativa a análise aqui realizada. Dessa forma, para o concreto asfáltico, embora não seja o recomendável, mas dadas as limitações, foram adotados valores de entrada do banco de dados selecionando uma mistura de asfalto borracha pré-caracterizada.

Os dados de tráfego, importante dado de entrada, foram determinadas pelo levantamento feito pela concessionária, conforme consta no trabalho de Furieri (2019).

Como o MeDiNa utiliza diferentes modelos de desempenho em cada camada, a depender do material que a constitui e o modelo de ruptura da mesma durante os ciclos, de posse dos resultados encontrados nos ensaios de laboratório, definiu-se que as camadas das pistas estudadas seriam analisadas de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 – Representação das camadas no MeDINA

	Camada	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
Pista 01	Material	Concreto asfáltico modificado com borracha	Material granular	Material fino, siltoso ou argiloso	Subleito
	Modelo de MR	Elástico linear	Elástico não linear	Elástico não linear	Elástico não linear
	Modelo de Ruptura	Fadiga	Deformação permanente	Deformação permanente	Deformação permanente
		$N_{fad} = k_1 \times (\varepsilon_t)^{k_2}$	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \theta^{k_4}$		
Pista 02	Material	Concreto asfáltico modificado com borracha	Material granular	Material granular	Subleito
	Modelo de MR	Elástico linear	Elástico não linear	Elástico não linear	Elástico não linear
	Modelo de Ruptura	Fadiga	Deformação permanente	Deformação permanente	Deformação permanente
		$N_{fad} = k_1 \times (\varepsilon_t)^{k_2}$	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \theta^{k_4}$		

Fonte: Autora.

Posteriormente à inserção do projeto no método realizou-se a análise da estrutura. Entre os resultados disponíveis está a evolução mensal do afundamento de trilha de roda, dado fundamental para a análise deste trabalho.

Por fim, foi possível comparar os resultados encontrados em campo nas pistas experimentais com aqueles previstos computacionalmente. Também foi possível comparar os resultados das duas pistas, verificando qual apresentou maior ou menor deformação em campo e no método.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos após a realização dos ensaios laboratoriais de MR e DP propostos, bem como os resultados das simulações no MeDiNa e as comparações realizadas entre as previsões do MeDiNa e os dados reais obtidos nos levantamentos em campo.

4.1 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS

4.1.1 Módulo de resiliência

A fim de caracterizar e entender o comportamento dos materiais, realizou-se o ensaio de módulo de resiliência de cada mistura de acordo com a norma DNIT 134/2010 – ME. Para entender melhor o comportamento da mistura de solo AE com KR, para essa mistura também foram feitos ensaios de módulo de resiliência considerando a mistura como um material estabilizado, seguindo a norma DNIT 181/2018. Todos os CPs do solo AE e da mistura AEKR20% foram compactados na energia intermediária, enquanto os de solo JP6 e mistura JP6C3% foram realizados na energia modificada. Os resultados podem ser visualizados a seguir.

4.1.1.1 Solo AE – Subleito

Os resultados do ensaio de MR para o solo AE podem ser visualizados na Tabela 12 e nos Gráficos 25 a 27.

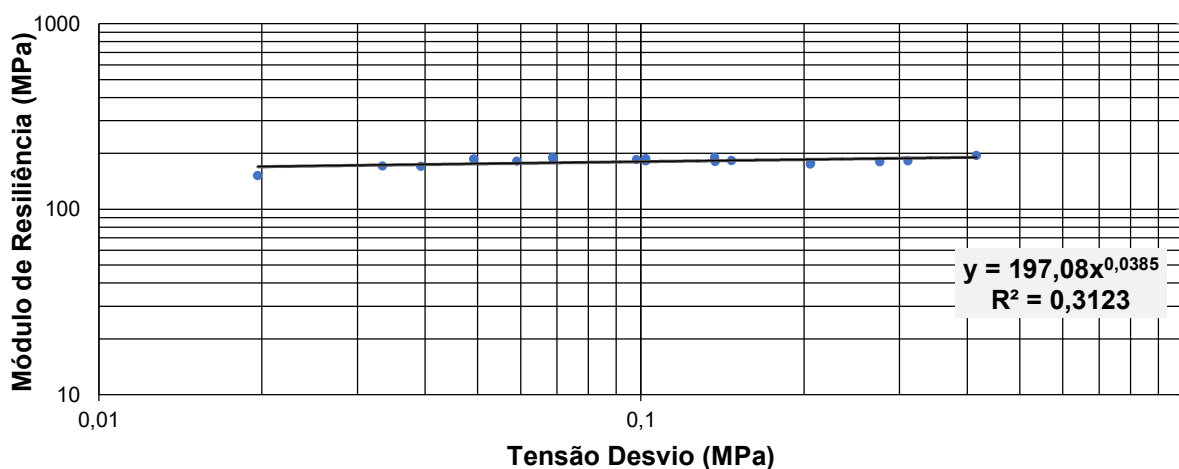
Tabela 12 – Ensaio do MR do solo AE

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,15%	1,66%	1,19E-04	151,407
	0,040	0,020	0,039	0,08%	1,64%	2,10E-04	170,388
	0,060	0,020	0,059	0,15%	1,63%	2,95E-04	181,394
0,035	0,035	0,035	0,033	0,05%	4,56%	1,81E-04	170,517
	0,070	0,035	0,069	0,08%	1,61%	3,33E-04	187,253
	0,105	0,035	0,102	0,22%	2,72%	5,09E-04	181,882
0,050	0,050	0,050	0,049	0,07%	1,53%	2,39E-04	186,709
	0,100	0,050	0,098	0,05%	1,81%	4,79E-04	185,043
	0,150	0,050	0,147	0,09%	2,02%	7,26E-04	182,372
0,070	0,070	0,070	0,069	0,01%	1,73%	3,28E-04	190,091

	0,140	0,070	0,137	0,06%	1,94%	6,84E-04	180,791
	0,210	0,070	0,205	0,05%	2,15%	1,06E-03	175,057
0,105	0,105	0,105	0,102	0,04%	2,76%	4,95E-04	186,878
	0,210	0,105	0,206	0,10%	2,03%	1,05E-03	177,165
	0,315	0,105	0,311	0,03%	1,19%	1,55E-03	181,625
0,140	0,140	0,140	0,137	0,02%	2,23%	6,49E-04	190,264
	0,280	0,140	0,276	0,04%	1,46%	1,38E-03	180,146
	0,420	0,140	0,416	0,02%	0,97%	1,92E-03	194,975

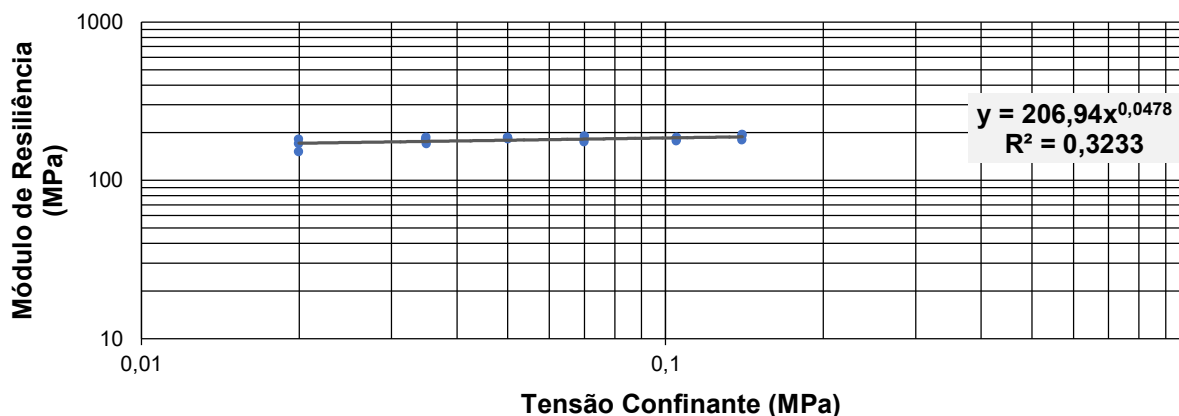
Fonte: Autora.

Gráfico 25 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Solo AE



Fonte: Autora.

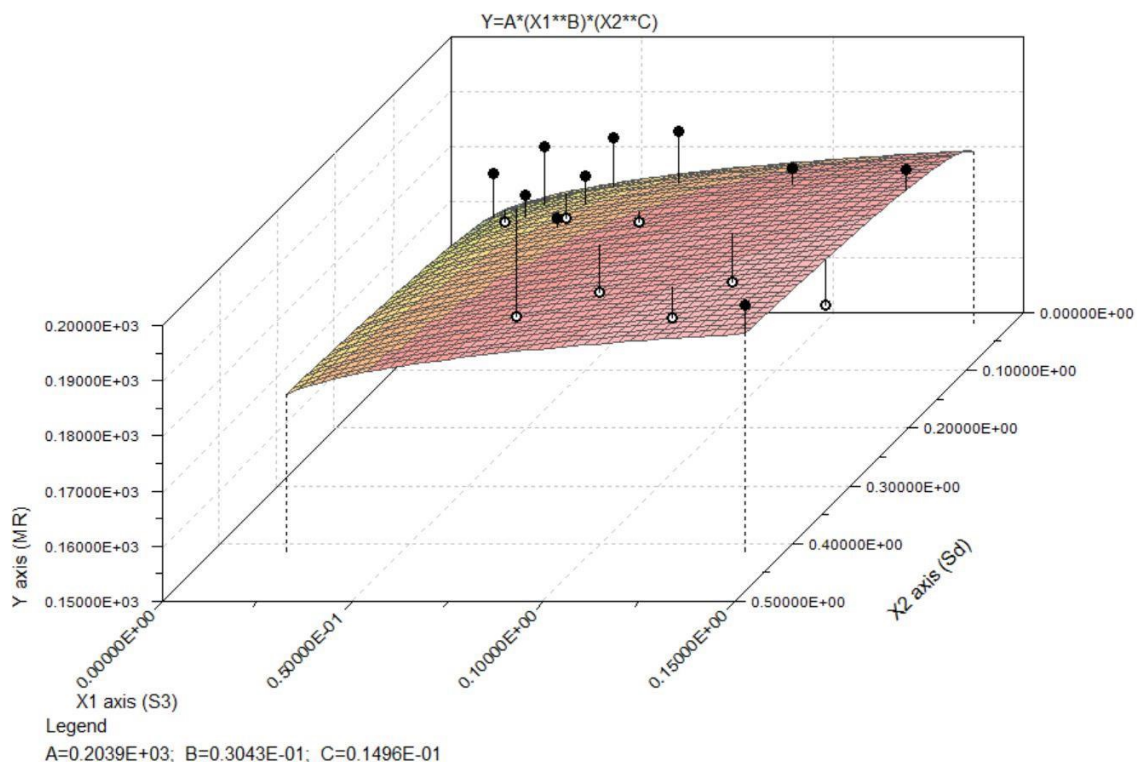
Gráfico 26 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Solo AE



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). Os resultados encontrados estão representados no Gráfico 27.

Gráfico 27 – Comportamento do solo AE pelo modelo composto do MR



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,204 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,304 \times 10^{-1}$$

$$k_3 = 0,150 \times 10^{-1}$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (8) é a função do MR do solo AE.

$$MR = 203,941 \times \sigma_3^{0,030} \sigma_d^{0,015} \quad (8)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,3395$.

Ao analisar os dados anteriormente expostos, percebe-se que os resultados encontrados para o solo AE não se adequam bem a nenhuma das equações propostas, resultando em baixos valores de R^2 . Percebe-se também que a variação das tensões, tanto as de confinamento quanto a tensão desvio, não tem efeito no valor do Módulo de Resiliência do material.

4.1.1.2 Mistura AEKR20%

Os resultados dos ensaios de MR para a mistura de solo com concentração de 20% de KR são apresentados nas Tabelas 13 a 15 e Gráficos 28 a 36. Para avaliar a influência do tempo de cura no MR, os ensaios foram feitos com 7, 14 e 28 dias de cura.

Tabela 13 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 7 dias de cura

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,27%	0,27%	8,43E-05	219,506
	0,040	0,020	0,040	0,21%	0,13%	1,58E-04	232,615
	0,060	0,020	0,060	0,51%	0,11%	2,06E-04	264,824
0,035	0,035	0,035	0,034	0,08%	2,63%	1,38E-04	229,509
	0,070	0,035	0,070	0,10%	0,35%	2,25E-04	281,369
	0,105	0,035	0,104	0,02%	1,41%	2,76E-04	341,149
0,050	0,050	0,050	0,050	0,23%	0,04%	1,66E-04	274,847
	0,100	0,050	0,100	0,23%	0,20%	2,60E-04	347,083
	0,150	0,050	0,149	0,04%	0,48%	3,58E-04	377,040
0,070	0,070	0,070	0,070	0,09%	0,45%	1,83E-04	347,920
	0,140	0,070	0,139	0,08%	0,42%	3,41E-04	369,973
	0,210	0,070	0,209	0,08%	0,42%	4,47E-04	422,104
0,105	0,105	0,105	0,104	0,04%	1,34%	2,75E-04	342,921
	0,210	0,105	0,209	0,10%	0,46%	4,56E-04	413,990
	0,315	0,105	0,313	0,08%	0,77%	5,98E-04	472,430
0,140	0,140	0,140	0,139	0,06%	0,41%	3,37E-04	374,924
	0,280	0,140	0,279	0,06%	0,49%	5,51E-04	456,911
	0,420	0,140	0,418	0,04%	0,41%	7,24E-04	520,734

Fonte: Autora.

Gráfico 28 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 7 dias de cura

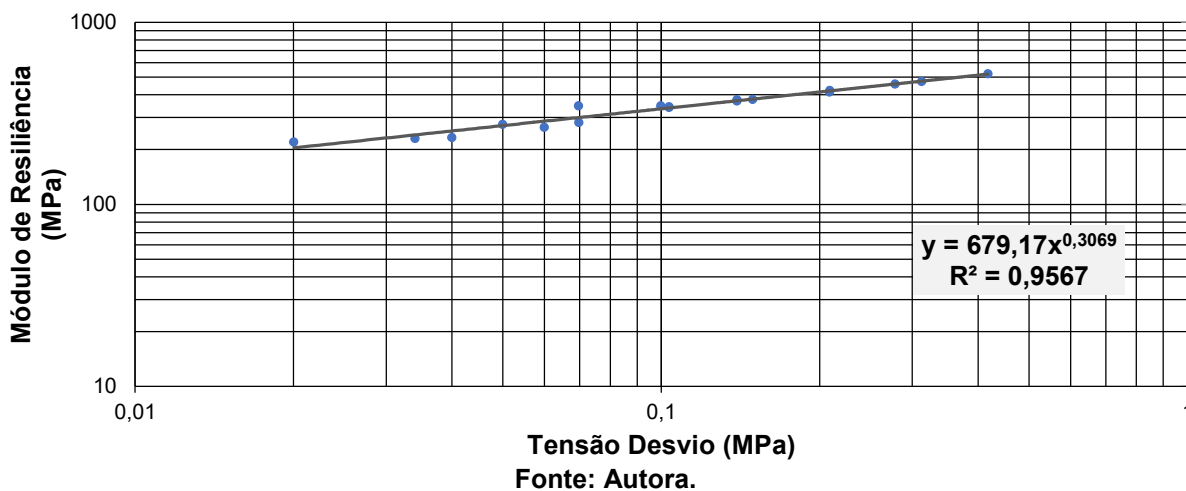
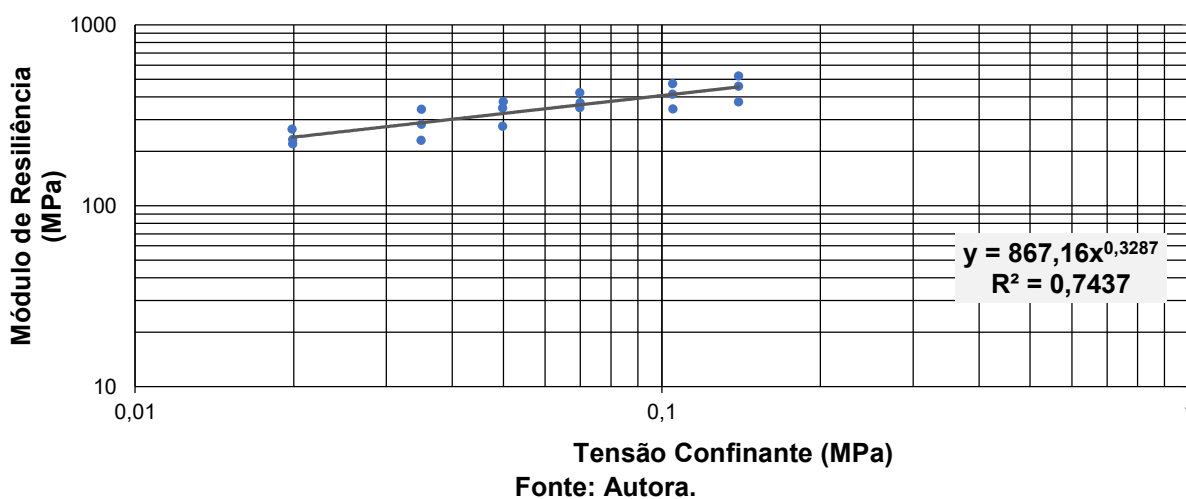
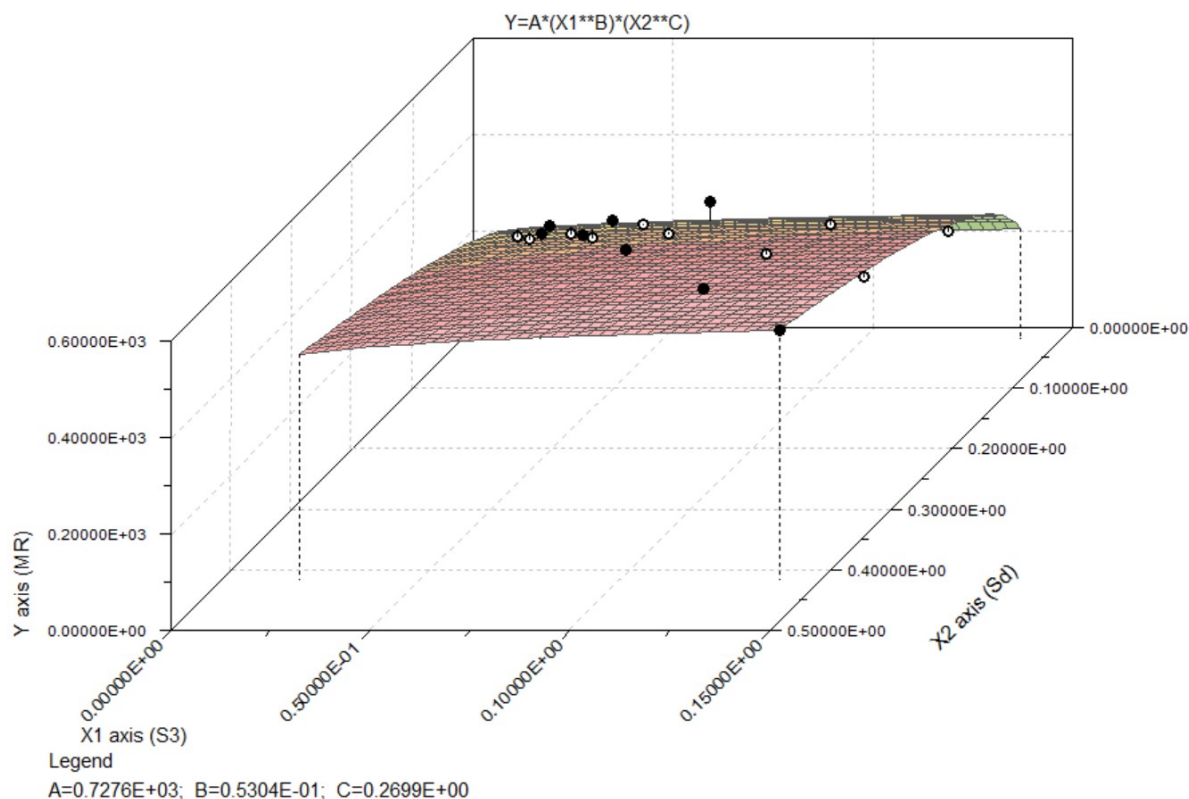


Gráfico 29 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 7 dias de cura



Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). Os resultados encontrados estão representados no Gráfico 30.

Gráfico 30 – Comportamento da mistura AEKR20% com 7 dias de cura pelo modelo composto do MR



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,7276 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,5304 \times 10^{-1}$$

$$k_3 = 0,2699$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (9) é a função do MR da mistura AEKR20% com 7 dias de cura.

$$MR = 727,564 \times \sigma_3^{0,053} \sigma_d^{0,2699} \quad (9)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9744$. Sabendo que quanto mais próximo de 1 é o R^2 , mais adequados os pontos estão à curva proposta, percebe-se que para essa mistura o modelo composto é o que deve ser utilizado nas análises desse material.

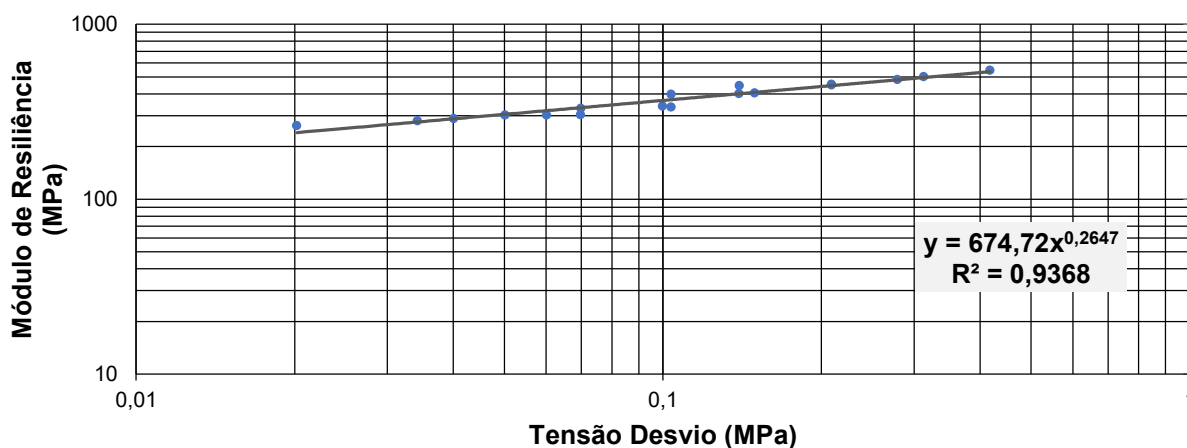
A Tabela 14 e os Gráficos 31 a 33 representam os resultados obtidos para a mistura AEKR20% com 14 dias de cura.

Tabela 14 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 14 dias de cura

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,28%	0,98%	7,07E-05	263,405
	0,040	0,020	0,040	0,04%	0,33%	1,28E-04	289,234
	0,060	0,020	0,060	0,10%	0,26%	1,81E-04	303,012
0,035	0,035	0,035	0,034	0,14%	2,11%	1,13E-04	280,456
	0,070	0,035	0,070	0,19%	0,26%	2,09E-04	304,086
	0,105	0,035	0,104	0,09%	1,24%	2,81E-04	335,799
0,050	0,050	0,050	0,050	0,04%	0,33%	1,52E-04	301,986
	0,100	0,050	0,100	0,27%	0,17%	2,66E-04	339,681
	0,150	0,050	0,149	0,05%	0,37%	3,35E-04	404,272
0,070	0,070	0,070	0,070	0,09%	0,22%	1,92E-04	331,075
	0,140	0,070	0,139	0,01%	0,36%	3,15E-04	401,078
	0,210	0,070	0,209	0,02%	0,40%	4,19E-04	449,879
0,105	0,105	0,105	0,104	0,10%	1,25%	2,37E-04	398,422
	0,210	0,105	0,209	0,01%	0,40%	4,17E-04	452,511
	0,315	0,105	0,313	0,03%	0,73%	5,63E-04	501,155
0,140	0,140	0,140	0,140	0,05%	0,26%	2,83E-04	445,782
	0,280	0,140	0,279	0,02%	0,40%	5,20E-04	483,311
	0,420	0,140	0,418	0,08%	0,52%	6,88E-04	546,774

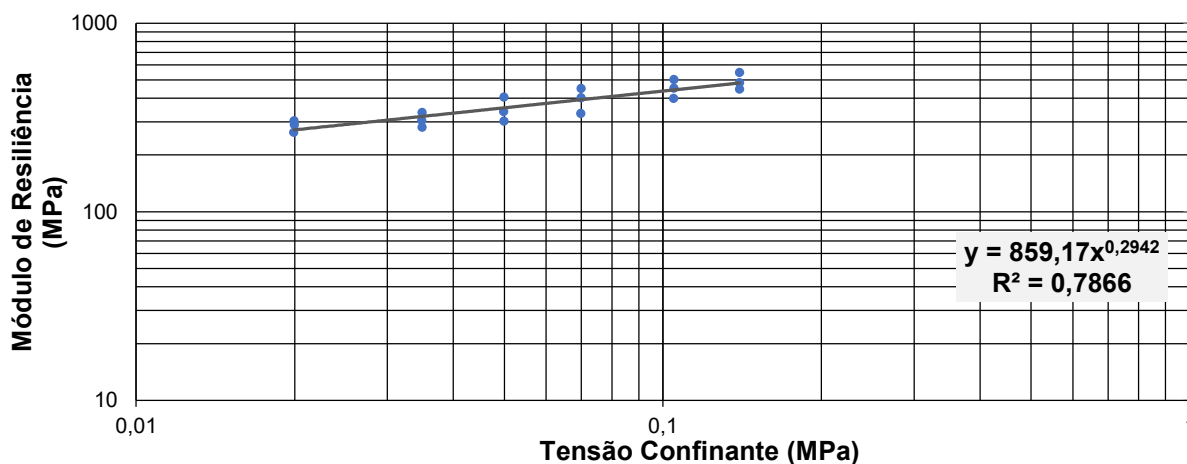
Fonte: Autora.

Gráfico 31 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 14 dias de cura



Fonte: Autora.

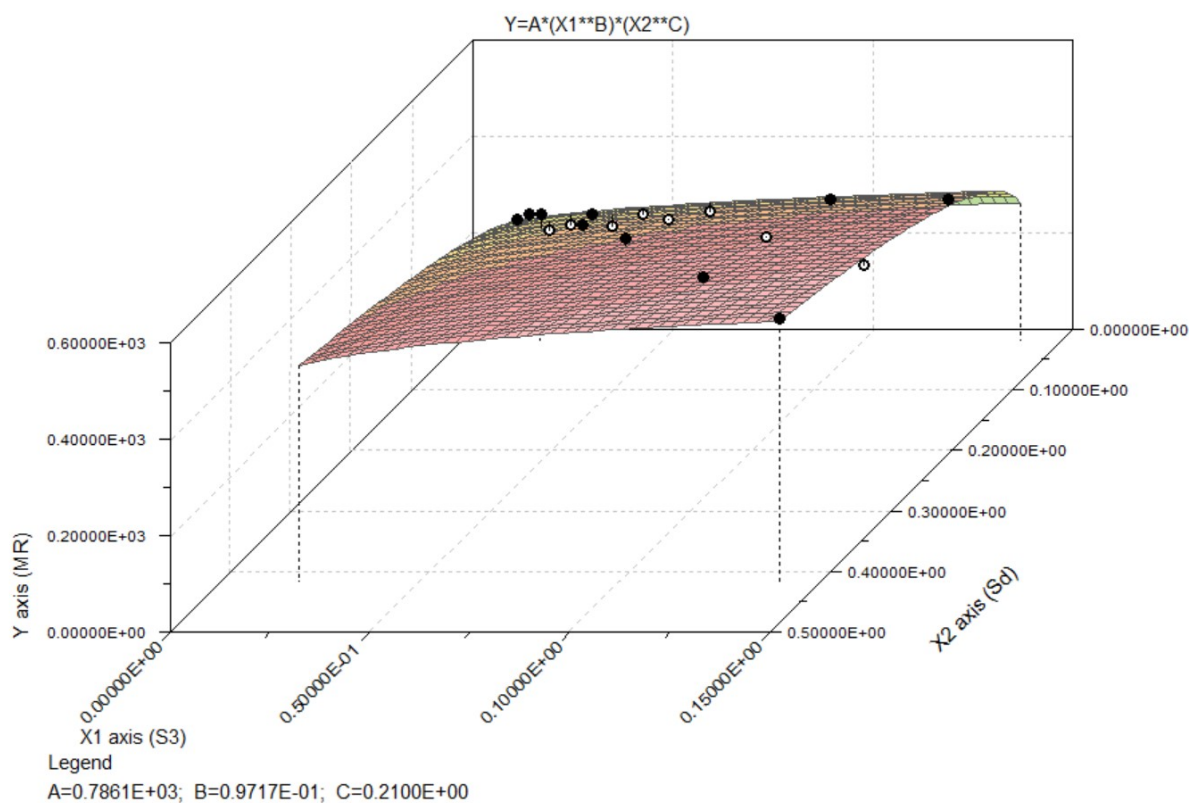
Gráfico 32 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 14 dias de cura



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). Os resultados encontrados estão representados no Gráfico 33.

Gráfico 33 – Comportamento da mistura AEKR20% com 14 dias de cura pelo modelo composto do MR



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,7861 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,9717 \times 10^{-1}$$

$$k_3 = 0,2100$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (10)(8) é a função do MR da mistura AEKR20% com 14 dias de cura.

$$MR = 786,135 \times \sigma_3^{0,097} \sigma_d^{0,21} \quad (10)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9724$. Novamente, o maior valor de R^2 foi percebido para o modelo composto, indicando que esse modelo deve ser o utilizado nas análises desse material.

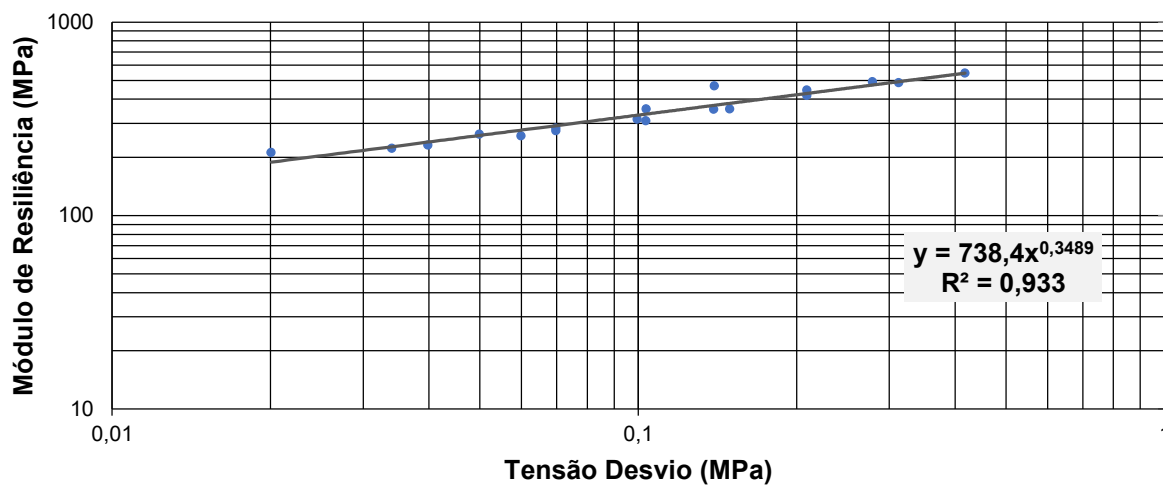
A Tabela 15 e os Gráficos 34 a 36 representam os resultados obtidos para a mistura AEKR20% com 28 dias de cura.

Tabela 15 – Ensaio do MR da mistura AEKR20% – 28 dias de cura

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,44%	0,44%	8,80E-05	211,604
	0,040	0,020	0,040	0,07%	0,20%	1,57E-04	231,488
	0,060	0,020	0,060	0,05%	0,20%	2,11E-04	257,989
0,035	0,035	0,035	0,034	0,09%	2,68%	1,41E-04	222,654
	0,070	0,035	0,070	0,21%	0,27%	2,31E-04	274,793
	0,105	0,035	0,103	0,12%	1,45%	3,05E-04	308,972
0,050	0,050	0,050	0,050	0,14%	0,10%	1,73E-04	262,724
	0,100	0,050	0,100	0,08%	0,42%	2,87E-04	315,226
	0,150	0,050	0,149	0,25%	0,48%	3,80E-04	355,579
0,070	0,070	0,070	0,070	0,10%	0,29%	2,25E-04	282,656
	0,140	0,070	0,139	0,11%	0,52%	3,56E-04	354,078
	0,210	0,070	0,209	0,05%	0,40%	4,54E-04	416,496
0,105	0,105	0,105	0,104	0,01%	1,35%	2,66E-04	355,826
	0,210	0,105	0,209	0,03%	0,43%	4,24E-04	445,660
	0,315	0,105	0,313	0,11%	0,72%	5,80E-04	486,247
0,140	0,140	0,140	0,140	0,04%	0,32%	2,71E-04	467,244
	0,280	0,140	0,279	0,06%	0,39%	5,11E-04	491,924
	0,420	0,140	0,418	0,01%	0,44%	6,93E-04	543,831

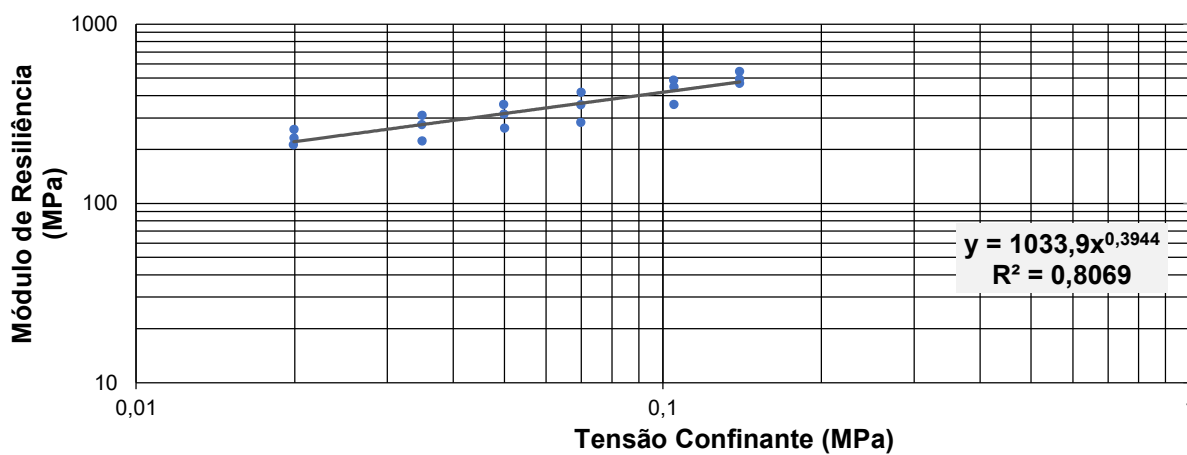
Fonte: Autora.

Gráfico 34 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

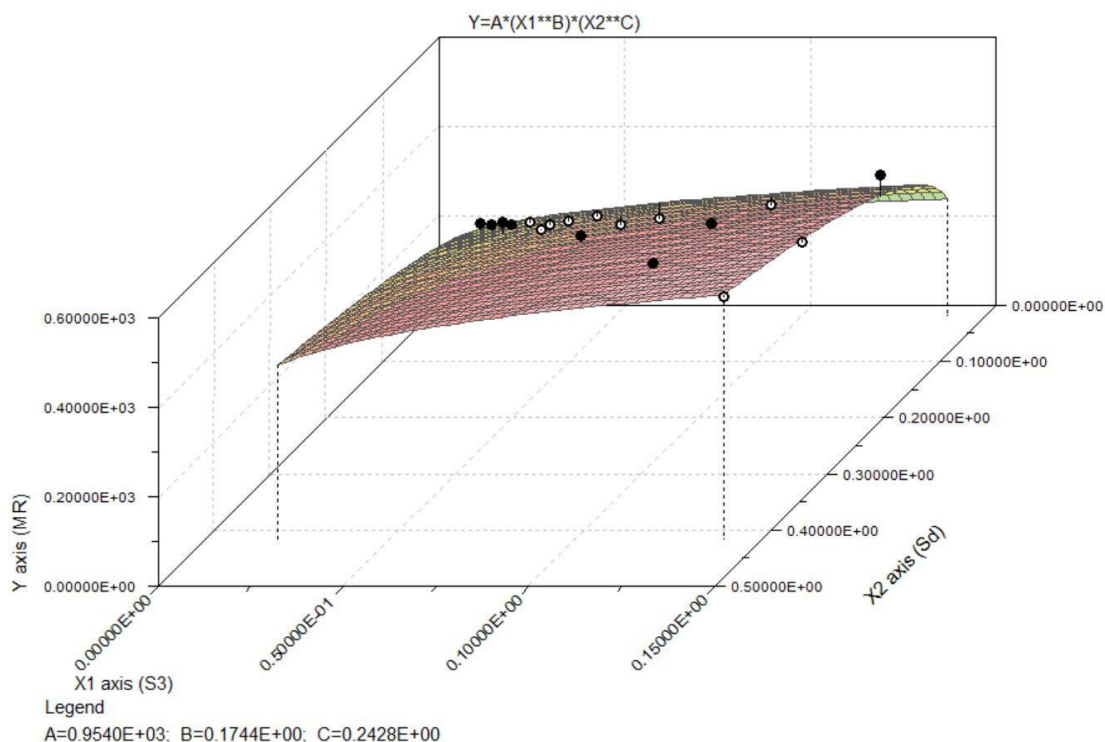
Gráfico 35 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). Os resultados encontrados estão representados no Gráfico 36.

Gráfico 36 – Comportamento da mistura AEKR20% com 28 dias de cura pelo modelo composto do MR



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,954 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,1744$$

$$k_3 = 0,2428$$

$$k_4 = 0$$

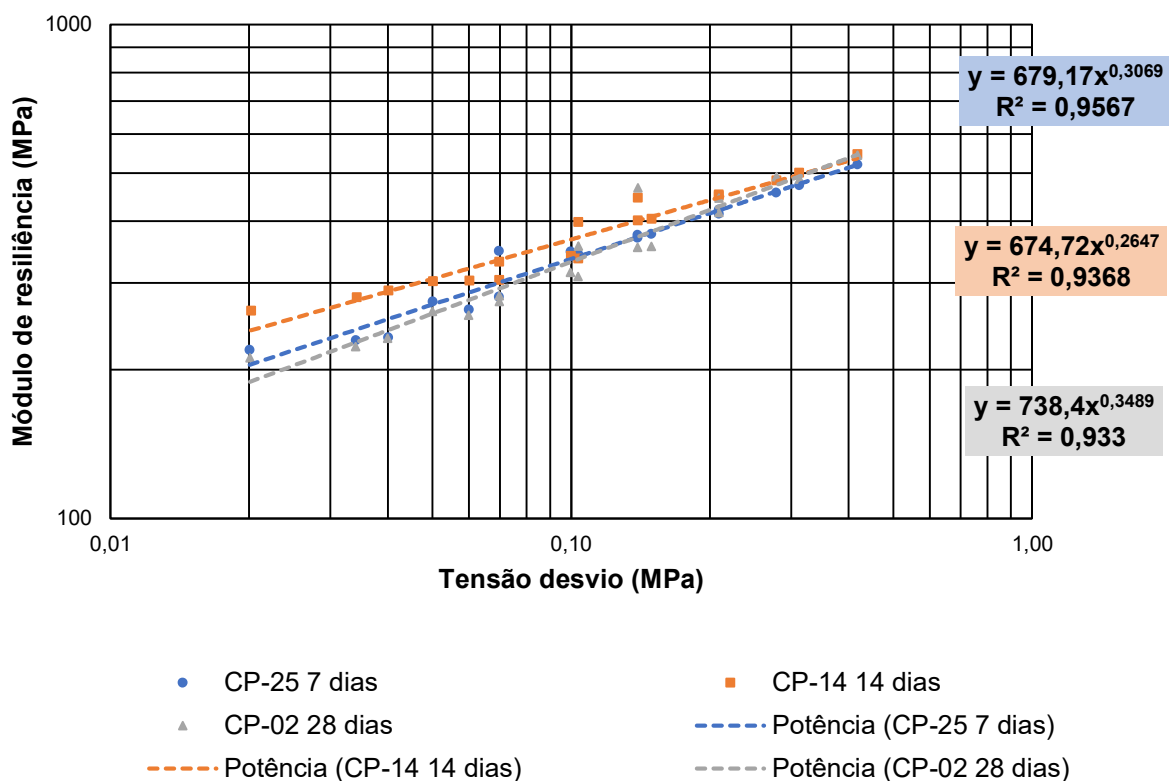
A Eq. (11) é a função do MR da mistura AEKR20% com 28 dias de cura.

$$MR = 953,997 \times \sigma_3^{0,174} \sigma_d^{0,243} \quad (11)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9716$. Sendo esse o maior valor de R^2 entre os três anteriormente expostos para esse material, o modelo composto é o que melhor se adequa ao estudo.

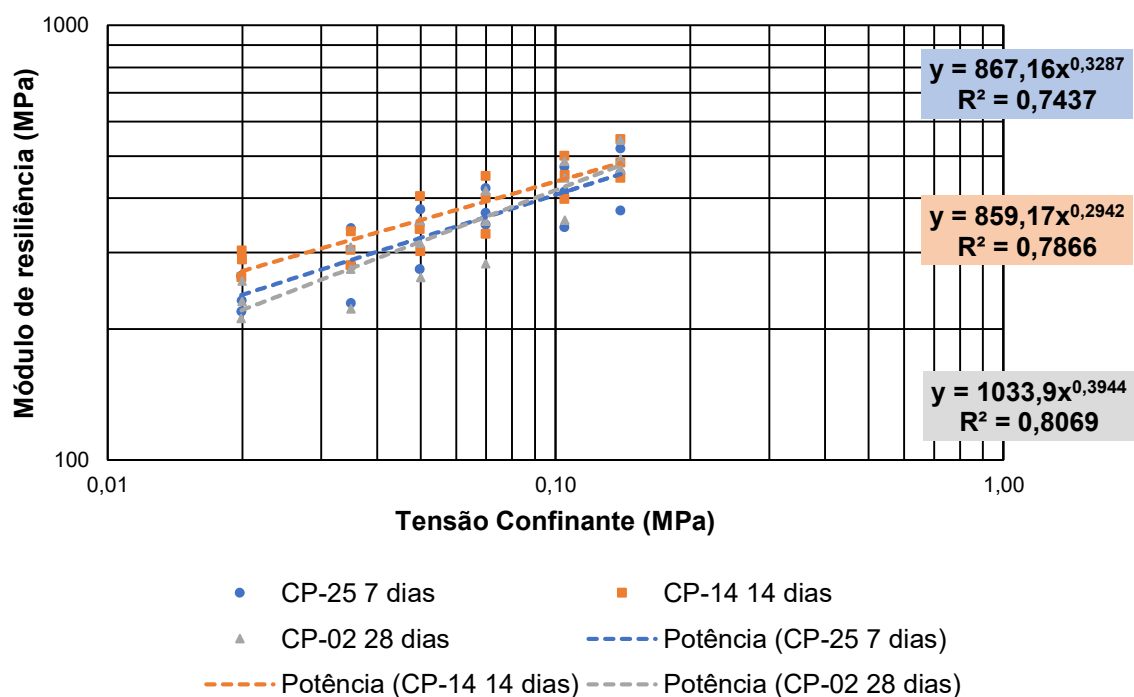
De modo a facilitar a análise da influência da cura no MR em função das tensões desvio e confinantes, foram gerados os Gráficos 37 e 38, expostos a seguir.

Gráfico 37 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura AEKR20% – 7, 14 e 28 dias de cura



Fonte: Autora.

Gráfico 38 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura AEKR20% – 7, 14 e 28 dias de cura



Fonte: Autora.

Examinando-se os resultados dos ensaios de MR para a mistura AEKR20%, constata-se que a variação de ambas as tensões resulta em variação do valor do MR. Assim, o incremento de tensões, seja desvio ou confinante, resulta em incremento no valor do MR. Nesse caso, confirma-se que utilizar o modelo composto do MR trata-se da melhor representação para a mistura. Após a investigação, observa-se também que o tempo de cura não causa variações significativas nos valores de MR. Nota-se também que os valores de MR para os pares de tensão da norma são considerados baixos quando comparados com MR de materiais estabilizados, indicando que, apesar da incorporação de KR alterar o comportamento do solo AE puro, a mistura poderia ser comparada a um material melhorado mas os incrementos não são tão significativos a ponto de ser considerada um material estabilizado no MeDiNa.

Com o propósito de corroborar com essa última constatação, foram então realizados ensaios de módulo de resiliência considerando a mistura como um material estabilizado, verificando como o material se comportaria seguindo o procedimento de ensaio da norma DNIT 181/2018 – ME. Para esse ensaio, os corpos de prova também tiveram cura de 7, 14 e 28 dias. Os resultados do ensaio para o tempo de 7 dias de cura podem ser visualizados nas Tabelas 16 a 18.

Tabela 16 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP31

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,099	0,062	3,07E-04	293,076
2	0,180	0,099	4,90E-04	367,103
3	0,270	0,130	6,44E-04	418,620
4	0,359	0,147	7,28E-04	493,122
5	0,448	0,171	8,48E-04	528,922

Fonte: Autora.

Tabela 17 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP32

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,099	0,077	3,83E-04	234,637
2	0,180	0,111	5,51E-04	326,274
3	0,269	0,142	7,04E-04	382,807
4	0,359	0,164	8,14E-04	441,193
5	0,449	0,189	9,38E-04	478,383

Fonte: Autora.

Tabela 18 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 7 dias de cura – CP33

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,099	0,077	3,84E-04	232,865
2	0,179	0,113	5,63E-04	317,963
3	0,269	0,140	6,95E-04	386,751
4	0,359	0,161	7,99E-04	449,051
5	0,448	0,186	9,26E-04	484,063

Fonte: Autora.

Os resultados do ensaio para o tempo de 14 dias de cura podem ser visualizados nas Tabelas 19 a 21.

Tabela 19 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP20

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,099	0,065	3,24E-04	277,115
2	0,179	0,102	5,09E-04	352,109
3	0,269	0,133	6,62E-04	405,855
4	0,358	0,158	7,86E-04	455,822
5	0,448	0,183	9,07E-04	494,155

Fonte: Autora.

Tabela 20 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP21

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,099	0,056	2,78E-04	322,600
2	0,179	0,080	3,98E-04	451,029
3	0,269	0,110	5,47E-04	491,695
4	0,359	0,134	6,64E-04	540,784
5	0,448	0,148	7,36E-04	609,370

Fonte: Autora.

Tabela 21 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 14 dias de cura – CP28

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,100	0,060	3,01E-04	299,460
2	0,180	0,089	4,46E-04	403,799
3	0,269	0,114	5,69E-04	473,159
4	0,359	0,133	6,61E-04	543,459
5	0,449	0,153	7,64E-04	587,513

Fonte: Autora.

Os resultados do ensaio para o tempo de 28 dias de cura podem ser visualizados nas Tabelas 22 a 24.

Tabela 22 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP10

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,103	0,160	7,98E-04	128,840
2	0,208	0,189	9,47E-04	219,125
3	0,326	0,214	1,07E-03	305,068
4	0,461	0,243	1,22E-03	379,091
5	0,627	0,281	1,41E-03	445,156

Fonte: Autora.

Tabela 23 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP11

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,103	0,158	7,92E-04	129,989
2	0,207	0,195	9,78E-04	211,862
3	0,328	0,220	1,10E-03	297,646
4	0,465	0,239	1,20E-03	387,543
5	0,648	0,276	1,38E-03	468,153

Fonte: Autora.

Tabela 24 – Ensaio do módulo de resiliência da mistura AEKR20% – 28 dias de cura – CP12

Ciclo	Tensão vertical (MPa)	Deslocamento recuperável (mm)	Deformação resiliente	Módulo de Resiliência (MPa)
1	0,103	0,172	8,60E-04	119,514
2	0,208	0,221	1,11E-03	188,532
3	0,327	0,256	1,28E-03	255,426
4	0,467	0,284	1,42E-03	329,210
5	0,657	0,320	1,60E-03	409,451

Fonte: Autora.

Pelo modelo proposto por Ayres (1997), considera-se que os materiais estabilizados quimicamente tenham um módulo de resiliência sigmoidal, ou seja, no início o valor do módulo é máximo, sendo o material considerado uma estrutura única, rígida. No entanto, com o passar do tempo e as solicitações recebidas pelo material, o material sofreria dano e, no final da vida útil do projeto estaria tão fragmentado, que poderia ser considerado um material granular, com um módulo inferior ao inicial e próximo do valor do módulo do material puro, sem o estabilizante. Em outras palavras, o material estabilizado quimicamente, por não ser resiliente, tende a ter pequenas deformações, e após a fadiga, dissipa a energia através de trincas. Dessa maneira, espera-se para

materiais estabilizados que o MR não varie de acordo com as tensões aplicadas, mas sim com o número de ciclos de carga.

No entanto, esse comportamento não foi verificado nos ensaios com a mistura AEKR20%. Atenta-se para o fato de que, novamente, o maior tempo de cura não resultou em aumentos significativos de valores de MR. De forma semelhante, os diferentes tempos de cura não interferiram nos valores das deformações. Desse modo, enquanto a norma DNIT 181/2018 estabelece que os valores de deslocamento estejam no intervalo entre 25 e 50 μm , os valores encontrados nos ensaios foram superiores, estando entre 62 e 189 μm , para 7 dias de cura; 56 e 183 μm , para 14 dias; e 158 e 320 μm , para 28 dias. Esses resultados indicam que o material tem certa resiliência, visto que sofre grandes deformações em vez de trincar. Ainda se percebe que, com o aumento das tensões, houve também aumento dos valores de MR, o que não condiz com o previsto para os materiais estabilizados. Por fim, os valores de MR são baixos se comparados com valores de materiais estabilizados, estabelecendo-se assim que a mistura estudada realmente se comporta como um material melhorado e não como um estabilizado.

4.1.1.3 Solo JP6

Os resultados do ensaio de MR para o solo JP6 podem ser visualizados na Tabela 25 e nos Gráficos 39 a 41.

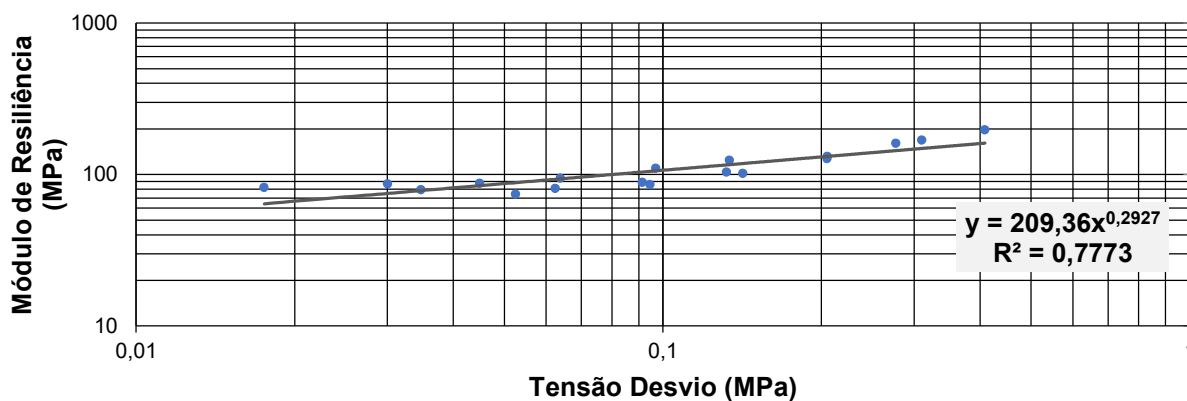
Tabela 25 – Ensaio do MR do solo JP6

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ε_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,018	0,28%	12,39%	1,94E-04	82,023
	0,040	0,020	0,035	0,07%	13,12%	3,93E-04	79,311
	0,060	0,020	0,053	0,54%	12,46%	6,35E-04	73,898
0,035	0,035	0,035	0,030	0,12%	14,16%	3,17E-04	86,659
	0,070	0,035	0,062	0,00%	10,74%	6,93E-04	80,684
	0,105	0,035	0,095	0,15%	10,00%	9,91E-04	85,699
0,050	0,050	0,050	0,045	0,13%	10,22%	4,61E-04	87,342
	0,100	0,050	0,091	0,06%	8,59%	9,22E-04	88,676
	0,150	0,050	0,142	0,24%	5,40%	1,26E-03	101,446
0,070	0,070	0,070	0,064	0,03%	8,76%	6,05E-04	94,528
	0,140	0,070	0,132	0,04%	5,59%	1,15E-03	103,545

	0,210	0,070	0,205	0,13%	2,45%	1,45E-03	126,956
	0,105	0,105	0,097	0,10%	7,61%	7,96E-04	109,717
0,105	0,210	0,105	0,205	0,02%	2,21%	1,40E-03	131,805
	0,315	0,105	0,310	0,01%	1,54%	1,66E-03	168,360
0,140	0,140	0,140	0,134	0,09%	4,45%	9,69E-04	124,103
	0,280	0,140	0,277	0,03%	1,09%	1,56E-03	160,229
	0,420	0,140	0,409	0,02%	2,68%	1,87E-03	196,693

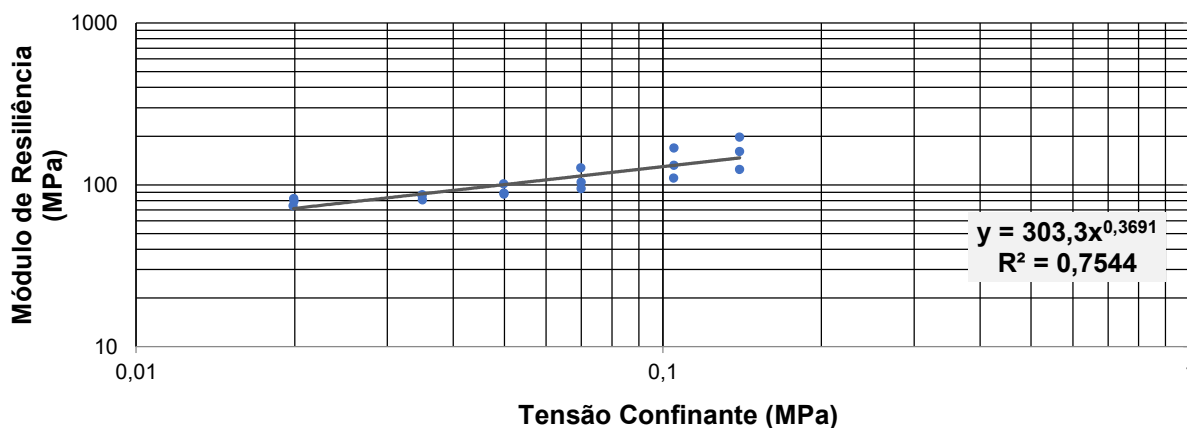
Fonte: Autora.

Gráfico 39 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Solo JP6



Fonte: Autora.

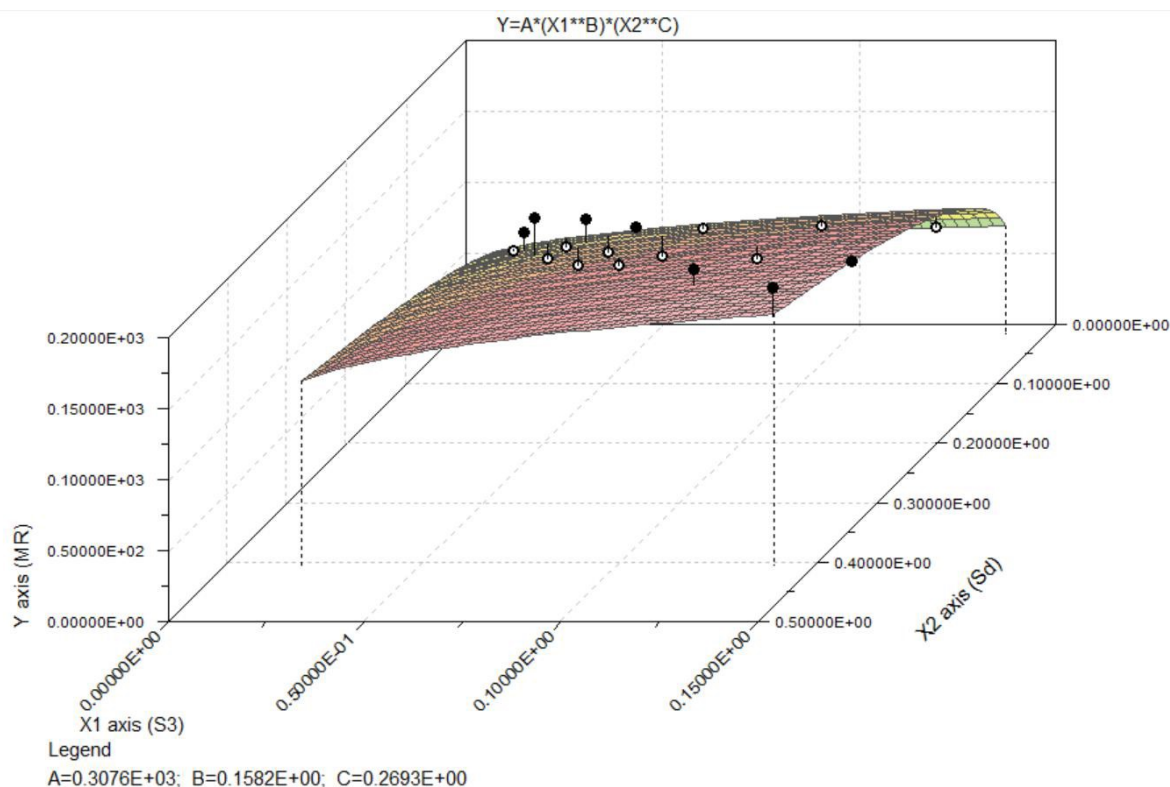
Gráfico 40 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Solo JP6



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). Os resultados encontrados estão representados no Gráfico 41.

Gráfico 41 – Comportamento do solo JP6 pelo modelo composto do MR



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,3076 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,1582$$

$$k_3 = 0,2693$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (12) é a função do MR do solo JP6.

$$MR = 307,588 \times \sigma_3^{0,158} \sigma_d^{0,269} \quad (12)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,8880$. Como o modelo composto apresentou o maior R^2 , trata-se do modelo que melhor se adequa na previsão do MR para o solo JP6.

Constata-se que para o solo JP6, na determinação do MR, há influência tanto da tensão confinante quanto da tensão desvio, sendo o modelo composto o que melhor representa o material.

4.1.1.4 Mistura JP6C3%

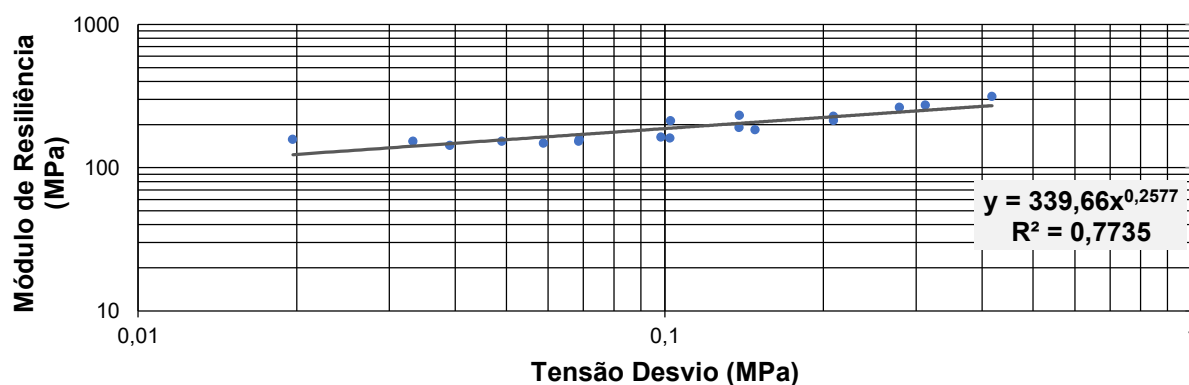
Para a mistura JP6C3% foram realizados ensaios com 7 e 28 dias de cura. Os resultados do ensaio de MR para 7 dias de cura podem ser visualizados na Tabela 26 e nos Gráficos 42 a 44.

Tabela 26 – Ensaio do MR da mistura JP6C3% – 7 dias de cura

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,32%	1,59%	1,14E-04	157,414
	0,040	0,020	0,039	0,04%	2,16%	2,49E-04	143,095
	0,060	0,020	0,059	0,17%	1,93%	3,60E-04	147,965
0,035	0,035	0,035	0,033	0,04%	4,92%	2,01E-04	152,859
	0,070	0,035	0,069	0,12%	2,00%	4,05E-04	153,014
	0,105	0,035	0,102	0,05%	2,65%	5,77E-04	160,746
0,050	0,050	0,050	0,049	0,10%	1,91%	2,90E-04	152,897
	0,100	0,050	0,098	0,08%	1,70%	5,43E-04	163,500
	0,150	0,050	0,148	0,07%	1,13%	7,28E-04	183,713
0,070	0,070	0,070	0,069	0,09%	1,70%	3,94E-04	157,871
	0,140	0,070	0,138	0,06%	1,24%	6,54E-04	190,732
	0,210	0,070	0,209	0,05%	0,51%	8,83E-04	213,106
0,105	0,105	0,105	0,103	0,00%	2,27%	4,39E-04	212,272
	0,210	0,105	0,209	0,01%	0,44%	8,26E-04	228,187
	0,315	0,105	0,312	0,05%	0,84%	1,03E-03	272,733
0,140	0,140	0,140	0,139	0,01%	1,04%	5,38E-04	232,334
	0,280	0,140	0,279	0,01%	0,47%	9,51E-04	264,285
	0,420	0,140	0,418	0,04%	0,54%	1,20E-03	314,812

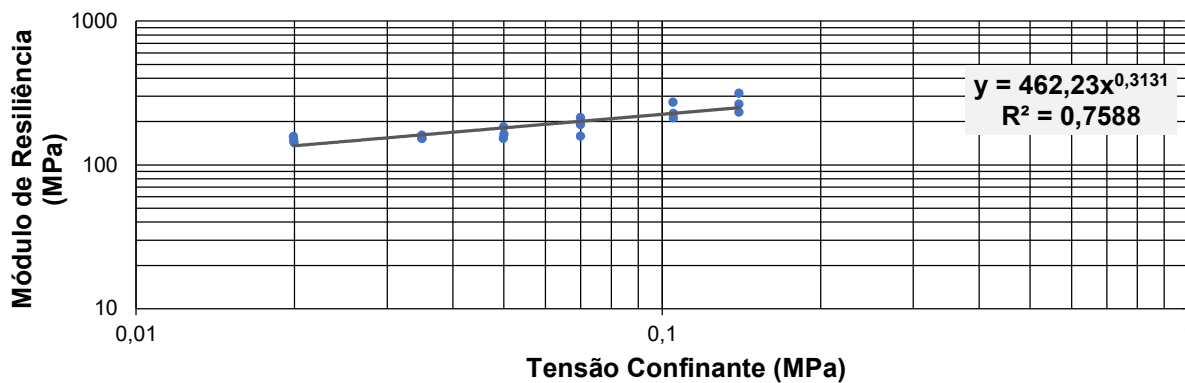
Fonte: Autora.

Gráfico 42 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura JP6C3% – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

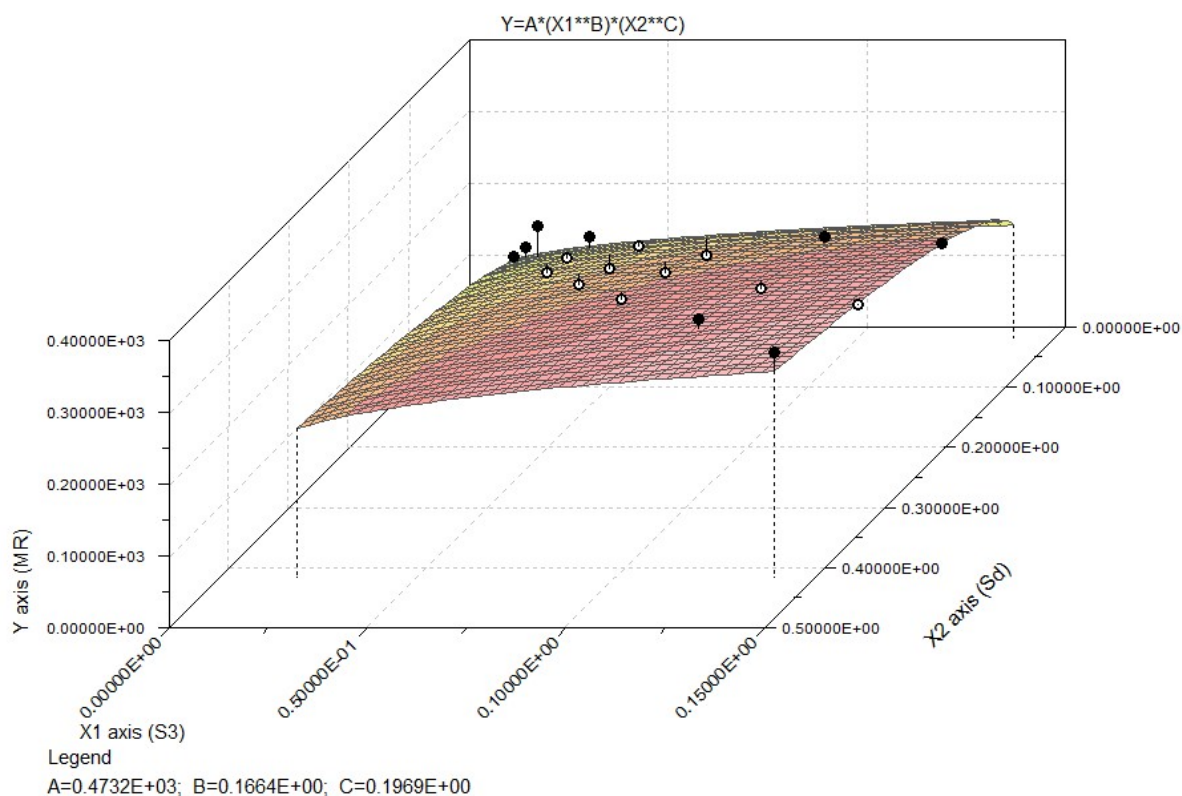
Gráfico 43 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura JP6C3% – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). O Gráfico 44 representa o módulo de acordo com o modelo composto e apresenta os valores das constantes da equação.

Gráfico 44 – Comportamento da mistura JP6C3% pelo modelo composto do MR – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,4732 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,1664$$

$$k_3 = 0,1969$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (13) é a função do MR da mistura JP6C3% com 7 dias de cura.

$$MR = 473,156 \times \sigma_3^{0,166} \sigma_d^{0,197} \quad (13)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,8886$. Novamente o modelo composto é o que melhor se adequa na determinação do MR, pois, ao apresentar o maior valor, indica que os dados se aproximam mais da curva proposta pelo modelo.

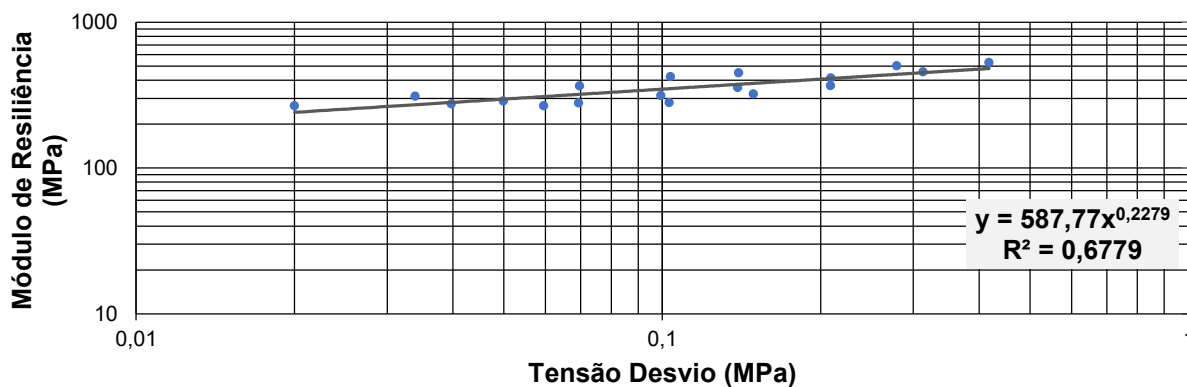
Os resultados do ensaio de MR para 28 dias de cura podem ser visualizados na Tabela 27 e nos Gráficos 45 a 47.

Tabela 27 – Ensaio do MR da mistura JP6C3% – 28 dias de cura

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	% diferença σ_3	% desvio σ_d	ϵ_r	MR (MPa)
0,020	0,020	0,020	0,020	0,90%	0,14%	6,92E-05	266,761
	0,040	0,020	0,040	0,07%	0,48%	1,32E-04	275,518
	0,060	0,020	0,060	0,01%	0,80%	2,02E-04	267,326
0,035	0,035	0,035	0,034	0,19%	2,92%	1,01E-04	310,132
	0,070	0,035	0,069	0,19%	0,83%	2,26E-04	279,733
	0,105	0,035	0,103	0,09%	1,76%	3,32E-04	281,326
0,050	0,050	0,050	0,050	0,21%	0,18%	1,58E-04	288,694
	0,100	0,050	0,099	0,03%	0,54%	2,87E-04	313,638
	0,150	0,050	0,149	0,04%	0,65%	4,18E-04	322,393
0,070	0,070	0,070	0,070	0,08%	0,47%	1,74E-04	365,227
	0,140	0,070	0,139	0,03%	0,55%	3,53E-04	356,765
	0,210	0,070	0,209	0,11%	0,49%	5,13E-04	367,322
0,105	0,105	0,105	0,104	0,07%	1,19%	2,23E-04	424,024
	0,210	0,105	0,209	0,02%	0,34%	4,56E-04	414,452
	0,315	0,105	0,313	0,11%	0,55%	6,20E-04	455,998
0,140	0,140	0,140	0,140	0,01%	0,22%	2,81E-04	449,760
	0,280	0,140	0,279	0,05%	0,21%	5,01E-04	503,357
	0,420	0,140	0,418	0,02%	0,43%	7,11E-04	529,754

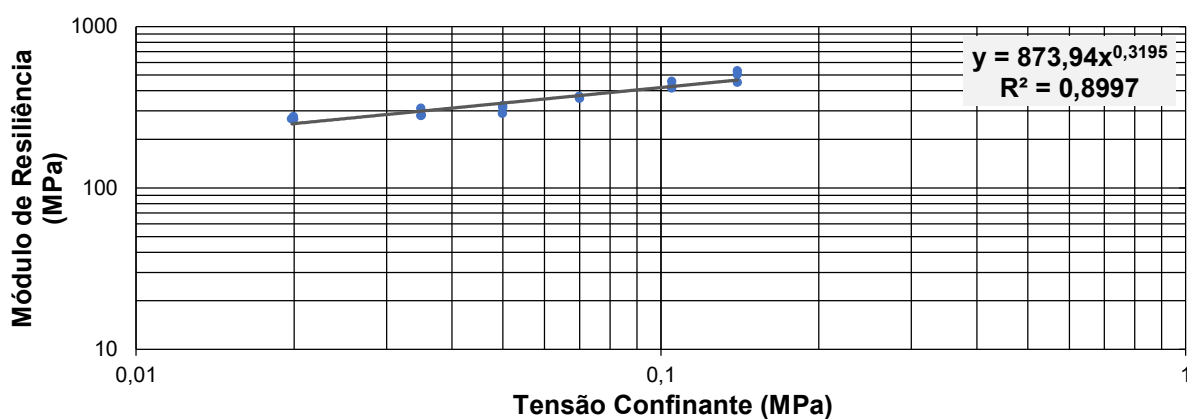
Fonte: Autora.

Gráfico 45 – MR segundo comportamento dependente da tensão desvio – Mistura JP6C3% – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

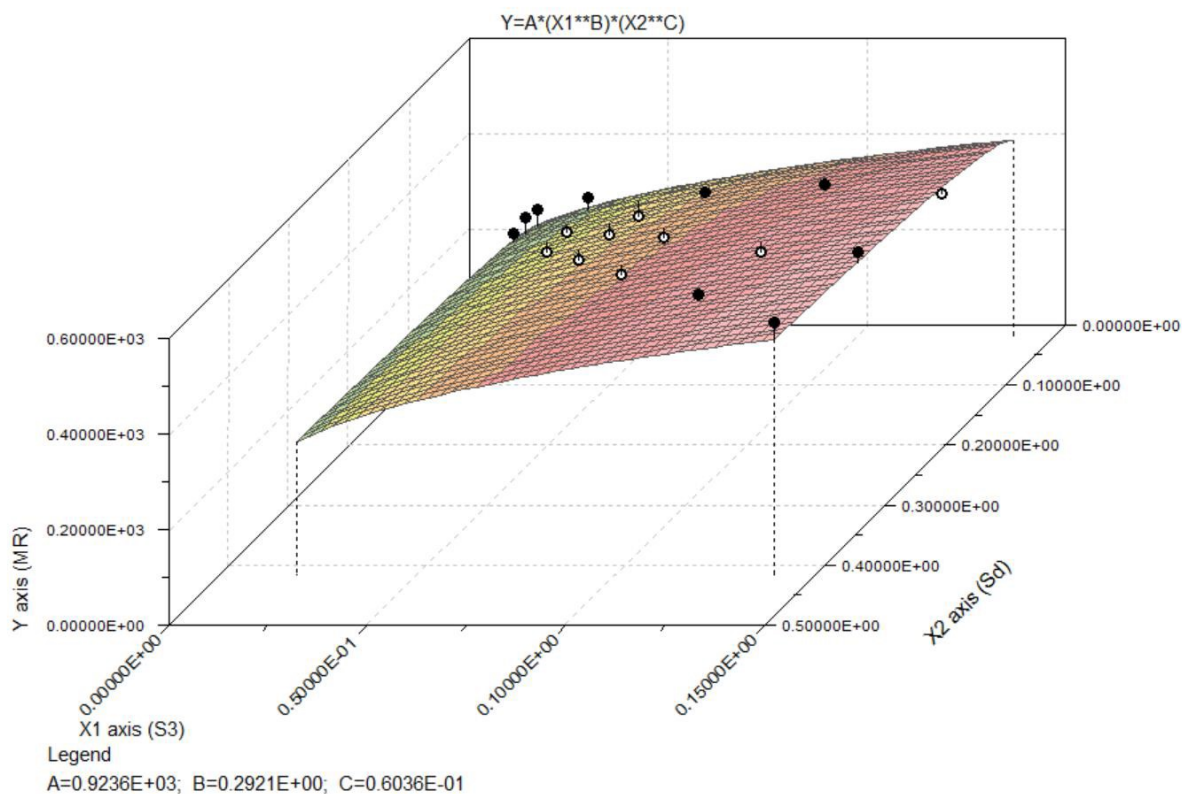
Gráfico 46 – MR segundo comportamento dependente da tensão confinante – Mistura JP6C3% – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

Com base nesses dados, utilizou-se o programa LAB Fit para determinar os coeficientes da Eq. (2). O Gráfico 47 representa o módulo de acordo com o modelo composto, e apresenta os valores das constantes da equação.

Gráfico 47 – Comportamento da mistura JP6C3% pelo modelo composto do MR – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

Assim:

$$k_1 = 0,9236 \times 10^3$$

$$k_2 = 0,2921$$

$$k_3 = 0,6036 \times 10^{-1}$$

$$k_4 = 0$$

A Eq. (14) é a função do MR da mistura JP6C3% com 28 dias de cura.

$$MR = 923,589 \times \sigma_3^{0,292} \sigma_d^{0,060} \quad (14)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9245$. Mais uma vez o modelo composto foi o com maior valor de R^2 , sendo utilizado na determinação do MR da mistura JP6C3% com 28 dias de cura.

Observa-se que para a mistura JP6C3% o MR varia de acordo com o tempo e de acordo com a tensão desvio e a tensão confiante. Novamente, o modelo composto melhor representa a mistura.

4.1.1.5 Resumo e comparações dos módulos de resiliência

A Tabela 28 traz de forma resumida os valores dos coeficientes dos modelos de MR para os materiais utilizados.

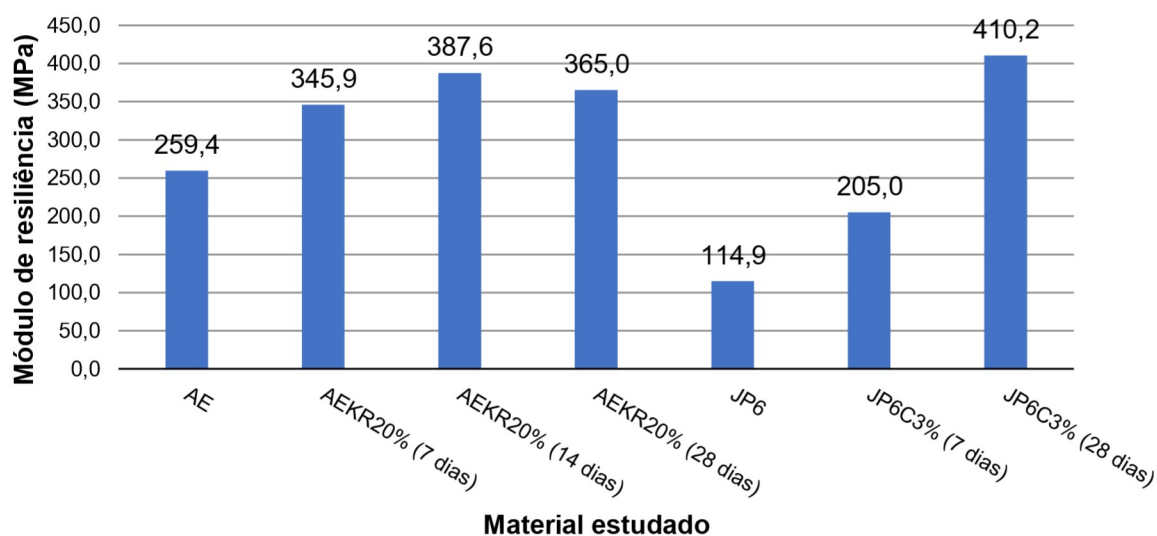
Tabela 28 – Coeficiente dos modelos do módulo de resiliência

Modelos		AE	AEKR20% (7 dias)	AEKR20% (14 dias)	AEKR20% (28 dias)	JP6	JP6C3% (7 dias)	JP6C3% (28 dias)
$k_1\sigma_3^{k_2}$	k_1	206,94	867,16	859,17	1033,9	303,3	462,23	873,94
	k_2	0,0478	0,3287	0,2942	0,3944	0,3691	0,3131	0,3195
	R^2	0,3227	0,7218	0,7842	0,821	0,712	0,7559	0,9058
$k_1\sigma_d^{k_3}$	k_1	197,08	679,17	674,72	738,4	209,36	339,66	587,77
	k_3	0,0385	0,3069	0,2647	0,3489	0,2927	0,2577	0,2279
	R^2	0,2954	0,9681	0,947	0,9261	0,8337	0,8205	0,7062
$k_1\sigma_3^{k_2}\sigma_d^{k_3}$	k_1	0,204E+03	7,28E+02	7,86E+02	9,54E+02	3,08E+02	4,73E+02	9,24E+02
	k_2	0,394E-01	5,30E-02	9,72E-02	1,74E-01	1,58E-01	1,66E-01	2,92E-01
	k_3	0,150E-01	2,70E-01	2,10E-01	2,43E-01	2,69E-01	1,97E-01	6,04E-02
	R^2	0,3395	0,9744	0,9724	0,6599	0,8880	0,8886	0,9245

Fonte: Autora.

A fim de comparar os materiais, consideraram-se as tensões $\sigma_3 = \sigma_d = 0,10 \text{ MPa}$ e em seguida essas tensões foram utilizadas nas equações do modelo composto do MR de cada material. Os resultados podem ser visualizados no Gráfico 48.

Gráfico 48 – Módulo de resiliência para tensão confinante e desviadora de 0,10 MPa



Fonte: Autora.

Com base no Gráfico 48 consegue-se perceber a influência da incorporação de coproduto KR ao solo AE. Ao analisar os resultados, constata-se que essa incorporação tem como consequência um aumento no MR do material, visto que o solo AE, para as tensões analisadas, tem MR próximo a 260 MPa, enquanto a mistura AEKR20% apresenta valores de MR superiores a 340 MPa.

Nota-se além disso que, assim como o solo AE apresenta valor de MR superior ao do solo JP6, a mistura AEKR20% com 7 dias de cura também apresenta valores de MR superiores à mistura JP6C3% com o mesmo tempo de cura. Importante destacar que a mistura JP6C3% trata-se de uma mistura comumente utilizada em soluções de pavimentação. Essas informações revelam que a mistura AEKR20%, constituída de um solo que até então seria descartado, se fosse avaliado apenas pelo método atual de dimensionamento de pavimentos, com um coproduto, que anteriormente seria descartado, constitui um material adequado ao uso em obras de infraestrutura de transportes.

É relevante recordar que, quando se analisa a estrutura da pista 01, composta por base de JP6C3% e sub-base de AEKR20%, verifica-se que a mistura utilizada na sub-base (camada menos solicitada pelas tensões decorrentes do tráfego), possui módulos de resiliência maiores ou próximos aos da mistura utilizada na base.

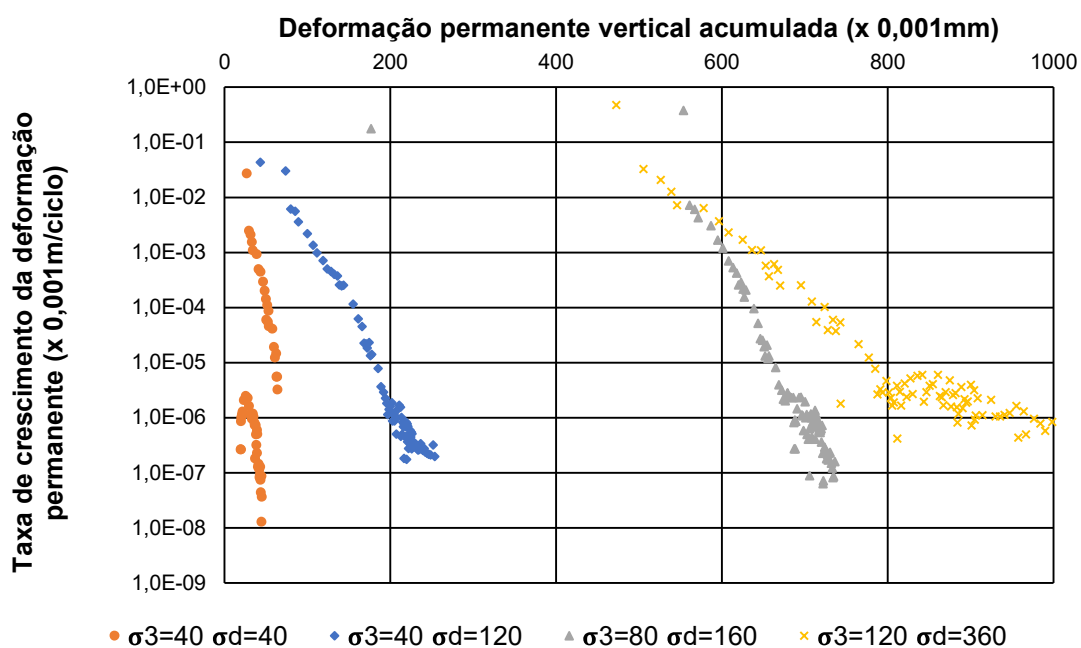
4.1.2 Deformação permanente

O ensaio de DP foi realizado de acordo com a norma DNIT 179/2018 – IE. Os resultados podem ser visualizados a seguir.

4.1.2.1 Solo AE

Para o solo AE foram realizados quatro ensaios com diferentes pares de tensões. A fim de analisar o comportamento do solo, foram gerados os Gráficos 49 e 50, de acordo com os modelos da norma (Figuras 13 e 14).

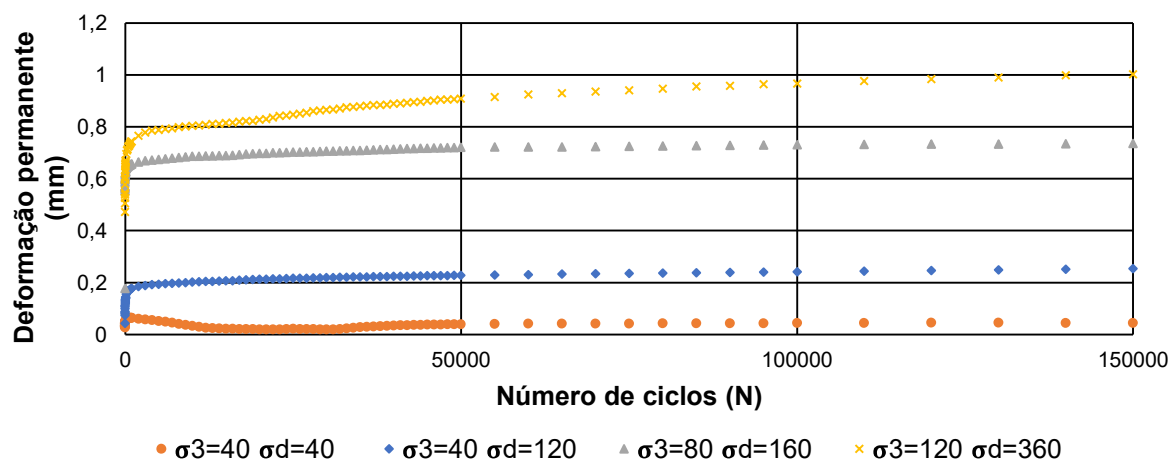
Gráfico 49 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – solo AE



Fonte: Autora.

Analisando o Gráfico 49, percebe-se que os três primeiros ensaios mostram comportamento do tipo A, onde há acomodamento plástico, não havendo problemas de afundamento no pavimento, segundo a norma do DNIT 179/2018 – IE (2018d), enquanto o quarto ensaio se assemelha ao tipo B, havendo escoamento plástico e consequente contribuição para deformação permanente de acordo com a referida norma.

Gráfico 50 – Modelo de deformação permanente do solo AE para vários níveis de solicitação de carga cíclica



Fonte: Autora.

Pelo Gráfico 50 é possível perceber que em todas as condições de ensaios analisadas houve acomodamento plástico no decorrer dos ciclos. No entanto, para valores de tensões mais altos, há inicialmente valores de deslocamento permanente acumulado mais elevados.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, utilizou-se o LabFIT e os parâmetros da Eq. (5) foram determinados por meio de regressão múltipla não linear para o solo AE. São eles:

$$\psi_1 = 0,0286$$

$$\psi_2 = -1,8922$$

$$\psi_3 = 1,6248$$

$$\psi_4 = 0,0423$$

A Eq. (15) é a função da DP do solo AE.

$$\varepsilon_p(\%) = 0,029 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-1,892} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,625} \times N^{0,042} \quad (15)$$

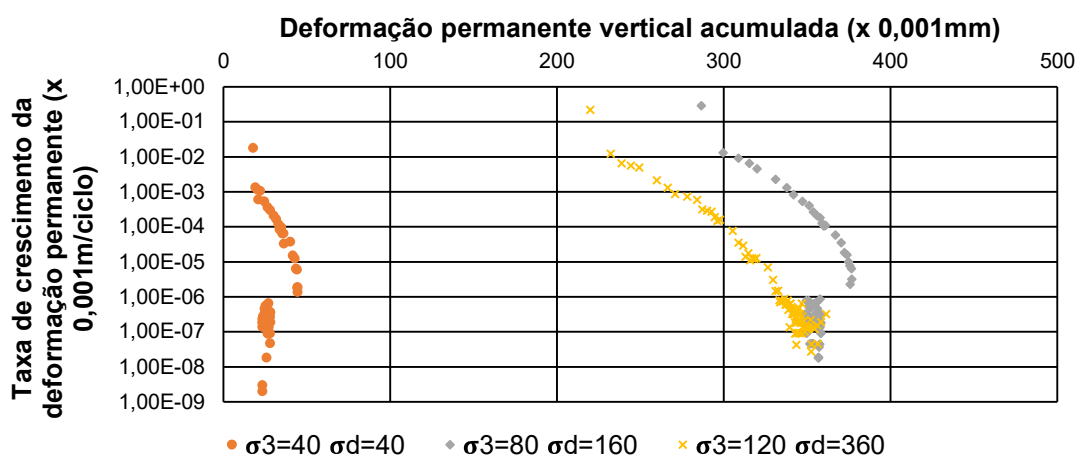
Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,8384$. Esse resultado indica que o modelo proposto é uma boa representação dos dados analisados.

Nota-se que os valores máximos de deformação permanente para esses ensaios foram próximos a 1 mm.

4.1.2.2 Mistura AEKR20%

Para a mistura AEKR20% foram realizados dois ensaios com diferentes pares de tensões, para 7 e 14 dias de cura. A fim de analisar o comportamento do solo com 7 dias de cura, foram gerados os Gráficos 51 e 52, de acordo com os modelos da norma (Figuras 13 e 14).

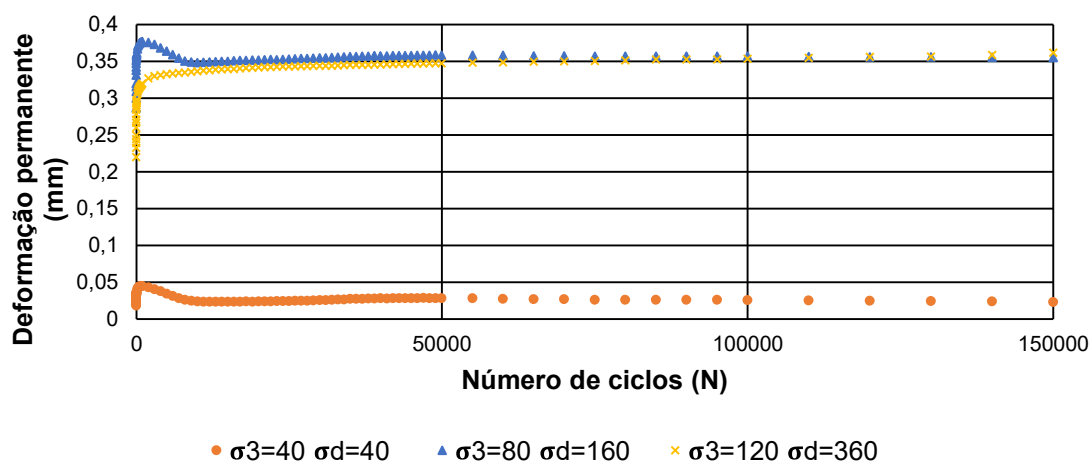
Gráfico 51 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura AEKR20% – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

Analisando o Gráfico 51, percebe-se que os três ensaios mostram comportamento semelhante ao tipo A, onde há acomodamento plástico. Dessa forma, não haveria problemas de afundamento no pavimento conforme norma DNIT 179/2018 – IE (2018d).

Gráfico 52 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

O Gráfico 52 permite a visualização de que para todos os ensaios houve acomodamento plástico no decorrer dos ciclos. No entanto, nesse gráfico é possível perceber que, para o maior par de tensões, os valores de deslocamento permanente foram bem semelhantes aos do par de tensões intermediário. Nota-se que para valores de tensões mais altos (segundo e terceiro ensaios), os valores de

deslocamento permanente acumulado são mais elevados do que para o par de tensões menor, no entanto as deformações ainda são bem pequenas, inferiores a 0,4 mm.

Para os testes realizados com a mistura AEKR20%, para 7 dias de cura, os resultados não ocorreram conforme o planejado, visto que usualmente (como pode-se ver nos demais ensaios neste trabalho) as deformações aumentam com o aumento do par de tensões. Isso pode ter ocorrido por algum erro de leitura no equipamento, mas devido a ele ter sido danificado durante os testes, não foi possível refazer os ensaios para verificar.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, utilizou-se o LabFIT e os parâmetros da Eq. (5) foram determinados por meio de regressão múltipla não linear para a mistura AEKR20% com 7 dias de cura. São eles:

$$\psi_1 = 0,1925 \times 10^4$$

$$\psi_2 = 0,5525 \times 10^1$$

$$\psi_3 = -0,2229 \times 10^1$$

$$\psi_4 = 0,2162 \times 10^{-1}$$

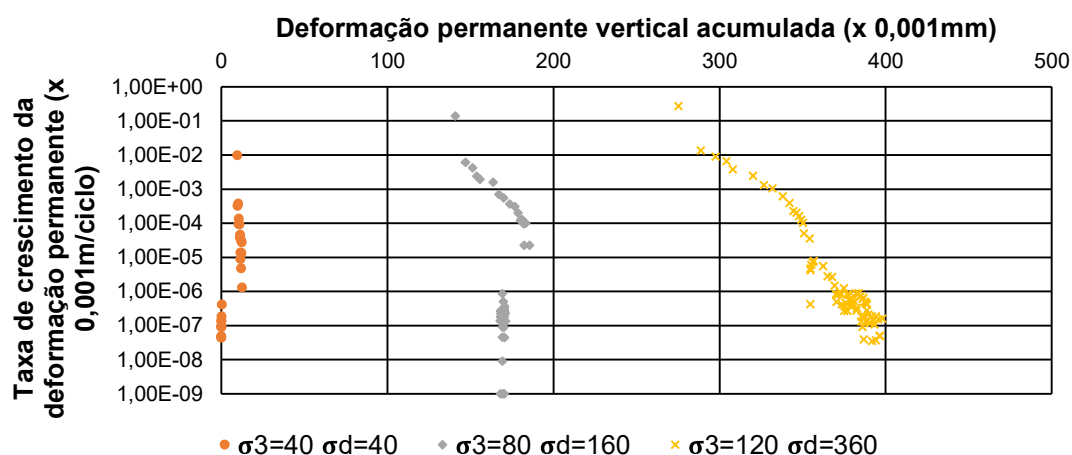
A Eq. (16) é a função da DP da mistura AEKR20% com 7 dias de cura.

$$\varepsilon_p(\%) = 1924,548 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{5,525} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{-2,229} \times N^{-0,0216} \quad (16)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,6755$. Nesse caso, o valor de R^2 é inferior aos demais encontrados, indicando que o modelo proposto não se adequa muito aos dados. Isso pode ter ocorrido devido aos resultados encontrados para o maior par de tensões, que foram inferiores ao par de tensões intermediário, novamente indicando uma possível imprecisão no ensaio.

Para a mistura AEKR20% com 14 dias de cura foram realizados três ensaios com diferentes pares de tensões. A fim de analisar o comportamento do solo, foram gerados os Gráficos 53 e 54, de acordo com os modelos da norma (Figuras 13 e 14).

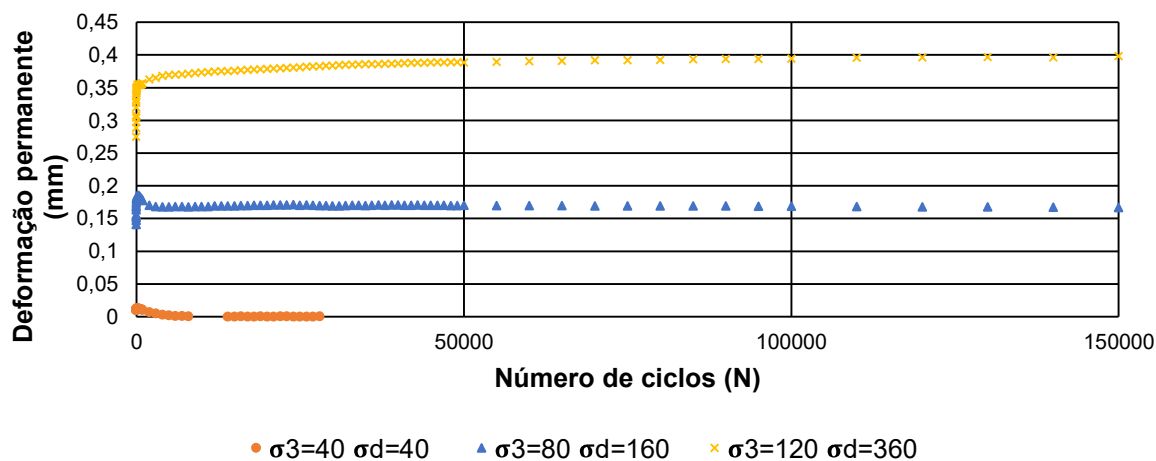
Gráfico 53 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura AEKR20% – 14 dias de cura



Fonte: Autora.

Analisando o Gráfico 53, percebe-se que os três ensaios mostram comportamento do tipo A, onde há acomodamento plástico, não havendo problemas de afundamento no pavimento.

Gráfico 54 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 14 dias de cura



Fonte: Autora.

O Gráfico 54 permite a visualização de que para todos os ensaios houve acomodamento plástico no decorrer dos ciclos. No entanto, para valores de tensões mais altos, há inicialmente valores de deslocamento permanente acumulado mais elevados.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, utilizou-se o LabFIT e os parâmetros da Eq. (5) foram determinados por meio de regressão múltipla não linear para a mistura AEKR20% com 14 dias de cura. São eles:

$$\psi_1 = 0,3546$$

$$\psi_2 = -0,2174$$

$$\psi_3 = 1,2257$$

$$\psi_4 = 0,1794 \times 10^{-1}$$

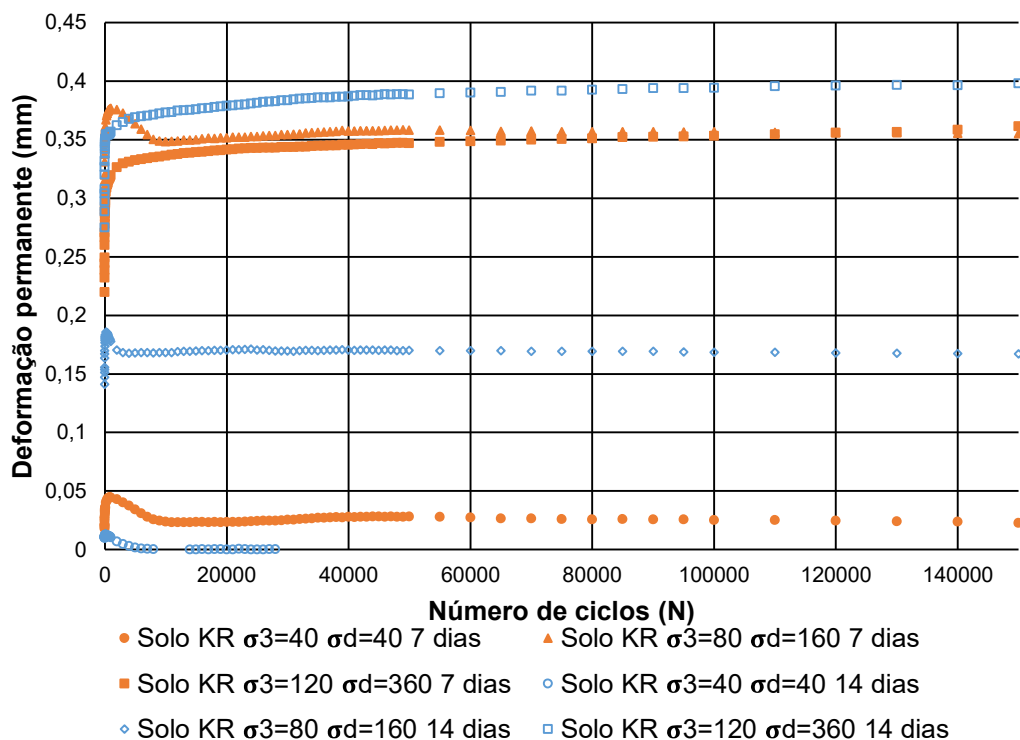
A Eq. (17) é a função da DP da mistura AEKR20% com 14 dias de cura.

$$\varepsilon_p(\%) = 0,355 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,217} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,123} \times N^{0,018} \quad (17)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9826$. Ao contrário do R^2 do ensaio realizado com o solo com 7 dias de cura, para 14 dias de cura o R^2 é bem próximo ao valor 1, indicando que o modelo proposto é bem próximo dos dados analisados.

Com o intuito de comparar a influência do tempo de cura nas deformações permanentes, o Gráfico 55 foi gerado. Os marcadores sem preenchimento referem-se aos ensaios realizados com o tempo de cura de 14 dias enquanto os marcadores preenchidos são dos ensaios com corpos de prova curados por 7 dias. Através do gráfico é possível perceber que com maior tempo de cura, as deformações, para um mesmo par de tensões, são menores. Isso só não ocorre para o par de tensões $\sigma_3 = 120$ e $\sigma_d = 360$, pois, como havia sido comentado anteriormente, para 7 dias de cura esse par de tensões apresentou valores abaixo do esperado. Nota-se ainda que os valores máximos de deformação permanente para esses ensaios não chegaram a 0,4 mm.

Gráfico 55 – Modelo de deformação permanente da mistura AEKR20% para vários níveis de sollicitação de carga cíclica – cura de 7 e 14 dias

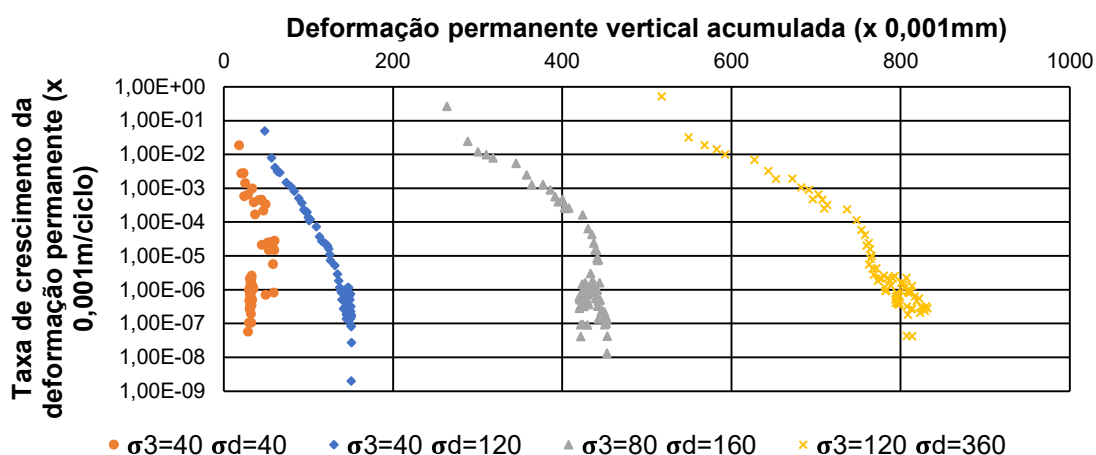


Fonte: Autora.

4.1.2.3 Mistura JP6C3%

Para a mistura JP6C3% foram realizados ensaios com tempo de cura de 7 e 28 dias. Para 7 dias, foram executados quatro ensaios com diferentes pares de tensões. A fim de analisar o comportamento do solo, foram gerados os Gráficos 56 e 57, de acordo com os modelos da norma (Figuras 13 e 14).

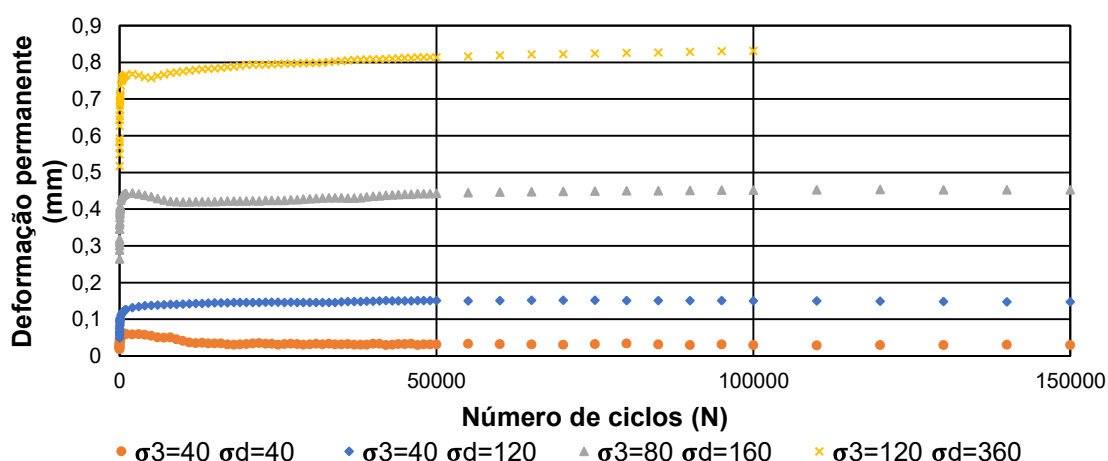
Gráfico 56 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura JP6C3% – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

Analisando o Gráfico 56, percebe-se que os dois primeiros ensaios mostram comportamento semelhante ao do tipo A, onde há acomodamento plástico, não havendo problemas de afundamento no pavimento, enquanto o terceiro e o quarto ensaio se assemelham ao tipo AB, havendo significativas deformações iniciais seguidas pelo acomodamento plástico.

Gráfico 57 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 7 dias de cura



Fonte: Autora.

O Gráfico 57 permite a visualização de que para todos os ensaios houve acomodamento plástico no decorrer dos ciclos. No entanto, para valores de tensões mais altos, há inicialmente valores de deslocamento permanente acumulado mais elevados antes de ocorrer o acomodamento. O ensaio realizado com o maior par de

tensões encerrou antes dos 150.000 ciclos, porém percebe-se que o material já estava com acomodamento, por isso os dados foram utilizados.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, utilizou-se o LabFIT e os parâmetros da Eq. (5) foram determinados por meio de regressão múltipla não linear para a mistura JP6C3% com 7 dias de cura. São eles:

$$\psi_1 = 0,2712 \times 10^{-2}$$

$$\psi_2 = -3,5292$$

$$\psi_3 = 2,6762$$

$$\psi_4 = 0,2503 \times 10^{-1}$$

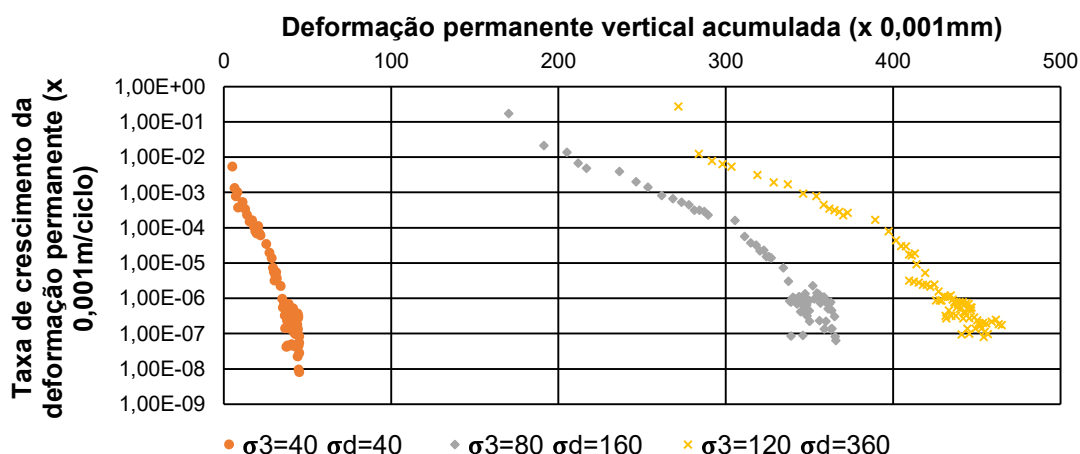
A Eq. (18) é a função da DP da mistura JP6C3% com 7 dias de cura.

$$\varepsilon_p(\%) = 0,003 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-3,529} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{2,676} \times N^{0,025} \quad (18)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,9752$. Esse resultado indica que o modelo proposto é uma boa representação dos dados analisados.

Para 28 dias, foram executados três ensaios com diferentes pares de tensões. A fim de analisar o comportamento do solo, foram gerados os Gráficos 58 e 59, de acordo com os modelos da norma (Figuras 13 e 14).

Gráfico 58 – Análise do comportamento do material de acordo com a deformação permanente – mistura JP6C3% – 28 dias de cura

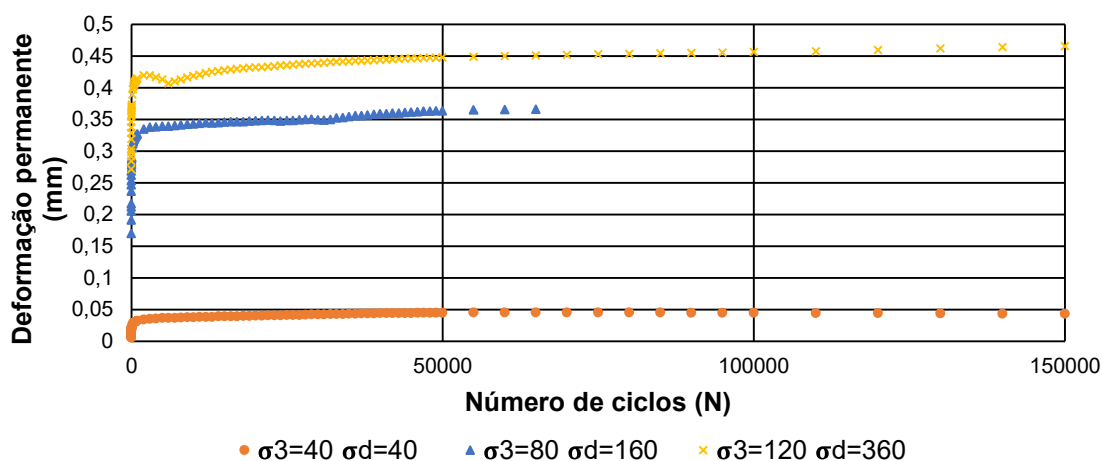


Fonte: Autora.

Analisando o Gráfico 58, percebe-se que o primeiro ensaio mostra comportamento semelhante ao do tipo A, onde há acomodamento plástico, não havendo problemas

de afundamento no pavimento, enquanto o segundo e o terceiro ensaios se assemelham ao tipo AB, havendo significativas deformações iniciais seguidas pelo acomodamento plástico.

Gráfico 59 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – 28 dias de cura



Fonte: Autora.

O Gráfico 59 permite a visualização de que para todos os ensaios houve acomodamento plástico no decorrer dos ciclos. No entanto, para valores de tensões mais altos, há inicialmente valores de deslocamento permanente acumulado mais elevados antes de ocorrer o acomodamento. O ensaio realizado com o par de tensões intermediário encerrou antes dos 150.000 ciclos, porém percebe-se que o material já estava com acomodamento, por isso os dados foram utilizados.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, utilizou-se o LabFIT e os parâmetros da Eq. (5) foram determinados por meio de regressão múltipla não linear para a mistura JP6C3% com 28 dias de cura. São eles:

$$\psi_1 = 0,317 \times 10^{-2}$$

$$\psi_2 = -0,289 \times 10^1$$

$$\psi_3 = 0,212 \times 10^1$$

$$\psi_4 = 0,329 \times 10^{-1}$$

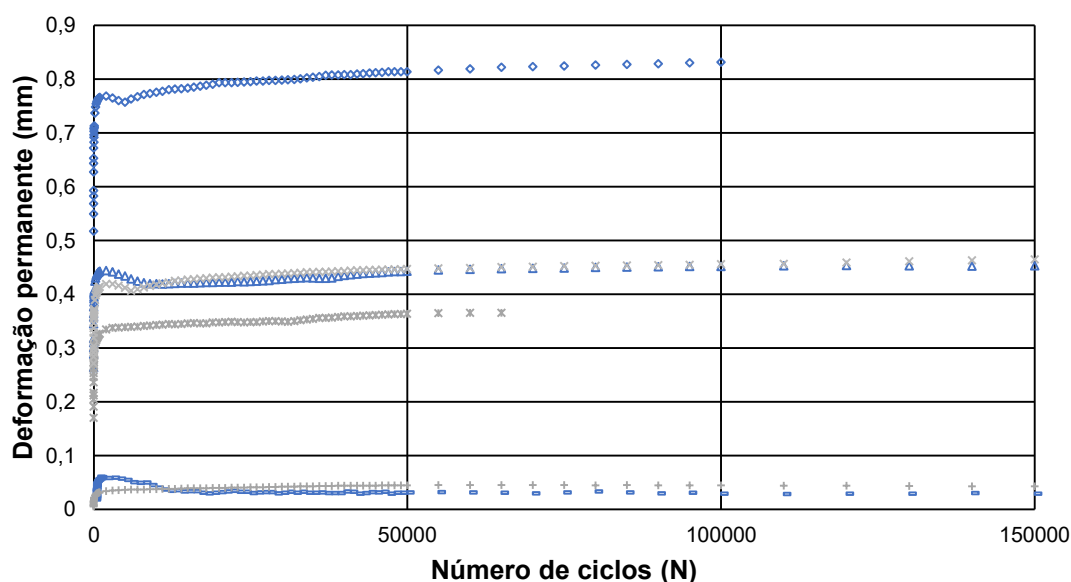
A Eq. (19) é a função da DP da mistura JP6C3% com 28 dias de cura.

$$\varepsilon_p(\%) = 0,003 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-2,887} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{2,123} \times N^{0,033} \quad (19)$$

Para essa equação, encontrou-se: $R^2 = 0,8845$. Apesar desse valor ser inferior ao encontrado no ensaio do material com 7 dias de cura, esse resultado ainda indica que o modelo proposto é uma boa representação dos dados analisados. O valor menor pode ter ocorrido devido à menor quantidade de pontos no gráfico, visto que com 7 dias foram feitos ensaios em 4 CPs, enquanto para 28 dias apenas 3 CPs foram ensaiados.

Com o intuito de comparar a influência do tempo de cura nas deformações permanentes, o Gráfico 60 foi gerado. Os marcadores sem preenchimento referem-se aos ensaios realizados com o tempo de cura de 28 dias enquanto os marcadores preenchidos são dos ensaios com corpos de prova curados por 7 dias. Através do gráfico é possível perceber que com maior tempo de cura, as deformações, para um mesmo par de tensões, são menores. Isso só não ocorre para o menor par de tensões, no qual as deformações são praticamente as mesmas, independente do tempo de cura. Nota-se ainda que os valores máximos de deformação permanente para esses ensaios não chegaram a 0,9 mm.

Gráfico 60 – Modelo de deformação permanente da mistura JP6C3% para vários níveis de solicitação de carga cíclica – cura de 7 e 28 dias



- JP6C3% $\sigma_3=40$ $\sigma_d=40$ 7 dias
- △ JP6C3% $\sigma_3=80$ $\sigma_d=160$ 7 dias
- ◇ JP6C3% $\sigma_3=120$ $\sigma_d=360$ 7 dias
- + JP6C3% $\sigma_3=40$ $\sigma_d=40$ 28 dias
- × JP6C3% $\sigma_3=80$ $\sigma_d=160$ 28 dias
- × JP6C3% $\sigma_3=120$ $\sigma_d=360$ 28 dias

Fonte: Autora.

4.1.2.4 Resumo e comparações da deformação permanente

A Tabela 29 traz de forma resumida os valores dos coeficientes dos modelos de DP para os materiais ensaiados.

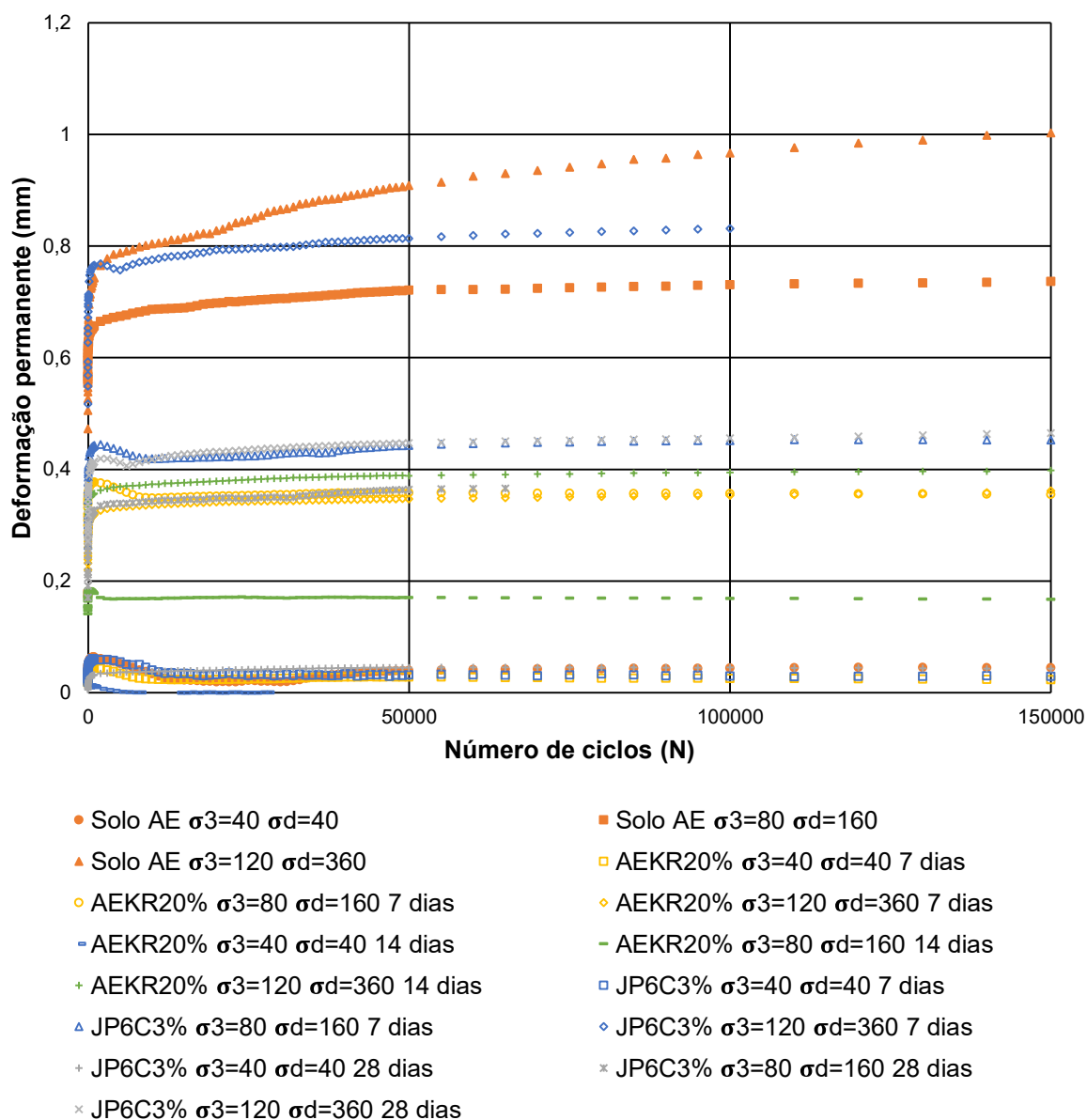
Tabela 29 – Coeficiente do modelo da deformação permanente

Modelo	AE	AEKR20% (7 dias)	AEKR20% (14 dias)	JP6C3% (7 dias)	JP6C3% (28 dias)	
$\psi_1 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \times N^{\psi_4}$	ψ_1	2,86E-02	1,93E+03	3,55E-01	2,71E-03	3,17E-03
	ψ_2	-1,89E+00	5,53E+00	-2,17E-01	-3,53E+00	-2,89E+00
	ψ_3	1,63E+00	-2,23E+00	1,23E+00	2,68E+00	2,12E+00
	ψ_4	4,23E-02	2,16E-02	1,79E-02	2,50E-02	3,29E-02
	R ²	0,8384	0,6755	0,9826	0,9752	0,8845

Fonte: Autora.

Através do Gráfico 61 é possível analisar os resultados obtidos nos ensaios de DP para todos os CPs ensaiados durante este projeto. Através dele percebemos que o solo AE é o que apresenta as maiores deformações, seguido pela mistura JP6C3% com 7 dias de cura. Já a mistura AEKR20% com 14 dias de cura apresentou os menores valores de deformação permanente nos ensaios.

Gráfico 61 – Modelo de deformação permanente do solo AE, da mistura AEKR20% com 7 e 14 dias de cura e da mistura JP6C3% com 7 e 28 dias de cura, para vários níveis de solicitação de carga cíclica



Fonte: Autora.

4.1.3 Principais problemas encontrados durante o programa experimental

Por se tratar de um projeto experimental com equipamentos e ensaios ainda pouco utilizados no Brasil, o presente trabalho teve diversos problemas para ser concluído. Abaixo estão dispostos alguns desses contratemplos:

- Muitos corpos de prova foram perdidos logo após a compactação. Dois transtornos foram os principais nessa etapa. O primeiro foi a aderência do CP

ao molde, sendo que mesmo passando vaselina no CP, diversas vezes o material aderiu nas paredes internas do molde e, ao ser extraído, perdeu parte de sua superfície lateral, em alguns casos precisando ser descartado. O segundo obstáculo nessa etapa ocorreu ao abrir as borboletas que fixam o molde à base. No momento em que há relaxação de tensões, diversos CPs trincaram no decorrer das aberturas do molde bipartido, fazendo com que ele precisasse ser descartado, pois sua resistência e propriedades estavam comprometidas.

- Já na execução dos ensaios, múltiplos CPs foram destruídos pelo próprio equipamento. No caso do ensaio de deformação permanente, o qual foi realizado a 2 Hz, o teste demorava aproximadamente 21 horas. Ou seja, o ensaio ficava rodando durante a noite no laboratório. No entanto, diversas vezes, ao chegar na manhã seguinte ao laboratório, encontrou-se o ensaio interrompido e o CP destruído. Com o tempo, descobriu-se que o computador que veio junto ao equipamento triaxial possuía uma memória interna não compatível com a quantidade de ciclos necessária ao ensaio e, quando essa memória acabava, o computador não mais controlava o atuador, que usualmente descia e rompia o CP. Problema semelhante ocorreu também na hora de posicionar a célula de carga no equipamento e em seguida colocar os LVDTs. Mais tarde descobriu-se que, ao ligar o *software*, durante algum tempo o atuador não respondia aos comandos da máquina. Assim, se houvesse pressão no sistema, o atuador descia espontaneamente, o que ocasionou em outras perdas de CPs. A fim de evitar que o computador ficasse sem memória de processamento durante o procedimento, antes de iniciar os ensaios de deformação permanente o computador era sempre reiniciado.

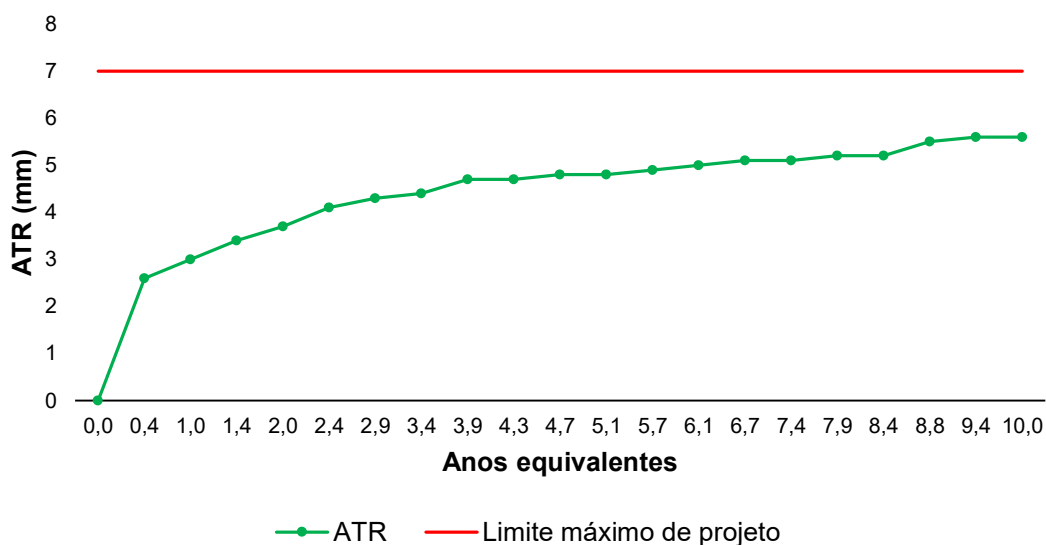
4.2 DESEMPENHO DE CAMPO

A seguir estão expostas as avaliações das pistas de acordo com a deformação permanente (afundamentos em trilha de roda).

4.2.1 Deformações permanentes/Afundamento em trilha de roda

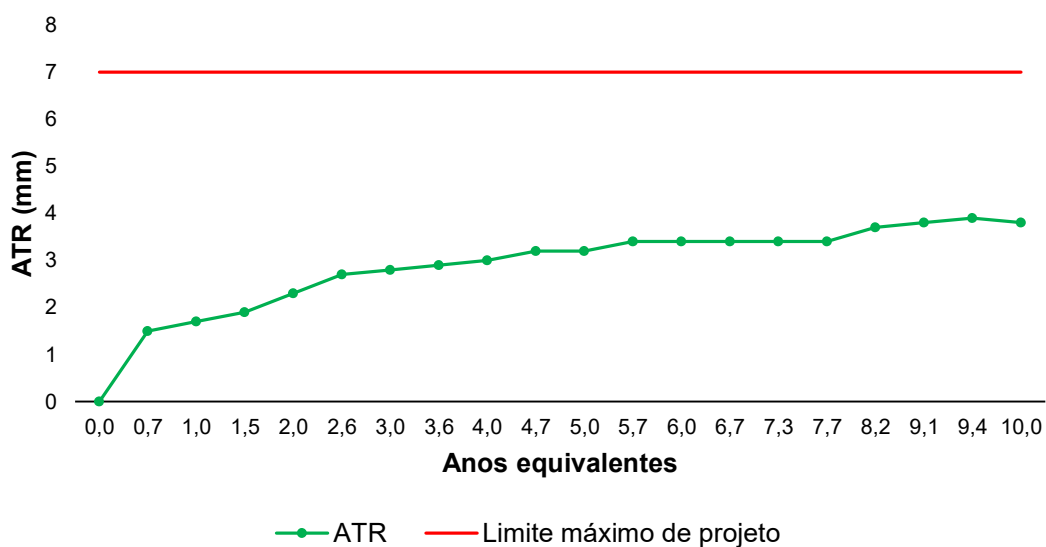
Conforme exposto na metodologia, durante os ciclos de carregamento acelerado impostos pelo simulador HVS foram monitorados os valores de deformação permanente através de medições de ATR. Esses resultados estão representados nos gráficos a seguir (Gráficos 62 e 63).

Gráfico 62 – Afundamento de trilha de roda – Pista 01



Fonte: Autora.

Gráfico 63 – Afundamento de trilha de roda – Pista 02



Fonte: Autora.

Constata-se que acontece um crescimento acentuado inicial da deformação para as duas pistas, e então ocorre uma estabilização das deformações. Isso ocorre devido à mudança da fase de consolidação para a fase elástica dos materiais.

Com base no comportamento das pistas, percebe-se que ambas apresentaram deformações inferiores à deformação limite de projeto (7 mm). Verifica-se que também que a Pista 01 apresentou os maiores valores de ATR.

4.3 PREVISÕES DE DESEMPENHO PELO MÉTODO MEDINA

Como visto anteriormente, os ensaios em laboratório foram feitos de modo a permitir a simulação das pistas no MeDiNa. As informações necessárias que não foram obtidas através de ensaios foram determinadas com base no banco de dados do método. Assim, a Tabela 30 apresenta os coeficientes de Poisson adotados para cada material.

Tabela 30 – Coeficientes de Poisson adotados para cada material utilizado

Material	Coefficiente de Poisson
Revestimento asfáltico	0,30
Solo AE	0,45
Mistura AEKR20%	0,45
Mistura JP6C3%	0,35

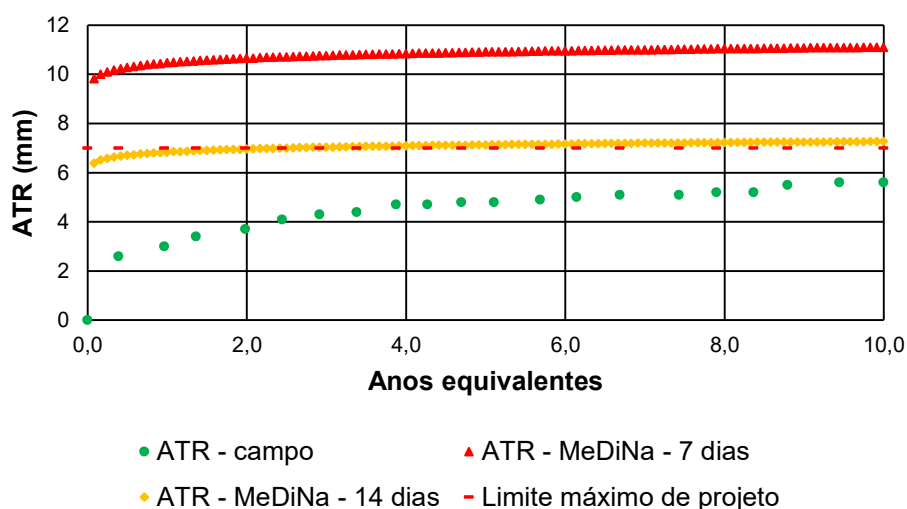
Fonte: Autora.

Como não foi possível realizar todos os ensaios necessários para a caracterização do concreto asfáltico, foram usadas informações do banco de dados para material semelhante, ou seja, concreto asfáltico borracha. Complementarmente, utilizaram-se os valores de módulo de resiliência e resistência à tração obtidos em ensaios.

4.3.1 Deformações permanentes

Após a realização dos ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente e da determinação dos parâmetros das equações utilizadas pelo método MeDiNa, simularam-se as pistas no método. Com isso, efetuaram-se as avaliações das estruturas das pistas e foram obtidos os danos mensais causados em cada pista. Esses resultados podem ser vistos nos Gráficos 64 e 65, juntamente aos valores de deformação permanente encontrados nas pistas ao longo dos ciclos do simulador de tráfego.

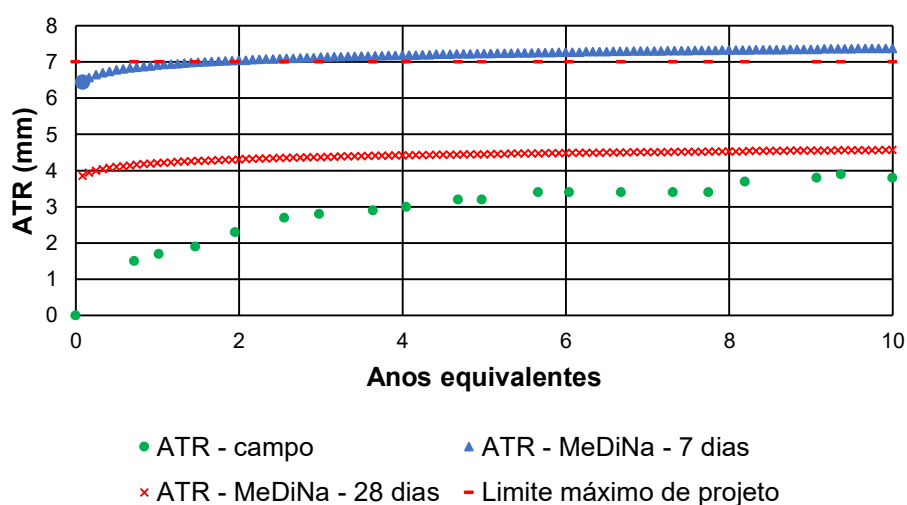
Gráfico 64 – Deformação permanente verificada e prevista na Pista 1



Fonte: Autora.

Ao analisar o Gráfico 64, percebe-se que as deformações previstas pelo método seguem o mesmo padrão das encontradas com o simulador de tráfego para a Pista 1. Verifica-se que, com o passar do tempo (de 7 para 14 dias de cura), as deformações reduzem mais de 30%. Constata-se que as deformações simuladas pelo método são maiores do que as obtidas em campo e maiores que o valor máximo permitido (7 mm), o que pode indicar que os resultados obtidos na simulação são conservadores. Isso pode ocorrer devido à metodologia utilizada no MeDiNa que, para deformações permanentes, não considera as que ocorrem no revestimento asfáltico.

Gráfico 65 – Deformação permanente verificada e prevista na Pista 2



Fonte: Autora.

Já na análise do Gráfico 65, as deformações previstas pelo método também seguem o mesmo padrão das encontradas com o simulador de tráfego para a Pista 2. O aumento do tempo de cura (de 7 para 28 dias) resultou em deformações quase 40% menores. Para ambas as simulações, todas as deformações foram superiores aos valores medidos em campo.

Para a pista 02, os resultados para 7 dias obtidos pelo método ficam, de forma geral, acima do valor limite (7 mm), enquanto para 28 dias esses valores ficam abaixo desse limite.

Importante destacar que, por se tratarem de resultados obtidos através de interações com equações encontradas por regressão não linear, os resultados poderiam ter sido diferentes se tivesse sido possível realizar os nove CPs para cada tempo de cura e inserir mais pontos na determinação dos parâmetros da equação de deformação permanente. Assim, mesmo que os valores encontrados na simulação com o método tenham sido superiores ao valor limite de projeto (7 mm), entende-se que ambas as soluções propostas são viáveis no método, visto que, com maiores tempos de cura, os valores ficam bem próximos ao limite.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE ESTUDOS FUTUROS

O presente projeto teve como objetivo verificar os efeitos da incorporação de coproduto KR em um solo argiloso através de ensaios laboratoriais. Essa mistura foi utilizada na sub-base de uma pista experimental, e os resultados obtidos em campo foram comparados com os previstos pelas análises realizadas no MeDiNa.

Para esse fim, foram realizados ensaios de MR e DP na mistura AEKR20%, com diferentes tempos de cura. Complementarmente a esses ensaios foram realizados também para o solo AE e a mistura JP6C3%, de modo que pudessem ser realizadas análises e comparações entre os materiais e os resultados. Como esses materiais foram utilizados em pistas experimentais nas quais foi utilizado um simulador de tráfego, somaram-se análises comparativas entre os resultados obtidos em campo e aqueles obtidos através de simulações no novo método de dimensionamento nacional.

Dessa forma, o uso de coproduto 20% de KR no solo AE resultou em aumento do módulo de resiliência da mistura, ao investigar o comportamento como um material granular, o que confirma resultados obtidos em trabalhos anteriores nessa linha de pesquisa. No entanto, não se verificou que o maior tempo de cura resulta diretamente em aumento desse MR.

Ao se realizar ensaios de MR considerando a mistura como material estabilizado quimicamente, verificou-se que o material possui resiliência, sofrendo deformações maiores que as previstas em norma, indicando que a mistura não sofre uma estabilização efetiva, que resultaria em um material de maior rigidez e menor resiliência.

Por outro lado, o uso de KR na concentração de 20% nesse solo fez com que os valores obtidos nos ensaios de DP fossem inferiores para a mistura, em comparação ao solo puro. Nessa análise, um maior tempo de cura resultou em uma maior redução das deformações permanentes.

Os resultados obtidos nos ensaios de MR permitiram a verificação de que a incorporação de 20% de coproduto KR no solo argiloso estudado resulta em uma mistura com maiores valores de MR. No entanto, essa mistura poderia ser classificada como um solo melhorado, e não como um material estabilizado quimicamente, visto que os valores são inferiores àqueles obtidos em materiais estabilizados.

Trabalhos anteriores mostravam que o uso de coproduto KR como aditivo em camadas de pavimentação era possível, de acordo com as solicitações do método empírico do DNER (ISC e expansão). Com esse trabalho constatou-se que essa solução também é viável na avaliação do novo método nacional de dimensionamento de pavimentos.

Após realizar as análises necessárias, verificou-se que no MeDiNa, materiais melhorados, como o caso das misturas AEKR20% e JP6C3%, devem ser avaliados de acordo com sua deformação permanente, e não quanto à fadiga, visto que esses materiais possuem características mais resilientes do que de rigidez.

Quanto às avaliações das deformações permanentes, o resultado obtido através da análise no MeDiNa foi coerente com o encontrado nas pistas experimentais, visto que a Pista 02, composta de base e sub-base de JP6C3% apresentou deformações menores do que a Pista 01 (base de JP6C3% e sub-base de AEKR20%). No entanto, pelos resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais, isso não era o esperado, uma vez que a mistura AEKR20% apresentou resultados de DP inferiores àqueles da JP6C3%.

Entende-se que apesar de o MeDiNa ser uma evolução do método do DNER, que vem sendo utilizado para dimensionamentos até o momento no Brasil, o novo método ainda possui muitos fatores que dificultam a sua aplicação. Para utilizá-lo de forma adequada são necessários diversos ensaios em equipamentos que ainda não estão presentes na maioria dos laboratórios do Brasil, por serem de alto custo. Além disso, os ensaios, em especial os de deformação permanente, demoram muitas horas para serem realizados, o que eleva o seu custo operacional. As normas que trazem as especificações desses ensaios são recentes (quando comparadas a outras) e carecem de ser estudadas e avaliadas com maior atenção. Outro problema é a necessidade de análises estatísticas para obtenção dos parâmetros gráficos a serem utilizados no MeDiNa, análises essas que são realizadas por programas específicos, que ou são pagos, ou possuem limites na capacidade de entrada de dados.

5.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões de trabalhos futuros:

- Sabendo que atualmente o uso de KR tem sido feito em camadas de pavimentos, sugere-se que seja feito o acompanhamento periódico em campo das deformações, registrando o tempo decorrido da execução da pista e os resultados obtidos. Esses dados podem ser correlacionados com o previsto pelo MeDiNa para análise da adequação do método.
- Realização de ensaios de deformação ainda mais completos, com 6 ou 9 corpos de prova para cada mistura e tempo de cura, a fim de verificar o quanto a quantidade de CPs influencia na adequação da equação obtida a partir desses ensaios e seu uso no MeDiNa.

REFERÊNCIAS

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide - A Manual of Practice**. Estados Unidos da América, 2008.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459/2017**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 2017.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508/1984**: Determinação da Massa Específica Real dos Grãos. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180/2016**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181/2018**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895/2017**: Determinação do Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 2017.
- ALBUQUERQUE, Fernando Silva; MENDONÇA, Airton Teles de. Análise crítica e ajuste de modelos de previsão de fadiga com análise incremental de danos para BGTC executada em pavimento asfáltico semirrígido. **Transportes**, [s.l.], v. 25, n. 2, p. 101, 31 ago. 2017.
- ANTT; ECO 101; UFES. **Pesquisa RDT: Estabilização de solos com aditivo químico, cal/escória e cimento**. 2018. Relatório final de pesquisa. Dezembro, 2018.
- AUSTROADS. **Guide to Pavement Technology – Part 2: Pavement Structural Design**. Sydney: Austroads, 2012.
- AYRES JÚNIOR, Manoel. **Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis**. 1997. Tese (Ph.D.) – University of Maryland, College Park, Maryland, Estados Unidos, 1997.
- AZEVÊDO, André Luis C. de. **Estabilização de solos com adição de cal**. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Geotécnica, Escola de Minas – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.
- BALTAZAR, Rodrigo Pinheiro. **Caracterização do fator expansão de uma escória de aciaria em diferentes processos de cura para uso em pavimentação**. 2001.93 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2001.
- BASTOS, Juceline Batista dos Santos; BORGES, Rômulo Luiz; SOARES, Jorge Barbosa; KLINSKY, Luis Miguel Gutiérrez. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. **Transportes**, [s.l.], v. 23, n. 3, p. 44, 23 dez. 2015.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica** – Formação básica para engenheiros. 4. Re. Rio de Janeiro: ABEDA, 2010.

BEZERRA NETO, Rogério Silveira. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)**. 2004. 189 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

BRIDI, Lucas Oliveira. **Estudo do efeito da estabilização com coproduto de dessulfuração KR sob as propriedades físicas, mecânicas e químicas de solos com diferentes teores de finos**. 2020. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2020.

CNT. **Anuário CNT do transporte**: estatísticas consolidadas 2019. Brasília: CNT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 031/2004 – ES**: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2004.

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

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 136/2018 – ME**: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018c.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 181/2018 – ME**: Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018e.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 183/2018 – ME**: Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018f.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 184/2018 – ME**: Pavimentação – Misturas asfálticas – Ensaio uniaxial de carga

repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018g.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 434/2021 – ME**: Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio. Brasília, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 006/2003 – PRO**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **IS-247: Estudos para elaboração de projetos de implantação usando o método de dimensionamento nacional – MeDiNa**. Brasília, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006.

ECO101 – ECO101 Concessionária de Rodovias S.A.; UFES – UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO. **Estabilização de solos com aditivo químico, cal/escória e cimento Portland**. Vitória, 2018. 215 f.

ESLAMINIA, Mehran; THIRUNAVUKKARASU, Senganal; GUDDATI, Murthy N.; KIM, Y. Richard. *Accelerated Pavement Performance Modeling Using Layered Viscoelastic Analysis*. In: *RILEM INTERNATIONAL CONFERENCE ON CRACKING IN PAVEMENTS: MECHANISMS, MODELING, TESTING, DETECTION AND PREVENTION CASE HISTORIES*, 7., v. 4. 2012, Delft, Holanda. **Anais** [...] Delft, Holanda: RILEM Bookseries, 2012. Disponível em: <https://link.springer.com/chapter/10.1007%2F978-94-007-4566-7_48?LI=true>. Acesso em: 19 de mai. 2020.

FERREIRA, Clovis Madruga. **Trabalhando com viga Benkelman**. 2014, 93f. Incorp Consultoria e Acessoria, Edição 2014.

FLORES, Guilherme Ceretta; SPECHT, Luciano Pivoto. **Aplicação do software MeDiNa na análise e no projeto de reforço de pavimentos**. Santa Maria: 2019.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos - SisPav**. 2007. 315 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença; MOTTA, Laura Maria Goretti. **Guia para utilização de método mecanístico-empírico**: apresentação dos programas desenvolvidos. Rio de Janeiro, 2018.

FRITZEN, Marcos Antonio. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfálticos com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis**. 2005. 291 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2005.

FURIERI, Elaine Cristina. **Avaliação em laboratório e em campo por meio de simulador linear de tráfego móvel de solos estabilizados com coproduto KR, cimento Portland e Blindasolo®**. 2019. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2019.

GOMES, Mayara Souza; GUIMARÃES, Antônio Rodrigues; MARQUES, Maria Esther Soares. Estudo da influência do tipo de finos no comportamento resiliente de solos tropicais para uso em pavimentos. **Revista Ibero Americana de Ciências ambientais**, v. 9, n. 5, p. 78-87, 2018.

GONÇALVES, Fernando José Pugliero. Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados. 2002. 507 f. Teste (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do *shakedown* aplicada a pavimentos flexíveis**. 2001. 184 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2001.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2009.

HALSTED, Gregory E.; ADASKA, Wayne S.; MCCONNELL, William T. **Guide to cement-modified soil (CMS)**. EB242 Portland Cement Association, Skokie, Illinois, Estados Unidos, 2008.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Anuário Estatístico – 2019**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2019.

LIMA, Caroline Dias Amancio de; UBALDO, Mariluce de Oliveira; MOTTA, Laura Maria Goretti da; ARAGÃO, Francisco Thiago Sacramento. **Caracterização da deformabilidade de solos arenosos não lateríticos no equipamento triaxial de cargas repetidas**. Trabalho apresentado no 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, 100% digital, 2020. Disponível em: <https://www.anpet.org.br/anais34/documentos/2020/Infraestrutura/Solos%20e%20Cimento%20I/3_66_AC.pdf>. Acesso em 03 ago. 2021.

MAHENDRA, K. C.; VIRUPAKSHA, Gouda H.; ADARSHA, Komp; MUNISWAMI K.; KURUBARA, Honnuraswamy; SHIVARAJ, R. N. Hot Metal De-Sulphurisation by KR Process. **International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology**, 2017.

MAURY, Maria Beatriz; BLUMENSCHNEIN, Raquel Naves. Produção de cimento: impactos à saúde e ao meio ambiente. **Sustentabilidade em debate**, v. 3, n. 1, p. 75-96, jan/jun 2012.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. 1991. 384 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

NEPOMUCENO, Daiana Valt. **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**. 2019. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2019.

NORTH CAROLINA STATE UNIVERSITY. **Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses: LVECD 1.0 Beta (User Guide)**. Raleigh, 2014.

OLIVEIRA, Caroline Forestti. **Uso de coproduto de dessulfuração de reator Kambara como agente estabilizante de solos para fins de pavimentação**. 2018. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

OLIVEIRA, Caroline Forestti; PIRES, Patrício Moreira; TEIXEIRA, Jamilla Emi Sudo Lutf. Physical, mechanical, and microstructure investigation of tropical clayey soils stabilized with desulfurization slag for pavement application. **Road Materials and Pavement Design**, 2019.

PICOLI, Hully Carvalho. **Estabilização de solos com coprodutos de coqueria FGD e cimento Portland para uso em camadas de pavimentação**. 2020. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2020.

PIMENTA, Anderson Augusto Guerin. **Obtenção de parâmetros para estudo de dimensionamento de um muro de contenção com pneus e coproduto siderúrgico de aciaria**. 2019. 98 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2019.

PIRES, Patrício Moreira; TEIXEIRA, Jamilla Emi Sudo Lutf; NEPOMUCENO, Daiana Valt; FURIERI, Elaine Cristina. Laboratory and Field Evaluation of KR Slag–Stabilized Soil for Paving Applications. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 31, n. 9, p. 04019182, set. 2019. American Society of Civil Engineers (ASCE).

QUEIROZ, Cesar Augusto Vieira de; VISSER, A. T. **Modelos de previsão de desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil**. 1984. 360 f. Tese (Doutorado). Ministério dos Transportes – GEIPOT/DNER, 1984.

RAMOS, Luísa Braz da Silva. **Estudo do ganho de resistência e da estabilização química pela adição do coproduto KR no melhoramento de solos argilosos**.

2018. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

SANTIAGO, Lucimar da Silva. **Contribuições para o desenvolvimento de um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos**. 2017. 166 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SANTOS, Thaís Aquino dos; SPECHT, Luciano Pivoto; PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; BRITO, Lélío Antônio Teixeira. Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. **Transportes**, [s.l.], v. 27, n. 1, p. 48-64, 30 abr. 2019.

SILVA, Prepredigna Delmiro Elga Almeida da. **Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (*whitetopping*) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias**. 2001. 376 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

SILVEIRA, Virlene Leite; GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues; CASTRO, Carmen Dias. Estudo da aplicação da cinza de caldeira a coque nas camadas de base e sub-base de pavimentos. **Transportes**, [s.l.], v. 27, n. 2, p. 194-208, 31 ago. 2019.

SOUZA JÚNIOR, José Geraldo de. **Aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos a trechos de uma rodovia federal**. 2018. 236 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.

TONG, Zhibo; MA, Guojun; CAI, Xun; XUE, Zhengliang; WANG, Wei; ZHANG, Xiang. Characterization and Valorization of Kanbara Reactor Desulfurization Waste Slag of Hot Metal Pretreatment. **Waste Biomass Valor**, 2016.

WANG, Sheng-lin; BAAJ, Hassan. Treatment of weak subgrade materials with cement and hydraulic road binder (HRB). **Road Materials and Pavement Design**, [s.l.], p. 1-24, 13 jan. 2020.