

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

ELAINE CRISTINA FURIERI

**AVALIAÇÃO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO POR MEIO DE SIMULADOR  
LINEAR DE TRÁFEGO MÓVEL DE SOLOS ESTABILIZADOS COM COPRODUTO  
KR, CIMENTO PORTLAND E BLINDASOLO®**

VITÓRIA

2019

ELAINE CRISTINA FURIERI

**AVALIAÇÃO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO POR MEIO DE SIMULADOR  
LINEAR DE TRÁFEGO MÓVEL DE SOLOS ESTABILIZADOS COM COPRODUTO  
KR, CIMENTO PORTLAND E BLINDASOLO®**

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

Orientador: Prof. D.Sc. Patrício José Moreira Pires.

VITÓRIA

2019

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

---

F984a Furieri, Elaine Cristina, 1975-  
Avaliação em laboratório e em campo por meio de simulador linear móvel de solos estabilizados com coproduto KR, cimento Portland e Blindasolo / Elaine Cristina Furieri. - 2019.  
233 f. : il.

Orientador: Patrício José Moreira Pires.

Coorientadora: Jamila Emi Sudo Lutif Teixeira.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Estabilização de solos. 2. Coproduto KR. 3. Simulador de tráfego móvel tipo HVS. 4. Blindasolo. I. Moreira Pires, Patrício José. II. Emi Sudo Lutif Teixeira, Jamila. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

---

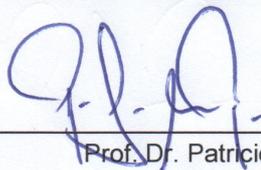
**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**

**AVALIAÇÃO EM LABORATÓRIO E EM CAMPO POR MEIO DE  
SIMULADOR LINEAR DE TRÁFEGO MÓVEL DE SOLOS ESTABILIZADOS  
COM COPRODUTO KR, CIMENTO PORTLAND E BLINDASOLO®**

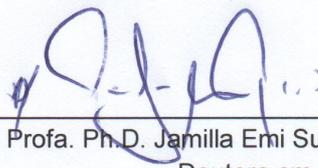
**Elaine Cristina Furieri**

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

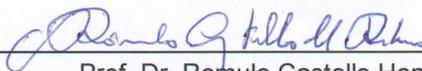
Aprovada no dia **09 de maio de 2019** por:



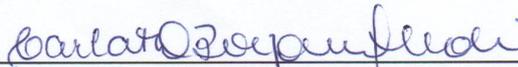
Prof. Dr. Patricio José Moreira Pires  
Doutor em Engenharia Civil  
Orientador – UFES



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



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



Profa. Dra. Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi  
Doutora em Engenharia Civil  
Examinadora Externa - UFES

**Vitória – ES, maio de 2019**

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, José Marcos e Thereza, ficam os maiores agradecimentos, por acreditarem no meu potencial e, com sabedoria e zelo, me incentivarem a buscar sempre mais. Agradeço também a minha irmã Cintia que sempre esteve ao meu lado me apoiando de todas as formas possíveis.

À ECO101 CONCESSIONÁRIA DE RODOVIAS S.A. e a ANTT por terem financiado a pesquisa.

Aos amigos Daiana Valt e Jarleson Andrião, por sempre ouvirem meus desabafos e partilharem os momentos difíceis da pesquisa e do dia-a-dia.

Ao Leonaldo e Deiverson que foram essenciais para o desenvolvimento desta pesquisa, responsáveis em grande parte pela realização, em laboratório e em campo, dos ensaios.

Aos meus Professores orientadores Patrício José Moreira Pires e Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira, que me guiaram na realização deste estudo. E a todos os outros colegas de estudo e técnicos de laboratórios, especialmente a Natália, que foram fundamentais para a execução com louvor de todos os ensaios.

Enfim, a todos que de alguma forma me ajudaram a atingir essa conquista, muito obrigada.

## RESUMO

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. 231f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória – ES, 2018. Orientador: Prof. D.Sc. Patrício José Moreira Pires. Coorientadora: Prof<sup>a</sup>. D.Sc. Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira.

Os pavimentos são estruturas constituídas de várias camadas, responsáveis por absorver e distribuir a carga do tráfego de veículos que por eles circulam. As tensões e deformações as quais a estrutura é submetida dependem, principalmente da espessura das camadas e da rigidez dos materiais empregados. As camadas, que constituem um pavimento, muitas vezes são construídas com solos e/ou solos melhorados com outros materiais, procedimento chamado de estabilização de solos. Nem sempre o solo local apresenta características adequadas para uso em sub-base e base de pavimentos, e com o objetivo de viabilizar a obra, a estabilização do solo local se faz necessária. Existem formas consagradas e muito utilizadas para se estabilizar um solo para fins de pavimentação, tal como sua mistura com cimento Portland, mas se faz necessária a procura de novos materiais, visto o alto custo e escassez de recursos naturais. Trabalhos recentes mostram que as indústrias de aço passaram a incluir em seu processo a etapa de dissulfuração do ferro gusa líquido no reator Kambara, produzindo uma escória comumente chamada de escória de dissulfuração do reator Kambara (coproduto KR). Trabalhos mostram que este tipo de escória pode desencadear reações pozolânicas, conferindo certa qualidade ligante, assim como outras propriedades mecânicas de resistência. Este trabalho estuda a incorporação do coproduto KR com granulometria inferior a 19 mm aos dois solos estudados, nas proporções de 15%, 20% e 25% de coproduto KR. Também é estudada a estabilização química dos solos com um aditivo denominado comercialmente de Blindasolo®, com reagentes e concentrações do produto indicados pelo fabricante. Foi desenvolvido um programa experimental em laboratório para se determinar as características físicas e mecânicas dos solos e misturas estudadas. Logo após esta etapa, foram construídas em campo quatro pistas experimentais com as misturas estudadas como sub-base e base das pistas,

e cada uma delas, submetidas ao simulador de tráfego móvel tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*). por um número de ciclos correspondente à 10 anos de vida útil do projeto. Em cada uma das pistas foi realizado um levantamento deflectométrico ao longo da simulação para análise da qualidade estrutural de cada pista. Foi demonstrado através dos ensaios de laboratório e de campo que o coproduto KR é uma opção na estabilização de solos, indicando esta como uma possível substituição à tradicional estabilização com cimento Portland.

**Palavras-chave:** Estabilização de solos; Coproduto KR; Escória KR; Simulador de tráfego móvel tipo HVS; Blindasolo®.

## ABSTRACT

FURIERI, Elaine Cristina. **Laboratory and field evaluation by linear simulator of mobile traffic stabilized with KR co-product, Portland cement and Blindasolo®.** 2019. 231f. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Post-Graduation Program in Civil Engineering Federal University of Espírito Santo, Vitória - ES, 2018. Advisor: Prof. D.Sc. Patrício José Moreira Pires. Coordination: Prof<sup>a</sup>. D.Sc. Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira.

Pavements are multi-layer structures, responsible for absorbing and distributing the traffic load of vehicles that circulate through them. The tensions and deformations to which the structure is subjected depend mainly on the thickness of the layers and the rigidity of the materials used. The layers, which constitute a pavement, are often constructed with improved soils and / or soils with other materials, a procedure called soil stabilization. The local soil does not always have adequate characteristics for use in sub-base and base of pavements, and in order to make feasible the work, the stabilization of the local soil becomes necessary. There are consecrated and widely used ways to stabilize a soil for paving purposes, such as Portland cement, but it is necessary to search for new materials, given the high cost and scarcity of natural resources. Recent works show that the steel industries started to include in the process the disulfurization step of liquid pig iron in the Kambara reactor, producing a slag commonly called disulfurization slag from the Kambara reactor (KR co-product). Studies show that this type of slag can trigger pozzolanic reactions, conferring some binding quality, as well as other mechanical properties of resistance. This work studies the incorporation of the KR co-product in granulometry from 0 to 19 mm to the two studied soils, in proportions of 15%, 20% and 25% of KR co-product. The chemical stabilization of soils is also studied with an additive named commercially from Blindasolo®, with reagents and product concentrations indicated by the manufacturer. An experimental program was developed in the laboratory to determine the physical and mechanical characteristics of the soils and mixtures studied. Soon after this stage, four experimental tracks were built in the field with the mixes studied as sub-base and base of the tracks, and each of them, submitted to the HVS (Heavy Vehicle Simulator) mobile traffic simulator. for a number of cycles

corresponding to 10 years of project life. In each of the tracks a deflectometric survey was carried out along the simulation to analyze the structural quality of each track. It has been demonstrated through laboratory and field trials that the KR co-product is an option in soil stabilization, indicating this as a possible replacement for the traditional stabilization with Portland cement.

**Keywords:** Soil stabilization; KR co-product; Slag KR; Mobile traffic simulator type HVS; Blindasolo®.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Situação da pavimentação no Brasil.....	27
Figura 2 – Classificação dos materiais constituintes de uma via.....	28
Figura 3 – Pavimento flexível – Estrutura-tipo.....	29
Figura 4 – Pavimento Rígido – Estrutura-tipo.....	30
Figura 5 – Troca de cátions.....	35
Figura 6 – Reestruturação das partículas.....	36
Figura 7 – Hidratação cimentícia.....	37
Figura 8 – Reação pozolânica.....	37
Figura 9 – Fluxo de produção de aço.....	41
Figura 10 – Destinação de coprodutos e resíduos.....	42
Figura 11 – Tipos de resíduos do processo siderúrgico.....	44
Figura 12 – Curva granulométrica KR.....	47
Figura 13 – Coproduto KR.....	49
Figura 14 – Preparação de ensaio ISC com estabilizante químico Blindasolo®.....	51
Figura 15 – Adição de Blindasolo® no caminhão tanque para diluição em água.....	52
Figura 16 – Aplicação da solução de água e Blindasolo®.....	52
Figura 17 – Detalhe da aplicação da solução de água e Blindasolo®.....	53
Figura 18 – Aspecto do solo compactado com solução de água e Blindasolo®.....	53
Figura 19 – Ilustração e vista geral da pista do IPR/DNER.....	56
Figura 20 – Simulador linear UFRGS/DAER.....	57
Figura 21 – Simulador de tráfego tipo HVS empregado na pesquisa.....	58
Figura 22 – Bacia com baixas deflexões e grandes raios de curvatura.....	67
Figura 23 – Bacia com baixas deflexões e pequenos raios de curvatura.....	67
Figura 24 – Bacia com altas deflexões e grandes raios de curvatura.....	68
Figura 25 – Bacia com altas deflexões e pequenos raios de curvatura.....	68
Figura 26 – Bacia de deflexão.....	69
Figura 27 – Fases da vida estrutural de um pavimento.....	70
Figura 28 – Ábaco para cálculo do fator de correção das deflexões pela temperatura.....	73
Figura 29 – Pontos de avaliação da viga Benkelman.....	74
Figura 30 – Posicionamento da viga Benkelman.....	75
Figura 31 – Esquema da viga Benkelman.....	76

Figura 32 – Faixa granulométrica da mistura asfáltica do trecho experimental.....	80
Figura 33 – Mapa de localização do trecho experimental.....	86
Figura 34 – Projeto geométrico das pistas.....	87
Figura 35 – Seções levantadas no ensaio com o simulador tipo HVS.....	88
Figura 36 – Imagem das seções levantadas no ensaio com o simulador tipo HVS..	88
Figura 37– Detalhe do guiamento do rodado do simulador de tráfego.....	90
Figura 38 – Detalhe da unidade hidráulica .....	90
Figura 39 – Detalhe do manômetro de aplicação de carga .....	91
Figura 40 - Detalhe do elemento de amortecimento.....	92
Figura 41 – Detalhe do sistema de acionamento.....	92
Figura 42 – Detalhe dos sensores indutivos.....	93
Figura 43 – Detalhe do painel de controle.....	93
Figura 44 – Detalhe do sistema de rodado.....	94
Figura 45 – Detalhe do tanque de água.....	95
Figura 46 – Detalhe de um dos espargidores de água que simulam as precipitações pluviométricas.....	95
Figura 47– Sistema de aquecimento do pavimento .....	96
Figura 48 – Curvas granulométricas dos solos.....	98
Figura 49 – Curvas de compactação dos solos na energia intermediária (EI) e na energia modificada .....	99
Figura 50 - Curvas granulométricas do solo AE+KR nas adições de 15%, 20% e 25% de KR.....	102
Figura 51- Curvas granulométricas do solo JP6+KR nas adições de 15%, 20% e 25% de KR.....	102
Figura 52 – Curvas de ISC, nas energias intermediária e modificada, do solo AE natural, adição de 15%, de 20% e de 25% de KR.....	105
Figura 53 – Curvas de ISC, nas energias intermediária e modificada, do solo JP6 natural, adição de 15%, de 20% e de 25% de KR.....	107
Figura 54 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+15% de KR na energia intermediária.....	110
Figura 55 - Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+15% de KR na energia modificada.....	111
Figura 56 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+20% de KR na energia intermediária.....	112

Figura 57 – E Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+20% de KR na energia modificada.....	113
Figura 58 - Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6+15% de KR na energia modificada.....	114
Figura 59 - Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6+20% de KR na energia modificada.....	115
Figura 60 – Gráfico de evolução do solo AE+cimento nas idades de 7 e 28 dias de cura.....	117
Figura 61 – Curvas de ISC, na energia modificada do solo JP6 com adição de 3% e 4% de cimento Portland.....	118
Figura 62 – Comparativo dos solos AE e JP6 com cimento (solo-cimento).....	119
Figura 63 – Ensaio de módulo de resiliência do solo JP6 com 3% de cimento na energia modificada.....	120
Figura 64 – Ensaio de módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia normal.....	121
Figura 65 – Ensaio de módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia intermediária .....	122
Figura 66 – Ensaio de módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia modificada.....	123
Figura 67– Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - AEBSSA2 – Energia Intermediária.....	126
Figura 68 – Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - AEBSSA1 – Energia Intermediária.....	127
Figura 69 - Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - JP6BSSA1 – Energia Intermediária.....	128
Figura 70 – Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - JP6BSCH – Energia Intermediária.....	129
Figura 71 – Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - JP6BSCH – Energia Modificada.....	130
Figura 72 – Ensaio de módulo de resiliência com estabilizante químico Blindasolo® - JP6BSSA1 – Energia Modificada.....	131
Figura 73 – Estrutura do pavimento da Pista 01.....	133
Figura 74 – Espalhamento e homogeneização da escória KR na sub-base da Pista 01.....	134

Figura 75 – Homogeneização do solo melhorado com cimento e compactação da base da Pista 01.....	136
Figura 76 – Fases da execução do revestimento asfáltico da Pista 01.....	137
Figura 77 – Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo.....	137
Figura 78 – Levantamento deflectométrico após a execução, por camada.....	142
Figura 79 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 0.....	145
Figura 80 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 36.000.....	145
Figura 81 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 89.000.....	146
Figura 82 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 125.760.....	146
Figura 83 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 182.880.....	147
Figura 84 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 225.508.....	147
Figura 85 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 268.863.....	148
Figura 86 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 331.622.....	148
Figura 87 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 357.200.....	149
Figura 88 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 393.892.....	149
Figura 89 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 432.854.....	150
Figura 90 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 470.902.....	150
Figura 91 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 524.317.....	151
Figura 92 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 566.499.....	151
Figura 93 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 616.677.....	152
Figura 94 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 685.147.....	152
Figura 95 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 728.329.....	153
Figura 96 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 771.31.....	153
Figura 97 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 810.748.....	154
Figura 98 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 871.023.....	154
Figura 99 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.007.....	155
Figura 100 – Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo –.....	156
Figura 101 – Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo – 16,4 tf....	156
Figura 102 – Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego- Pista 01 – 8,2 tf e 16,4 tf.....	157
Figura 103 – Valores das temperaturas durante a simulação – Pista 01.....	158
Figura 104 – Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 8,2 tf – Pista 01.....	160

Figura 105 – Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 16,4 tf – Pista 01.....	160
Figura 106 – Estrutura do pavimento da Pista 02.....	162
Figura 107- Distribuição, homogeneização e compactação da Pista 02.....	163
Figura 108 – Fases da execução do revestimento asfáltico da Pista 02.....	164
Figura 109 – Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo.....	166
Figura 110 – Levantamento deflectométrico por camada – Pista 02.....	168
Figura 111 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 0.....	171
Figura 112 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 66.030.....	171
Figura 113 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 93.830.....	172
Figura 114 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 135.300.....	172
Figura 115 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 179.816.....	173
Figura 116 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 233.546.....	173
Figura 117– Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 275.000.....	174
Figura 118 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 335.500.....	174
Figura 119 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 373.067.....	175
Figura 120 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 431.786.....	175
Figura 121– Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 458.600.....	176
Figura 122 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 522.036.....	176
Figura 123 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 557.152.....	177
Figura 124 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 615.777.....	177
Figura 125 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 674.135.....	178
Figura 126 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 714.288.....	178
Figura 127 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 755.415.....	179
Figura 128 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 836.448.....	179
Figura 129 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 863.800.....	180
Figura 130 – Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.002.....	180
Figura 131 – Comparativo entre bacias de deflexão ao longo do tempo – Pista 02 – 8,2 tf .....	181
Figura 132 - Comparativo entre bacias de deflexão ao longo do tempo – Pista 02 – 16,4 tf.....	182
Figura 133 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego - 8,2 tf e 16,4 tf - Pista 02.....	183
Figura 134 - Temperatura ao longo da simulação da Pista 02.....	184

Figura 135 - Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura - 8,2 tf - Pista 02.....	187
Figura 136 - Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura - 16,4 tf - Pista 02.....	187
Figura 137 - Estrutura do pavimento da Pista 04.....	189
Figura 138 - Homogeinização e mistura de Blindasolo®+CH1 da base da Pista 04.....	189
Figura 139 - Execução do revestimento da Pista 04.....	190
Figura 140 - Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo - Pista 04.....	193
Figura 141 - Levantamento deflectométrico por camada - Pista 04.....	195
Figura 142 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 0.....	198
Figura 143 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 45.646.....	198
Figura 144 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 75.196.....	199
Figura 145 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 146.120.....	199
Figura 146 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 186.072.....	200
Figura 147 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 245.295.....	200
Figura 148 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 334.133.....	201
Figura 149 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 369.216.....	201
Figura 150 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 428.451.....	202
Figura 151 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 460.465.....	202
Figura 152 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 577.627.....	203
Figura 153- Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 658.123.....	203
Figura 154 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 700.204.....	204
Figura 155 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 761.080.....	204
Figura 156 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 854.294.....	205
Figura 157 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 901.666.....	205
Figura 158 - Deflexões máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.319.....	206
Figura 159 - Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo - Pista 04 - 8,2 tf .....	207
Figura 160 - Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo - Pista 04 - 16,4 tf.....	207

Figura 161 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação de tráfego - Pista 04 - 8,2 tf e 16,4 tf.....	208
Figura 162 - Temperatura ao longo da simulação da Pista 04.....	209
Figura 163 - Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura - 8,2 tf - Pista 04.....	212
Figura 164 - Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura - 16,4 tf - Pista 04.....	212
Figura 165 - Comparativo de dimensionamento entre Pista 01 e Pista 02.....	213
Figura 166 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação de tráfego para Pistas 01 e 02 - 8,2 tf - Sem correção de temperatura.....	214
Figura 167 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação de tráfego para Pistas 01 e 02 - 16,4 tf - Sem correção de temperatura.....	214
Figura 168 - Comparativo de dimensionamento entre Pistas 02 e 04 .....	216
Figura 169 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação de tráfego para Pistas 02 e 04 - 8,2 tf - Sem correção de temperatura.....	217
Figura 170 - Valores das deflexões máximas ao longo da simulação de tráfego para Pistas 02 e 04 - 16,4 tf - Sem correção de temperatura.....	217

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Lista de ensaios das misturas solo-estabilizante.....	34
Tabela 2 – Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo-cimento.....	39
Tabela 3 – Especificações da escória de aciaria para uso em pavimentos rodoviários.....	46
Tabela 4 – Caracterização física do coproduto KR.....	47
Tabela 5 – Análise comparativa na forma de óxidos do coproduto KR.....	48
Tabela 6 – Parâmetros para avaliação estrutural de um pavimento.....	71
Tabela 7 – Características do ligante asfáltico empregado nas camadas de revestimento dos trechos experimentais do estudo.....	79
Tabela 8 – Composição granulométrica da mistura asfáltica.....	80
Tabela 9 – Mistura solo, Blindasolo® e reagentes usados.....	81
Tabela 10 - Companhia de Laboratório.....	82
Tabela 11 - Siglas, solos utilizados e proporções de cada aditivo.....	83
Tabela 12 – Composição das misturas para o solo da jazida AE.....	84
Tabela 13 – Composição das misturas para o solo da jazida JP6.....	85
Tabela 14 – Dimensionamento das pistas experimentais .....	87
Tabela 15 – Resultados das caracterizações físicas dos solos estudados.....	97
Tabela 16 – Valores de massa específica aparente seca, expansão e ISC para os solos AE e JP6.....	100
Tabela 17 – Caracterização física do solo AE com adição de 15%, 20% e 25% de coproduto KR.....	101
Tabela 18 - Caracterização física do solo JP6 com adição de 15%, 20% e 25% de coproduto KR.....	101
Tabela 19 – Resultados dos ensaios de compactação, expansão e ISC para o solo natural, com 15%, 20% e 25% de adição de KR – Solo AE.....	104
Tabela 20 - Resultados dos ensaios de compactação, expansão e ISC para o solo natural, com 15%, 20% e 25% de adição de KR – Solo JP6.....	104
Tabela 21 - Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo AE+KR .....	106
Tabela 22 – Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo JP6+KR.....	108

Tabela 23 – Valores de módulo de resiliência para os solos AE e JP6 com adição de KR.....	116
Tabela 24 – Valores de resistência à compressão simples para o solo-cimento - Solo AE e Solo JP6.....	117
Tabela 25 – Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo JP6 +Cimento Portland.....	118
Tabela 26 – Valores de módulo de resiliência para o solo JP6 com cimento.....	124
Tabela 27 – Combinações de estabilizante químico Blindasolo® com solo AE, valores de ISC, expansão, densidade máxima seca e umidade ótima.....	124
Tabela 28 – Combinações de estabilizante químico Blindasolo® com solo JP6, valores de ISC, expansão, densidade máxima seca e umidade ótima.....	124
Tabela 29 – Valores do módulo de resiliência para as misturas com Blindasolo®.....	132
Tabela 30 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da sub-base da Pista 01.....	135
Tabela 31 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da base da Pista 01.....	136
Tabela 32 – Resultado das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante execução da Pista 01.....	138
Tabela 33 – Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 01.....	139
Tabela 34 – Resultados dos levantamentos deflectométrico após execução de cada camada - Pista 01.....	141
Tabela 35 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 01 – 8,2 tf.....	143
Tabela 36 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 01 – 16,4 tf.....	144
Tabela 37 – Deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas - Pista 01 – 8,2 tf.....	159
Tabela 38 – Deflexões máximas e deflexões máximas corrigidas - Pista 01 – 16,4 tf.....	160
Tabela 39 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da sub-base da Pista 02.....	163

Tabela 40 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da base da Pista 02.....	164
Tabela 41 – Resultado das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante execução da Pista 02.....	165
Tabela 42 – Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 02.....	165
Tabela 43 – Resultados dos levantamentos deflectométrico após execução de cada camada - Pista 02.....	167
Tabela 44 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 02 – 8,2 tf.....	169
Tabela 45 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 02 – 16,4 tf.....	170
Tabela 46 – Valores das deflexões determinadas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 8,2 tf.....	185
Tabela 47 – Valores das deflexões determinadas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 16,4 tf.....	186
Tabela 48 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da sub-base da Pista 04.....	190
Tabela 49 – Resultados dos ensaios de controle tecnológicos da base da Pista 04.....	191
Tabela 50 – Resultado das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante execução da Pista 04.....	192
Tabela 51 – Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 04.....	193
Tabela 52 – Resultados dos levantamentos deflectométrico após execução de cada camada - Pista 04.....	194
Tabela 53 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 04 – 8,2 tf.....	196
Tabela 54 – Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 04 – 16,4 tf.....	197
Tabela 55 – Valores das deflexões determinadas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 8,2 tf.....	210
Tabela 56 – Valores das deflexões determinadas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 16,4 tf.....	211

## LISTA DE SIGLAS

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

**ABCP** = Associação Brasileira de Cimento Portland

**ANTT** = Agência Nacional de Transportes Terrestres

**ARTESP** = Agência Reguladora de Serviços Públicos de Transporte do Estado de São Paulo

**ATR** = Afundamento de trilha de roda

**CAP** = Cimento Asfáltico de Petróleo

**CBUQ** = Concreto Betuminoso Usinado a Quente

**CCABrasil** = Conselho de Coprodutos de Aço do Brasil

**CNI** = Confederação Nacional da Indústria

**CNT** = Confederação Nacional do Transportes

**DAER** = Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

**D<sub>adm</sub>** = Deflexão máxima admissível

**DER** = Departamento de Estradas de Rodagem

**DNER** = Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

**DNIT** = Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre

**FC** = Fator de carga

**FWD** = *Falling Weight Deflectometer*

**HVS** = *Heavy Vehicle Simulator*

**HRB** = *Highway Research Board*

**HS** = Altura da mancha de areia

**IAB** = Instituto Aço Brasil

**IPR** = Instituto de Pesquisa Rodoviária

**ISC** = Índice de Suporte Califórnia

**LPAV** = Laboratório de Pavimentação da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**MR** = Módulo de Resiliência

**N** = Número de Projeto

**Rc** = Raio de curvatura

**SOLO AE** = Solo da jazida da Área de empréstimo

**SOLO JP6** = Solo da jazida JP6

**UFRGS** = Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**USACE** = *United States Corpo of Engineers*

**VRD** = Valor de resistência à derrapagem

## SUMÁRIO

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>4</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>5</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>7</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>9</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>16</b>
<b>LISTA DE SIGLAS</b> .....	<b>19</b>
<b>SUMÁRIO</b> .....	<b>21</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>23</b>
1.1 Objetivo .....	24
1.2 Organização do trabalho .....	24
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>26</b>
2.1 Pavimentação .....	26
2.1.1 Pavimentos Flexíveis .....	29
2.1.2 Pavimentos Rígidos .....	30
2.1.3 Pavimentos Semirrígidos .....	31
2.2 Estabilização de Solos para pavimentação .....	31
2.2.1 Estabilização de solos com cimento Portland .....	34
2.2.2 Estabilização de solos com coproduto KR .....	40
2.2.3 Estabilização de solos com estabilizante químico Blindasolo® .....	50
2.3 Simuladores de tráfego .....	54
2.4 Medição de deflexões .....	62
2.4.1 Viga Benkelman .....	75
<b>3 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>77</b>
3.1 Materiais .....	77
3.1.1 Solos .....	77
3.1.2 Cimento .....	78
3.1.3 Coproduto KR .....	78
3.1.4 Estabilizante Químico Blindasolo® .....	78

3.1.5 Concreto Asfáltico .....	79
3.2 Campanha de Laboratório .....	81
3.3 Campanha de Campo .....	86
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>97</b>
4.1 Resultados de laboratório .....	97
4.1.1 Caracterização física dos solos .....	97
4.1.2 Caracterização mecânica dos solos .....	99
4.1.3 Caracterização física da mistura solo e coproduto KR .....	100
4.1.4 Caracterização mecânica da mistura solo e coproduto KR .....	103
4.1.5 Caracterização mecânica da mistura solo e cimento Portland .....	116
4.1.6 Caracterização mecânica da mistura solo e estabilizante químico Blindasolo® .....	124
4.2 Resultados de campo .....	133
4.2.1 Pista 01 .....	133
4.2.1.1 Execução .....	133
4.2.1.2 Medidas deflectométricas .....	139
4.2.2 Pista 02 .....	162
4.2.2.1 Execução .....	162
4.2.2.2 Medidas deflectométricas .....	166
4.2.3 Pista 04 .....	188
4.2.3.1 Execução .....	188
4.2.3.2 Medidas deflectométricas .....	193
4.2.4 Comparativo entre Pista 01 e a Pista 02 .....	213
4.2.5 Comparativo entre Pista 02 e a Pista 04 .....	215
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>218</b>
5.1 Conclusões da pesquisa .....	218
5.2 Sugestões para trabalhos futuros .....	221
<b>6 REFERÊNCIAS .....</b>	<b>222</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é de grande importância para economia nacional, no sentido que por rodovias e estradas circula mais da metade das cargas produzidas no país. Apesar da importância, os esforços feitos para garantir o bom estado destas vias ainda são pequenos. Um levantamento realizado pela Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2016) mostra que 80 % da malha rodoviária nacional não é pavimentada. O descaso com a conservação de uma via de boa qualidade promove maiores custos de manutenção tanto da rodovia quanto dos veículos que por nela trafegam, intensificando o aumento dos custos de frete e tudo que está relacionado ao transporte de cargas.

A qualidade da pavimentação está diretamente ligada ao dimensionamento da via, e com o avanço da tecnologia e das técnicas de construção, a evolução dos métodos de dimensionamento de um pavimento tornaram-se fundamentais para a qualidade das rodovias. Inicialmente, o dimensionamento considerava apenas as características da camada de rolamento e a capacidade de penetração da camada asfáltica.

A busca pela utilização de novos materiais se justifica no Brasil e no mundo, devido à oferta de recursos minerais cada vez mais escassa e também pela criação de normas reguladoras cada vez mais rígidas de exploração mineral. De acordo com o Instituto Aço Brasil (IAB, 2016), o país é um dos maiores produtores de aço do mundo, e conseqüentemente um dos principais geradores de resíduos e coprodutos nas indústrias siderúrgicas. Em 2018 a geração desses resíduos e coprodutos atingiram um total de 17,9 milhões de toneladas. Aproximadamente 6% desse material ainda não possui destinação adequada e é armazenada em estoques.

Neste cenário de evolução de técnicas e materiais de construção, este trabalho se desenvolveu. Foi avaliado experimentalmente misturas de solos estabilizados com coproduto siderúrgico KR, com cimento e com aditivo químico denominado comercialmente como Blindasolo®, para aplicação na pavimentação em camadas de sub-base e base.

## 1.1 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o comportamento de solos estabilizados com cimento Portland, solos estabilizados com o coproduto siderúrgico KR e estabilizante químico Blindasolo®. Primeiro em laboratório, com ensaios de caracterização física e mecânica, e depois em campo, comparando o comportamento dos estabilizantes em camadas de base e sub-base de pavimentos experimentais sob a influência de um simulador linear de tráfego tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*).

Para obtenção deste objetivo geral foram traçados os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar em laboratório o comportamento dos solos estudados melhorados com cimento, dos solos estabilizados com coproduto KR e com o estabilizante químico Blindasolo®, por meio de ensaios de caracterização, de compactação, expansão, compressão simples e módulo de resiliência;
- Avaliar comparativamente o comportamento em campo, realizado por meio de ensaios acelerados, com simulador móvel de tráfego tipo HVS, dos solos estabilizados em laboratório quando usados em camadas de base e sub-base de pavimentos experimentais;
- Realizar ensaios deflectométricos com a viga Benkelman para avaliar o comportamento estrutural dos pavimentos experimentais.

## 1.2 Organização do trabalho

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

- Capítulo 2: Apresenta uma revisão bibliográfica sobre a situação dos pavimentos brasileiros, tipos de pavimentos, estabilização de solos para pavimentação, simuladores de tráfego e medições de deflexões por meio da viga Benkeman;
- Capítulo 3: São apresentados os materiais e a metodologia aplicados no trabalho;

- Capítulo 4: Expõe os resultados obtidos e as análises dos ensaios realizados no programa experimental em laboratório e em campo;
- Capítulo 5: São apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros;
- Capítulo 6: São apresentadas às referências bibliográficas citadas durante este trabalho.

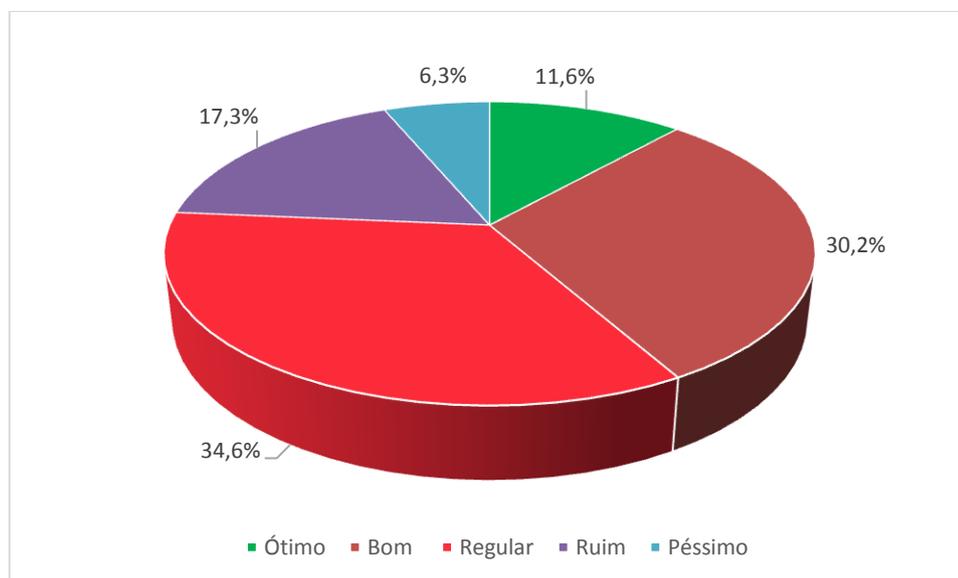
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão abordadas as condições dos pavimentos em nosso país, a importância deles para a economia e as diferentes classificações de sua constituição. Para tais pavimentos, diferentes composições podem ser utilizadas nas diferentes camadas que os constituem, como solos estabilizados e diversos aditivos que podem incorporados para melhorar suas características físicas e mecânicas e assim atender à normas e projetos. Será descrito a importância do setor de siderurgia no Brasil e no mundo e a produção de um tipo de coproduto denominado KR que será testado como estabilizante de solos nesta dissertação, assim como tipos de simuladores de tráfegos existentes no Brasil e a descrição do simulador que foi utilizado nesta pesquisa. O uso deste simulador tornou possível o estudo da condição estrutural das pistas experimentais, e neste capítulo é apresentado como isso é possível com a determinação de suas deflexões máximas e raios de curvatura, utilizando um mecanismo denominando Viga Benkleman.

### 2.1 Pavimentação

A pavimentação de ruas, estradas e rodovias tem um peso importante no desenvolvimento de qualquer país. O modal rodoviário no Brasil representa aproximadamente 60% do transporte de cargas e 96% do transporte de passageiros (BERNUCCI *et al.*, 2008). Apesar disto, levantamentos recentes da Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2017) constatam que apenas 12,2% da malha federal e que apenas 2% das estradas municipais apresentam vias pavimentadas (CNT, 2017), e das vias pesquisadas pela CNT em 2017, menos da metade das vias pavimentadas estavam em boas condições como mostra a Figura 1.

Figura 1 : Situação da pavimentação no Brasil



Fonte: CNT (2017)

A competitividade da economia brasileira é prejudicada pela falta de investimento em infra-estrutura, uma vez que, isso acarreta um número crescente de acidentes, desperdício de carga e gasto elevado com manutenção e combustíveis. O quadro de precária infra-estrutura rodoviária, bem como dos demais modais de transportes, repercute na capacidade produtiva do país contribuindo para o chamado “Custo Brasil” (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A qualidade de um pavimento está diretamente ligada ao dimensionamento da via. Os primeiros métodos consideravam apenas às características da camada de rolamento e a capacidade de penetração da camada asfáltica. Estudos subsequentes realizados no Canadá e na extinta União Soviética consideravam também o comportamento elastoplástico do concreto asfáltico. A partir de 1943, começou-se a considerar o dimensionamento dos pavimentos como um sistema constituído de várias camadas (SENÇO, 1997). Os métodos modernos de dimensionamento consideram ainda o tráfego diário médio de veículos, a carga em transporte, as condições climáticas regionais e a finalidade da via, além de considerar os mais diversos tipos de materiais para sua constituição.

Pavimento de acordo com Bernucci *et al.* (2008) é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto e segurança.

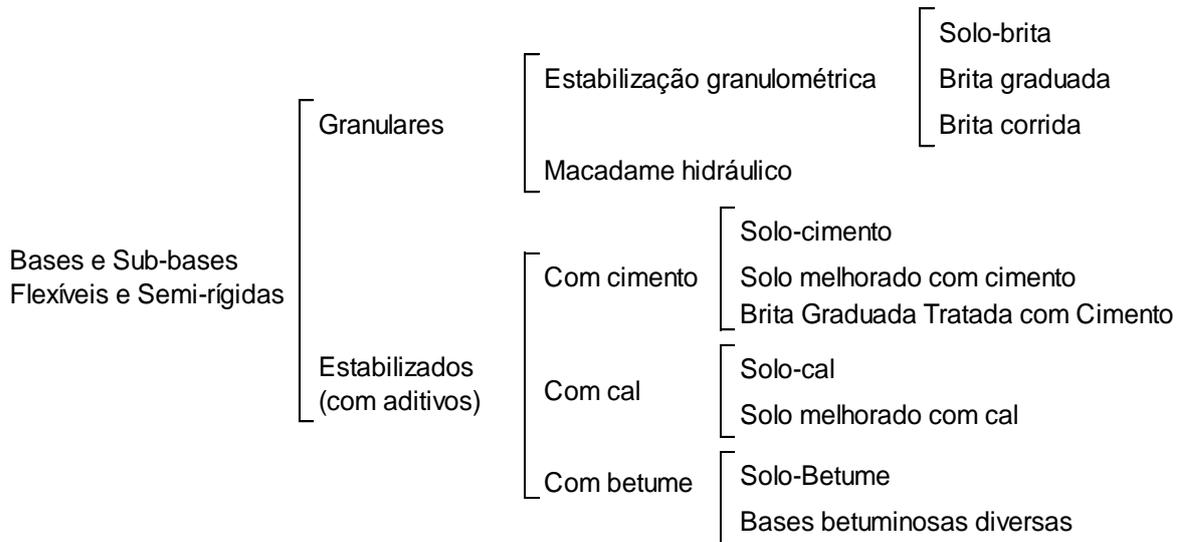
As diferentes camadas devem resistir aos esforços horizontais e verticais transmitidos pelo tráfego, e transferi-los às camadas inferiores. As tensões e deformações as quais a estrutura está sujeita dependem principalmente das espessuras das camadas e da rigidez dos materiais empregados.

Tendo em vista à melhoria das condições das rodovias, Gonçalves (2016) ressalta que o estudo de novas composições e novas técnicas construtivas, são necessários para melhorar as condições de trafegabilidade almejando a redução de custos, tanto na implantação da via, quanto em sua manutenção e em sua utilização no transporte de cargas.

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT, 2006), os pavimentos podem ser classificados como pavimentos rígidos, flexíveis ou semirrígidos, conforme o material empregado na composição das diversas camadas.

A Figura 2 mostra um sistema de classificação dos materiais com base no material empregado. Nos subitens seguintes, será apresentada uma descrição sucinta de cada tipo de pavimento.

Figura 2- Classificação dos materiais constituintes de uma via



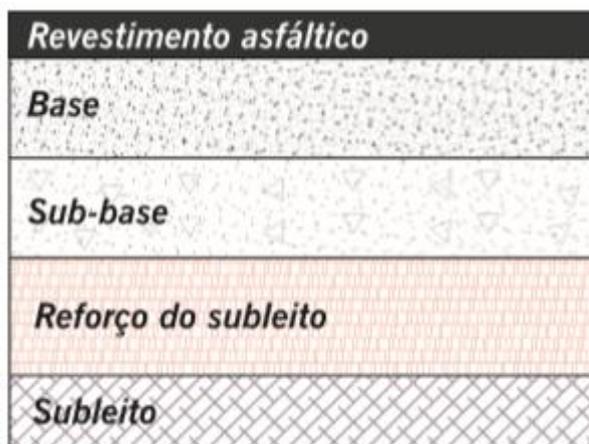
Fonte: Sossai (2018)

### 2.1.1 Pavimentos Flexíveis

Os pavimentos flexíveis normalmente associados aos pavimentos asfálticos, são compostos por camada superficial asfáltica, apoiada sobre camadas de base, de sub-base e de reforço do subleito, constituídas por materiais granulares, solos ou misturas de solos, sem adição de agentes cimentantes. Uma ou mais camadas podem ser suprimidas em função do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez, da espessura das camadas e das condições ambientais (BERNUCCI *et al.*, 2008). A Figura 3 mostra uma estrutura típica de um pavimento flexível.

O DNIT (2006) define o pavimento flexível como uma estrutura em que todas as camadas, sob um carregamento aplicado, sofrem deformação elástica significativa, distribuindo a carga em parcelas aproximadamente iguais entre seus componentes.

Figura 3: Pavimento Flexível – Estrutura-tipo



Fonte: BERNUCCI *et al.* (2008)

A camada de subleito é composta pelo terreno de fundação do pavimento ou revestimento. Acima desta, encontram-se, respectivamente às de sub-base e base do pavimento. À camada de sub-base é considerada opcional e sua função é corrigir o subleito, ou complementar à base, quando por qualquer circunstância não seja aconselhável construir o pavimento diretamente sobre o leito terraplenado. À camada de base se destina ao recebimento, distribuição e dissipação dos esforços proveniente do tráfego.

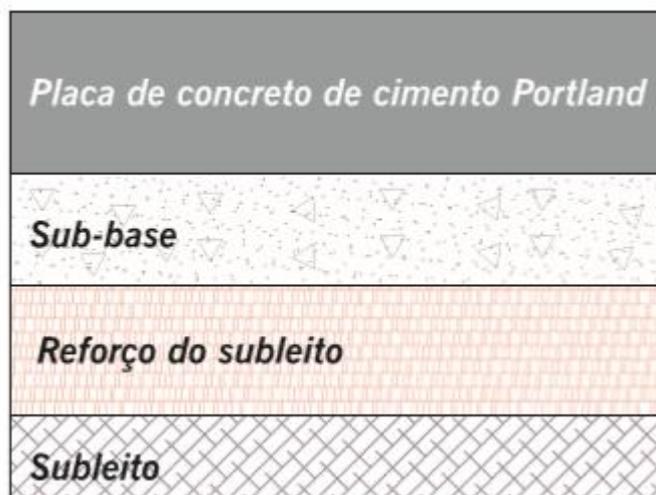
Segundo Tessari (2017), nos pavimentos asfálticos à baixa razão entre rigidez do revestimento e as demais camadas faz com que as solicitações do contato pneu-pavimento sejam distribuídas numa área restrita, o que leva as tensões a serem compartilhadas entre as diversas camadas.

### 2.1.2 Pavimentos Rígidos

Os pavimentos rígidos, em geral associados aos de concreto de cimento Portland, são compostos por uma camada superficial de concreto de cimento Portland (em geral placas, armadas ou não), apoiada geralmente sobre uma camada de material granular ou de material estabilizado com cimento (chamada sub-base), assentada sobre o subleito ou sobre um reforço do subleito, quando necessário (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Figura 4 mostra uma estrutura-tipo de um pavimento rígido.

Figura 4 - Pavimento Rígido – Estrutura-tipo



Fonte: BERNUCCI *et al.* (2008)

Nesse tipo de estrutura de pavimento, diferentemente dos revestimentos asfálticos, a elevada rigidez do revestimento em relação às demais camadas faz com que as cargas provenientes do contato pneu-pavimento sejam distribuídas em uma grande área do revestimento superficial, o que diminui a solicitação das camadas subjacentes. Nesses pavimentos, a espessura das camadas é fixada em função da resistência à flexão da placa de concreto e das resistências das camadas subjacentes. As placas de concreto podem ser armadas ou não.

### 2.1.3 Pavimentos Semirrígidos

Para o DNIT (2006), os pavimentos semirrígidos são aqueles caracterizados por uma base cimentada por algum tipo de aglutinante, como por exemplo a brita graduada tratada com cimento como base ou sub-base, revestida por uma camada asfáltica.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os pavimentos semirrígidos são aqueles com revestimentos asfálticos que possuam em sua base ou sub-base materiais cimentados, que também são solicitados à tração.

Este tipo de pavimento tem uma deformabilidade maior que o rígido e menor que o flexível.

As bases cimentadas reduzem as solicitações impostas ao revestimento asfáltico em comparação com utilização de bases granulares numa configuração de pavimento flexível convencional. O principal benefício, de acordo com Suzuki (1992, *apud* Tessari, 2017) se refere à redução da tensão de tração imposta ao revestimento, o que possibilita a redução da espessura de asfalto.

## 2.2 Estabilização de Solos para pavimentação

Para Marangon (1992) a estabilização de um solo, pode ser definida como sendo a alteração de qualquer de suas propriedades, de forma à melhorar o seu comportamento sob o ponto de vista de engenharia. Consiste em um tratamento artificial, por um processo físico, químico ou físico-químico, tornando o solo estável para os limites de sua utilização, e ainda fazendo com que esta estabilização permaneça sob a ação de cargas exteriores e também sob ações climáticas variáveis.

A pavimentação envolve diretamente o uso de solos nas diferentes camadas de sua composição. Para melhor aproveitamento econômico e de desenvolvimento da obra, o ideal, seria utilizar o solo já existente no local da realização da mesma. Contudo, muitas vezes os solos presentes *in loco* não atendem as especificações mínimas exigidas para a utilização. Manifesta-se então, a necessidade de alterar suas propriedades e gerar um novo material que atenda as características e propriedades previstas em normas e projetos. A estabilização de solos, segundo Lopes (2011), se mostra como uma alternativa viável e menos onerosa.

Para Senço (2001), estabilizar um solo significa dar a ele condições de resistir a deformações e ruptura durante todo o período em que a função exija atender tais características. Ainda segundo o autor, as principais características que um solo estabilizado deve apresentar é à resistência ao cisalhamento e à deformação, para que, quando sujeito a tensões, estes resistam sem que se rompam.

Existem dois principais métodos para a estabilização: Granulométrica e química.

A estabilização granulométrica consiste na adição ou retirada de partículas do solo com a finalidade de alterar as propriedades do mesmo. Este método trata-se basicamente, no emprego de um material ou na mistura de dois ou mais materiais, de modo a se enquadrarem dentro de uma determinada faixa granulométrica de forma a atender as especificações normativas, geralmente complementada com a compactação.

A estabilização química é a técnica que visa a melhoria das propriedades físicas e mecânicas do solo, por meio de alteração da estrutura do mesmo com o uso de aditivos, que podem ser dos mais variados tipos e nem sempre são materiais comuns ao uso da construção civil. Como aditivos para estabilização química, podemos citar: cimento, cal e produtos industrializados.

De acordo com Wang (2002), quase todos os tipos de solos podem ser estabilizados quimicamente. Existem algumas exceções, as quais incluem os solos orgânicos, argilas muito plásticas, e solos arenosos com baixo poder de reação. Normalmente, os solos contendo entre 5 e 35% de solos finos, passante na peneira 200, produzem material estabilizado quimicamente mais econômico.

Segundo Medina e Motta (2004), à mistura solo-estabilizador, pode ou não apresentar uma matriz contínua com solo. Na matriz contínua o agente estabilizador preenche todos os poros e as partículas de solo ficam nela mergulhadas como se fossem um inerte de enchimento. Neste caso as propriedades do sistema são essencialmente as da matriz e as propriedades mecânicas do estabilizador predominam.

Na matriz descontínua o estabilizador não preenche todos os poros e então podem ocorrer três modos de ação: 1) Modificação das características das superfícies das partículas dos solos; 2) Vedação inerte dos poros; 3) Interconectando as partículas de solo-solda por pontos (por exemplo: cimento).

Lopes (2011) diz que a escolha do tipo de estabilização é influenciada pelo custo, finalidade da obra e pelas características e propriedades dos materiais e dos solos.

Portanto, o termo estabilização do solo refere-se a qualquer processo, natural ou artificial, pelo qual um solo, sob o efeito de cargas aplicadas, se torna mais resistente à deformação e ao deslocamento do que o solo original.

Existem especificações bastante limitantes para cada material a ser empregado em cada uma das camadas do pavimento, em termos de granulometria, limites de consistência (LL e LP), ISC e expansão. Quando um ou mais destes índices não são satisfeitos uma das soluções possíveis é a estabilização granulométrica e/ou a estabilização química e sua posterior compactação, para se obter as características exigidas (Medina e Motta, 2004).

Seja qual for o estabilizante a ser usado, à escolha do produto deve ser baseada no efeito desejado a ser acrescentado ao solo. Devem ser feitos ensaios para se avaliar a efetividade da estabilização. Os testes convencionais a serem feitos para se avaliar eventuais mudanças de características no solo e na mistura solo-estabilizante estão na Tabela 1.

Tabela 1 : Lista de ensaios das misturas solo-estabilizante

ENSAIO	DISCRIMINAÇÃO
DNER ME 041/94	Preparação de amostras para caracterização
DNER ME 051/94	Análise granulométrica
DNER ME 082/94	Determinação do limite de plasticidade
DNER ME 122/94	Determinação do limite de liquidez
DNER ME 129/94	Compactação de amostras deformadas
DNER ME 049/94	Índice de suporte Califórnia (CBR)

Fonte : Miceli (2006)

### 2.2.1 Estabilização de solos com cimento Portland

Desde a construção em 1915 de uma rua em Sarasota, Flórida, empregando-se uma mistura de conchas, areia e cimento Portland, o solo-cimento tornou-se uma das formas de estabilização de solos mais amplamente utilizada em estradas. Até o ano de 1990 o uso de misturas com cimento foi adotada em mais de 1180 km<sup>2</sup> de bases de ruas, estradas e aeroportos que foram construídas nos Estados Unidos, tanto para pavimentos flexíveis quanto para pavimentos rígidos. Além disso, pavimentos flexíveis deteriorados têm sido reciclados com cimento, obtendo-se assim uma nova base de solo-cimento (Adaska, 1990, *apud* Oliveira, 1994).

No Brasil, as misturas de solo e cimento têm sido empregadas na pavimentação desde fins da década de 30 do século passado sendo que a partir de 1941, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) iniciou suas pesquisas nesta área (Trindade, 2006, *apud* Portelinha, 2008).

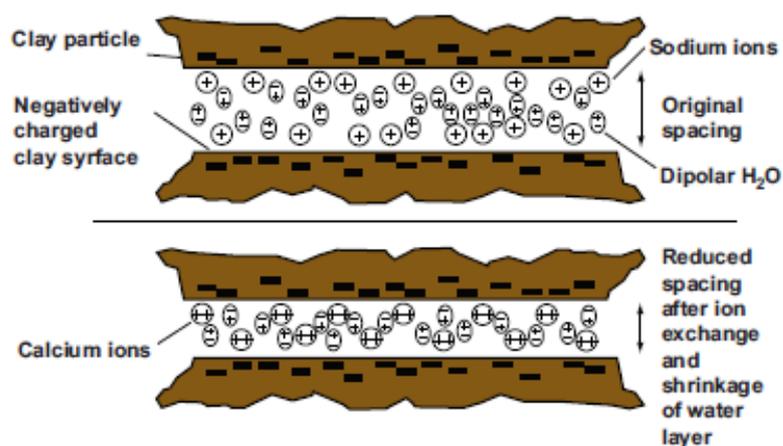
O Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT), em seu manual de Pavimentação (DNIT, 2006) refere-se a: (i) teores de cimento Portland na faixa de 5% a 10%, como “misturas de solo-cimento” para camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários com significativa rigidez à flexão; (ii) teores de cimento portland de 2% a 4%, para “solos melhorados com cimento”, com a

finalidade de modificar plasticidade e a sensibilidade dos solos à ação da água, mas sem que ocorra cimentação acentuada dos mesmos, do que resultam camadas consideradas flexíveis.

A estabilização dos solos quando adicionado cimento Portland acontecem segundo quatro processos distintos e que ocorrem nessa ordem: troca de cátions; reestruturação das partículas; hidratação cimentícia e reação pozolânica.

A troca de cátions ocorre devido à uma estrutura cristalina presente na argila, ligada através do empilhamento de camadas de sílica e alumina. Por causa da carga negativa nesta estrutura cristalina, cátions e moléculas de água ( $H_2O$ ) são atraídos para suas superfícies negativamente carregadas em uma tentativa de neutralizar a deficiência de carga. Isso resulta em uma separação das superfícies carregadas, formando uma camada dupla difusa. Os cátions monovalentes dentro da camada dupla podem ser facilmente trocados por outros cátions. O cimento Portland, um bom modificador de solo à base de cálcio, pode fornecer íons de cálcio suficientes para substituir os cátions monovalentes nas superfícies. Esse processo de troca iônica ocorre em poucas horas, encolhendo a camada de água entre as partículas de argila e reduzindo a plasticidade do solo (Figura 5).

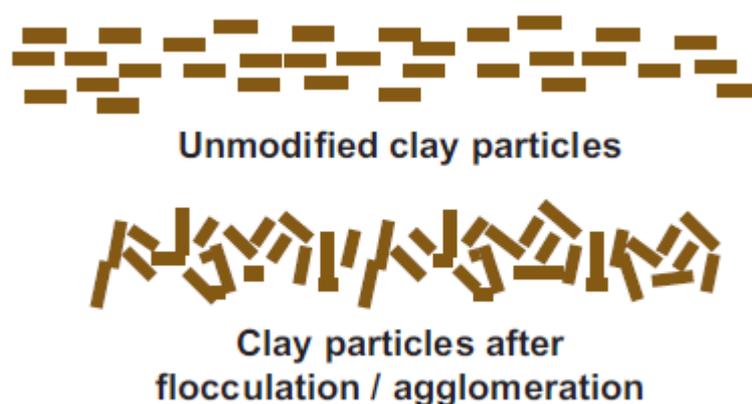
Figura 5: Troca de cátions



Fonte: Halsted *et al* (2008)

A reestruturação de partículas modificadas do solo, conhecidas como floculação e aglomeração, altera a textura do material de um material plástico de grão fino para outro que se assemelha a um solo friável. Possibilitada através da troca de cátions, a floculação é o processo das partículas de argila que alteram seu arranjo de uma estrutura plana e paralela para uma orientação borda a face mais aleatória (Figura 6) A aglomeração refere-se à fraca ligação nas interfaces da superfície da borda das partículas de argila, que, como resultado, formam agregados maiores a partir de partículas de argila finamente divididas e melhoram ainda mais a textura do solo.

Figura 6: Reestruturação de partículas



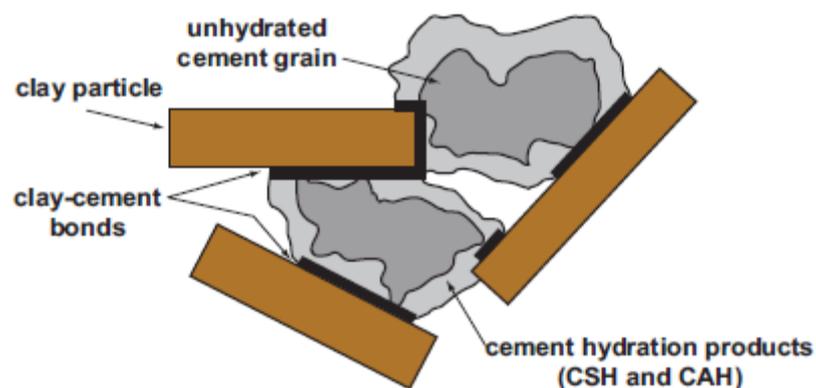
Fonte: Halsted *et al* (2008)

O tamanho reduzido da camada dupla devido à troca de cátions, bem como o aumento do atrito interno das partículas de argila devido à floculação e aglomeração, resultam em redução da plasticidade, aumento da resistência ao cisalhamento e melhora na textura.

Hidratação Cimentícia (Figura 7) é um processo que é exclusivo para o cimento, e produz produtos de hidratação do cimento como o silicato de cálcio hidratado (CSH) e cálcio-alumínio hidratado (CAH). O CSH e o CAH atuam como a “cola” que fornece estrutura em um solo / agregado modificado pelo cimento, estabilizando as partículas de argila floculada através da formação de ligações de cimento-barro. Essa ligação entre o cimento hidratante e as partículas de argila melhora a gradação

da argila modificada, formando agregados maiores a partir de partículas de grãos finos. Este processo acontece entre um dia e um mês após a mistura.

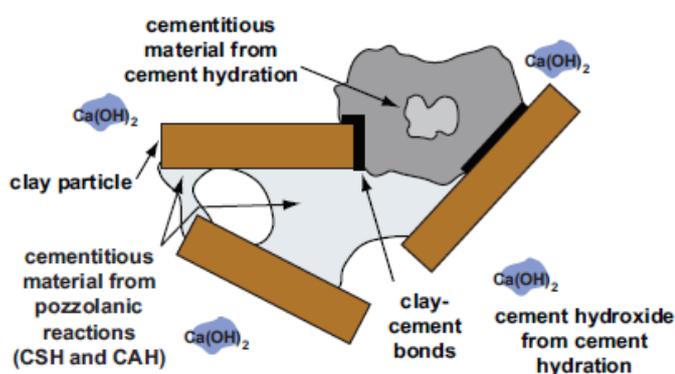
Figura 7: Hidratação cimentícia



Fonte: Halsted *et al* (2008)

Além de CSH e CAH, o cimento portland hidratado também forma hidróxido de cálcio, ou  $\text{Ca(OH)}_2$ , que entra em na reação pozolânica. Esse processo secundário de modificação do solo leva os íons de cálcio fornecidos pela incorporação do cimento Portland e os combina com a sílica e a alumina dissolvidas da estrutura da argila para formar CSH e CAH adicionais (Figura 8). As reações pozolânicas ocorrem lentamente, ao longo de meses e anos, e podem fortalecer ainda mais um solo modificado, bem como reduzir sua plasticidade e melhorar sua gradação.

Figura 8: Reação pozolânica



Fonte: Halsted *et al* (2008)

De acordo com norma NBR-12253 (1992) o teor mínimo de cimento da mistura de solo-cimento deve ser de 5% e que o teor de cimento deve ser o menor possível para as quais a resistência à compressão simples seja maior ou igual a 2,1 MPa aos sete dias de idade.

À resistência da mistura solo-cimento aumenta linearmente com o teor de cimento, considerando um mesmo tipo de solo. O teor de cimento Portland depende do tipo de solo. Quanto maior a porcentagem de silte e argila, maior será o teor de cimento exigido para adquirir a resistência à compressão exigida pela norma. Para se definir o teor de cimento adequado para estabilizar um determinado tipo de solo, é necessário recorrer aos procedimentos de dosagem.

A dosagem de uma mistura de solo-cimento, para um determinado solo, consiste na investigação das quantidades de cimento, água e massa específica seca a ser alcançada após a compactação, de forma a garantir a obtenção de um produto acabado resistente e durável (Marangon, 1992).

O método de dosagem de solo-cimento adotado atualmente consta na norma NBR-12253 (1992): Solo-Cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento. Esta norma recomenda o teor de cimento Portland, para início de análise, capaz de estabilizar os solos que se enquadram nas exigências da norma. Antes, deve-se proceder a caracterização do solo de acordo com as normas NBR 6508, NBR 6458, NBR 6459, NBR 7180 e NBR 7181 e classificar o solo conforme ASTM D 3282. A recomendação do teor de cimento Portland inicial de acordo com o tipo de solo é mostrado na Tabela 2.

Tabela 2- Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo-cimento

Classificação do solo, segundo a ASTM D 3282	Teor de cimento sugerido, em massa (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10

Fonte: ABNT NBR 12253

O ensaio de compactação é executado para determinação da umidade ótima ( $w\%$ ) e da massa específica seca máxima ( $\gamma_{d,máx}$ ). Preparam-se corpos de prova com os teores de cimento sugeridos e submetem-se os mesmos ao ensaio de compressão simples ( $\sigma_c$ ) após 7 dias de cura. Analisam-se os resultados, se não for atingido à resistência à compressão estipulada, varia-se o teor de cimento. Também é possível aumentar um pouco a  $\sigma_c$  aumentando-se a energia de compactação.

O teor mínimo de cimento Portland recomendado pela norma é de 5% em massa, abrindo-se o precedente para uso até de 3,5%, em massa, para solos do tipo A1-a, A1-b ou A-2-4, contanto que seja atingida a resistência de 2,1 MPa e que à mistura seja processada em usina (Macedo, 2004).

O solo melhorado com cimento é o material proveniente de mistura de solo, cimento e água em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência e durabilidade. Os teores usuais de cimento estão situados na faixa de 2 a 4%, em peso, em relação ao total da mistura (DNIT 142/2010).

No solo melhorado com cimento, o cimento Portland confere ao solo propriedades que podem diminuir sua deformação plástica e possibilitar melhor distribuição granulométrica do material formado, e, ainda, um enrijecimento cuja aplicabilidade

em cada caso, terá que ser avaliada, juntamente com o aspecto econômico (Oliveira, 2011).

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

### 2.2.2 Estabilização de solos com coproduto KR

A produção de aço no Brasil é de 31,3 milhões de toneladas, mas com capacidade produtiva de 51 milhões, com 30 usinas em 10 estados brasileiros, sendo o 8º produtor de aço no ranking mundial (IAB, 2016). Em 2018, para cada tonelada de aço produzida, cerca de 607 kg de resíduos foram gerados (IAB, 2018). O gerenciamento deste grande volume de resíduos é um grande desafio para o setor produtivo.

Diante da escassez de recursos financeiros para aplicação nos mais diversos setores econômicos e da necessidade de proteção ambiental, torna-se necessário o uso de técnicas e materiais alternativos para dar uma destinação correta e viável para os resíduos ou coprodutos siderúrgicos.

De acordo com o Conselho de Coprodutos de Aço do Brasil, a produção de aço é dividida em três etapas clássicas (Figura 9) :

- A redução, etapa onde o ferro se liquefaz e é chamado de ferro gusa ou ferro de primeira fusão. Ocorre dentro do alto forno, proporcionado pela associação do oxigênio do ferro ao carvão em altas temperaturas. Impurezas como calcário, sílica etc. formam a escória.
- O refino, onde o ferro gusa é levado para a aciaria, ainda em estado líquido, para ser transformado em aço, mediante queima de impurezas e adições. O refino do aço se faz em fornos a oxigênio ou elétricos;
- A laminação, onde o aço, em processo de solidificação, é deformado mecanicamente e transformado em produtos siderúrgicos utilizados pela

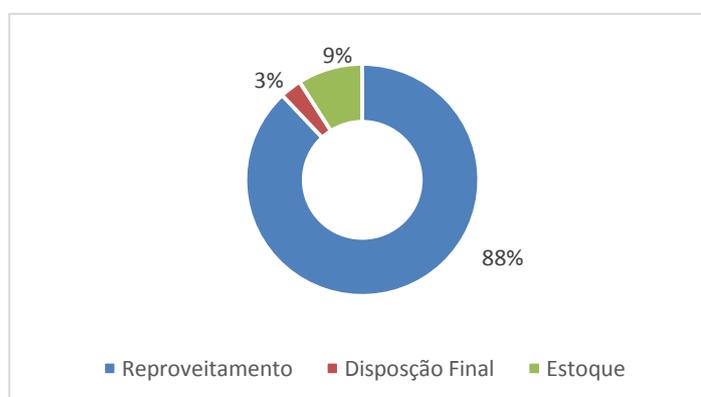


- **Aciaria:** resultante da produção do aço. São obtidas em fornos elétricos e conversores a oxigênio, durante a conversão de sucata em aço. Estas escórias podem ser tanto oxidantes (produzida pela injeção de oxigênio no aço fundido para oxidar carbono, silício e enxofre) quanto redutoras (gerada após o vazamento da escória oxidada através da adição de óxido de cálcio - CaO e de fluorita - CaF<sub>2</sub>, que são injetados no processo para dessulfurar o aço líquido e adicionar elementos de liga) (Castelo Branco, 2004).

A escória de alto forno é constituída por óxidos, tendo em sua composição, principalmente a presença de sílica, alumina, cálcio e magnésio, dentre outras composições dependendo do tipo de resfriamento ao qual a escória foi submetida. A escória de alto forno é obtida no processo de produção do ferro gusa nos altos-fornos e passa por um processo de granulação e beneficiamento para ser disponibilizada ao mercado. Sua principal utilização é na fabricação de cimentos, onde 99% deste coproduto é consumido.

Como é mostrado na Figura 10, 91% dos coprodutos tem outros usos, principalmente em fábricas de cimento e para fins rodoviários, mas 9% dos coprodutos não tem destinação e são mantidos em estoque, ocupando grandes áreas nas empresas geradoras, enquanto grandes quantidades de recursos naturais não renováveis são consumidos pelas indústrias da construção civil. Manifesta-se então a necessidade de estudar novas formas de aproveitamento desses coprodutos.

Figura 10: Destinação de Coprodutos e resíduos



Fonte: CCABrasil (2015)

O minério de ferro contém elementos que não só o ferro necessário para a fabricação do aço. Certos contaminantes como o enxofre estão presentes durante a transformação do ferro em aço. Esse elemento é sempre indesejável pois interfere diretamente na qualidade do aço. Atualmente, o teor de enxofre deve estar sempre abaixo de 50 ppm (Kirmes, 2006), encontrando-se normalmente 20 ppm e se tornando imperceptível em análises clínicas. Mesmo assim, é necessário um processo para que se retire o excesso de contaminante.

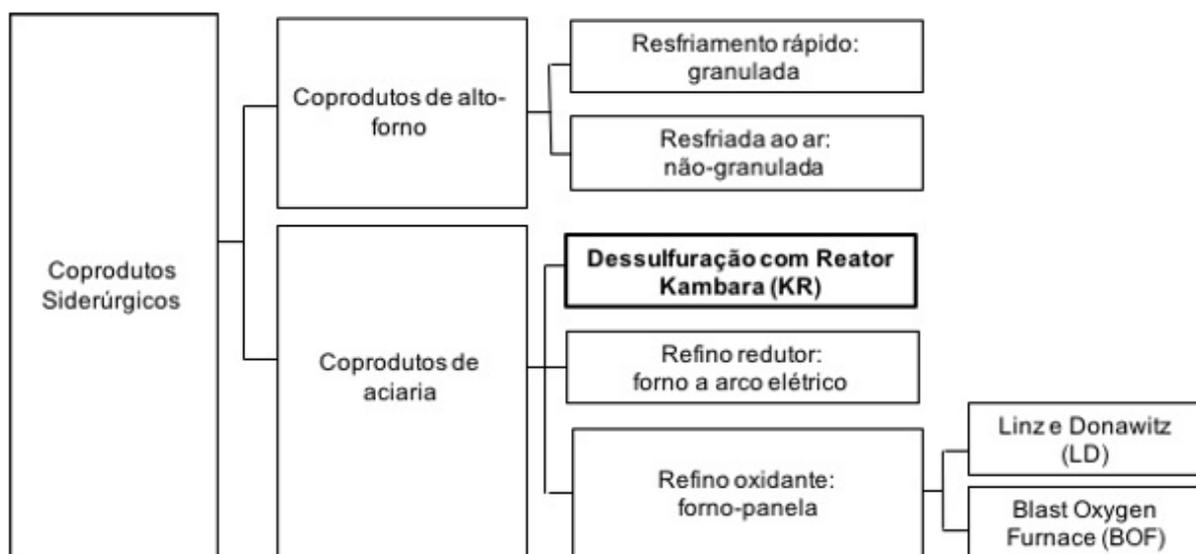
O processo de pré-tratamento de dessulfuração do ferro gusa pelo método do Reator Kambara vem para suprir essa demanda e gera, por conseguinte, uma escória específica comumente chamada de coproduto KR, que é obtida a partir da inserção de um material dessulfurante no ferro gusa de forma a retirar o enxofre (Sossai, 2018).

Existem vários agentes dessulfurantes que são utilizados, como a barrilha ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ), o Magnésio (Mg), o calcário ( $\text{CaCO}_3$ ), mas a cal tem se destacado pelo preço baixo e a disponibilidade. Então, a cal é o agente dessulfurante normalmente adicionado ao gusa para a retirada do enxofre.

O coproduto KR usa o princípio da agitação mecânica do gusa líquido para provocar o contato do material dessulfurante com o líquido (Kirme, 2006). O agente dessulfurante é adicionado através de calhas, e após 15 minutos temos uma taxa de dissulfuração de até 90% (Lemos, 2011).

A Figura 7 mostra os diferentes coprodutos gerados no processo siderúrgico, que são os coprodutos de alto-forno e de aciaria e seus subsequentes produtos, ressaltando-se que o coproduto KR, apesar do processo de dissulfuração, é uma escória de aciaria.

Figura 11 - Tipos de resíduos do processo siderúrgico



Fonte: Oliveira (2018)

Akinmusuru (1991) realizou ensaios com a finalidade de estudar a cimentação das escórias de aciaria com substituição parcial de componentes no concreto, nos quais os resultados indicaram propriedades de cimentação em certos níveis. Separadamente substituiu-se a areia e a parte granular por escória de aciaria, e foi observado um ganho na resistência do concreto. Porém, com o concreto moldado com escória em substituição ao cimento solidificou-se apenas parcialmente, mostrando que a escória não é uma substituta ideal para o cimento. O autor infere que o ganho de resistência confirma a informação de que a escória de aciaria é quimicamente ativa e que possui propriedades cimentícias. Os resultados apresentados por Akinmusuru (1991) refletem no trabalho de Kuo (2014), no qual utilizou-se de escória de aciaria e de alto forno moídas para a produção de ligantes não-Portland. Os resultados experimentais mostraram que a escória de dessulfuração do aço pode desencadear reações pozolânicas nas misturas com a escória de alto forno com qualidades satisfatórias como ligante.

Os coprodutos siderúrgicos apresentam grandes possibilidades de uso na construção civil. Agregados de alto-forno e aciaria são utilizados na fabricação de

cimento, pavimentação de vias e outras aplicações, em substituição a parte das matérias primas naturais. Assim, reduzem a demanda por recursos naturais não renováveis.

A principal limitação quanto ao uso da escória de aciaria para a pavimentação é a instabilidade volumétrica causada principalmente pela presença de cal livre (CaO) e periclásio (MgO). Além disso, as partículas de ferro metálico presentes sofrem reações de corrosão e oxidação, aumentando ainda mais instabilidade volumétrica do material. Procedimentos têm sido usados para minimizar o efeito expansivo da escória de aciaria, submetendo-a a um período de cura em pátio e regando-a com água natural ou aquecida. Porém, esse processo de estabilização exige no mínimo seis meses para hidratação dos elementos instáveis. Para acelerar o tratamento, sugere-se reduzir a granulometria do material, aumentando assim a superfície de contato com a água e, portanto, a rapidez das reações de hidratação (Rohde, 2002).

Apesar de certa resistência inicial em razão de sua instabilidade volumétrica, o uso das escórias de aciaria em camadas de pavimentos rodoviários sofreu um ligeiro aumento no ano de 2016 (Instituto do Aço Brasil, 2016). Diversas pesquisas têm obtido êxito em mostrar o potencial do uso desse material para pavimentação, seja como agregado (Tarazona, 2016; Souza, 2007; Autelitano e Giuliano, 2016; Rohde, 2002) ou estabilizante químico (Diniz et al., 2017; Ortega-Lopez et al., 2004).

A elaboração da norma NBR 16364 (ABNT, 2015): Utilização de sub-base e base estabilizadas granulometricamente com agregado siderúrgico para pavimentação, e a reclassificação fiscal da escória de aciaria na Nomenclatura Comum do Mercosul como macadame foram importantes incentivos ao uso do material (IAB, 2016). As especificações necessárias da norma DNER - EM 262/1994 para o uso da escória de aciaria em camadas de pavimentos rodoviários é detalhada na Tabela 3.

Tabela 3: Especificações da escória de aciaria para uso em pavimentos rodoviários

Parâmetros	Limites
Expansão PTM 130	Máximo de 3%
Granulometria	40% até 1,27 mm (1/2") 60% entre 1,27 mm e 5,08 mm (2")
Adsorção de água	Entre 1% a 2%
Massa específica	3 g/cm <sup>3</sup> a 3,5 g/cm <sup>3</sup>
Massa unitária	1,5 kg/dm <sup>3</sup> a 1,7 kg/dm <sup>3</sup>
Desgaste por abrasão Los Angeles	máximo de 25%
Durabilidade ao sulfato de sódio	de 0 a 5%

Fonte: DNER – ME 262/1994

A escória de aciaria aplicada em pavimentação vem sendo estudada continuamente com a finalidade de se obter métodos seguros e confiáveis para sua utilização, no entanto, pouco se encontra sobre a utilização do coproduto KR como pavimento rodoviário na literatura, e como estabilizante de solos o número de trabalhos publicados é escasso.

Segundo Oliveira (2018), Tong *et al.* (2016) caracterizaram o coproduto KR com o objetivo de promover sua valorização e mostrar seu potencial para a reutilização. Sheng *et al.* (2014) realizaram ensaio caracterização (DRX, MEV, granulometria) para sua aplicação como agente neutralizador básico em águas ácidas resultantes de mineração. Kuo (2015) o utilizou em substituição ao agregado natural em concretos para pavimentos rígidos obtendo resultados adequados, e Gonçalves (2016) avaliou o potencial de utilização dos coprodutos de aciaria LD e KR, concluindo que o coproduto KR é mais vantajoso, isso porque, proporciona melhoria nas características de suporte e de resistência mecânica das amostras de solo e apresenta menor potencial expansivo que o coproduto de aciaria LD. Oliveira (2018), em sua dissertação de mestrado, estudou o uso do coproduto KR como estabilizante de solos para fins rodoviários, expondo importantes informações sobre o tema.

Oliveira (2018) apresentou uma caracterização física do coproduto KR, exposto na Tabela 4, e uma caracterização geotécnica, que geralmente é realizadas apenas para solos, mas que também foi realizada para o KR para fim de comparação. O coproduto KR foi então caracterizado, pelo método AASTHO, como A-1-b,

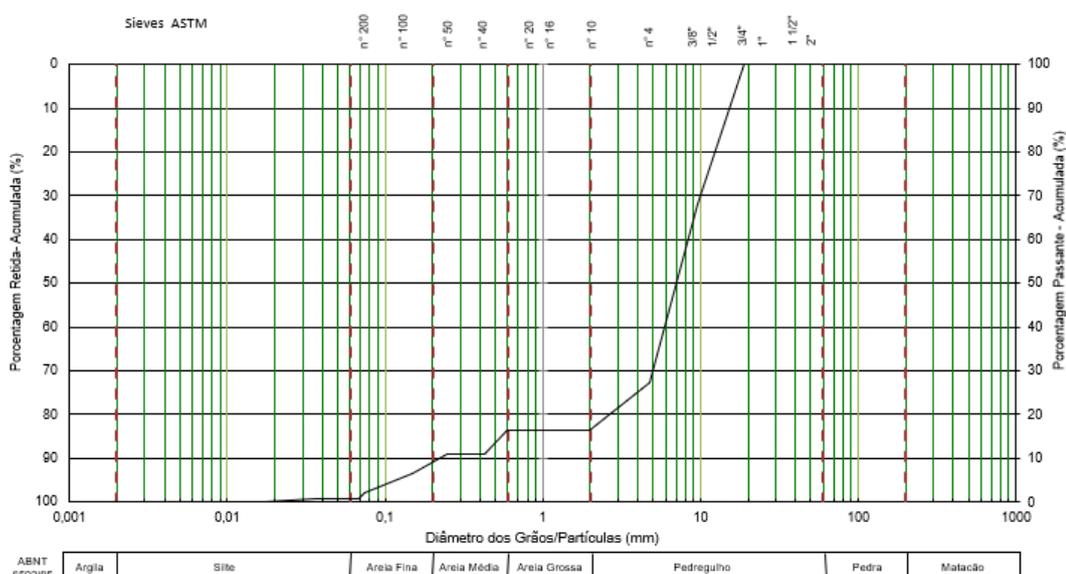
considerado de “excelente a bom”, por possuir partículas maiores e natureza não plástica (NP), podendo, quando incorporado a solos menos nobres, melhorar as características físicas e mecânicas. Na Figura 12 é mostrada a curva granulométrica do coproduto KR.

Tabela 4: Caracterização física do coproduto KR

Propriedade	KR	
Massa específica real dos grãos ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	3,31	
Limite de liquidez (%)	-	
Limite de Plasticidade (%)	-	
Índice de Plasticidade (%)	NP	
Fração Passante (%)	4,8 mm (#4)	74,1
	2,0 mm (#10)	53,5
	0,42 mm (#40)	22,5
	0,075 mm (#200)	5,9
Coeficiente de uniformidade	36	
Coeficiente de curvatura	1,4	
Classificação	AASHTO	A-1-b
Índice de Grupo (IG)	0	

Fonte: Adaptado de Oliveira (2018)

Figura 12: Curva granulométrica do coproduto KR



Fonte: Acervo pessoal

O coproduto KR foi submetido a ensaio de fluorescência de raio-x, nos fornecendo a composição química do KR, expressa em óxidos na Tabela 5. Segundo esta tabela, os componentes presentes em maiores quantidades são a cal livre (CaO), hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e o sílica ( $\text{SiO}_2$ ), componentes também presentes no cimento Portland. No entanto, no cimento Portland, a hematita está presente em menores proporções (da ordem de 3%) e age com um retardador de pega. Em maiores proporções, como é o caso do produto KR, a hematita pode ser indesejável (Oliveira, 2018).

Tabela 5: Análise semiquantitativa na forma de óxidos do coproduto KR

Óxidos	Amostras (%) KR
$\text{Na}_2\text{O}$	0,12
$\text{MgO}$	2,70
$\text{Al}_2\text{O}_3$	5,10
$\text{SiO}_2$	14,60
$\text{P}_2\text{O}_5$	0,51
$\text{SO}_3$	3,80
$\text{K}_2\text{O}$	< 0,10
$\text{CaO}$	44,80
$\text{TiO}_2$	0,33
$\text{MnO}$	1,70
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	26,00
$\text{SrO}$	0,11

Fonte: Adaptado de Oliveira (2018)

Figura 13: Coproduto KR



Fonte:Acervo pessoal

Oliveira (2018) realizou ensaios de expansão PTM (Pennsylvania Testing Method – 130/78) com o coproduto KR, para diferentes valores de umidade (abaixo e acima da umidade ótima), e verificou que todos apresentaram valores abaixo do especificado pela Norma EM 262 (DNER, 1994), que é de 3%. Salienta ainda que as condições no ensaio PTM são extremas (dificilmente experimentadas em campo), e que esse material raramente é utilizado sozinho em pavimentação, quando geralmente deseja-se incorporá-lo ao solo ou a misturas como solo-cimento e solo-cal. Quando associado a outros materiais, a expansão do coproduto KR, bem como dos demais produtos de aciaria, apresenta valores abaixo do limite para camadas de base de 0,5%.

No trabalho de Oliveira (2018), os dois solos estudados, um do tipo A-7-6 e o outro A-2-7, ao serem misturados com o coproduto KR, com 10%, 20% e 30% do coproduto, obtiveram aumento de ISC superior ao exigido para camadas de base (80%) e expansão abaixo do máximo exigido por norma para camadas de base (0,5%).

Oliveira (2018) concluiu que a adição de coproduto KR promoveu melhorias no Índice de Suporte Califórnia (ISC) comparáveis às promovidas pelo cimento Portland no teor de 10% e acréscimos no módulo de resiliência da ordem de 600%.

Conclui-se ainda que a ação estabilizante do coproduto se deve à composição química e não a granulometria, já que a mistura de solo com material pétreo, de mesma granulometria do coproduto, provocaram redução no ISC dos solos.

Ainda segundo Oliveira (2018), a investigação mineralógica e da microestrutura permite atribuir a estabilização química promovida à presença da portlandita e da etringita. Estes compostos presentes no coproduto KR, que também são produzidos durante a hidratação do cimento, são responsáveis pelo enrijecimento da pasta. No caso da etringita, ela é ativada durante o processo de compactação, e posteriormente, consumida, aumentando a resistência do solo e preenchendo os poros. A portlandita, possivelmente, reaja com os compostos do solo, como a sílica e a alumina, e também contribua para o ganho de resistência. O resultado destas interações químicas da mistura solo-KR, é um material estabilizado com uma estrutura mais densa e coesa que o solo puro ou solo-agregado.

É importante ressaltar que o uso do coproduto KR propicia a aplicação deste coproduto, que em parte seria armazenado em pátios, e que a partir destas pesquisas, poderão ser utilizados em importantes obras, evitando assim que material pétreo natural seja explorado para atender às demandas das obras rodoviárias.

### 2.2.3 Estabilização de solos com estabilizante químico Blindasolo®

Conforme recomendações do fabricante, o aditivo Blindasolo® é utilizado na pavimentação de aeroportos, aeródromos, rodovias, ferrovias, pátios e galpões industriais, incorporado nas camadas da base, sub-base ou para o reforço de subleito. Este aditivo age invertendo a polaridade das partículas do solo, promovendo o aumento da coesão do mesmo por trocas catiônicas, reduzindo assim, a espessura da camada de água adsorvida. O melhorador de solo Blindasolo® também pode ser utilizado em contenções de taludes, lagoas de tratamento de efluentes, aterros sanitários, tanques de piscicultura, enfim, onde houver necessidade de ganho de resistência e também da redução da permeabilidade.

As recomendações do fabricante sobre o estudo de dosagem para aplicação do Blindaosolo® são similares às empregadas em análises de aditivos convencionais, onde são realizados ensaios comumente realizados no âmbito de um Laboratório de Geotecnia e Pavimentação. Uma vez testado o referido produto incorporado ao solo e atendendo as recomendações normativas vigentes, o pavimento pode ser dimensionado de forma convencional.

O referido aditivo é fornecido de forma líquida e sua dosagem de utilização é da ordem de 1:1000 a 1:2000 mais sulfato de alumínio na dose de 1:5000 todos em peso para solos predominantemente arenosos, argilo-arenosos ou silte-arenosos. Em situações mais desfavoráveis, solos muito argilosos ou siltosos, utilizar na dosagem de 1:1500 a 1:2000 mais cal hidratada de 2 a 3% em peso ou Cimento Portland. Os mesmos procedimentos deverão ser adotados em ensaios com os solos “*in natura*”.

Segundo o fabricante, o ensaio que determina a dosagem do estabilizante químico que será utilizada é o ensaio de Índice de suporte Califórnia, e será usada a dosagem que tiver o maior ISC, a menor expansão e a menor absorção de água por imersão (Figura 14).

Figura 14: Preparação de ensaio ISC com estabilizante químico Blindaosolo®



Fonte: Acervo pessoal

Conforme apresentado na Figura 15 a adição do aditivo em campo faz-se por sua diluição em água realizada diretamente no caminhão tanque destinado a umectação do solo a ser compactado.

Figura 15: Adição do BlindaSolo® no caminhão tanque para diluição em água



Fonte: Blindasolo®

A Figura 16 apresenta exemplo de aplicação do aditivo na ocasião da aplicação da solução para correção de umidade do solo a sofrer posterior processo de compactação.

Figura 16: Aplicação da solução de água e BlindaSolo®



Fonte: Blindasolo®

A Figura 17 apresenta detalhe da umectação do solo pela solução de água e Blindasolo®. Conforme pode ser observada nas Figuras 12 e 13 a forma de aplicação do aditivo faz-se de forma que não sejam necessárias quaisquer mudanças de processos ou procedimentos já realizados em obras de terraplanagem.

Figura 17: Detalhe da aplicação da solução de água e Blindasolo®



Fonte: Blindasolo®

A Figura 18 apresenta o aspecto do solo após sofrer o processo de compactação com a solução de água e Blindasolo®.

Figura 18: Aspecto do solo compactado com a solução de água e Blindasolo®



Fonte: Blindasolo®

### 2.3 Simuladores de tráfego

Uma das mais difíceis tarefas para o engenheiro rodoviário é determinar, de forma adequada, como um pavimento irá se comportar durante a vida útil de projeto, tanto para pavimentos novos como para pavimentos reforçados. Em geral são realizados testes em laboratórios, em escala reduzida. Estes geralmente, não são os mais indicados à reprodução do desempenho de pavimentos, devido ao efeito de escala que modifica fatores os quais afastam o experimento das condições existentes no campo e condições ambientais (Fritzen, 2005).

O problema de escala pode ser resolvido com a avaliação de seções testes em pavimentos reais ou em pistas experimentais com a realização de ensaios acelerados.

Os ensaios acelerados de pavimentos em verdadeira grandeza consistem na aplicação controlada de uma carga de roda de igual ou acima da carga máxima legal permitida em um pavimento estruturado, seja ele um pavimento-teste ou uma via existente, para se determinar a resposta do sistema e de seu desempenho sob condições controladas e acelerados de acúmulo de danos em limitado espaço de tempo (Metcalf, 1996 *apud* Vale, 2008).

O principal objetivo com a realização de ensaios acelerados é reproduzir, num certo espaço de tempo, a deterioração que irá ocorrer num pavimento ao longo da vida útil de projeto do pavimento. Também pode-se provocar a aceleração da deterioração do pavimento ao longo do seu período de projeto, utilizando níveis de solicitações de cargas superiores àqueles que os pavimentos estão submetidos na realidade, preconizados pela legislação de carga vigente em cada país (Fritzen, 2005). Está cada vez mais difundido o uso de simuladores de tráfego para reproduzir ensaios acelerados, tanto para tentar prever o comportamento de novos pavimentos como para o estudo de novos materiais para uso em camadas de pavimento.

Os simuladores de tráfego são equipamentos que tem a finalidade de realizar em curto espaço de tempo a determinação da vida útil do pavimento através de ensaios

acelerados, ou seja, permitem testar seções típicas de estruturas de pavimento, em escala real, porém de maneira acelerada (Fritzen, 2005).

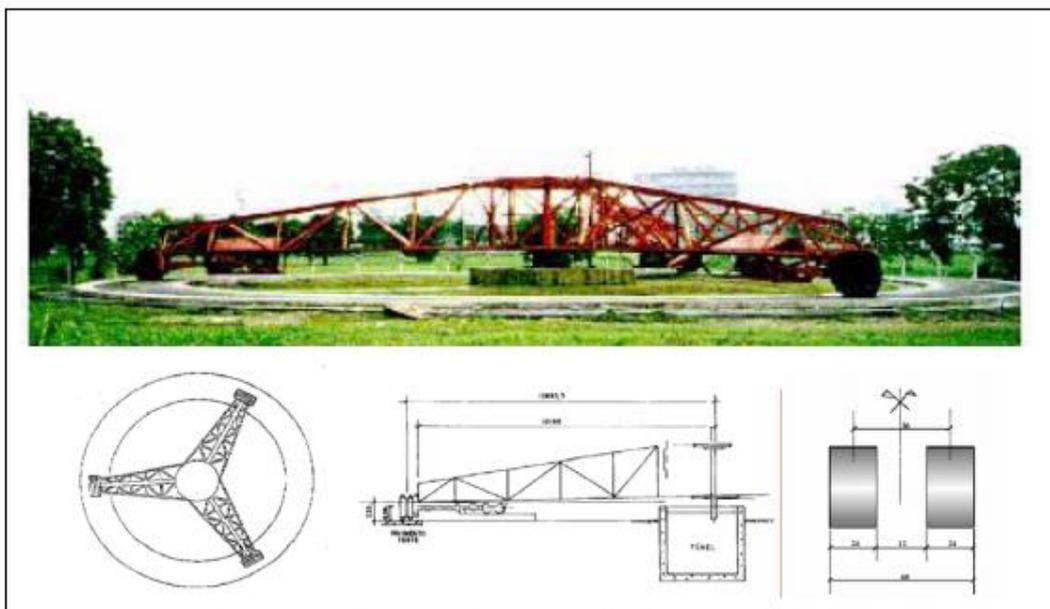
Os simuladores de tráfego são aplicados em pequenas seções se comparadas às dimensões da estrada, porém em condições de escala real quanto aos materiais, com aplicação acelerada de cargas predefinidas, reduzindo o tempo necessário para o desenvolvimento de variações na serventia.

Serventia é a medida da qualidade com que o pavimento atende aos requisitos de conforto e segurança, nas velocidades operacionais da via e em um determinado momento de sua vida de serviço (Fritzen, 2005).

No Brasil existem 3 tipos de simuladores de tráfego. O primeiro tipo é o circular e foi instalado no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), de propriedade do DNER, em 1980, no Rio de Janeiro (Figura 19). No ano de 1975 iniciou-se o projeto de construção da pista que foi instalada no Centro Rodoviário em Parada de Lucas – km 163 da Rodovia Presidente Dutra – Rio de Janeiro. A Pista Circular Experimental do IPR/DNER é constituída por um conjunto de sistemas móveis e de instalações fixas tendo como principais componentes:

- Trem de prova;
- Conversor CA/CC;
- Quadros de comando de força;
- Sistema de transmissão de energia elétrica;
- Pavimento teste;
- Laboratório de mecânica e de eletro-eletrônico;
- Instalações prediais;

Figura 19: Ilustração e vista geral da pista do IPR/DNER



Fonte: Silva, 2001 *apud* Vale 2008

O segundo tipo é o simulador linear que a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) possui com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER)/RS e que foi instalado em 1995 em Porto Alegre (Figura 20).

Apresenta as seguintes características:

- Velocidade de deslocamento regulável (até 10 Km/h);
- Carga máxima aplicável de 65 KN;
- Comprimento de 15 m;
- Largura de 2,5 m;
- Altura de 4,3 m;
- Espaço de aplicação de carga sobre o pavimento de 8 m;
- Espaço de aceleração e desaceleração de 3 m;
- Sistema de rodado pode ser simples ou duplo;
- O tipo de carregamento aplicado pode ser linear, unidirecional ou não tracionado;
- Princípio de aplicação de carga hidráulico;

- Princípio de acionamento geral elétrico.

Figura 20: Simulador linear UFRGS/DAER



Fonte: Nunez, 2006 apud Vale (2008)

O terceiro tipo é o simulador móvel linear tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*) de concepção brasileira e que será usado nas pistas testes deste trabalho, como ilustrado na Figura 21.

Os simuladores HVS foram desenvolvidos na África do Sul, na década de 1970. É o mais diferente dos demais, e foi montado em uma estrutura sobre rodas, que pode deslocá-lo por meios próprios (motorizado) até o local de testes, realizando o carregamento na pista real. Em geral, sua aplicação de carga pode variar de 20kN a 80kN a uma velocidade de 8 km/h, carregamento nos dois sentidos com extensão de 6m e largura de 1m (Victorino, 2008).

Figura 21– Simulador de tráfego tipo HVS empregado na pesquisa



Fonte: Acervo pessoal

O simulador de tráfego móvel fabricado no Brasil tem como principal característica sua mobilidade, podendo, sempre que necessário, deslocar-se através de reboque para a realização de testes e estudos em pistas reais de rodovias, de vias urbanas ou de pistas de aeroportos, podendo ser operado hidraulicamente e os carregamentos podem ser aplicados em roda simples ou dupla (Fritzen, 2005).

O simulador, modelo HVS, foi desenvolvido e construído pela empresa brasileira Cifali. Atualmente o equipamento pertence à empresa Simular. O simulador de tráfego móvel utilizado na pesquisa possui resumidamente as seguintes características na sua configuração:

- Comprimento total do equipamento: 19m;
- Largura total: 3m;
- Altura: 4,5m;
- Peso total: 50t;
- Velocidade: 8km/h;
- Comprimento de simulação máxima: 10,0m;

- Comprimento de simulação útil: 6,0m;
- Largura de simulação máxima: 1,0m;
- Ciclos: 350 ciclos p/h (Sentido Único) ou 700 ciclos p/h (Sentidos Opostos);
- Carga máxima aplicada (semi - eixo) 9tf;
- Possibilidades de Pneus a serem utilizados: 900 x 20, 1.000 x 20 ou super single.

A primeira pesquisa com o Simulador de Tráfego Móvel, tipo HVS, no Brasil, foi desenvolvida pelo DAER/RS, pela Brasília Guaíba Obras Públicas e a Simular Tecnologia de Pavimentos na rodovia RS-122, no Rio Grande do Sul, em 2003. Com o objetivo de colaborar com o desenvolvimento e avanço da tecnologia do asfalto borracha no Brasil, através da comparação do desempenho de pistas experimentais de concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ) com asfalto convencional e com asfalto borracha. Foram executadas três segmentos experimentais com 300 metros de extensão cada, com espessura de revestimento intencionalmente subdimensionada, sendo adotado um recapeamento de 40 mm de CBUQ, de forma a acelerar a obtenção de dados comparativos (Vale, 2008)

Os resultados obtidos não confirmaram a hipótese inicial que previa que o CBUQ com asfalto borracha teria desempenho superior ao CBUQ com asfalto convencional. A pista recapeada com CBUQ com asfalto convencional não apresentou trincamento na superfície, mesmo depois da aplicação de 2 milhões de ciclos, com um carregamento equivalente a um número N de  $1,78 \times 10^8$  de passagem do eixo padrão de 8,2tf, segundo critérios da USACE (Vale, 2008).

A segunda pesquisa com o simulador tipo HVS no Brasil foi realizada na Rodovia Anhanguera (SP-330), no período de 2003/2004, pela concessionária Autovias, em São Paulo, com apoio da Agência de Serviços Públicos de Transporte do Estado de São Paulo (ARTESP), tendo como entidades participantes a Simular Tecnologia de Pavimentos e a Dynatest Engenharia Ltda. Os objetivos desse estudo foram determinar o desempenho e durabilidade das novas tecnologias e materiais de pavimentação, empregando-se misturas asfálticas a frio, confeccionadas com

emulsões com polímeros, para selecionar as soluções que melhor se adequassem à Rodovia Anhanguera. Foram executados 4 segmentos de 250 metros cada.

Com relação aos aspectos estruturais, não se observaram modificações durante o período do teste, ou seja, os valores deflectométricos permaneceram inalterados e muito baixos, ou seja,  $25 \times 10^{-2}$  mm e  $38 \times 10^{-2}$  mm para 4 tf e 8 tf no semi-eixo respectivamente. Deve-se observar que tais estruturas de pavimento podem suportar um tráfego equivalente a  $N_{USACE} = 10^8$  operações do eixo padrão, isto é, quatro vezes a solicitação do teste com o Simulador, de acordo com os critérios de deflexão admissível preconizados na norma de dimensionamento de reforço DER-PRO 269/94. Dessa forma, como já esperado, não se manifestaram trincas de natureza estrutural ou por fadiga no revestimento asfáltico (percentual de trincas nulo no período).

Com relação aos aspectos funcionais, foram analisadas as seguintes características: deformações na trilha de roda e a irregularidade, o valor de resistência à derrapagem (VRD) e a textura superficial definida no ensaio de mancha de areia.

A pesquisa com Simulador de Tráfego permitiu à Autovias (2004, *apud* Fritzen, 2005) concluir que a solução de reabilitação dos pavimentos da Via Anhanguera com o Tratamento Superficial Simples seguida de Micro Revestimento a Frio com Polímero era adequada para o tráfego futuro do local.

Outra pesquisa foi realizada pela concessionária Intervias, com apoio técnico e promocional da ARTESP, na rodovia SP-147, entre Limeira e Piracicaba, em São Paulo, de outubro de 2004 a outubro de 2005, com o objetivo de estudar o desempenho do pavimento restaurado pela técnica de reciclagem a frio *in situ* do revestimento asfáltico (Vale, 2008).

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

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

As características funcionais de camada reciclada atenderam aos limites normativos estabelecidos pela ARTESP, no que tange as camadas de rolamento com relação aos padrões de conforto e segurança ao rolamento (Vale, 2008).

Entre outubro de 2005 e março de 2006, fez-se um estudo para avaliar o comportamento de diversos tipos de revestimentos betuminosos projetados pelos métodos Marshall e Superpave sob a ação de um simulador de tráfego móvel. Este estudo foi realizado pela concessionária NovaDutra, através do seu Centro de Pesquisas Rodoviárias e dentro do plano de pesquisas junto à Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), na BR-116, em São Paulo (Vale, 2008).

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

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

Em termos estruturais constatou-se que somente a seção de CAP polímero SBS apresentou uma evolução inicial significativa nos valores de deflexão com posterior estabilização nas leituras. Contata-se também uma tendência de evolução dos

valores deflectométricos no trecho do CAP-20 Superpave após  $1,5 \times 10^7$  operação do eixo padrão rodoviário (Vale, 2008).

Em 2007, nos meses de agosto e setembro, a concessionária CONCEPA em conjunto com o Laboratório de Pavimentação da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAPAV), realizou um estudo na rodovia BR-290/RS, no Rio Grande do Sul, entre os municípios de Porto Alegre e Osório, utilizando o simulador de tráfego móvel tipo HVS, com o objetivo de avaliar o comportamento de uma estrutura típica utilizada na rodovia de estudo, que estava sendo ampliada, e por conhecer a estrutura por completo, desde o subleito até a camada de revestimento. A estrutura de ampliação típica adotada na rodovia contempla 60 cm de espessura de areia, 30 cm de espessura de material primário pétreo basáltico, 15 cm de espessura de base de brita graduada (basalto) e 8 cm de espessura de revestimento com CBUQ (Victorino, 2008).

Foram ensaiadas duas seções testes, uma já solicitada pelo tráfego real desde 2004 e outra, construída na mesma época, mas sem a ação do tráfego, situada no acostamento da rodovia. Foram efetuados ensaios em campo (deflexões, trincamento e afundamento de trilha de roda) e, complementarmente, em laboratório (resistência à tração, módulo de resiliência e fadiga).

Com esse estudo foi concluído que: a técnica de ensaios acelerados, através da utilização do simulador de tráfego móvel, modelo HVS, mostrou-se adequada para a avaliação do futuro comportamento da estrutura de pavimento em um curto espaço de tempo; uma nítida tendência de crescimento das deflexões do pavimento quando submetido à ação do simulador, sendo esse um parâmetro indicador da redução da capacidade estrutural do pavimento; as deflexões no trecho 1 aumentaram significativamente entre os levantamentos 1 e 2, e para o trecho 2 as deflexões aumentaram gradativamente; uma rápida evolução da densidade de trincamento tanto no trecho 1, que já apresentava um nível de trincamento inicial de  $148 \text{ cm/m}^2$ , como no trecho 2, sem nenhuma trinca no início dos ensaios, evidenciando a ação do simulador de tráfego. Em ambas os trechos, a taxa de crescimento da densidade de trincamento foi semelhante (Victorino, 2008).

## 2.4 Medição de deflexões

A condição estrutural do pavimento indica por quanto tempo este ainda manterá um nível adequado de condição funcional ou de serventia.

É conhecida como avaliação estrutural de pavimentos o conjunto de procedimentos que determinam as respostas da estrutura quando sujeita às cargas do tráfego, traduzida na forma de tensões, deformações e deflexões em determinados pontos do pavimento, de forma que seja possível verificar sua capacidade de resistir aos mecanismos responsáveis pela degradação da estrutura do pavimento. A partir deste diagnóstico, torna-se possível definir quais serviços serão necessários ao restabelecimento das condições admissíveis aos usuários da rodovia (Moraes, 2015).

A avaliação estrutural de pavimentos consiste na análise das medidas de deslocamentos verticais recuperáveis, chamadas de deflexões, da superfície do pavimento quando submetido a determinado carregamento. A deflexão representa a resposta das camadas estruturais e do subleito à aplicação do carregamento e, geralmente, seu valor diminui com a profundidade e com o distanciamento do ponto de aplicação da carga.

O levantamento da condição estrutural do pavimento revela ao projetista a adequação da estrutura ou seu grau de deterioração e permite a seleção e dimensionamento da alternativa mais adequada de reabilitação, visto que uma correlação quase perfeita existe entre a magnitude das deflexões e a surgência de falhas no pavimento.

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

Os ensaios destrutivos são aqueles onde são extraídas amostras das camadas do pavimento para determinação, em laboratório, de suas características *in situ*. O procedimento consiste na abertura de poços de sondagem, extração de corpos de prova ou abertura de trincheiras para verificação da espessura das camadas, das condições e tipos dos materiais, das eventuais deformações das camadas, das

condições de umidade, da massa específica aparente, da característica do subleito e fatores construtivos. Alguns ensaios podem ser realizados *in situ* nas camadas de solo e materiais granulares, como por exemplo, o CBR e as determinações da umidade e densidade. A avaliação destrutiva apresenta a desvantagem de ter que interromper o tráfego e causar defeito na seção do pavimento. Os métodos destrutivos são pouco utilizados para avaliação de estruturas de pavimento em grandes extensões. Restringem-se normalmente a problemas localizados, cujos resultados raramente são publicados (Moraes, 2015).

O método por ensaios semidestrutivos consiste em abrir pequenas aberturas no pavimento que possibilitam a utilização de um instrumento portátil de pequenas dimensões para avaliar a capacidade de carga do pavimento. O *Dynamic Cone Penetrometer* ou Cone Dinâmico de Penetração (DCP) é um exemplo de equipamento utilizado nos ensaios semidestrutivos. O aparelho tem por finalidade medir e caracterizar a capacidade de suporte do solo *in situ*, em seu estado natural ou em camadas compactadas.

Os ensaios não destrutivos são aqueles que permitem o registro de defeitos da superfície e na realização de provas de cargas, onde são medidos os parâmetros de resposta da estrutura às cargas de roda em movimento, atuando dentro do regime elástico de deformação do pavimento. O deslocamento vertical da superfície é o parâmetro de resposta cuja medida é mais simples e confiável, em comparação com tensões ou deformações, razão pela qual, quase a totalidade de equipamentos para ensaios não destrutivos é composta de equipamentos do tipo medidores de deflexões (Moraes, 2015).

A vantagem dos ensaios não destrutivos reside na fato de que as medições são exclusivamente *in situ*, conseqüentemente são obtidas respostas reais do pavimento ao carregamento aplicado, sem submeter os materiais aos distúrbios causados pela amostragem e preparação de corpos de prova para ensaios. Outra vantagem é que as propriedades assim obtidas representam o comportamento médio dos materiais em uma área considerável (Macedo, 1996).

Segundo Borges (2001), o mais antigo registro de deflexões de pavimento deve-se a Francis Hveem em 1955. Por volta de 1938, um total de 400 sensores

eletromagnéticos foram instalados em rodovias da Califórnia e a campanha de medições realizada em 1951. Estes sensores, ou estabilômetros de Hveem, determinavam a resistência à deformação plástica das misturas asfálticas e a resistência do solo do subleito numa sollicitação triaxial. Foram estabelecidos valores máximos admissíveis de deflexão para o tráfego solicitante e para os diferentes pavimentos observados. A interpretação correta dos levantamentos deflectométricos permite obter a informação da capacidade das camadas do pavimento em resistir aos efeitos deteriorantes produzidos pela repetição das cargas do tráfego. Os parâmetros deflectométricos empregados na avaliação estrutural são: deflexão máxima, raio de curvatura e módulos de resiliência obtidos por retroanálise.

Quando o uso das deflexões como parâmetro para a avaliação da vida útil de um pavimento iniciou, procurou-se associar a magnitude da deflexão máxima (deflexão admissível de projeto) com a vida de um pavimento, geralmente expressa em número de repetições permitidas e expressa por meio de um critério empírico de falha/ruptura.

A deflexão máxima admissível ( $D_{adm}$ ) é a deflexão máxima que um pavimento pode apresentar para suportar uma carga de tráfego conhecida ou projetada antes de entrar na fase de fadiga. No Brasil, a equação mais difundida no meio rodoviário para determinação dos limites admissíveis da deflexão é aquela preconizada pelo método de restauração de pavimentos do DNER, por meio do PRO-011/79 (Equação 1).

$$D_{adm} = 10^{(3,01 - 0,176 \text{ Log } N)} \quad (1)$$

Onde "N" representa o número de repetições (ou operações) dos eixos dos veículos, equivalentes às sollicitações do eixo padrão rodoviário de 8,2 tf durante o período considerado como vida útil do pavimento.

Posteriormente, pesquisas realizadas concluíram que a deflexão máxima admissível era insuficiente para caracterizar a condição estrutural dos pavimentos, ficando evidente que uma única relação entre a vida do pavimento e a deflexão máxima não

seria válida para todos os tipos de revestimentos flexíveis. Os estudos realizados demonstraram que o processo de deterioração dos pavimentos não dependia somente da deflexão máxima, mas também de como ocorria a distribuição das tensões na estrutura da rodovia. Sendo assim, foram desenvolvidos e incorporados outros parâmetros na avaliação do comportamento estrutural do pavimento: o raio de curvatura e a bacia de deflexão (Simm Jr, 2007).

Ainda Segundo Simm Jr (2007), o raio de curvatura ( $R_c$ ), Equação 2, surgiu como elemento complementar nas análises dos levantamentos com a viga Benkelman para indicar a capacidade do pavimento em distribuir as tensões das cargas do tráfego.

O raio de curvatura tem como principal objetivo permitir a análise da capacidade da estrutura em receber e distribuir para as camadas subjacentes as tensões das cargas do tráfego e avaliar o efeito dos esforços de tração que estarão atuando na fibra inferior das camadas asfálticas e seus reflexos na vida da fadiga do pavimento (Rocha Filho, 1996).

Trata-se de um importante parâmetro de análise, pois diferentes estruturas de pavimento podem apresentar a mesma deflexão máxima e possuírem condições estruturais bem distintas. A forma da bacia indica a capacidade da estrutura em receber e distribuir as tensões para as camadas subjacentes.

$$R_c = \frac{6250}{2(D_o - D_{25})} \quad (2)$$

Onde:

$R_c$  = raio de curvatura, em metros;

$D_o$  = 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).

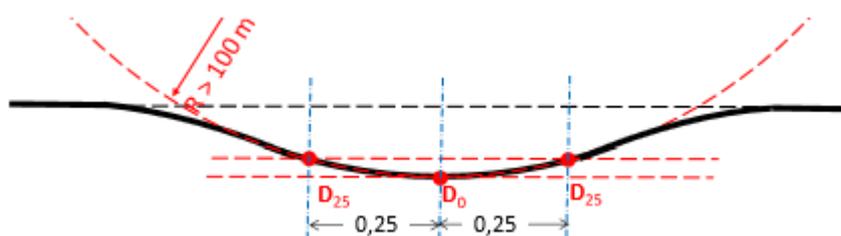
Valores de deflexão baixos e raios de curvatura elevados são indicativos de boa distribuição de esforços para as camadas do pavimento (Borges, 2001).

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

correspondentes, se pode estabelecer conclusões com respeito à qualidade das camadas que constituem um pavimento que esteja sendo analisado. Temos que:

- Baixas deflexões e grandes raios de curvatura (Figura 22) indicam pavimento em bom estado. Tanto as camadas superiores como as inferiores estarão correspondendo às expectativas de qualidade se a deflexão superficial está atendendo o valor máximo admissível. As camadas de pavimento funcionam de forma solidária, o que é comprovado pela deflexão baixa;

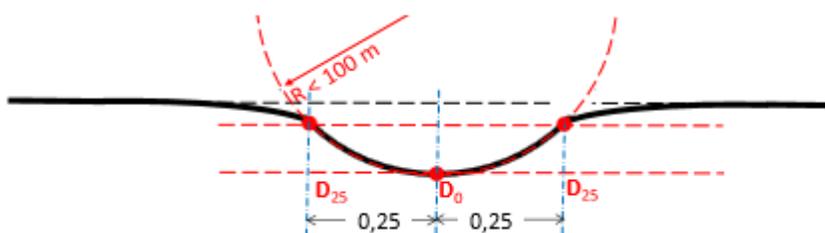
Figura 22: Bacia com baixas deflexões e grandes raios de curvatura



Fonte: Ferreira (2014)

- Baixas deflexões e pequenos raios de curvatura (Figura 23) indicam que a camada superior estará com qualidade deficiente (granulometria, grau de compactação, ISC, etc.). Em princípio o problema não se concentra nas camadas inferiores porque as deflexões são baixas, mas a condição requer uma investigação mais cuidadosa. As camadas de pavimento não estariam funcionando de forma solidária.

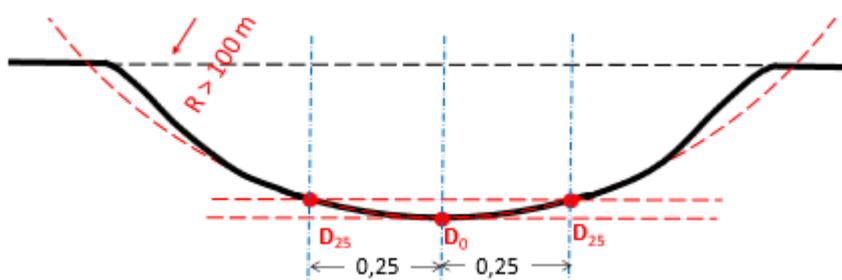
Figura 23: Bacia com baixas deflexões e pequenos raios de curvatura



Fonte: Ferreira (2014)

- Altas deflexões e grandes raios de curvatura (Figura 24) indicam, em princípio, grandes deflexões no subleito que é onde deve estar concentrado o problema de falta de qualidade de materiais ou umidade excessiva, independentemente da qualidade dos materiais das camadas superiores que podem ter qualidade satisfatória ou não. As camadas de pavimento estão funcionando, *a priori*, de forma satisfatória, apesar da deflexão ser elevada.

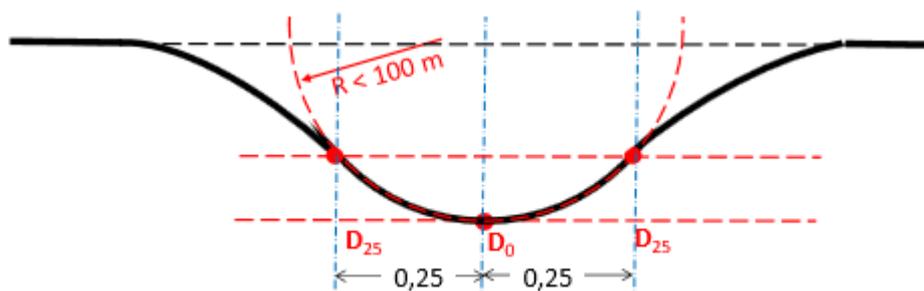
Figura 24: Bacia com altas deflexões e grandes raios de curvatura



Fonte: Ferreira (2014)

- Altas deflexões e pequenos raios de curvatura (Figura 25), pode-se considerar o pavimento totalmente condenável, ou seja, não cumprirá com as condições de qualidade tanto nas capas superiores como nas inferiores, está construído com materiais inadequados, e/ou as camadas foram deficientemente compactadas, e/ou as condições de drenagem são insatisfatórias. As camadas de pavimento não estariam funcionando de forma solidária e tampouco o subleito estaria com funcionamento adequado.

Figura 25: Bacias com altas deflexões e pequenos raios de curvatura



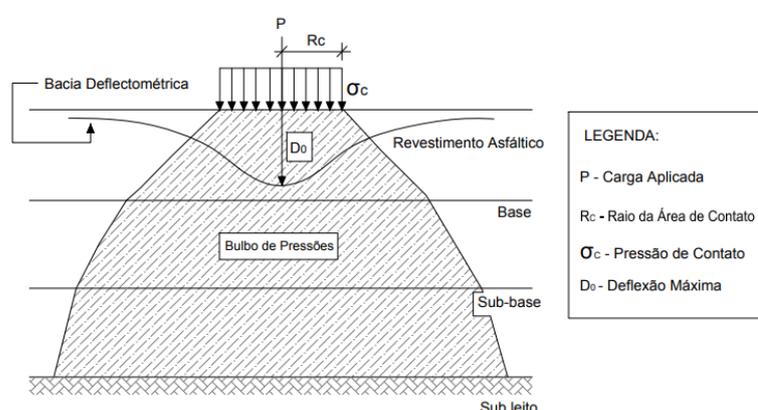
Fonte: Ferreira (2014)

Valores baixos de deflexão são valores abaixo da deflexão máxima admissível calculadas para cada projeto, de acordo com o número N considerado. Consequentemente, altos valores de deflexões são os valores encontrados acima da deflexão máxima admissível.

Valores baixos de raios de curvatura indicam que a estrutura de pavimento apresenta baixa capacidade de distribuição de tensões, ou seja, que a mesma está sujeita a deformações elevadas. Valores de raio de curvatura elevados indicam boa capacidade de distribuição de tensões, o que significa que a estrutura de pavimento está sujeita a deformações reduzidas. De maneira geral, considera-se que raios maiores que 100m (DNIT, 2006) indicam boa capacidade estrutural, enquanto valores abaixo deste indicam problemas estruturais no pavimento (Simm Jr, 2007).

Ainda segundo Simm Jr (2007), o formato das bacias de deflexão é função tanto do carregamento aplicado na superfície como das características geométricas e elásticas das diversas camadas que compõem o pavimento. Como mostra a Figura 26, durante o carregamento, a pressão vai se distribuindo na estrutura de pavimento, formando um cone de distribuição. Desse modo, a deflexão no ponto de aplicação da carga depende de todas as camadas do pavimento, enquanto que as deflexões referentes aos pontos intermediários são função das camadas de base, sub-base e subleito. Quanto aos pontos mais afastados da carga, as deflexões dos mesmos correspondem praticamente somente à resposta do subleito ao carregamento imposto.

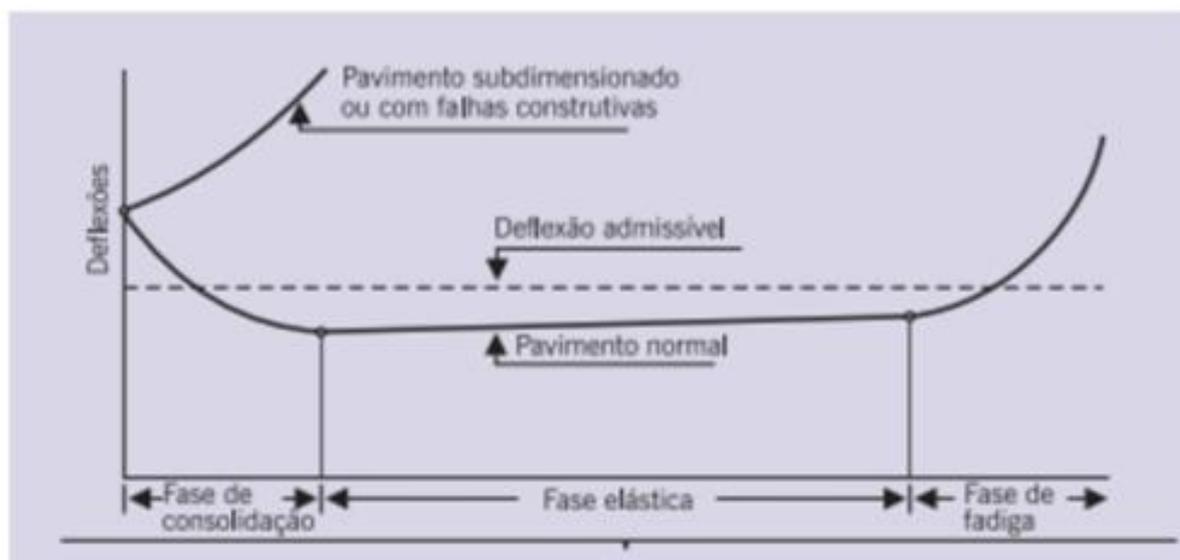
Figura 26: Bacia de deflexão



Fonte: Fabrício et al (1988) *apud* Simm Jr (2007)

Segundo Salviano (2015), considerando um pavimento satisfatoriamente projetado e bem construído, a evolução do seu nível de deflexão durante a exposição às cargas e aos agentes do intemperismo, em geral passa por três fases como demonstra a Figura 27 (DNER-PRO 10/79).

Figura 27: Fases de vida estrutural de um pavimento



Fonte: DNER-PRO 10/79

Segundo o método DNER-PRO 10/79, as três fases da vida estrutural do pavimento são definidas da seguinte forma:

- **Fase de Consolidação:** fase que sucede imediatamente à construção, sendo caracterizada por um valor de decréscimo desacelerado do valor da deflexão, decorrente da consolidação adicional proporcionada pelo tráfego nas diversas camadas do pavimento. O valor da deflexão tende a se estabilizar no fim desta primeira etapa;
- **Fase elástica:** fase que sucede à consolidação e ao longo da qual, o valor da deflexão do pavimento se mantém ou, na pior das hipóteses, cresce ligeiramente, se não houver influência sazonal. Essa fase define a vida útil do pavimento;
- **Fase da fadiga:** fase que sucede à elástica, caracterizando-se por um crescimento acelerado do nível de deflexão do pavimento a partir do momento em que a estrutura começa a apresentar os efeitos da fadiga, por meio de

aparecimento de fissuras, trincas e acúmulos de deformações permanentes sob as cargas repetidas.

Podemos ainda estabelecer relações entre as deflexões medidas, o raio de curvatura da bacia e a máxima deflexão admissível (segundo projeto), e assim fazer uma avaliação estrutural do pavimento, conforme Tabela 6 da norma DNER-PRO 011/79 – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis. Nesta tabela vemos que o pavimento é considerado de boa qualidade estrutural quando as deflexões obtidas estão abaixo da deflexão máxima admissível para o projeto e o raio de curvatura acima de 100 m. A qualidade é considerada regular quando as as deflexões estão acima da máxima admissível, mas com raios de curvatura acima de 100 m. A qualidade estrutural é considerada ruim quando as deflexões estão acima da admissível e raios de curvatura abaixo de 100 m.

Tabela 6: Parâmetros para avaliação estrutural de um pavimento

Hipótese	Dados Deflectométricos obtidos	Qualidade Estrutural	Necessidade de estudos complementares	Medidas corretivas
I	$D_p \leq D_{adm}$ $R \geq 100$	Boa	Não	Apenas correções de superfície
II	$D_p > D_{adm}$ $R > 100$	$D_p \leq 3 D_{adm}$ Regular	Não	Reforço
		$D_p > 3 D_{adm}$ Má	Sim	Reforço ou reconstrução
III	$D_p \leq D_{adm}$ $R < 100$	Regular para Má	Sim	Reforço ou reconstrução
IV	$D_p > D_{adm}$ $R < 100$	Má	Sim	Reforço ou reconstrução
V	-	Pavimento apresenta deformações permanentes e rupturas plásticas generalizadas	Sim	Reconstrução

Fonte: DNER- PRO 011/79

Os fatores que podem influenciar as medidas de deflexão em campo, segundo Trichês (2000, *apud* Simm Jr, 2007) são:

- Tipo de solo do subleito;
- Teor de umidade e grau de compactação;
- Temperatura e grau de compactação;
- Incidência de tráfego;
- Influência da forma de aplicação do carregamento, e
- Influência do modelo utilizado para definição da deflexão admissível.

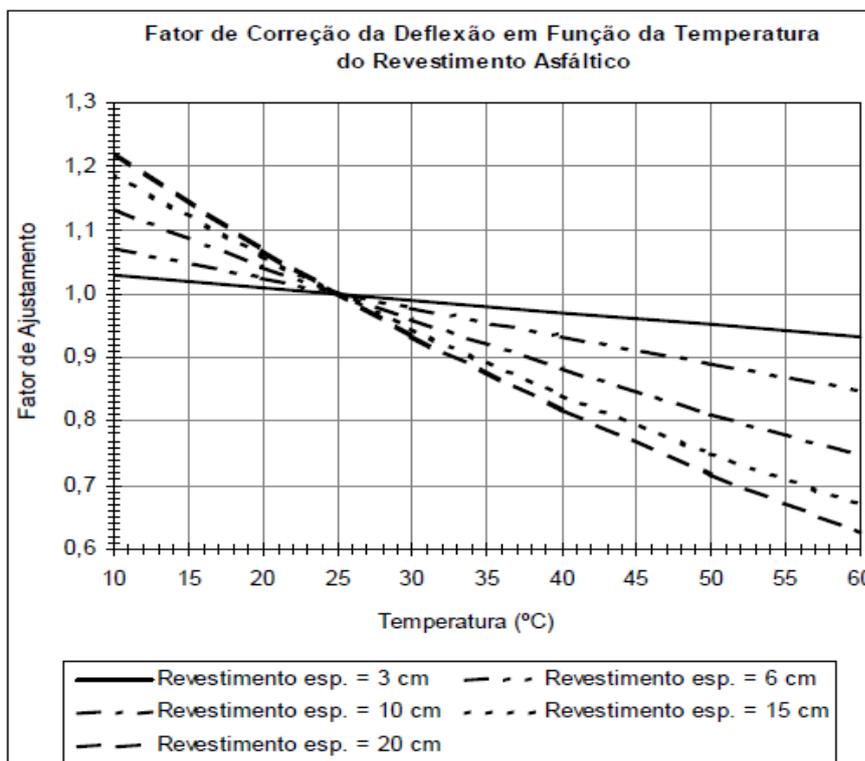
A temperatura é um fator determinante para a medida de deflexões em pavimentos asfálticos, uma vez que a rigidez do revestimento betuminoso varia significativamente em função das variações de temperatura de tal forma que quando a temperatura diminui, o ligante asfáltico torna-se mais viscoso e a mistura mais rígida, aumentando a capacidade de distribuição de tensões para as camadas inferiores e diminuindo o valor das deflexões atuantes na superfície da camada. Quando a temperatura aumenta, o ligante asfáltico fica mais fluido e a mistura mais flexível, diminuindo a capacidade de distribuição de tensões para as camadas inferiores e aumentando o valor das deflexões atuantes na superfície da camada (Rocha Filho, 1996).

Rocha Filho (1996) também mostra que a temperatura interfere principalmente nas deflexões próximas do ponto de aplicação da carga, onde ocorre a deflexão máxima, pelo fato do revestimento asfáltico ser muito mais sensível aos efeitos da temperatura do que as camadas subjacentes. Esta sensibilidade deve-se às propriedades do asfalto, como a alta capacidade de absorver as radiações solares, ao comportamento reológico viscoelástico e a má condutividade térmica.

A correção da deflexão consiste na conversão da deflexão determinada em campo numa temperatura  $t$  qualquer, para um valor de deflexão a uma temperatura referência pré-estabelecida. O DER/SP estabelece através da norma IP-DE-P00/003 – “Avaliação Funcional e Estrutural de Pavimento” os fatores de correção das deflexões a partir de um ábaco (Figura 28), num modelo desenvolvido por Andreatini em 1988 (Velasco, 2018). Neste ábaco, com a temperatura em que se realizou a

medição da deflexão e a espessura do revestimento asfáltico, podemos obter o fator de correção das deflexões. A temperatura de referência deste modelo é de 25°C.

Figura 28: Ábaco para cálculo do fator de correção das deflexões



Fonte: DER/SP

Petroni *et al* (1977, *apud* Motta, 1979) desenvolveram um extenso estudo sobre a variação da deflexão da Viga Benkelman com a temperatura em diversas seções de pavimento. O estudo de Petroni *et al.* (1977) desenvolveu teoricamente uma equação de correlação entre a temperatura e a deflexão. A expressão geral que permite calcular a deflexão a uma temperatura padrão (neste caso 20°C), para qualquer pavimento, conhecendo a deflexão para uma temperatura  $t$  qualquer se encontra na Equação 3.

$$D_{20} = D_t / \left[ e^{*(t - 20) * 10^{-3}} \right] + 1 \quad (3)$$

Onde:

$D_{20}$  = Deflexão à temperatura padrão (20°C)

$D_t$  = Deflexão à temperatura  $t$

$e$  = Espessura total do revestimento asfáltico (cm)

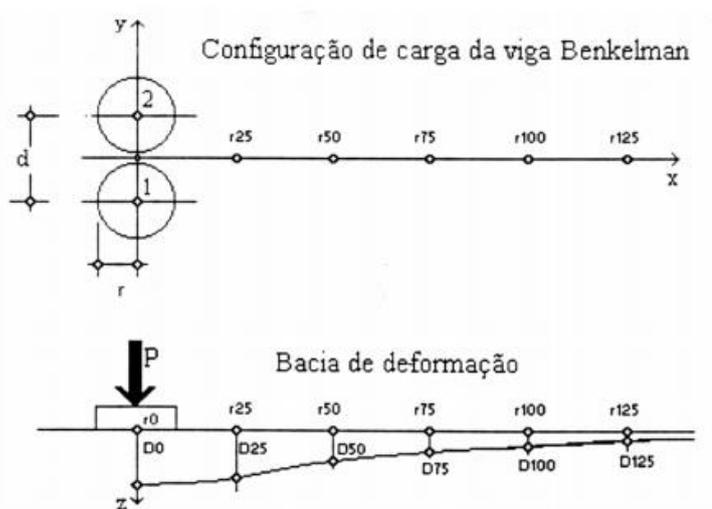
Existem diversos tipos de equipamentos para medidas de deflexões recuperáveis. Para Bernucci et al. (2008), quanto à forma de aplicação da carga, há três classes básicas de equipamentos utilizados na avaliação estrutural não-destrutiva, que são:

- Carregamento quase-estático: ensaio de placa e viga Benkelman;
- Carregamento vibratório: dynaflect;
- Carregamento por impacto: falling weight deflectometer (FWD).

Os dois tipos de equipamentos mais utilizados no país são a viga Benkelman e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD).

Com esses equipamentos podemos medir a deflexão no ponto de aplicação da carga e as deflexões intermediárias. Estas nos permitirão encontrar o raio de curvatura e bacia de deformação ou bacia deflectométrica. A bacia deflectométrica é formada pelas medidas dos deslocamentos elásticos ou recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento ( $d_0$ ,  $d_{25}$ ,  $d_{50}$  etc.) conforme Figura 29.

Figura 29: - Pontos de avaliação da Viga Benkelman



Fonte: (Borges, 2001 *apud* Magalhães, 2015)

### 2.4.1 Viga Benkelman

A viga Benkelman tem sido utilizada no Brasil desde 1966 para obtenção de deflexões nos pavimentos em uso.

A norma adotada como referência deste ensaio é a DNER-ME 024/1994 – Pavimentação - Determinação de deflexões pela viga Benkelman, que trata da determinação das deflexões em pavimento rodoviário, com a aplicação da viga Benkelman.

A Viga Benkelman é composta por um conjunto de sustentação em que se articula uma alavanca interfixa, cuja relação entre os comprimentos dos braços é conhecida.

O ensaio consiste em inicialmente posicionar a ponta da viga Benkelman entre os pneus de uma das rodas geminadas do eixo traseiro de um caminhão, colocando-a exatamente sob o seu eixo como mostrado na Figura 30. Fazer a leitura inicial ( $L_0$ ) do extensômetro após 3 minutos da ligação do vibrador que é utilizado para ativar o extensômetro. Após o caminhão se afastar lentamente 10 metros da ponta de prova, ou até o extensômetro não apresentar mais variação de leitura, fazer a leitura final ( $L_f$ ). A determinação da deflexão real pode ser obtida com o uso da Equação 4, que relaciona as leituras inicial e final com as dimensões da viga Benkelman utilizada nas leituras, dimensões estas apresentadas na Figura 31.

Figura 30: Posicionamento da Viga Benkelman



Fonte: Ferreira (2014)

$$D_0 = (L_0 - L_f) \frac{a}{b} \quad (4)$$

Onde:

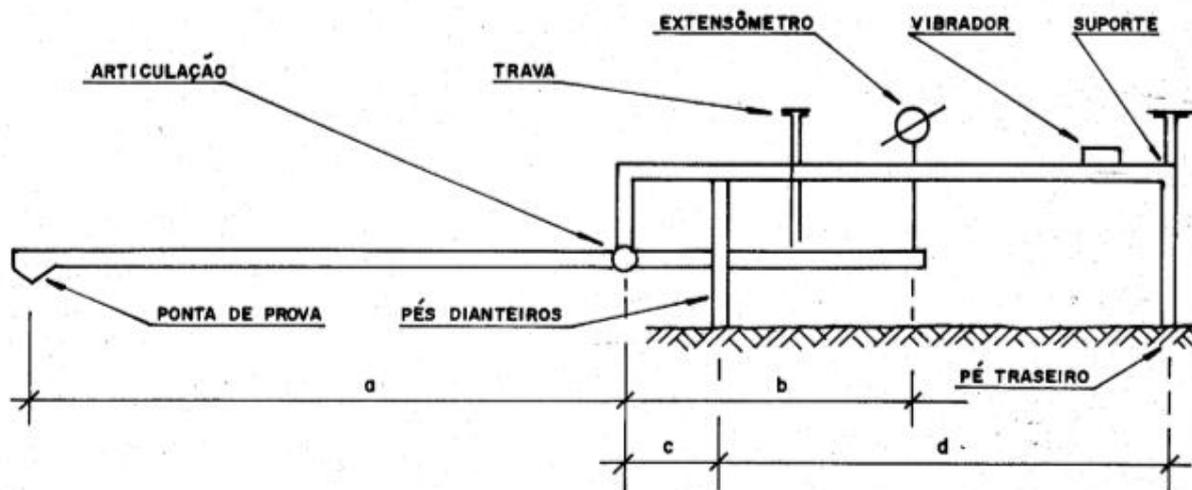
$D_0$  = Deflexão Real ou verdadeira, em centésimos de milímetro;

$L_0$  = Leitura inicial, em centésimos de milímetro;

$L_f$  = Leitura final, em centésimos de milímetro;

a e b = Dimensões da viga Benkelman, conforme Figura 38.

Figura 31: Esquema da viga Benkelman



Fonte: DNER-ME 024/1994

### 3 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental desta dissertação contempla ensaios de laboratório e de campo. No laboratório de Geotecnica e Pavimentação da UFES, foram realizados os ensaios de caracterização simples dos materiais, ISC e expansão, e no laboratório da Via 040, em Belo Horizonte, foram realizadas as determinações dos Módulos de Resiliência de algumas misturas dos solos com os materiais estabilizantes. No campo, foram realizadas as medidas das deflexões das três pistas experimentais estudadas neste trabalho.

Neste capítulo, são apresentados os materiais, métodos e procedimentos de ensaios adotados nesta dissertação.

#### 3.1 Materiais

##### 3.1.1 Solos

Os dois solos estudados na pesquisa foram o solo da jazida denominada de área de empréstimo (AE), localizada no Km 368, e o solo da jazida denominada de JP6, localizada no km 373, ambos na BR-101 Sul. Os solos foram submetidos à ensaios de caracterização completa, que contempla ensaios de granulometria, massa específica dos grãos, limites de Atterberg e umidade. Além disto, foram preparadas amostras para ensaios de compactação, ISC e expansão. Os procedimentos dos ensaios foram definidos com base nas diretrizes das normas citadas a seguir:

- NBR 7181/2018 – Solo – Análise Granulométrica;
- NBR 6508/1984 – Determinação da Massa Específica Real dos Grãos;
- NBR 6459/2017– Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 9895/2017 – Determinação do Índice de Suporte Califórnia;

### 3.1.2 Cimento

O cimento Portland utilizado nessa pesquisa na estabilização dos solos, em laboratório, foi disponibilizado pelo Laboratório de Geotecnia e pavimentação da Universidade Federal do Espírito Santo, e é do tipo CPIII-40-RS. O cimento Portland utilizado em campo nas pistas experimentais foi fornecido pela empresa concessionária Eco 101, por meio de recursos RDT ANTT – Recursos de desenvolvimento tecnológico da Agência Nacional de Transportes Terrestres.

### 3.1.3 Coproduto KR

O coproduto KR utilizado no trabalho foi fornecido pela Arcelor Mittal Tubarão, localizada no município da Serra/ES, com granulometria menor que 19 mm, disponibilizados em sacos plásticos, identificados com o tipo de escória fornecida, granulometria e data de coleta. O coproduto foi armazenado, até a utilização, da forma que foi disponibilizado pela empresa Arcelor Mittal. Como o coproduto KR é de grande variabilidade, para a construção das pistas experimentais foi armazenado coproduto do mesmo lote utilizado nos ensaios em laboratório, para manter a coerência na comparação laboratório/campo.

### 3.1.4 Estabilizante Químico Blindasolo®

O estabilizante químico denominado Blindasolo® foi fornecido pelo fabricante do mesmo, também de nome Blindasolo®. Em laboratório, os reagentes necessários para a ação deste produto, a cal hidratada e o sulfato de alumínio, também foram fornecidos pela fabricante do estabilizante químico. Em campo, o Blindasolo® e o reagente sulfato de alumínio foram fornecidos pela Blindasolo®, enquanto que o reagente cal hidratada foi fornecido pela empresa concessionária ECO 101.

### 3.1.5 Concreto Asfáltico

O revestimento das pistas experimentais foi de 9 cm de espessura, executado em duas camadas de 4,5 cm, utilizando asfalto borracha, concreto asfáltico do tipo CBUQ com ligante asfáltico modificado com borracha. A Tabela 7 destaca o resumo das principais características do CAP adotado.

Tabela 7: Características do ligante asfáltico empregado nas camadas de revestimento dos trechos experimentais do estudo

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

Fonte: Acervo pessoal

A faixa granulométrica utilizada na mistura asfáltica foi a Faixa B da norma DNIT 031/2004 - ES por ser a faixa granulométrica adotada pela concessionária que administra a rodovia BR 101 em suas obras de pavimentação. A Tabela 8 apresenta a composição granulométrica utilizadas na mistura asfáltica e a Figura 32 mostra que a composição granulométrica se encaixou nos limites de trabalho de norma. Os agregados utilizados na mistura foram provenientes da Indústria de Mineração Brasília, localizada no Município de Cariacica/ES, tanto no laboratório quanto nas pistas experimentais. Como o material da jazida utilizada em laboratório iria se

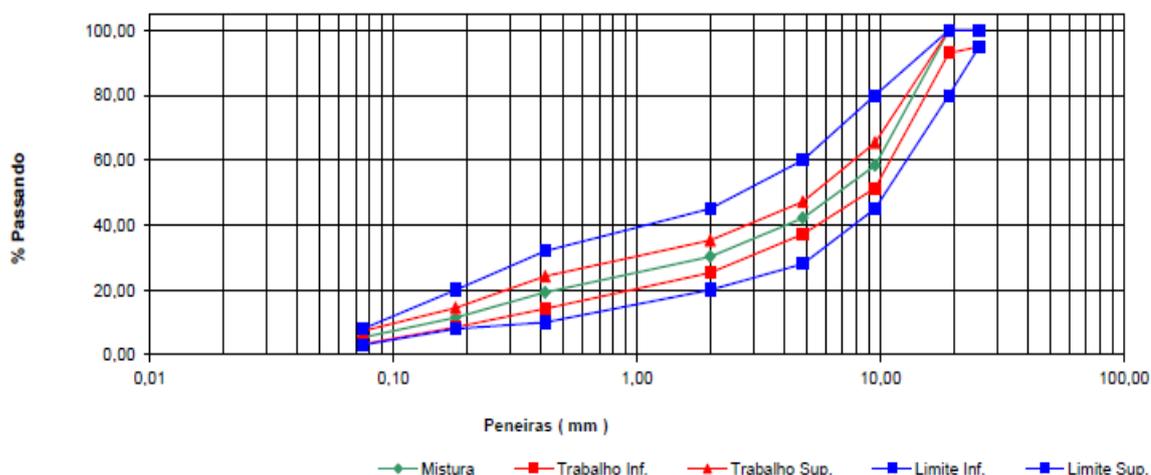
extinguir, o agregado para a construção das pistas foi armazenado para manter as mesmas características dos empregados em laboratório e preservar a coerência da comparação laboratório/campo. Os resultados da camada de revestimento não fazem parte do estudo deste trabalho, apenas foi reproduzido o traço adotado pela concessionária ECO 101.

Tabela 8: Composição granulométrica da mistura asfáltica

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

Fonte: Acervo pessoal

Figura 32: Faixa granulométrica da mistura asfáltica do trecho experimental



Fonte: Acervo pessoal

### 3.2 Campanha de Laboratório

A pesquisa se desenvolveu com a realização de ensaios de caracterização completa dos dois solos estudados e a moldagem dos corpos de prova para ensaios de compactação, ISC e expansão para esses solos. Do mesmo modo, foram moldados corpos de prova dos solos estudados com teores de 15%, 20% e 25%, em peso, de coproduto KR.

Para a estabilização dos solos com aditivo químico Blindasolo®, foram moldados corpos de prova tanto para o solo AE como para o solo JP6, em diferentes dosagens, tanto de Blindasolo® como dos seus reagentes (sulfato de alumínio e cal hidratada), de acordo com a Tabela 9.

Tabela 9 – Mistura Solo, Blindasolo® e os reagentes usados

	Blindasolo®	Sulfato de Alumínio	Cal Hidratada
Solo AE	1:1000	1:5000	-
	1:2000	1:5000	-
	1:1500	-	2,5%
	1:2000	-	2,0%
Solo JP6	1:1000	1:5000	-
	1:2000	1:5000	-
	1:1500	-	3%

Fonte: Acervo pessoal

Para o solo JP6 foram moldados corpos de prova com cimento Portland nas proporções de 5%, 6% e 7% (solo-cimento) e nas proporções de 3% e 4% de cimento Portland (solo melhorado com cimento). Para o solo AE foram moldados apenas corpos de prova para teores de cimento de 5%, 6% e 7%, uma vez que os resultados foram ruins para esses teores de cimento Portland, não justificando a execução de ensaios com teores mais baixos.

Os ensaios em laboratório para os solos naturais e opções de estabilização dos mesmos estudadas neste trabalho, foram realizados segundo Tabela 10.

Tabela 10 - Campanha em laboratório

Material	Ensaio	Normas
SOLO	Análise granulométrica	ABNT NBR 7181:1988
	Limite de liquidez	ABNT NBR 6459:2016
	Limite de plasticidade	ABNT NBR 7180:2016
	Determinação da massa específica	ABNT NBR 6508:1984
	Compactação	ABNT NBR 7182:2016
	Índice de Suporte Califórnia	ABNT NBR 9895:2016
SOLO + KR	Análise granulométrica	ABNT NBR 7181:1988
	Limite de liquidez	ABNT NBR 6459:2016
	Limite de plasticidade	ABNT NBR 7180:2016
	Determinação da massa específica	ABNT NBR 6508:1984
	Compactação	ABNT NBR 7182:2016
	Índice de Suporte Califórnia	ABNT NBR 9895:2016
SOLO MELHORADO COM CIMENTO	Módulo de Resiliência	DNER-ME 131 (1994)
	Compactação	NBR 7182 (2016)
	Índice de Suporte Califórnia	ABNT NBR 9895:2016
SOLO- CIMENTO	Módulo de Resiliência	DNER-ME 131 (1994)
	Resistência à compressão simples	DNER-ME 201 (1994)
SOLO + Blindasolo	Módulo de Resiliência	DNER-ME 201 (1994)
	Compactação	NBR 7182 (2016)
	Índice de Suporte Califórnia	ABNT NBR 9895:2016

Fonte: Acervo pessoal.

Para melhor identificação, na Tabela 11 são mostradas as siglas utilizados para cada mistura, o solo utilizado e a proporção do aditivo utilizado em cada mistura.

Tabela 11 – Siglas, solos utilizados e proporção de cada aditivo

	Sigla	Solo usado	Proporção e tipo de aditivo
Solo natural	Solo AE	Solo da jazida da área de empréstimo	-
	Solo JP6	Solo da jazida JP6	-
Solo + Cimento Portland	AEC5%	Solo AE	5% de cimento
	AEC6%	Solo AE	6% de cimento
	AEC7%	Solo AE	7% de cimento
	JP6C3%	Solo JP6	3% de cimento
	JP6C4%	Solo JP6	4% de cimento
	JP6C5%	Solo JP6	5% de cimento
	JP6C6%	Solo JP6	6% de cimento
Solo + KR	JP6C7%	Solo JP6	7% de cimento
	AEKR15%	Solo AE	15% de KR
	AEKR20%	Solo AE	20% de KR
	AEKR25%	Solo AE	25% de KR
	JP6KR15%	Solo JP6	15% de KR
	JP6KR20%	Solo JP6	20% de KR
Solo + Blindasolo®	JP6KR25%	Solo JP6	25% de KR
	AEBSSA1	Solo AE	Blindasolo 1:1000+sulfato de alumínio 1:5000
	AEBSSA2	Solo AE	Blindasolo 1:2000+sulfato de alumínio 1:5000
	AEBSCH1	Solo AE	Blindasolo 1:1500+2,5% de cal hidratada
	AEBSCH2	Solo AE	Blindasolo 1:2000+2,0% de cal hidratada
	JP6BSSA1	Solo JP6	Blindasolo 1:1000+sulfato de alumínio 1:5000
	JP6BSSA2	Solo JP6	Blindasolo 1:2000+sulfato de alumínio 1:5000
	JP6BSCH	Solo JP6	Blindasolo 1:1500+3,0% de cal hidratada

Fonte: Acervo pessoal

A Tabela 12 apresenta a quantidade de corpos de prova que foram moldados para cada mistura, energia utilizada e a quantidade de cada material que foi incorporado, em peso, a cada traço, assim como os ensaios realizados para cada mistura com o solo AE.

Tabela 12 – Composição das misturas para o solo da Jazida AE

	Sigla	Tipo de ensaio	Energia	Quant. De corpos de Prova
Solo natural	AE	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5
			Modificada	5
Solo + Cimento Portland	AEC5%	Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
			RCS	6
	AEC6%	Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
			RCS	6
	AEC7%	Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
			RCS	6
Solo + KR	AEKR15%	Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
			MR	1
	AEKR20%	Compactação, Expansão e ISC	MR	1
			Modificada	5
			MR	1
			MR	1
	AEKR25%	Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
Solo + Blindasolo®	AEBSSA1	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5
			MR	1
	AEBSSA2	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5
			MR	1
	AEBSCH1	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5
			Intermediária	5
AEBSCH2	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5	

Fonte: Acervo pessoal

Para o solo da Jazida JP6, constam na Tabela 13 a quantidade de corpos de prova que foram moldados para cada mistura, energia utilizada e a quantidade, em peso, de cada material que foi incorporado em cada traço, assim como os ensaios realizados.

Tabela 13 – Composição das misturas para a solo da Jazida JP6

	Sigla	Tipo de ensaio	Energia	Quant. De corpos de Prova
Solo Natural	JP6	Compactação, Expansão e ISC	Intermediária	5
			Modificada	5
Solo + Cimento	JP6C3%	Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
		MR	Modificada	1
	JP6C4%	Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
	JP6C5%	Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
	JP6C6%	Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
		MR	Normal	1
			Modificada	1
	JP6C7%		Intermediária	1
		Compactação, Expansão e ISC	Normal	5
	Solo + KR	JP6KR15%	Compactação, Expansão e ISC	Modificada
MR			Modificada	1
JP6KR20%		Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
JP6KR25%		MR	Modificada	1
		Compactação, Expansão e ISC		5
Solo + Blindasolo®	JP6BSSA1	Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
			Intermediária	5
		MR	Modificada	1
	JP6BSSA2		Intermediária	1
		Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
	JP6BSCH		Intermediária	5
		Compactação, Expansão e ISC	Modificada	5
		MR	Modificada	1
		Intermediária	1	

Fonte: Acervo pessoal

### 3.3 Campanha de Campo

Em campo foram executadas quatro pistas experimentais localizadas no município de Anchieta/ES (Figura 33), entre os quilômetros 362 e 363 da BR-101, constituídas conforme Tabela 13, submetidas à ensaios acelerados através do simulador móvel de tráfego do tipo HVS (*Heavy Vehicle Simulator*).

Figura 33: Mapa da localização do trecho experimental



Fonte: Acervo pessoal

O dimensionamento das pistas experimentais foi executado pela empresa RoadRunner Engenharia, considerando um número  $N_{AASHTO}$  de projeto de  $2,32 \times 10^7$  e  $N_{USACE}$  de  $5,7 \times 10^7$ , para um período de projeto de 10 anos, e as características dos

materiais empregados conforme ensaios laboratoriais executados na etapa em laboratório da pesquisa. O dimensionamento definido está exposto na Tabela 14.

Tabela 14: Dimensionamento das pistas experimentais

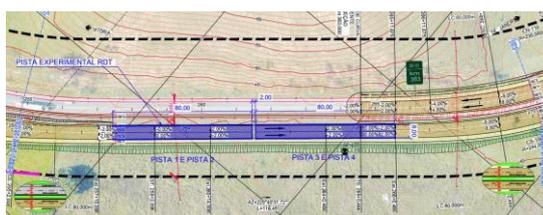
Camada	Pista 01	Pista 02	Pista 03	Pista 04
Revestimento	9 cm CBUQ (CAP Borracha)	9 cm CBUQ (CAP Borracha)	9 cm CBUQ (CAP Borracha)	9 cm CBUQ (CAP Borracha)
Base	20 cm de Solo JP6 melhorado com cimento 3%	20 cm de Solo JP6 melhorado com cimento 3%	18 cm de BGTC + 11 cm de BGS	20 cm de BS PLUS 1:1500 com Solo JP6 + 3% de cal
Sub-base	20 cm de Solo AE com 20% KR	20 cm de Solo JP6 melhorado com cimento 3%	10 cm BGS	20 cm de BS PLUS 1:1000 com Solo AE+ Sulfato de alumínio 1:5000
Subleito	CBR > 10%	CBR > 10%	CBR > 10%	CBR > 10%

Fonte: Acervo pessoal

O clima do Município de Anchieta é classificado como litorâneo úmido. A média de temperatura dos meses mais quentes é de 31 °C, e nos meses mais frios de 18 °C (CLIMATE-DATA.ORG). Ensaios laboratoriais realizados no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFES mostraram que o material do subleito apresenta Índice de Suporte Califórnia (ISC) superior a 10%, conforme pedia o projeto.

As pistas experimentais foram construídas à medida em que foram realizadas as simulações, sendo que cada uma das pistas tinha oitenta metros (80,00 m) de comprimento por quatro metros (4,00 m) de largura. A Figura 34 apresenta o projeto geométrico das pistas, destacadas na cor azul.

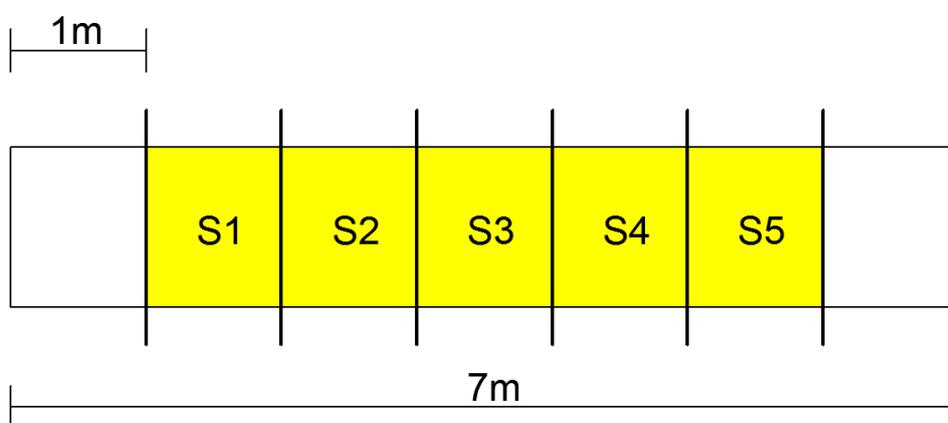
Figura 34 – Projeto geométrico das pistas



Fonte: Acervo pessoal

Para a medição dos parâmetros de desempenho de cada pista do trecho teste, a pista ensaiada foi dividida pelo simulador de tráfego em 7 segmentos de 1m de extensão cada (Figura 35 e Figura 36). Para a avaliação, serão excluídos o segmento inicial e o segmento final, locais de aceleração e desaceleração do equipamento simulador de tráfego. Assim, as medidas dos parâmetros do comportamento do pavimento serão realizadas em cinco seções transversais da seção teste (S1, S2, S3, S4 e S5).

Figura 35: Seções levantadas no ensaio com o simulador tipo HVS



Fonte: Acervo pessoal

Figura 36: Imagem das seções levantadas no ensaio com o simulador HVS



Fonte: Acervo pessoal

Neste trabalho analisou-se apenas as pistas 01, 02 e 04 pois o foco é estudar a estabilização de solos para base e sub-base de pavimentos e não execução de camadas com materiais granulares, que já é bem difundida em construção de pavimentos, como é o caso da pista 03.

O acompanhamento das respostas estruturais foi realizado através de medidas das deflexões, utilizando a viga Benkelman, do pavimento em cada seção teste ensaiada.

Para a previsão de operações das seções de teste deste trabalho com o Simulador móvel (HVS) foram consideradas as seguintes características:

- Carga de 8,2 tf no semi-eixo
- 540 ciclos por hora
- Operação bidirecional
- 20 h de operação por dia
- 30 dias de operação por mês
- Esforço de tração na camada de CAUQ de 11kgf/cm<sup>2</sup>

O equipamento possui ainda os seguintes componentes que merecem ser destacados:

- a) Sistema de Guiamento do Rodado: Conjunto de rodado duplo ou simples que exerce pressão sobre o pavimento ensaiado. O carro possui rodas laterais que promovem o seu guiamento sobre trilhos tracionados por um cabo de aço, conforme Figura 37.

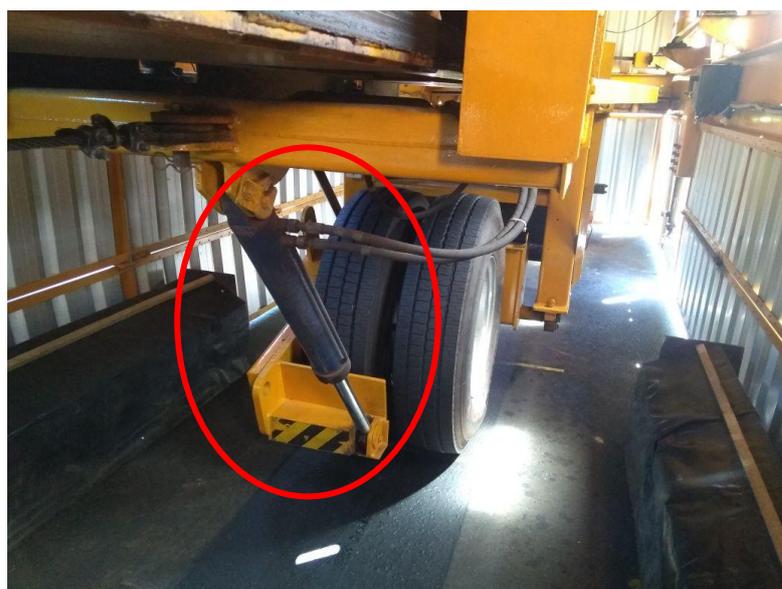
Figura 37: Detalhe do guiamento do rodado do simulador de tráfego.



Fonte: Acervo pessoal

- b) Sistema de Aplicação de Cargas: A aplicação de carga se faz através de uma unidade hidráulica (Figura 38), comandada por um cilindro hidráulico e pode variar de 1,5 tf até 9 tf, com uma velocidade média de 8 km/h, no semi-eixo, o que permite acelerar os esforços associados ao carregamento e simular, efetivamente, as sobrecargas.

Figura 38: Detalhe da unidade hidráulica



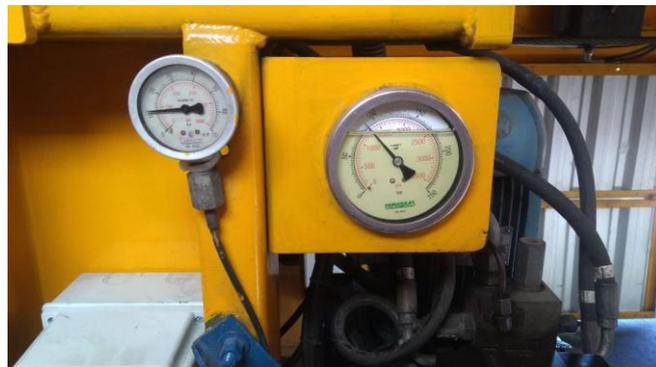
Fonte: Acervo pessoal

O sistema pode realizar o deslocamento em um único sentido (unidirecional) ou nos dois sentidos (sentidos opostos):

- Sentido Único: o carro desloca-se no sentido longitudinal do equipamento havendo contato do pneu com o pavimento somente em um único sentido, o retorno se dá com o rodado suspenso (recomendado para ensaios de fadiga);
- Sentido - Oposto: o carro desloca-se no sentido longitudinal do equipamento havendo contato do pneu com o pavimento tanto na ida quanto na volta (recomendado para estudos de afundamento de trilha de roda).

A aplicação da carga é controlada por manômetros, posicionados junto ao rodado do equipamento como mostrado na Figura 39.

Figura 39: Detalhe do manômetro de aplicação de carga



Fonte: Acervo pessoal

c) Sistema de Deslocamento Transversal: O deslocamento pode ser feito de duas maneiras:

- Deslocamento Lateral Transversal Estático: é quando o conjunto chega ao fim do curso de um sentido e movimenta-se lateralmente fazendo que este, no próximo curso, não passe sobre o percurso anterior;
- Deslocamento Lateral Transversal Contínuo: este movimento é similar ao estático, porém o conjunto desloca-se transversalmente durante o trajeto do percurso.

- d) Sistema de Amortecimento: O sistema de amortecimento é um dispositivo de segurança composto por molas fixadas nas extremidades dos trilhos de guiamento e sua principal função é a parada do carro com segurança prevenindo uma falha no sistema de controle (Figura 40).

Figura 40: Detalhe do elemento de amortecimento



Fonte: Acervo pessoal

- e) Sistema de Acionamento: O sistema é acionado por um motor de indução tipo gaiola, de 60 hp, 1770 rpm, e pode operar tanto com 220/380/440 V (Figura 41).

Figura 41: Detalhe do sistema do acionamento



Fonte: Acervo pessoal

O sistema de acionamento é comandado pelo sistema de controle que através de sensores indutivos instalados ao longo do trilho do carro transmite um sinal gerando a desaceleração/aceleração do carro (Figura 42).

Figura 42: Detalhe dos sensores indutivos



Fonte: Acervo pessoal

- f) Sistema de Controle: O sistema de controle, localizado na parte traseira do equipamento, é composto por um quadro de comando elétrico e de um microprocessador, que aciona todos os sistemas integrantes do simulador de tráfego, conforme Figura 43.

Figura 43: Detalhe do painel de controle



Fonte: Acervo pessoal

- g) Sistema de Rodado: O sistema de rodado do carro se dá por um braço articulado que possui um semi-eixo de caminhão na extremidade. São utilizados rodados comerciais de caminhões, de acordo com a Figura 44.

Figura 44: Detalhe do sistema de rodado



Fonte: Acervo pessoal

- h) Sistema de Aceleração e Desaceleração: O sistema de aceleração e desaceleração de deslocamento do carro é comandado pelo sistema de controle, através do acionamento do freio do motor elétrico, e segundo um sinal elétrico originário de sensores instalados ao longo dos trilhos de guiamento do carro.
- i) Sistema de Emergência: O sistema é composto por duas caixas de segurança instaladas nas laterais do simulador. Também possui um sistema de emergência no quadro de controle, dentro da cabine.
- j) Tanques de água: O equipamento possui 3 tanques de água, com capacidade de 8.850 litros cada, que auxiliam na estabilidade do equipamento (Figura 45). Esses tanques também abastecem a água utilizada nos ensaios para simular as precipitações pluviométricas, possibilidade complementar do equipamento. Tal simulação de precipitações ocorre por espargidores de água posicionados ao longo do equipamento (Figura 46).

Figura 45: Detalhe de um dos tanques de água



Fonte: Acervo pessoal

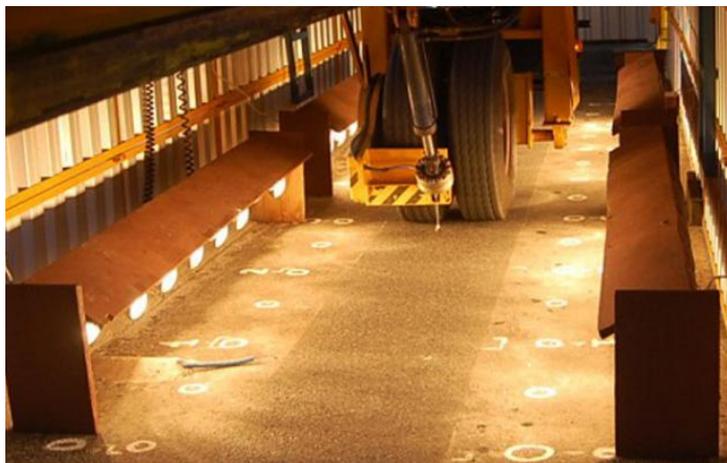
Figura 46: Detalhe de um dos espargidores de água que simulam as precipitações pluviométricas



Fonte: Acervo pessoal

- k) Aquecimento do pavimento: O equipamento possui um sistema de lâmpadas infravermelhas em cada lateral para o aquecimento da pista e simulação das máximas temperaturas (Figura 47).

Figura 47: Sistema de aquecimento do pavimento



Fonte: Acervo pessoal

No estudo, com estes dados, determinou-se os prazos o número  $N_{USACE}$  e  $ASSHTO$ , e também foi determinado o prazo para a equivalente de fadiga no CAUQ. Os resultados indicam a necessidade de 2,8 meses (85 dias) na seção-teste do simulador.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Resultados de laboratório

Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização física dos solos estudados, englobando determinação da massa específica dos grãos, limites de consistência e análise granulométrica, ensaios de compactação com determinação da expansão e ensaio de ISC.

Para as misturas dos solos com o coproduto KR, além dos ensaios realizados nos solos naturais foram realizados ensaios de módulo de resiliência para algumas misturas solo+KR.

Para as misturas de solo com cimento Portland foram realizados ensaios de ISC, resistência à compressão simples e módulo de resiliência.

Para o solo estabilizado com aditivo químico Blindasolo® foram realizados ensaios de ISC e módulo de resiliência.

#### 4.1.1 Caracterização física dos solos

Ensaio para as caracterizações físicas dos solos foram realizados e os resultados encontrados estão relacionadas na Tabela 15:

Tabela 15– Resultados das caracterizações físicas dos solos estudados

Propriedades	Solos	
	AE	JP6
Massa específica real dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,65	2,65
Limite de liquidez (%)	49%	26,0%
Limite de plasticidade (%)	24,8%	15,1%
Índice de plasticidade (%)	24,2%	11,0%
% passante na #200	60%	23,1%
Classificação	SUCS	CL
	AASHTO	A-7-6
		SC
		A-2-6

Fonte: Acervo pessoal.

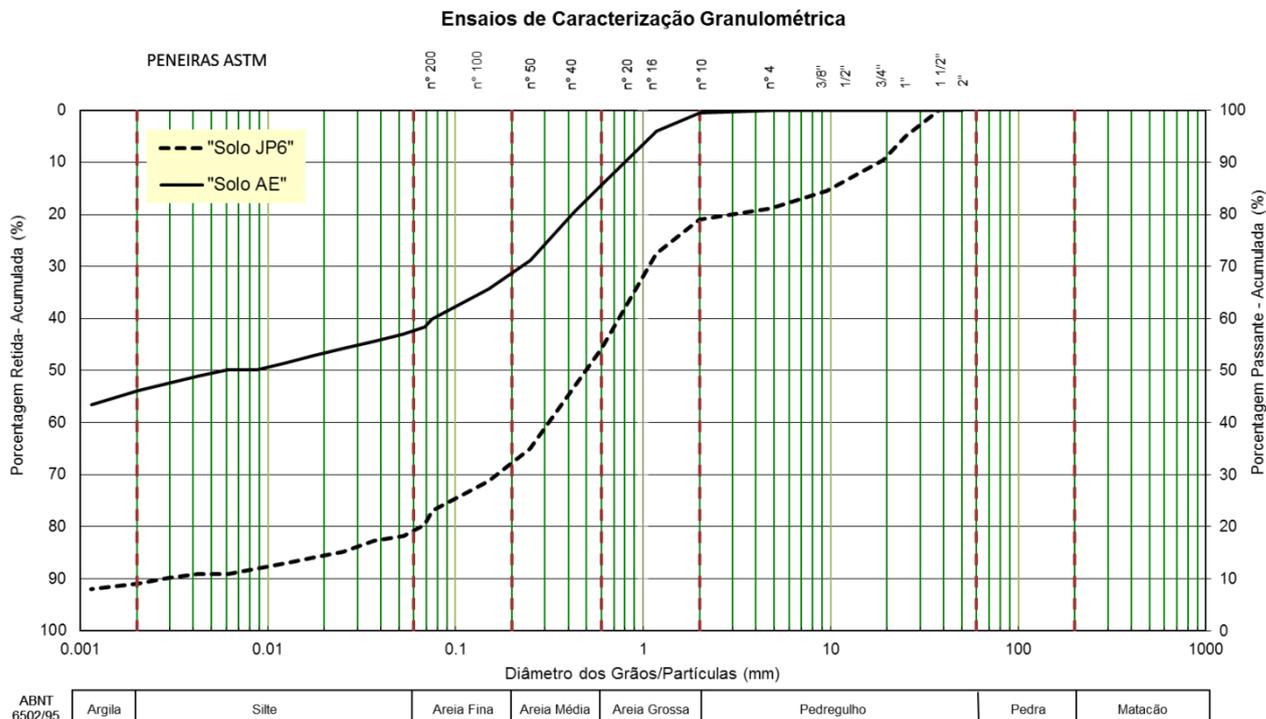
O solo da jazida AE foi caracterizado conforme a classificação HRB da AASHTO como um solo A-7-6 e pelo sistema unificado como CL, onde predomina argila, como

alto limite de liquidez, muito plástico e com grande variação de volume. O índice de grupo do solo AE é de 12. Apresentou valor de ISC de 22,7% na energia intermediária e 25,3% na energia modificada. O comportamento deste solo como subleito é considerado fraco a pobre.

O solo da jazida JP6 foi caracterizado conforme a classificação HRB como um solo A-2-6 e SC pelo sistema unificado, considerado um solo com arenoso com presença de pedregulhos e argila, com plasticidade média. O índice de grupo do solo AE é zero. O solo desta jazida apresentou valor de ISC de 49,9% para energia intermediária e de 89,1% para energia modificada. Este solo, quando utilizado como subleito, apresenta comportamento de excelente a bom.

A granulometria foi determinada por peneiramento e sedimentação. As análises granulométricas, tanto do solo da AE como do solo JP6, são apresentadas na Figura 48.

Figura 48 - Curvas Granulométricas dos Solos

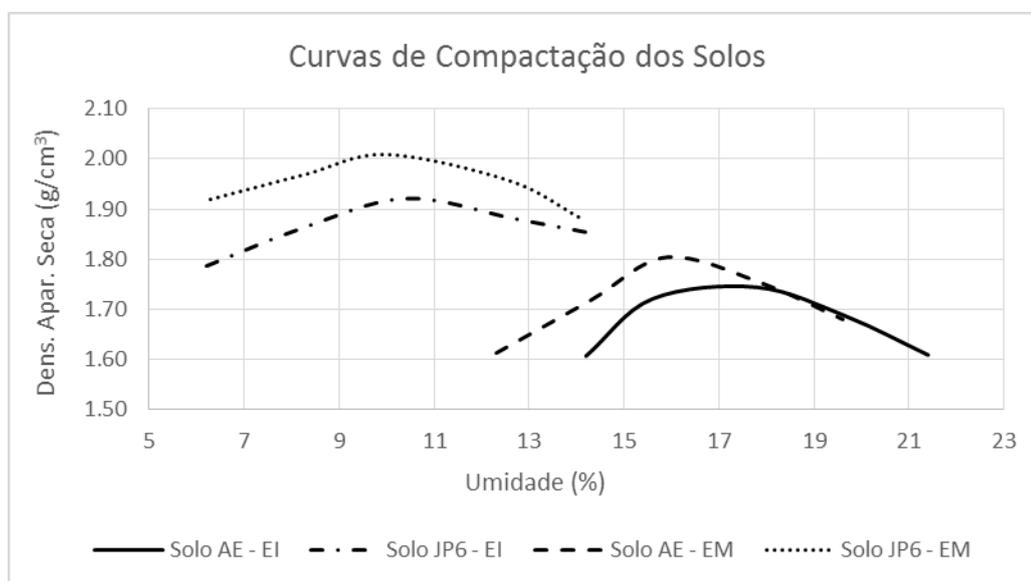


Fonte: Acervo pessoal

#### 4.1.2 Caracterização mecânica dos solos

Os ensaios de compactação foram realizados para os dois solos estudados, podendo assim encontrar o teor de umidade ótima e a densidade aparente seca máxima. Com os mesmos corpos de prova utilizados para os ensaios de compactação foram realizados os ensaios de expansão e ISC, conforme norma NBR-9895/87. Os ensaios foram realizados tanto na energia intermediária (EI) como na energia modificada (EM) (Figura 49).

Figura 49: Curvas de compactação dos solos na energia intermediária (EI) e modificada (EM)



Fonte: Acervo pessoal

O solo da jazida AE apresenta, na umidade ótima, para a energia intermediária, uma massa específica aparente seca de  $1,75 \text{ g/cm}^3$ , enquanto que para o solo da jazida JP6 é de  $1,92 \text{ g/cm}^3$ , para a mesma energia. A maior massa específica aparente seca do solo JP6 se justifica devido ao elevado teor de finos, assim a matriz fina faz com que as partículas de areia fiquem dispersas, ou seja, não há contato entre grãos de areia. Para a energia modificada, como era de se esperar, a massa específica máxima seca aumenta para ambos os solos, indo para  $1,81 \text{ g/cm}^3$  para o solo AE e para  $2,01 \text{ g/cm}^3$  para o solo JP6.

Os resultados encontrados para as massas específicas aparentes secas, expansões e valores de ISC, na umidade ótima, para ambos os solos, para as energias intermediária e modificada, estão na Tabela 16.

Tabela 16: Valores de Massa específica Aparente Seca, expansão e ISC para os solos AE e JP6

		Solo AE	Solo JP6
Energia Intermediária	Densidade aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,75	1,92
	Expansão (%)	0,00	0,00
	ISC (%)	22,7	49,90
Energia Modificada	Densidade aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,81	2,01
	Expansão (%)	0,00	0,00
	ISC (%)	25,30	89,10

Fonte: Acervo pessoal

O solo JP6 apresenta bons resultados para os valores de ISC, podendo ser usado, quando compactado na energia intermediária como sub-base e como base quando compactado na energia modificada, ou seja, ISC acima de 60% para um  $N \leq 5 \times 10^6$  (tráfego moderado a pesado) e acima de 80% para um  $N > 5 \times 10^6$  (tráfego ultrapesado), conforme norma DNIT - ES 141/2010. O solo AE também poderia ser usado como sub-base, mas com valores muito próximos do limite inferior definido pela norma do DNIT 139/2010 – ES que é de ISC de 20%. Os solos apresentam expansão nula, atendendo o limite máximo de 1,0% de expansão para sub-base e 0,5% de expansão para base, conforme normas DNIT 139/2010 – ES e DNIT 142/2010 – ES, respectivamente.

#### 4.1.3 Caracterização física da mistura solo e coproduto KR

A caracterização física da mistura solo e coproduto KR foi realizada para verificação das alterações que a adição do KR provoca no solo. Os resultados das caracterizações dos solos naturais e das misturas são apresentados na Tabela 16 e na Tabela 17.

Tabela 17: Caracterização física do solo AE com adição de 15%, 20% e 25% de coproduto KR

	Solo Natural	AEKR15%	AEKR20%	AEKR25%
Massa específica real dos grãos ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,65	2,73	2,74	2,76
Limite de liquidez (%)	49%	43,3%	42,1%	43,0%
Limite de plasticidade (%)	24,8%	29,5%	29,8%	31,7%
Índice de plasticidade (%)	24,2%	13,8%	12,3%	11,3%
% passante na #200	60%	49,2%	45,1%	37,1%

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 18: Caracterização física do solo JP6 com adição de 15%, 20% e 25% de coproduto KR

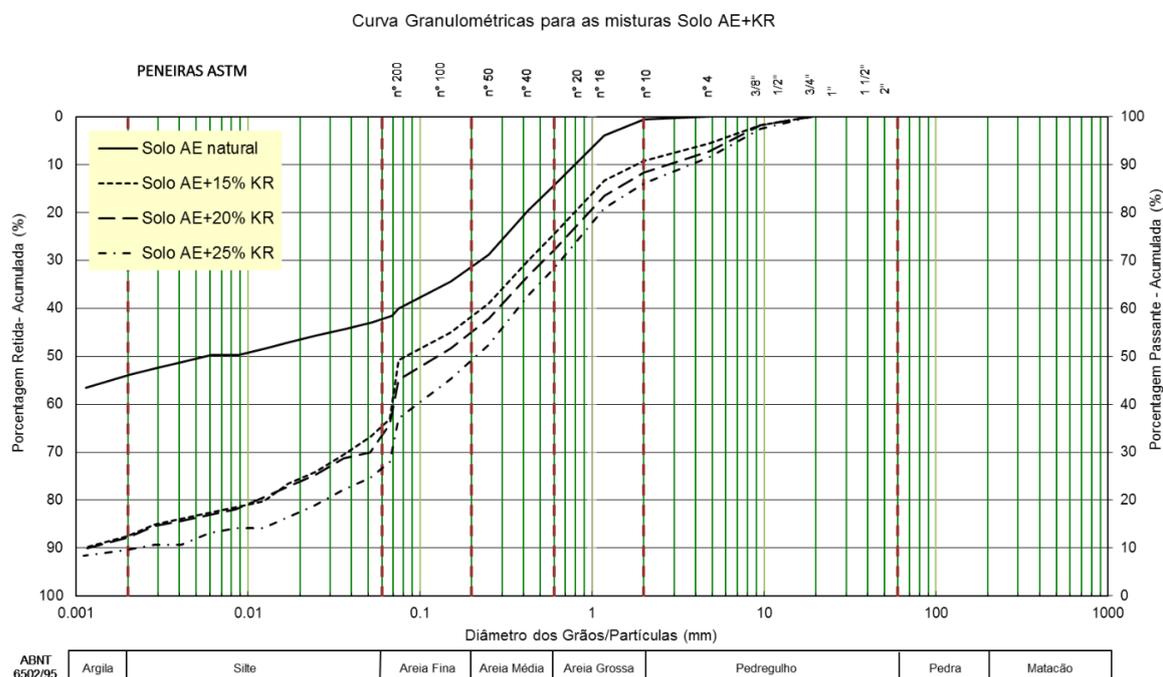
	Solo Natural	JP6KR15%	JP6KR20%	JP6KR25%
Massa específica real dos grãos ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,65	2,73	2,75	2,73
Limite de liquidez (%)	26,0%	30,4%	30,5%	32,4%
Limite de plasticidade (%)	15,1%	21,4%	23,4%	22,8%
Índice de plasticidade (%)	11,0%	9,0%	7,1%	9,6%
% passante na #200	23,1 %	24,2%	22,5%	22,1%

Fonte: Acervo pessoal

Tanto para o solo AE como para o solo JP6, as massas específicas aumentaram com a adição do coproduto KR. Isso é devido ao maior peso específico do coproduto KR que é de  $3,31 \text{ g}/\text{cm}^3$ . Observamos que o índice de plasticidade cai praticamente pela metade no solo AE quando adicionado o coproduto KR, passando de uma material muito plástico (solo natural) para um material de plasticidade média. Já para o solo JP6, o índice de plasticidade reduz, mas em proporções bem menores, continuando a ser um material de plasticidade média.

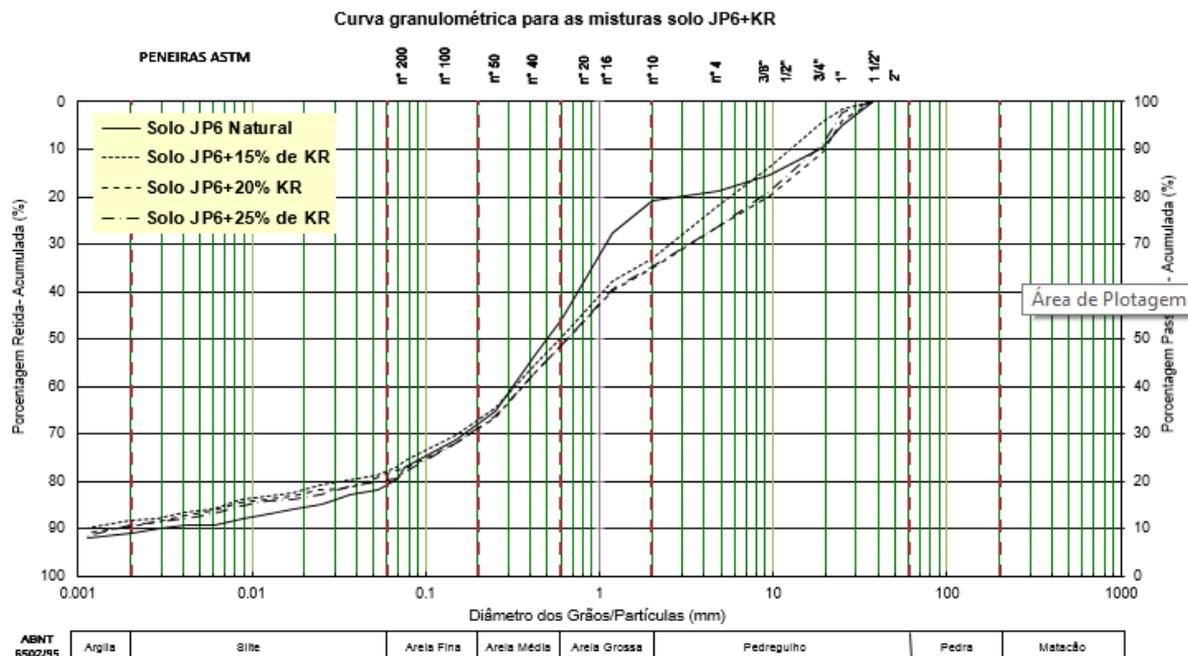
A granulometria foi determinada por peneiramento e sedimentação. As análises granulométricas foram realizadas para os solos da jazida AE e da jazida JP6, em estado natural e para as misturas dos solos adicionados de 15%, 20% e 25% de coproduto KR. As curvas granulométricas para o solo AE e as misturas de KR estão mostradas na Figura 50, e para o solo JP6 estão mostradas na Figura 51.

Figura 50: Curvas granulométricas do solo AE+KR nas adições de 15%, 20% e 25% de KR



Fonte: Acervo pessoal

Figura 51: Curvas granulométricas solo JP6+KR nas adições de 15%, 20% e 25% de KR



Fonte: Acervo pessoal

Fazendo a classificação granulométrica das misturas de solo AE com 15%, 20% e 25% de adição de KR, a classificação HRB dos “novos” solos formados permanece praticamente inalterada, permanecendo a classificação A-7-6 para as misturas de solo mais 15% e 20% de KR e de um solo A-7-5 quando incorporado 25% de KR, permanecendo como se fosse um solo argiloso e fraco, quando analisado apenas com base na granulometria e nos limites de consistência, mas percebe-se o efeito positivo da incorporação do coproduto KR na granulometria.

Já para o solo JP6, realizando a classificação HRB, o solo que natural tem a classificação A-2-6, passa para A-2-4 com 15%, 20% e 25% de KR.

#### 4.1.4 Caracterização mecânica da mistura solo e coproduto KR

Para a caracterização mecânica das misturas de solos e coproduto KR foram realizados ensaios de compactação, expansão, ISC e módulo de resiliência (MR). Para o ensaio de MR, devido ao preço elevado e a disponibilidade do equipamento, que foi cedido pelo laboratório da concessionária da BR-040, foram realizados ensaios apenas para algumas misturas, consideradas as mais promissoras para esta pesquisa.

Os resultados do ensaio de compactação, expansão e ISC, na umidade ótima, para o solo AE, estão na Tabela 19, em seu estado natural, com adição de 15% de KR, adição de 20% de KR e adição de 25% de KR. Na Tabela 20, temos os resultados do solo JP6, também em seu estado natural, com adição de 15% de KR, adição de 20% de KR e adição de 25% de KR. Na Figura 52 estão as curvas de ISC, nas energias intermediária e modificada, para o solo AE, e na Figura 53, estão as curvas de ISC para o solo JP6, nas energias intermediária e modificada, lembrando que a linha pontilhada vermelha indica a umidade ótima.

Tabela 19: Resultados dos ensaios de compactação, expansão e ISC para o solo natural, com 15%, 20% e 25% de adição de coproduto KR – Solo AE

	Energia	Solo Natural	AEKR15%	AEKR20%	AEKR25%
$W_{\text{ótima}}$ (%)	Intermediária	17,0	18,0	17,4	18,0
	Modificada	16,3	16,1	15,5	15,5
Massa Esp. Máx seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Intermediária	1,752	1,772	1,804	1,877
	Modificada	1,808	1,849	1,853	1,886
Expansão (%)	Intermediária	0,02	0,00	0,01	0,00
	Modificada	0,00	0,04	0,03	0,02
ISC (%)	Intermediária	22,7	47,8	81,2	69,5
	Modificada	25,3	132,0	103,2	118,6

Fonte: Acervo pessoal

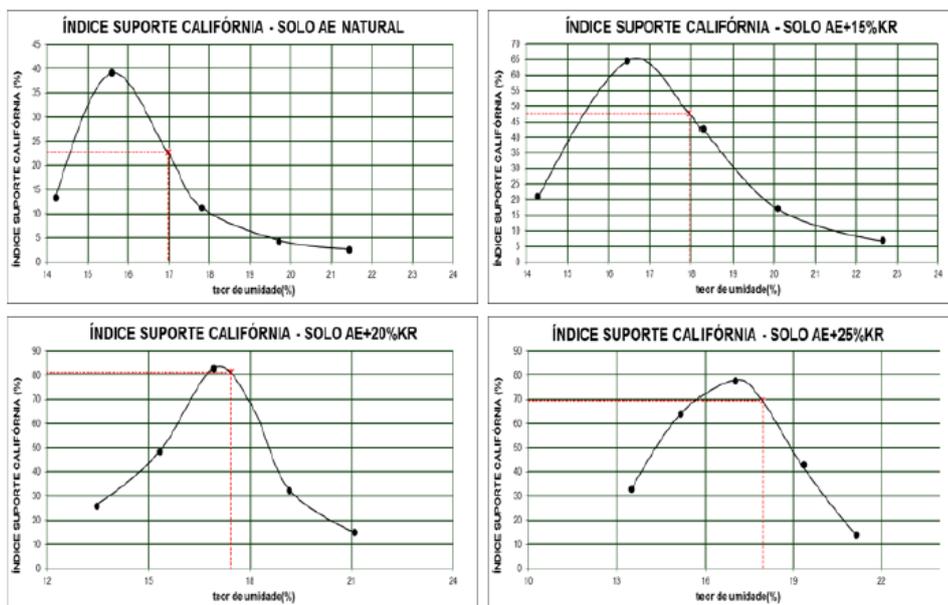
Tabela 20: Resultados dos ensaios de compactação, expansão e ISC para o solo natural, com 15%, 20% e 25% de adição de coproduto KR – Solo JP6

	Energia	Solo Natural	JP6KR15%	JP6KR20%	JP6KR25%
$W_{\text{ótima}}$ (%)	Intermediária	10,6	12,2	12,6	12,8
	Modificada	10,3	11,2	12,4	11,5
Massa Esp. Máx seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Intermediária	1,92	1,922	1,96	1,944
	Modificada	2,009	2,025	1,975	1,996
Expansão (%)	Intermediária	0,00	0,00	0,05	0,00
	Modificada	0,00	0,00	0,00	0,00
ISC (%)	Intermediária	49,9	107,8	116,4	95,4
	Modificada	89,1	164,5	162,6	112,5

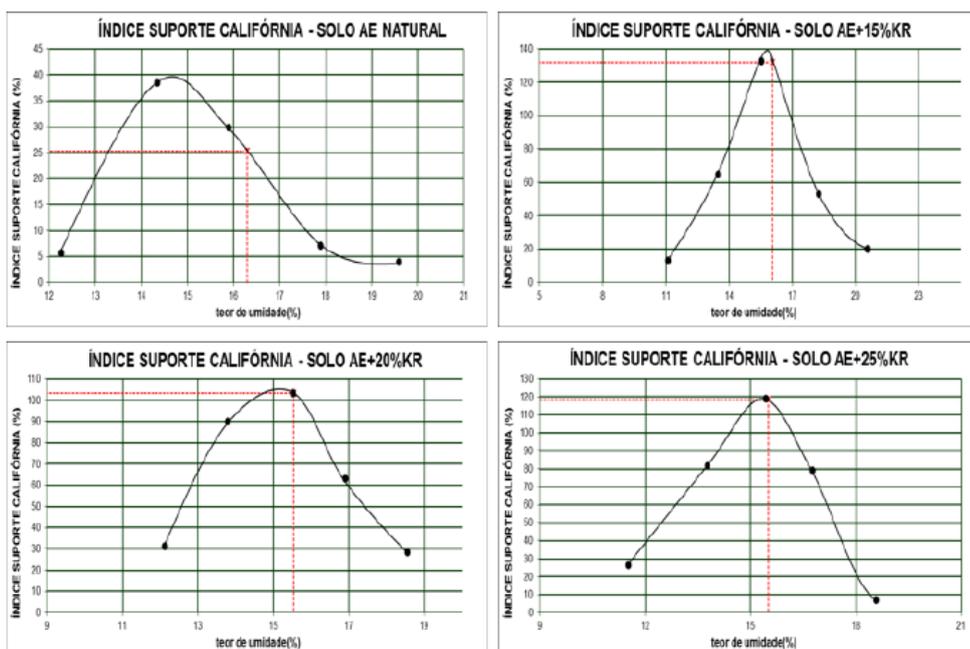
Fonte: Acervo pessoal

Figura 52– Curvas de ISC, nas energias intermediária e modificada, do solo AE natural, com adição de 15% de KR, adição de 20% de KR e adição de 25% de KR

### Energia Intermediária



### Energia Modificada



Fonte: Acervo pessoal

Pode-se verificar na Figura 48, que em algumas misturas e energias de compactação empregada, o ISC máximo para a solo natural ou mistura com KR tem valor máximo do ISC no ramo seco e expansão ainda assim compatível com o determinado nas normas para utilização como sub-base e base em obras de pavimentos, mostradas numericamente na Tabela 20, podendo-se obter melhores valores de ISC com menor quantidade de água (ramo seco). A Tabela 21 mostra os valores de ISC e expansão na umidade ótima e a umidade e expansão para o valor máximo de ISC encontrado, tanto para a energia intermediária como para a energia modificada, de acordo com a Figura 48.

Tabela 21: Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo AE+KR

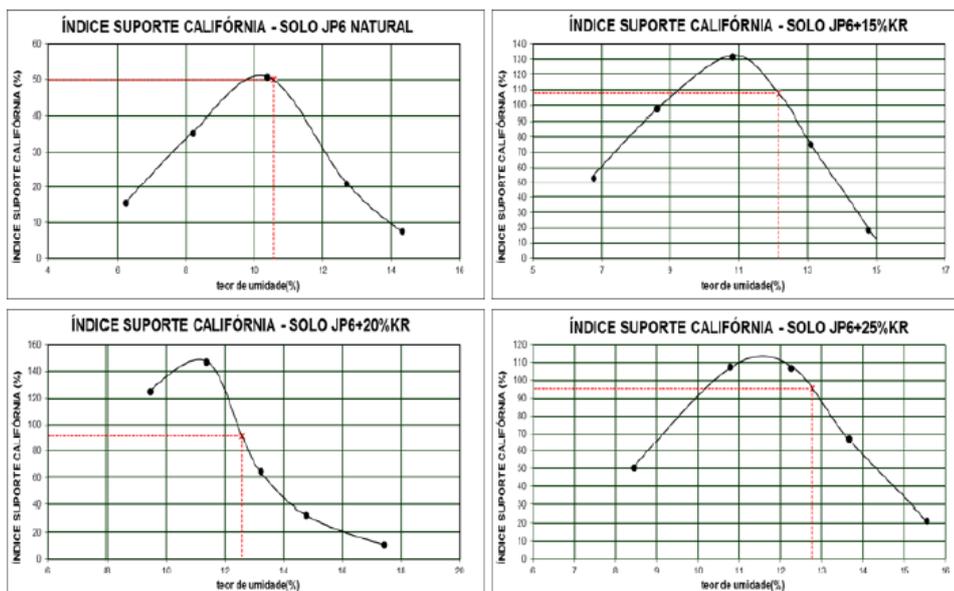
Energia Intermediária						
	ISC <sub>wótima</sub>	W <sub>ótima</sub> (%)	Exp <sub>wótima</sub>	ISC <sub>máx</sub> (%)	W <sub>ISCmáx</sub> (%)	Exp <sub>ISCmáx</sub>
Solo AE natural	22,7	17,0	0,02	39,0	15,5	0,17
AEKR15%	47,8	18,0	0,00	65,0	16,0	0,04
AEKR20%	81,2	17,4	0,02	82,5	17,0	0,03
AEKR25%	69,5	18,0	0,00	77,5	17,0	0,00
Energia Modificada						
	ISC <sub>wótima</sub>	W <sub>ótima</sub>	Exp <sub>wótima</sub>	ISC <sub>máx</sub>	W <sub>ISCmáx</sub>	Exp <sub>ISCmáx</sub>
Solo AE natural	25,3	16,3	0,04	38,0	14,5	0,30
AEKR15%	132,0	16,1	0,06	132,0	15,5	0,07
AEKR20%	103,2	15,5	0,04	104,5	15,0	0,03
AEKR25%	118,6	15,5	0,02	120,0	15,0	0,03

Fonte: Acervo pessoal

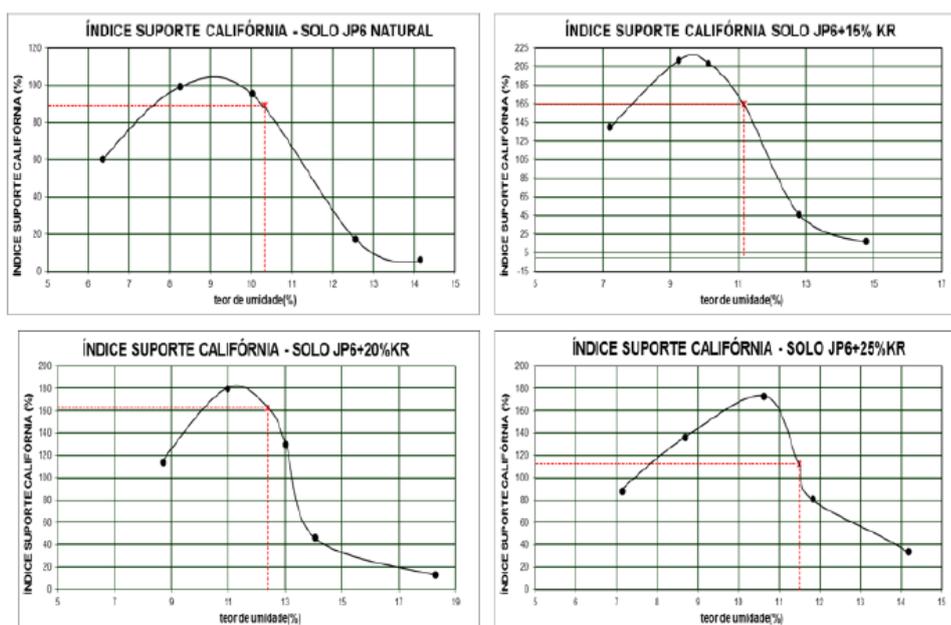
Assim como no solo AE, podemos verificar que para o solo JP6 valores de ISC máximo no ramo seco e com expansões menores que determinados por norma. Logo a Tabela 22 mostra os valores de ISC e expansão na umidade ótima e a umidade e expansão para o valor máximo de ISC determinado, tanto para a energia intermediária como para a energia modificada, de acordo com a Figura 49.

Figura 53– Curvas de ISC, nas energias intermediária e modificada, do solo JP6 natural, com adição de 15% de KR, adição de 20% de KR e adição de 25% de KR

### Energia Intermediária



### Energia Modificada



Fonte: Acervo pessoal

Tabela 22: Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo JP6+KR

Energia Intermediária						
	ISC <sub>wótima</sub> (%)	W <sub>ótima</sub> (%)	Exp <sub>wótima</sub>	ISC <sub>máx</sub> (%)	W <sub>CBRmáx</sub> (%)	Exp <sub>CBRmáx</sub>
Solo JP6 natural	49,9	10,6	0,00	52,0	10,0	0,00
JP6KR15%	107,8	12,2	0,00	130,2	10,8	0,00
JP6KR20%	116,4	12,6	0,05	138,0	11,1	0,00
JP6KR25%	95,4	12,8	0,00	112,0	11,5	0,01
Energia Modificada						
	ISC <sub>wótima</sub> (%)	W <sub>ótima</sub> (%)	Exp <sub>wótima</sub>	ISC <sub>máx</sub> (%)	W <sub>CBRmáx</sub> (%)	Exp <sub>CBRmáx</sub>
Solo JP6 natural	89,1	10,3	0,00	103,0	9,2	0,00
JP6KR15%	164,8	11,2	0,00	217,0	9,5	0,01
JP6KR20%	162,6	12,4	0,00	181,0	11,2	0,01
JP6KR25%	112,5	11,5	0,00	172,0	10,6	0,00

Fonte: Acervo pessoal

Para o solo AE temos que a umidade ótima, tanto para o solo natural quanto para o solo com adição de coproduto KR, tem valores maiores, ou seja, são necessárias maiores quantidades de água para atingir a compactação máxima, do que o solo JP6. Observamos também que a expansão, em ambas os solos, é praticamente nula, tanto no solo natural como nas misturas com adição de KR, mitigando a principal questão quando usada escória para estabilização de solos, que é a alta expansão de outros tipos de escória.

Quando consideramos o ISC, verificamos que o solo AE apresenta valores baixos quando em estado natural, mas com a adição de KR o valor de ISC vai aumentando, atingindo, com adição de 20% de KR, um valor de 81,2% de ISC na energia intermediária e 103,2% na energia modificada, podendo ser usado tanto como sub-base como base de acordo com as normas DNER-ME 139/2010 e DNER-ME 142/2010. Na energia modificada, todas as três misturas do solo AE poderiam ser usadas como base e sub-base. Essa melhora significativa no valor de ISC se deve à melhoria na granulometria do solo AE com adição de KR e ao poder cimentante do coproduto (Oliveira, 2018). Além disso, o coproduto KR conseguiu estabilizar o solo AE, pois a alta concentração de carbonato de cálcio e hidróxido de cálcio do KR reagem com lamelas do solo argiloso reduzindo consideravelmente a dupla camada

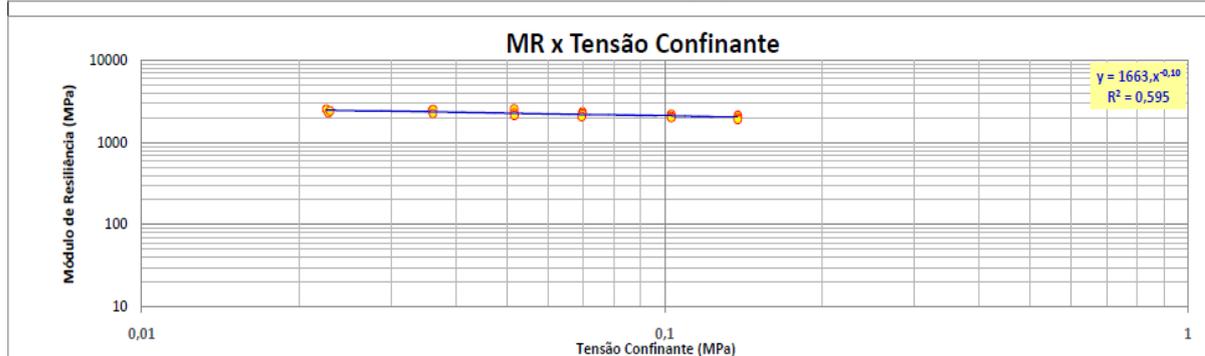
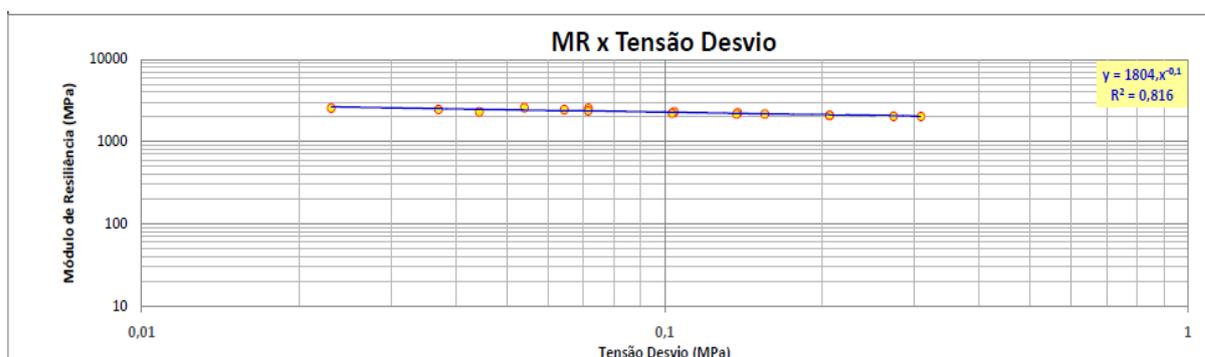
difusa quando na presença de água. Isso aliado com as reações pozolânicas conferem um pouco de cimentação Solo/KR.

O solo JP6 apresenta valores altos de ISC, mesmo quando puro, podendo até mesmo ser usado como sub-base quando compactado na energia intermediária e como base quando compactado na energia modificada. O estudo de Wang (2002) mostra que, na estabilização química, os solos contendo entre 5 e 35% de solos finos, passantes na peneira de nº 200, como o solo JP6, produzem material estabilizado quimicamente mais econômico.

Foram realizados ensaios para determinação do módulo de resiliência, conforme norma DNER – ME 134/2017, para algumas misturas de solos com adição de KR, uma vez que se mostraram mais promissoras nos ensaios de ISC. Nas Figuras 54 a 59 estão os ensaios para determinação do módulo de resiliência realizados com os solos AE e JP6 com adição do coproduto KR.

Figura 54 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+15% de KR, energia intermediária

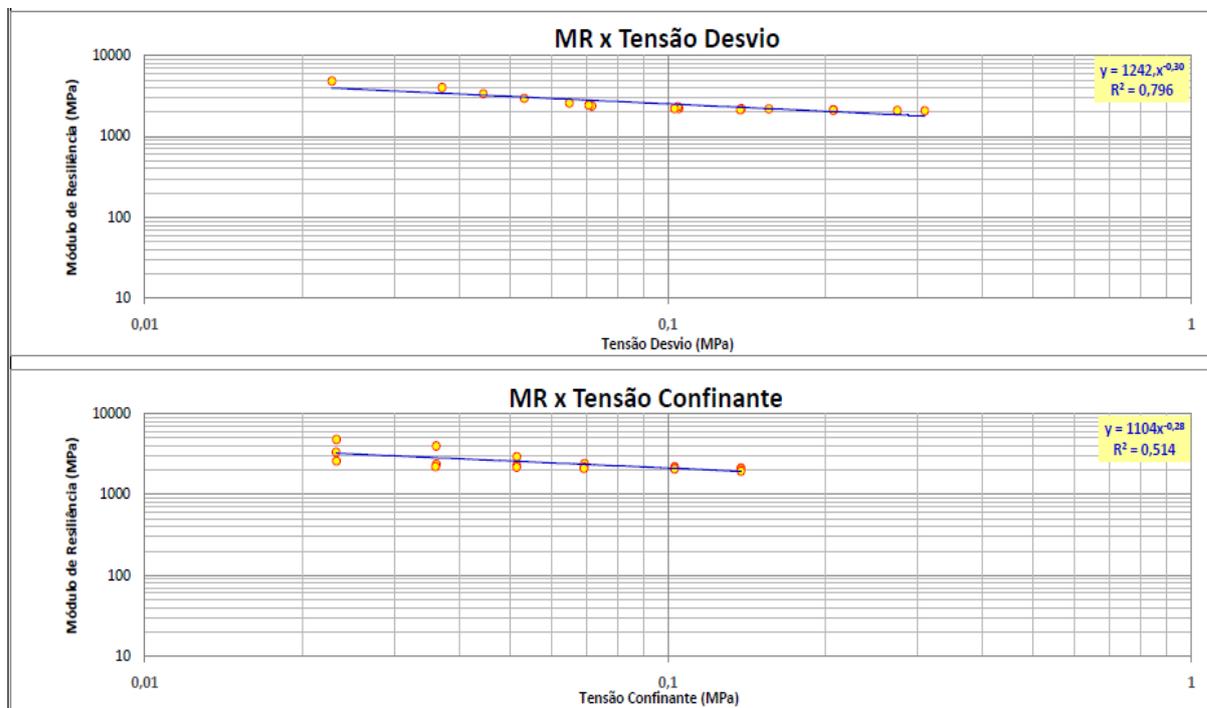
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02252	0,02302	8,79%	11,19%	9,04E-06	2560,274
	0,0414	0,02273	0,04417	9,81%	6,68%	1,92E-05	2303,467
	0,0621	0,02291	0,06422	10,70%	3,41%	2,63E-05	2443,171
0,0345	0,0345	0,03587	0,03690	3,98%	6,96%	1,51E-05	2454,399
	0,0689	0,03605	0,07147	4,49%	3,72%	2,82E-05	2534,961
	0,1029	0,03602	0,10420	4,41%	1,26%	4,60E-05	2267,247
0,0504	0,0504	0,05148	0,05386	2,13%	6,87%	2,09E-05	2578,777
	0,1029	0,05151	0,10425	2,19%	1,31%	4,54E-05	2299,574
	0,1552	0,05154	0,15525	2,25%	0,03%	7,20E-05	2156,982
0,068	0,0689	0,06955	0,07132	2,28%	3,52%	3,03E-05	2359,433
	0,1379	0,06950	0,13794	2,20%	0,03%	6,15E-05	2243,514
	0,2068	0,06936	0,20651	2,00%	0,14%	9,91E-05	2083,874
0,1029	0,1029	0,10290	0,10322	0,00%	0,31%	4,67E-05	2212,595
	0,2068	0,10290	0,20659	0,00%	0,10%	9,93E-05	2080,709
	0,309	0,10291	0,30891	0,01%	0,03%	1,53E-04	2021,020
0,1379	0,1379	0,13790	0,13719	0,00%	0,51%	6,36E-05	2158,987
	0,2747	0,13792	0,27379	0,02%	0,33%	1,35E-04	2034,744
	0,412	0,13789	0,40920	0,01%	0,68%	2,13E-04	1922,068



Fonte: Acervo pessoal

Figura 55 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+15% de KR, energia modificada

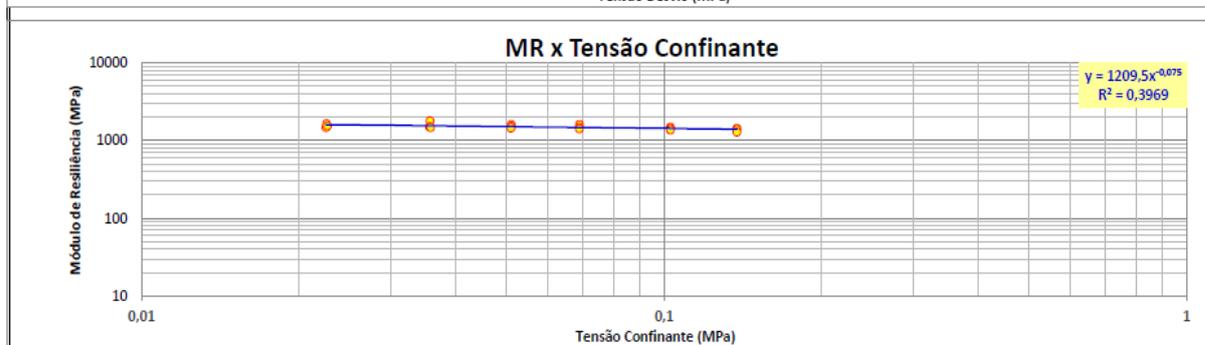
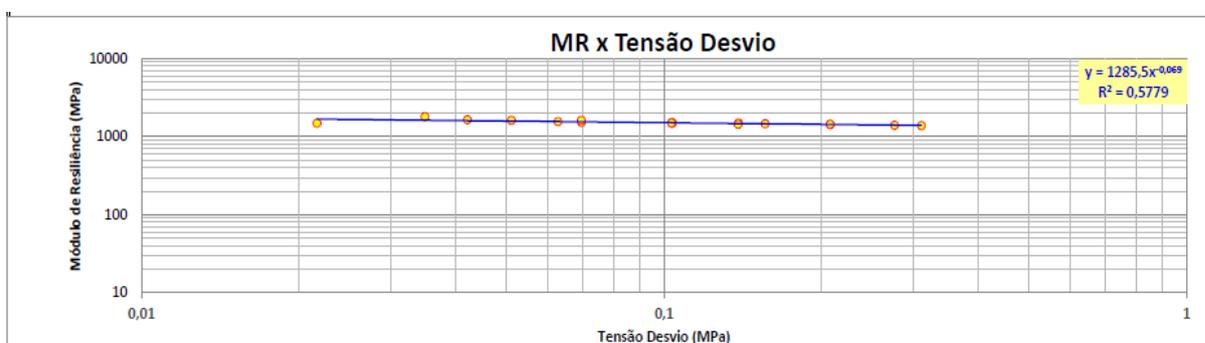
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02326	0,02279	12,36%	10,10%	5,00E-06	4831,325
	0,0414	0,02321	0,04437	12,13%	7,18%	1,35E-05	3371,606
	0,0621	0,02325	0,06480	12,32%	4,35%	2,49E-05	2608,960
0,0345	0,0345	0,03606	0,03700	4,52%	7,23%	9,38E-06	4015,060
	0,0689	0,03610	0,07154	4,63%	3,84%	3,00E-05	2388,092
	0,1029	0,03596	0,10495	4,22%	1,99%	4,71E-05	2226,815
0,0504	0,0504	0,05142	0,05314	2,03%	5,44%	1,80E-05	2956,553
	0,1029	0,05140	0,10451	1,98%	1,56%	4,49E-05	2326,402
	0,1552	0,05139	0,15592	1,97%	0,47%	7,11E-05	2192,889
0,068	0,0689	0,06927	0,07060	1,86%	2,47%	2,90E-05	2433,873
	0,1379	0,06924	0,13823	1,82%	0,24%	6,26E-05	2207,276
	0,2068	0,06910	0,20738	1,61%	0,28%	9,79E-05	2117,885
0,1029	0,1029	0,10291	0,10285	0,01%	0,05%	4,65E-05	2211,631
	0,2068	0,10292	0,20690	0,02%	0,05%	9,75E-05	2122,944
	0,309	0,10294	0,30965	0,03%	0,21%	1,49E-04	2078,827
0,1379	0,1379	0,13793	0,13748	0,02%	0,31%	6,40E-05	2146,975
	0,2747	0,13789	0,27431	0,01%	0,14%	1,31E-04	2088,342
	0,412	0,13790	0,41243	0,00%	0,11%	2,11E-04	1956,683



Fonte: Acervo pessoal

Figura 56 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+20% de KR, energia intermediária

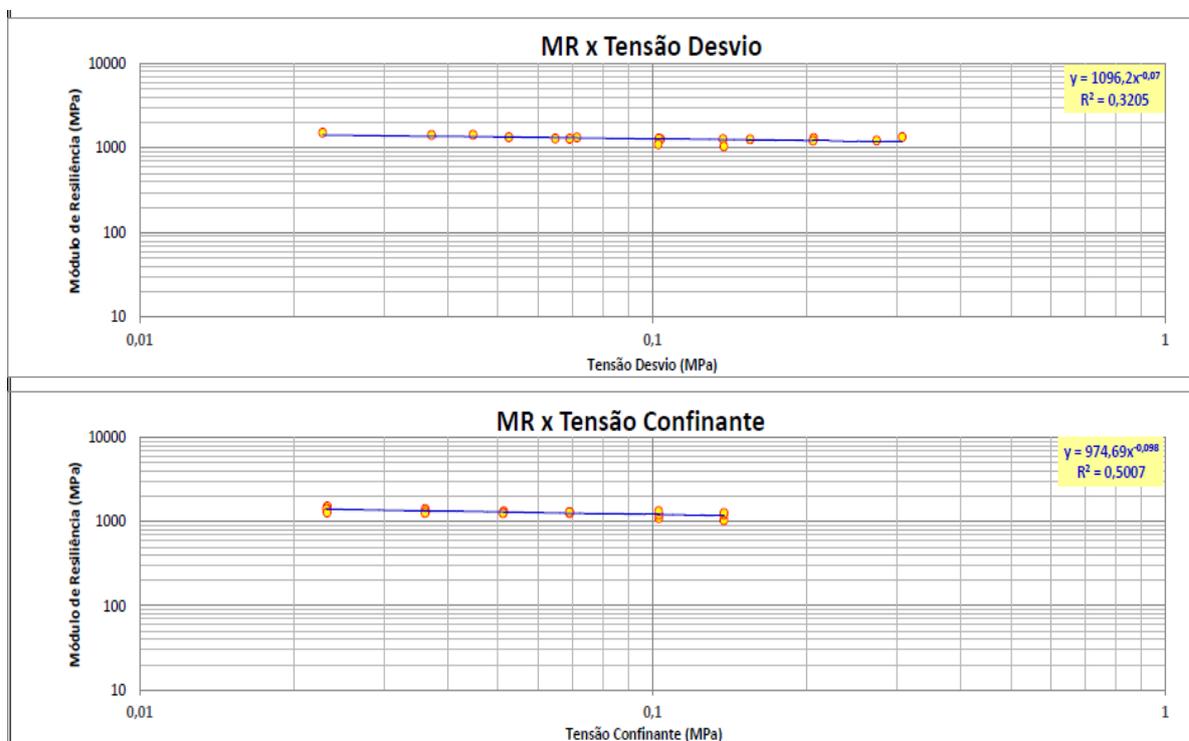
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02255	0,02167	8,92%	4,69%	1,48E-05	1480,587
	0,0414	0,02260	0,04205	9,20%	1,57%	2,56E-05	1643,532
	0,0621	0,02269	0,06268	9,59%	0,94%	4,05E-05	1551,168
0,0345	0,0345	0,03566	0,03487	3,35%	1,07%	1,94E-05	1798,225
	0,0689	0,03557	0,06954	3,11%	0,93%	4,60E-05	1512,580
	0,1029	0,03575	0,10373	3,62%	0,80%	7,02E-05	1479,573
0,0504	0,0504	0,05102	0,05104	1,22%	1,27%	3,17E-05	1609,337
	0,1029	0,05103	0,10362	1,25%	0,70%	6,82E-05	1518,494
	0,1552	0,05092	0,15620	1,04%	0,64%	1,07E-04	1457,507
0,068	0,0689	0,06889	0,06946	1,30%	0,81%	4,31E-05	1610,919
	0,1379	0,06886	0,13884	1,27%	0,68%	9,32E-05	1490,163
	0,2068	0,06885	0,20802	1,25%	0,59%	1,46E-04	1426,197
0,1029	0,1029	0,10289	0,10339	0,01%	0,47%	6,93E-05	1491,865
	0,2068	0,10289	0,20791	0,01%	0,54%	1,45E-04	1435,168
	0,309	0,10289	0,31086	0,01%	0,60%	2,26E-04	1376,817
0,1379	0,1379	0,13790	0,13864	0,00%	0,53%	9,66E-05	1435,803
	0,2747	0,13790	0,27612	0,00%	0,52%	1,99E-04	1389,111
	0,412	0,13790	0,41492	0,00%	0,71%	3,21E-04	1293,337



Fonte: Acervo pessoal

Figura 57– Ensaio do módulo de resiliência do solo AE+20% de KR, energia modificada

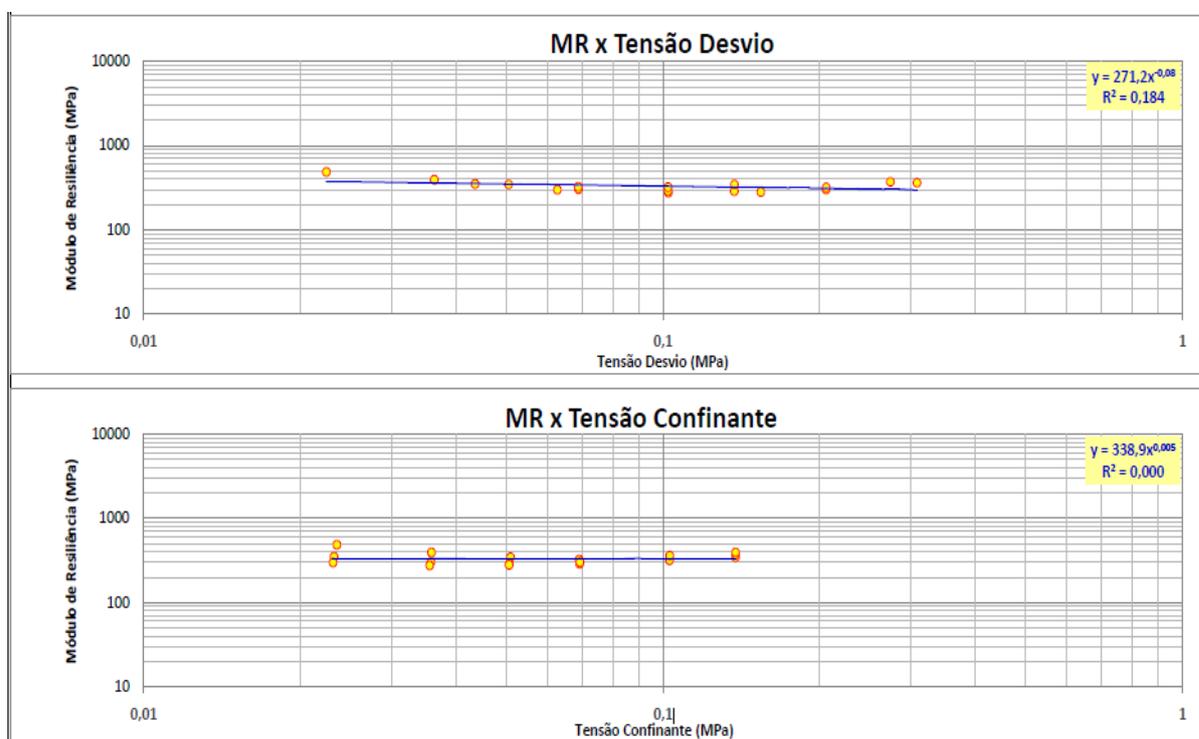
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02323	0,02275	12,24%	9,90%	1,51E-05	1518,236
	0,0414	0,02314	0,04469	11,78%	7,94%	3,13E-05	1432,164
	0,0621	0,02321	0,06468	12,12%	4,16%	5,00E-05	1294,388
0,0345	0,0345	0,03606	0,03710	4,53%	7,53%	2,61E-05	1421,868
	0,0689	0,03614	0,07127	4,75%	3,44%	5,34E-05	1333,822
	0,1029	0,03603	0,10378	4,42%	0,85%	8,14E-05	1275,157
0,0504	0,0504	0,05130	0,05251	1,79%	4,18%	3,93E-05	1338,069
	0,1029	0,05122	0,10297	1,62%	0,07%	7,96E-05	1293,941
	0,1552	0,05113	0,15520	1,46%	0,00%	1,22E-04	1267,247
0,068	0,0689	0,06900	0,06895	1,47%	0,08%	5,35E-05	1289,462
	0,1379	0,06898	0,13733	1,44%	0,41%	1,08E-04	1273,193
	0,2068	0,06891	0,20638	1,34%	0,20%	1,58E-04	1306,846
0,1029	0,1029	0,10293	0,10271	0,03%	0,19%	9,27E-05	1107,869
	0,2068	0,10292	0,20584	0,01%	0,46%	1,69E-04	1218,958
	0,309	0,10289	0,30723	0,01%	0,57%	2,29E-04	1343,686
0,1379	0,1379	0,13791	0,13782	0,01%	0,06%	1,32E-04	1042,364
	0,2747	0,13790	0,27369	0,00%	0,37%	2,24E-04	1222,035
	0,412	0,13795	0,41049	0,03%	0,37%	3,22E-04	1274,443



Fonte: Acervo pessoal

Figura 58 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6+15% de KR, energia modificada

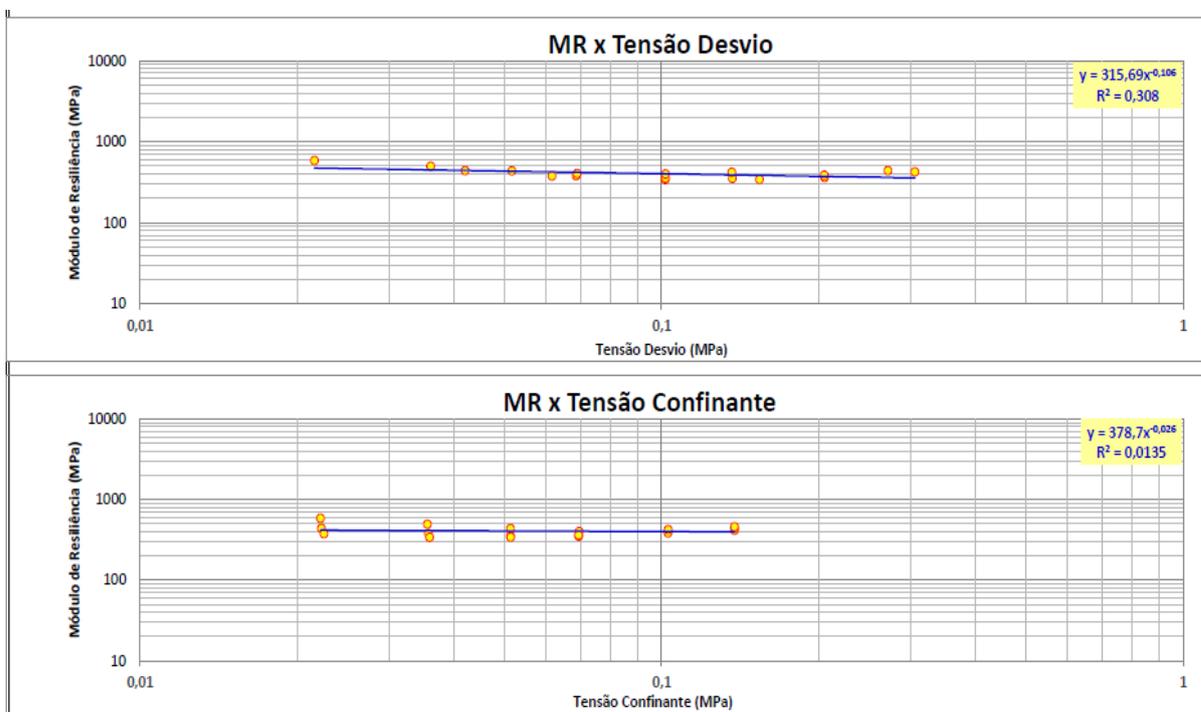
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02355	0,02248	13,76%	8,58%	4,63E-05	486,097
	0,0414	0,02325	0,04347	12,30%	5,00%	1,24E-04	351,208
	0,0621	0,02315	0,06259	11,84%	0,78%	2,09E-04	300,048
0,0345	0,0345	0,03580	0,03627	3,78%	5,13%	9,19E-05	394,719
	0,0689	0,03573	0,06873	3,57%	0,24%	2,26E-04	303,588
	0,1029	0,03552	0,10240	2,96%	0,48%	3,69E-04	277,294
0,0504	0,0504	0,05087	0,05044	0,93%	0,07%	1,45E-04	346,757
	0,1029	0,05063	0,10222	0,46%	0,67%	3,54E-04	289,030
	0,1552	0,05053	0,15424	0,26%	0,62%	5,48E-04	281,207
0,068	0,0689	0,06892	0,06863	1,35%	0,39%	2,12E-04	324,345
	0,1379	0,06908	0,13720	1,60%	0,51%	4,76E-04	288,314
	0,2068	0,06920	0,20599	1,76%	0,39%	6,80E-04	302,769
0,1029	0,1029	0,10290	0,10222	0,00%	0,66%	3,17E-04	322,316
	0,2068	0,10291	0,20612	0,01%	0,33%	6,43E-04	320,557
	0,309	0,10300	0,30830	0,09%	0,23%	8,51E-04	362,439
0,1379	0,1379	0,13791	0,13721	0,01%	0,50%	3,96E-04	346,730
	0,2747	0,13791	0,27397	0,01%	0,27%	7,37E-04	371,658
	0,412	0,13791	0,41065	0,01%	0,33%	1,04E-03	396,244



Fonte: Acervo pessoal

Figura 59 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6+20% de KR, energia modificada

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02217	0,02159	7,11%	4,28%	3,68E-05	586,613
	0,0414	0,02226	0,04197	7,54%	1,39%	9,54E-05	440,049
	0,0621	0,02250	0,06160	8,70%	0,81%	1,63E-04	376,958
0,0345	0,0345	0,03555	0,03606	3,04%	4,52%	7,26E-05	496,641
	0,0689	0,03573	0,06860	3,56%	0,44%	1,81E-04	379,766
	0,1029	0,03589	0,10159	4,03%	1,27%	2,97E-04	341,562
0,0504	0,0504	0,05129	0,05161	1,77%	2,41%	1,18E-04	436,209
	0,1029	0,05129	0,10169	1,76%	1,17%	2,87E-04	354,705
	0,1552	0,05135	0,15408	1,89%	0,72%	4,49E-04	343,239
0,068	0,0689	0,06944	0,06887	2,12%	0,04%	1,71E-04	402,660
	0,1379	0,06937	0,13660	2,02%	0,95%	3,87E-04	353,311
	0,2068	0,06931	0,20552	1,93%	0,62%	5,66E-04	363,047
0,1029	0,1029	0,10290	0,10170	0,00%	1,16%	2,55E-04	398,997
	0,2068	0,10289	0,20517	0,01%	0,79%	5,32E-04	385,962
	0,309	0,10291	0,30603	0,01%	0,96%	7,19E-04	425,457
0,1379	0,1379	0,13792	0,13626	0,02%	1,19%	3,25E-04	419,010
	0,2747	0,13792	0,27168	0,01%	1,10%	6,20E-04	438,546
	0,412	0,13792	0,40730	0,02%	1,14%	8,88E-04	458,848



Fonte: Acervo pessoal

Os valores determinados para os módulos de resiliência, conforme norma DNER-ME 134/2010 – Determinação do módulo de resiliência, para uma tensão confinante de 0,1029 MPa e uma tensão de desviadora de 0,1029 MPa, estão compilados na Tabela 22.

Tabela 23: Valores do módulo de resiliência para os solos AE e JP6 com adição de coproduto KR

Mistura	MR (MPa)	Energia	Tensão Confinante (MPa)
AEKR15%	2212,6	Intermediária	0,1029
AEKR20%	1491,87	Intermediária	0,1029
AEKR15%	2211,63	Modificada	0,1029
AEKR20%	1107,87	Modificada	0,1029
JP6KR15%	322,32	Modificada	0,1029
JP6KR20%	399,00	Modificada	0,1029

Fonte: Acervo pessoal

Pela Tabela 23 podemos observar que o módulo de resiliência tem um valor 600% maior para o solo AE, argiloso, com adição de 15% de KR do que o solo JP6 com 15% de KR, na mesma energia de compactação, e com adição de 20% de KR o valor do MR é 277% maior para o solo AE do que para o solo JP6, na mesma energia.

#### 4.1.5 Caracterização mecânica da mistura solo e cimento Portland

Foram realizados ensaios de ISC, expansão e módulo de resiliência (MR) para misturas de solo melhorado com cimento Portland (percentuais de 2% a 4% de cimento) e ensaios de resistência à compressão simples, conforme norma DNIT 143/2010 – ES, e módulo de resiliência (MR) para solo-cimento (percentual de cimento acima de 5%). O MR foi realizado apenas para algumas proporções de cimento, devido ao alto custo e disponibilidade do ensaio.

Para o solo da jazida AE foi realizado apenas as misturas com 5%, 6% e 7% de cimento Portland (solo-cimento). Não foram realizados ensaios com porcentagens menores de cimento (solo melhorado com cimento), porque o valor mínimo exigido

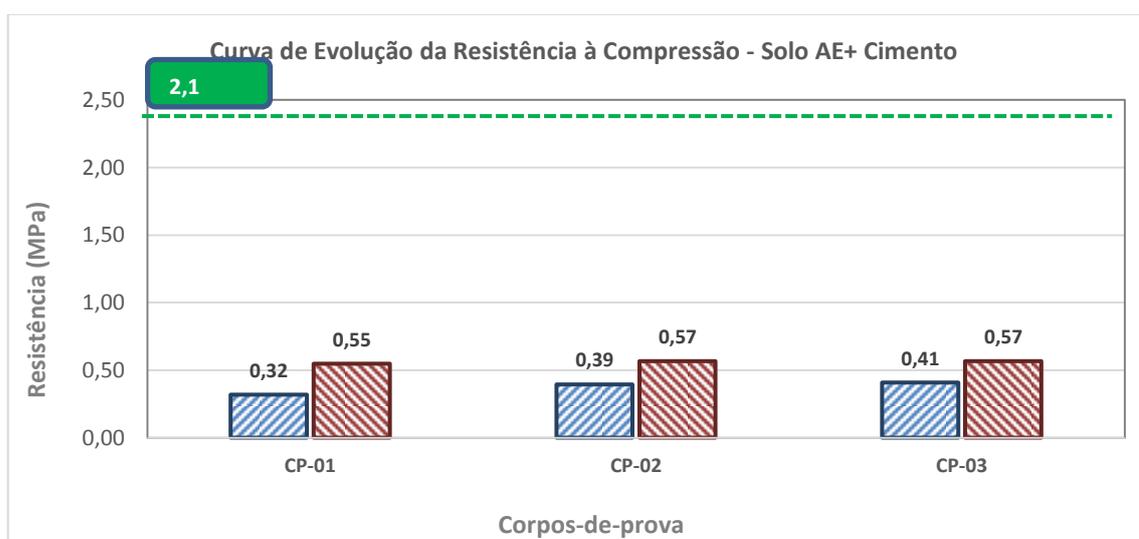
pela norma DNER-ME 201/1994 para resistência à compressão simples aos sete dias de cura, que é de 2,1 MPa, não foi alcançado em nenhuma das porcentagens de cimento utilizadas, segundo é mostrado na Tabela 23 e graficamente na Figura 60. À título de teste, foi realizado ensaio para determinação do valor da resistência à compressão simples para o solo AE com a adição máxima recomendada de 10% de cimento e os valores encontrados foram de 0,41 MPa, aos sete dias de cura, e de 1,6 MPa, aos 28 dias de cura. Para o solo JP6 também foram realizados ensaios de resistência à compressão simples, com os teores de 5%, 6% e 7% de cimento Portland, onde os valores determinados também são mostrados na Tabela 24.

Tabela 24: Valores de resistência à compressão simples para solo-cimento – Solo AE e solo JP6

	Energia	RCS (Mpa) 7 dias	RCS (Mpa) 28 dias
AEC5%	Normal	0,32	0,55
AEC6%	Normal	0,39	0,57
AEC7%	Normal	0,41	0,57
JP6C5%	Normal	2,02	3,25
JP6C6%	Normal	2,33	4,16
JP6C7%	Normal	3,20	4,77

Fonte: Acervo pessoal

Figura 60: Gráfico da evolução do solo AE+cimento nas idades de 7 e 28 dias de cura



Fonte: Acervo pessoal

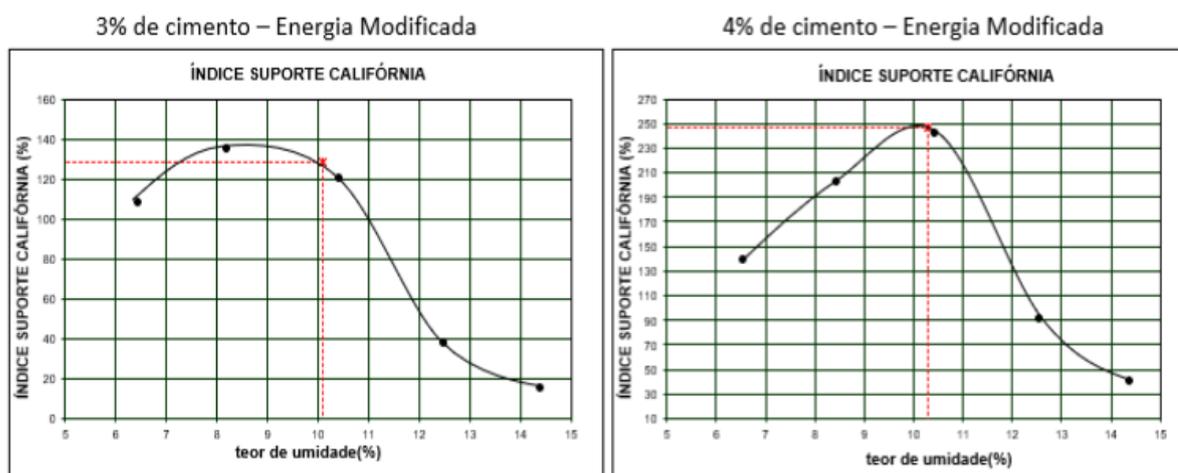
Para o solo da Jazida JP6, foram realizados ensaios de ISC com 3% e 4% (solo melhorado com cimento) e podemos observar na Figura 61 que os maiores valores de ISC não foram encontrados na umidade ótima, e sim com menores valores de umidade, conforme Tabela 25.

Tabela 25: Valores de ISC e expansão na umidade ótima e valores de expansão e umidade para o valor de ISC máximo – Solo JP6+cimento Portland

Energia Modificada						
	ISC <sub>wótima</sub>	W <sub>ótima</sub>	Exp <sub>wótima</sub>	ISC <sub>máx</sub>	W <sub>ISCmáx</sub>	Exp <sub>ISCmáx</sub>
Solo JP6 natural	89,1	10,3	0,0	103,0	9,2	0,0
JP6C3%	128,1	10,1	0,0	138,0	8,7	0,0
JP6C4%	246,6	10,3	0,0	248,0	10,1	0,0

Fonte: Acervo pessoal

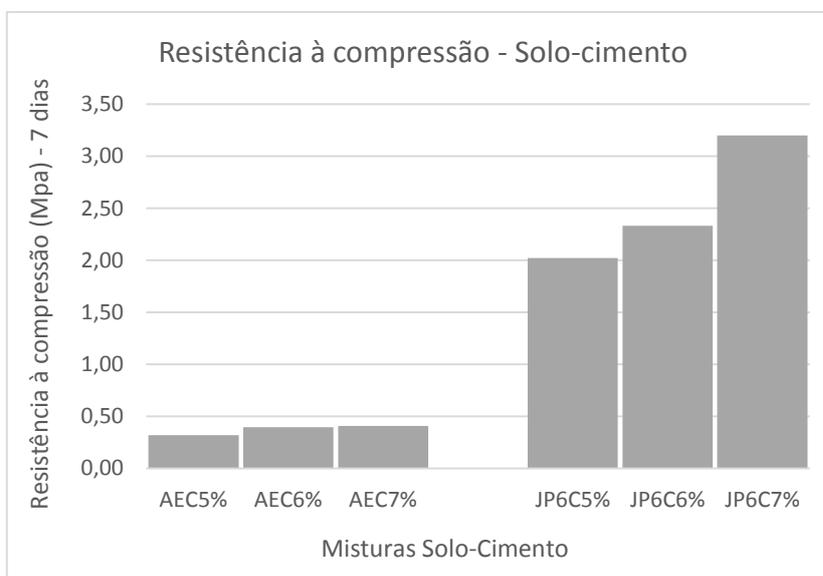
Figura 61– Curvas de ISC, na energia modificada, do solo JP6 com adição de 3% e 4% de cimento Portland



Fonte: Acervo pessoal

A Figura 62 ilustra melhor o comparativo entre o comportamento dos solos AE e JP6 quando adicionado cimento em proporções que os caracterizam como solo-cimento.

Figura 62: Comparativo dos solos AE e JP6 com cimento (Solo-cimento)



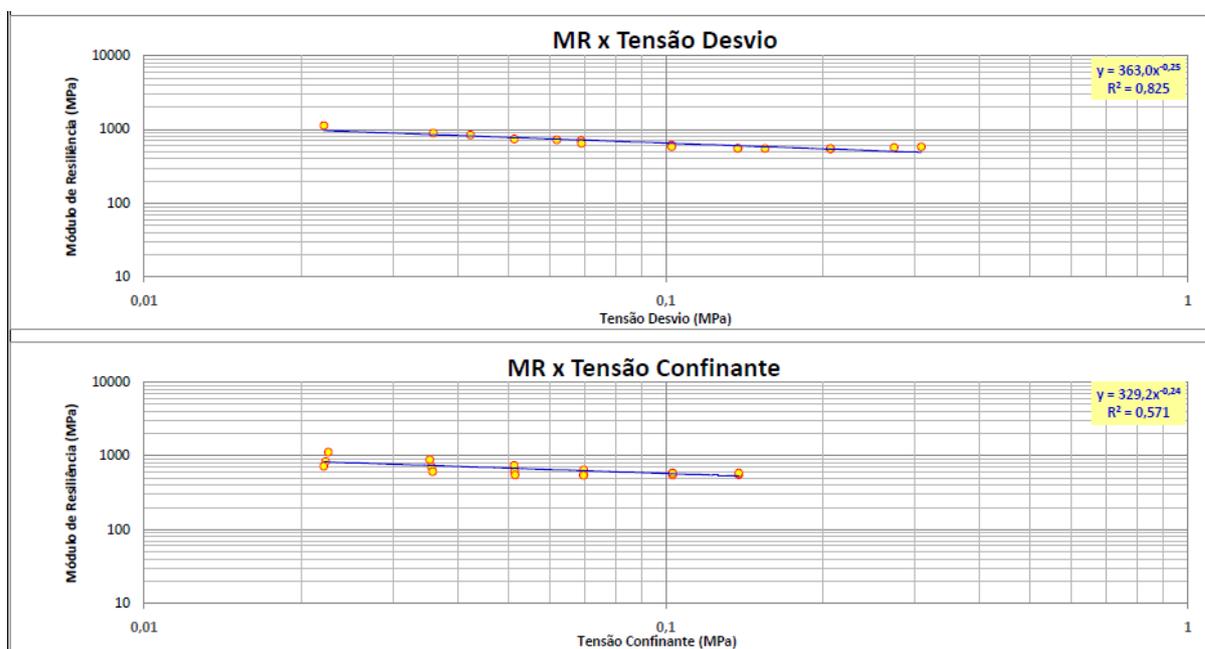
Fonte: Acervo pessoal

Verificamos na Figura 58 que o solo JP6 adquiriu resistências à compressão muito superiores as adquiridas pelo solo AE. Isso já era esperado, visto que a norma ABNT NBR 12253 (1992) aconselha que apenas os solos de classificação A1, A2, A3 e A4 (mais arenosos que argilosos) sejam utilizados para estabilização de solo com cimento. Isso foi confirmado por Ceratti (1991), Macêdo (2004), Medina e Motta (2004), Micelli (2006) e Portelinha (2008). Solos argilosos podem ser estabilizados com cimento e se conseguir a resistência mínima exigida, no entanto, com porcentagens altas de cimento e de difícil mistura (Ceratti, 1991).

A determinação dos módulos de resiliência (MR) foram realizados apenas para o solo JP6 com adição de cimento, dado que os valores encontrados para a resistência à compressão simples se mostraram mais promissores. As fichas dos ensaios de módulo de resiliência, tanto para o solo melhorado com cimento quanto para o solo-cimento, estão mostradas da Figura 63 a Figura 66.

Figura 63 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com 3% de cimento na energia modificada

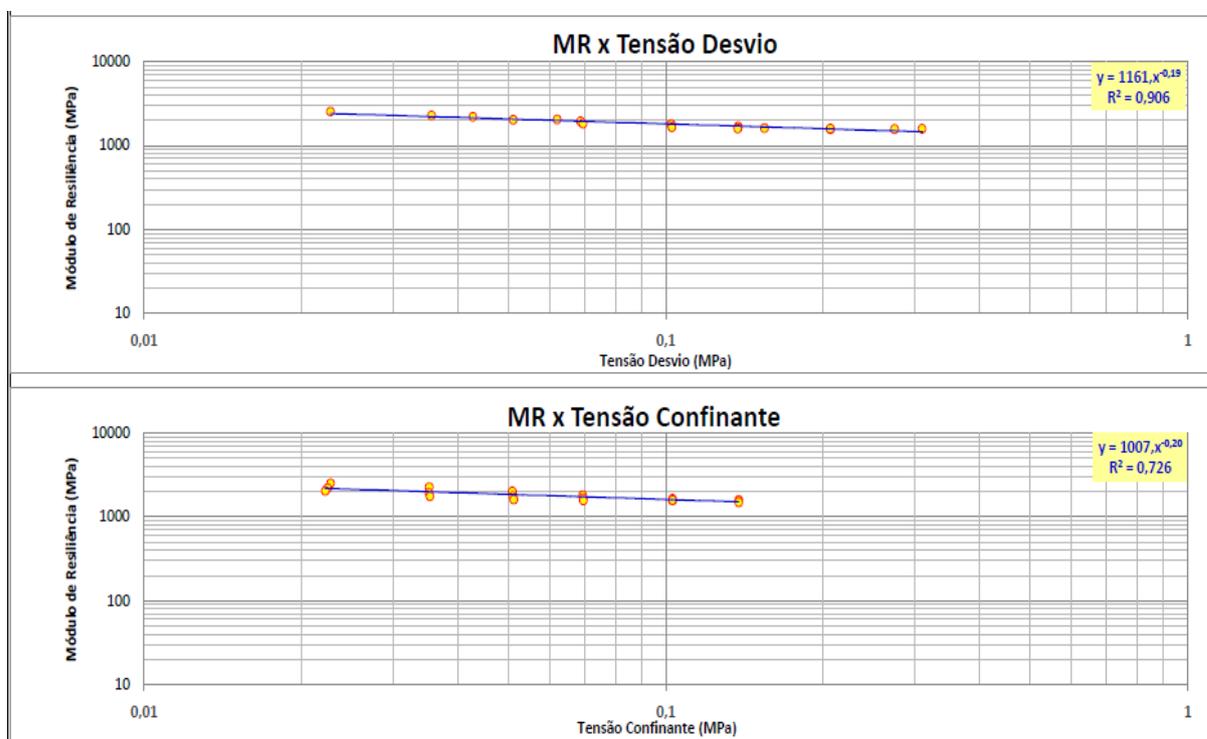
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02255	0,02211	8,94%	6,80%	1,96E-05	1131,074
	0,0414	0,02227	0,04223	7,60%	2,00%	5,03E-05	839,907
	0,0621	0,02210	0,06179	6,75%	0,50%	8,52E-05	725,429
0,0345	0,0345	0,03528	0,03584	2,26%	3,88%	4,02E-05	892,511
	0,0689	0,03554	0,06878	3,02%	0,17%	9,68E-05	710,581
	0,1029	0,03572	0,10244	3,53%	0,45%	1,67E-04	613,109
0,0504	0,0504	0,05120	0,05123	1,58%	1,65%	6,88E-05	744,607
	0,1029	0,05129	0,10252	1,76%	0,37%	1,67E-04	614,461
	0,1552	0,05139	0,15493	1,97%	0,18%	2,80E-04	553,241
0,068	0,0689	0,06958	0,06893	2,32%	0,04%	1,06E-04	650,480
	0,1379	0,06959	0,13756	2,34%	0,25%	2,46E-04	558,151
	0,2068	0,06951	0,20674	2,21%	0,03%	3,78E-04	546,679
0,1029	0,1029	0,10302	0,10261	0,11%	0,28%	1,75E-04	586,691
	0,2068	0,10300	0,20664	0,09%	0,08%	3,74E-04	552,201
	0,309	0,10296	0,30872	0,06%	0,09%	5,29E-04	584,067
0,1379	0,1379	0,13791	0,13736	0,00%	0,39%	2,47E-04	555,362
	0,2747	0,13791	0,27386	0,01%	0,31%	4,81E-04	569,315
	0,412	0,13793	0,40975	0,02%	0,55%	6,99E-04	585,810



Fonte: Acervo pessoal

Figura 64 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia normal

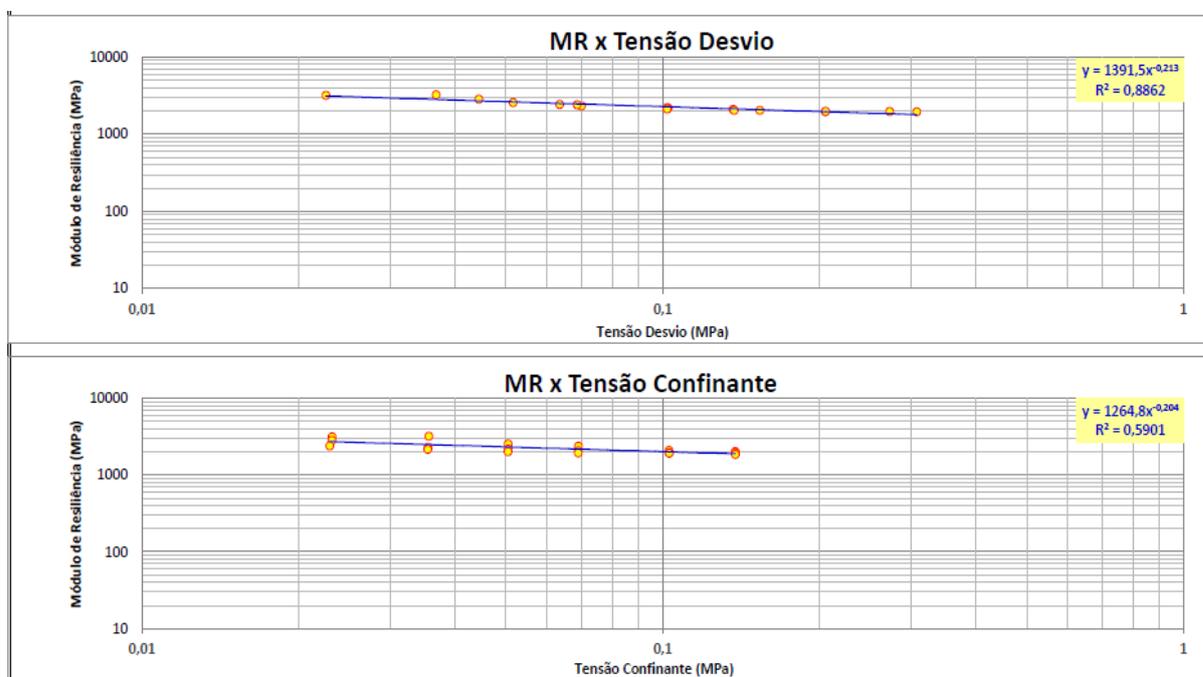
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por seqüência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02277	0,02276	10,02%	9,93%	9,23E-06	2544,834
	0,0414	0,02248	0,04268	8,60%	3,10%	1,93E-05	2213,167
	0,0621	0,02225	0,06190	7,50%	0,33%	3,02E-05	2053,558
0,0345	0,0345	0,03519	0,03554	2,01%	3,02%	1,57E-05	2288,001
	0,0689	0,03513	0,06861	1,84%	0,42%	3,52E-05	1950,439
	0,1029	0,03530	0,10236	2,33%	0,52%	5,76E-05	1778,083
0,0504	0,0504	0,05079	0,05099	0,77%	1,17%	2,51E-05	2031,364
	0,1029	0,05092	0,10236	1,03%	0,52%	5,76E-05	1777,614
	0,1552	0,05111	0,15454	1,40%	0,42%	9,56E-05	1617,198
0,068	0,0689	0,06928	0,06934	1,88%	0,63%	3,80E-05	1824,396
	0,1379	0,06944	0,13759	2,11%	0,23%	8,14E-05	1691,129
	0,2068	0,06946	0,20683	2,15%	0,02%	1,31E-04	1574,153
0,1029	0,1029	0,10293	0,10267	0,03%	0,23%	6,20E-05	1656,506
	0,2068	0,10300	0,20663	0,09%	0,08%	1,30E-04	1587,015
	0,309	0,10302	0,30962	0,11%	0,20%	1,94E-04	1592,485
0,1379	0,1379	0,13791	0,13737	0,00%	0,38%	8,56E-05	1605,201
	0,2747	0,13791	0,27435	0,00%	0,13%	1,74E-04	1573,443
	0,412	0,13790	0,41014	0,00%	0,45%	2,74E-04	1496,839



Fonte: Acervo pessoal

Figura 65 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia intermediária

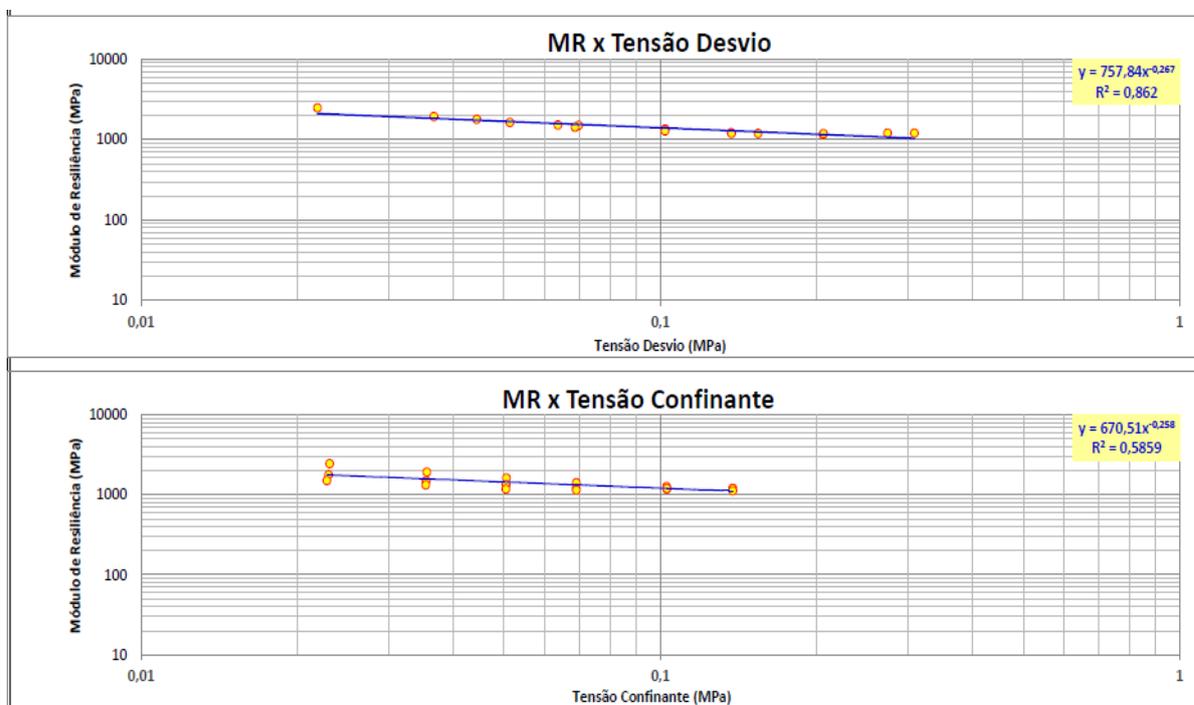
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02320	0,02256	12,06%	9,01%	7,13E-06	3165,860
	0,0414	0,02317	0,04438	11,93%	7,20%	1,56E-05	2838,156
	0,0621	0,02296	0,06343	10,90%	2,13%	2,63E-05	2414,540
0,0345	0,0345	0,03558	0,03675	3,13%	6,52%	1,17E-05	3224,291
	0,0689	0,03545	0,06987	2,75%	1,41%	3,03E-05	2310,321
	0,1029	0,03539	0,10244	2,58%	0,45%	4,70E-05	2179,599
0,0504	0,0504	0,05053	0,05164	0,26%	2,46%	2,04E-05	2550,954
	0,1029	0,05050	0,10192	0,20%	0,95%	4,65E-05	2193,765
	0,1552	0,05048	0,15368	0,17%	0,98%	7,57E-05	2031,859
0,068	0,0689	0,06892	0,06851	1,35%	0,56%	2,87E-05	2388,975
	0,1379	0,06888	0,13648	1,30%	1,03%	6,55E-05	2085,297
	0,2068	0,06887	0,20534	1,28%	0,71%	1,05E-04	1951,906
0,1029	0,1029	0,10286	0,10207	0,04%	0,81%	4,85E-05	2107,947
	0,2068	0,10291	0,20552	0,01%	0,62%	1,05E-04	1963,840
	0,309	0,10293	0,30765	0,03%	0,44%	1,58E-04	1945,840
0,1379	0,1379	0,13788	0,13718	0,02%	0,52%	6,74E-05	2035,223
	0,2747	0,13793	0,27292	0,02%	0,65%	1,39E-04	1959,824
	0,412	0,13792	0,40759	0,02%	1,07%	2,18E-04	1867,996



Fonte: Acervo pessoal

Figura 66– Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com 6% de cimento na energia modificada

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02308	0,02186	11,49%	5,60%	8,96E-06	2469,770
	0,0414	0,02297	0,04431	10,98%	7,03%	2,49E-05	1785,954
	0,0621	0,02281	0,06351	10,17%	2,27%	4,18E-05	1517,716
0,0345	0,0345	0,03551	0,03664	2,93%	6,21%	1,91E-05	1932,436
	0,0689	0,03540	0,06964	2,61%	1,08%	4,65E-05	1496,502
	0,1029	0,03536	0,10232	2,49%	0,56%	7,65E-05	1337,320
0,0504	0,0504	0,05056	0,05133	0,33%	1,84%	3,16E-05	1627,193
	0,1029	0,05047	0,10214	0,14%	0,74%	7,60E-05	1344,273
	0,1552	0,05043	0,15425	0,06%	0,61%	1,30E-04	1187,347
0,068	0,0689	0,06892	0,06851	1,36%	0,57%	4,81E-05	1425,229
	0,1379	0,06888	0,13690	1,29%	0,72%	1,13E-04	1213,291
	0,2068	0,06892	0,20585	1,36%	0,46%	1,78E-04	1156,243
0,1029	0,1029	0,10290	0,10215	0,00%	0,73%	8,00E-05	1277,623
	0,2068	0,10293	0,20630	0,03%	0,24%	1,74E-04	1183,476
	0,309	0,10291	0,30869	0,01%	0,10%	2,57E-04	1203,489
0,1379	0,1379	0,13792	0,13719	0,01%	0,52%	1,14E-04	1198,576
	0,2747	0,13790	0,27392	0,00%	0,28%	2,27E-04	1204,820
	0,412	0,13792	0,40970	0,02%	0,56%	3,64E-04	1127,133



Fonte: Acervo pessoal

Os valores determinados para os módulos de resiliência, conforme norma DNER-ME 134/2010 – Determinação do módulo de resiliência, para uma tensão confinante de 0,1029 MPa e uma tensão de desviadora de 0,1029 MPa, são mostrados na Tabela 26.

Tabela 26: Valores de módulo de resiliência para o solo JP6 com cimento

Mistura	MR (MPa)	Energia	Tensão Confinante (MPa)
JP6C3%	586,69	Modificada	0,1029
JP6C6%	1656,51	Normal	0,1029
JP6C6%	2107,95	Intermediária	0,1029
JP6C6%	1277,62	Modificada	0,1029

Fonte: Acervo Pessoal

Segundo Bernutti et al (2008) os valores do módulo de resiliência para o solo-cimento variam de 2000 a 10000 Mpa. Verificamos que apenas a mistura do solo JP6 com 6% de cimento na energia intermediária alcançou valor acima de 2000 Mpa. Provavelmente valores maiores do módulo de resiliência seriam encontrados com percentuais maiores de cimento, sugerindo que o solo-cimento é viável economicamente até percentual de 9% de adição de cimento (Bernutti et al, 2008).

#### 4.1.6 Caracterização mecânica da mistura solo e estabilizante químico Blindasolo®

Para as misturas de solo e blindasolo®, foram realizados ensaios de ISC, expansão e módulo de resiliência (MR) nas combinações recomendadas pelo fabricante do estabilizador químico. Nas Tabelas 27 e Tabela 28 estão os resultados encontrados para o solo AE e para o solo JP6, respectivamente.

Tabela 27: Combinações de estabilizante químico Blindasolo® com solo AE, os valores de ISC, expansão, densidade máxima seca e umidade ótima

Concentração Blindasolo	Tipo de reagente	Concentração do Reagente	Energia	Wó (%)	Dens. Máx seca (g/cm <sup>3</sup> )	Expansão (%)	ISC (%)
1:1000	Sulfato de Alumínio	1:5000	Intermediária	16,4	1,758	0,48	41,0
1:2000	Sulfato de Alumínio	1:5000	Intermediária	16,7	1,754	0,32	35,1
1:1500	Cal Hidratada	2,5%	Intermediária	15,8	1,552	0,59	41,7
1:2000	Cal Hidratada	2,0%	Intermediária	16,1	1,589	0,55	34,1

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 28: Combinações de estabilizante químico Blindasolo® com solo JP6, os valores de ISC, expansão, densidade máxima seca e umidade ótima

Concentração Blindasolo	Tipo de reagente	Concentração do Reagente	Energia	Wó (%)	Dens. Máx seca (g/cm <sup>3</sup> )	Expansão (%)	ISC (%)
1:1000	Sulfato de Alumínio	1:5000	Intermediária	10,5	2,088	0,00	70,9
1:2000	Sulfato de Alumínio	1:5000	Intermediária	10,7	2,062	0,00	59,5
1:1500	Cal Hidratada	3,0%	Intermediária	11,0	2,076	0,00	146,8

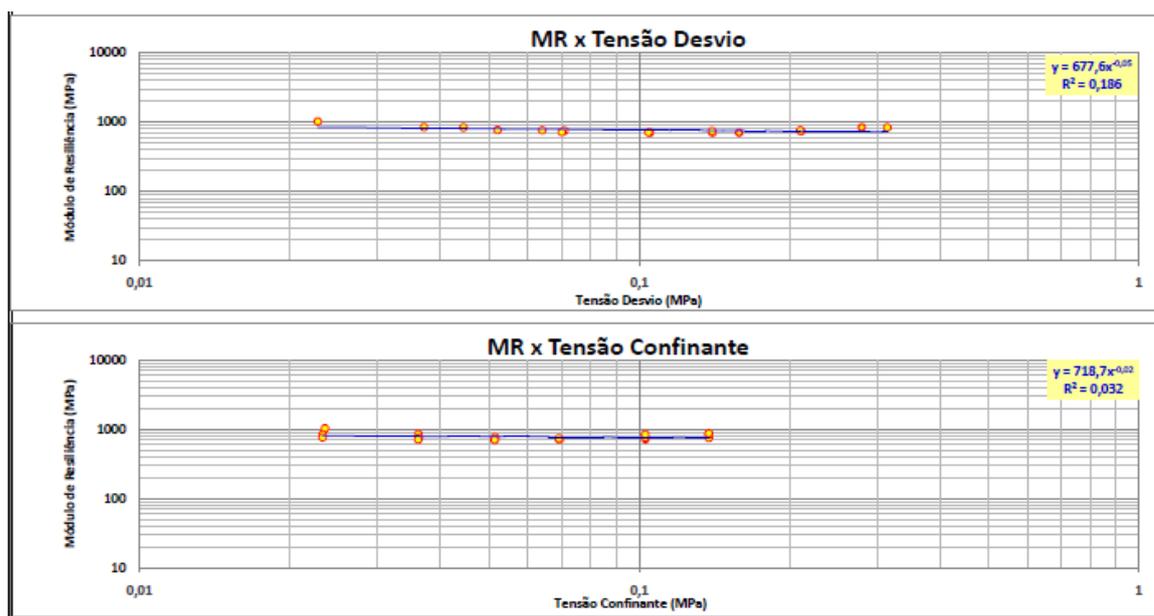
Fonte: Acervo pessoal

Verificamos na Tabela 27 que os valores de ISC, na umidade ótima, encontrados para o solo AE apenas qualificam estas misturas para camadas de sub-base, ou seja, valores acima de ISC de 20% conforme norma DNIT - ES 139/2010. Na tabela 28 verificamos que dos valores encontrados, apenas a combinação de Blindasolo® na proporção de 1:1500 e com 3% de cal hidratada como reagente, poderia ser usada como base para pavimentos, ou seja, ISC acima de 60% para um  $N \leq 5 \times 10^6$  e acima de 80% para um  $N > 5 \times 10^6$ , conforme norma DNIT - ES 141/2010. As combinações usando sulfato de alumínio como reagente só poderiam ser usadas como sub-base.

Foram realizados ensaios para determinação do módulo de resiliência para algumas misturas dos solos estudados estabilizados com Blindasolo® em concordância com a norma DNER – ME 134/2010 – Determinação do módulo de resiliência . Nas Figuras 67 a Figura 72 estão os ensaios para determinação do módulo de resiliência realizados com os solos AE e JP6 e o Blindasolo®.

Figura 67 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE com estabilizante químico Blindasolo® - AEBSSA2 – Energia Intermediária

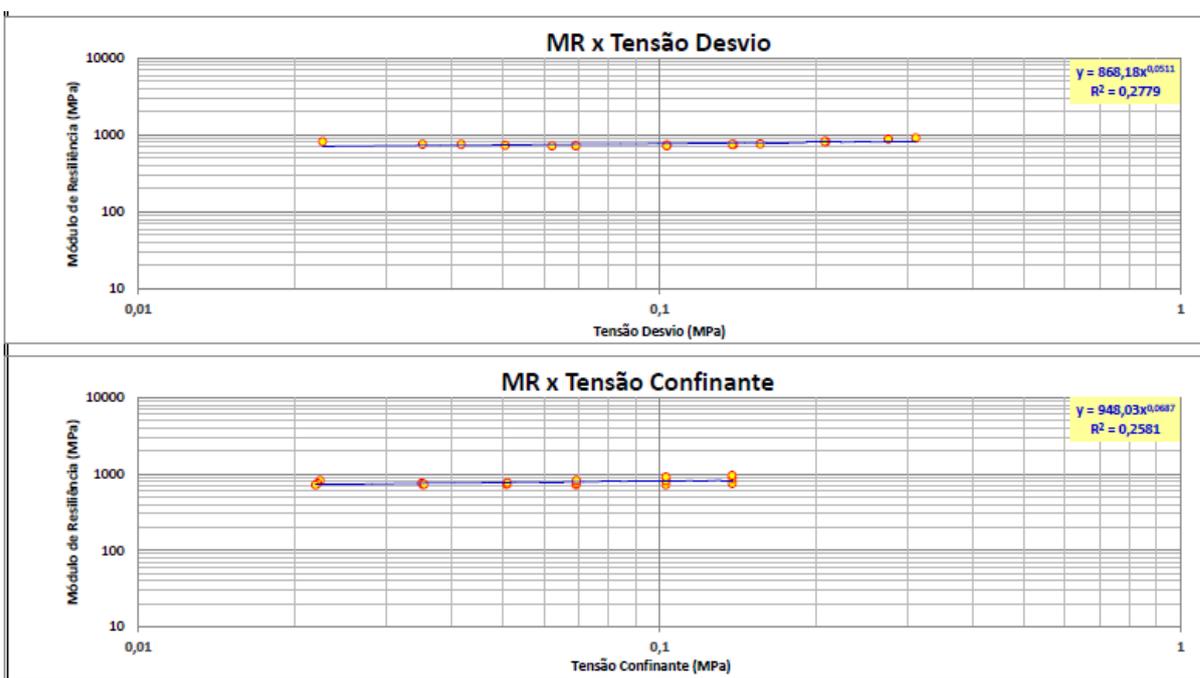
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$E_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02352	0,02275	13,61%	9,90%	2,20E-05	1033,314
	0,0414	0,02327	0,04450	12,42%	7,49%	5,28E-05	843,518
	0,0621	0,02325	0,06400	12,31%	3,06%	8,35E-05	766,547
0,0345	0,0345	0,03615	0,03712	4,78%	7,58%	4,38E-05	848,912
	0,0689	0,03625	0,07082	5,09%	2,79%	9,36E-05	757,075
	0,1029	0,03612	0,10515	4,70%	2,19%	1,47E-04	713,453
0,0504	0,0504	0,05146	0,05207	2,10%	3,31%	6,74E-05	772,983
	0,1029	0,05147	0,10491	2,12%	1,95%	1,47E-04	714,203
	0,1552	0,05134	0,15858	1,87%	2,18%	2,24E-04	707,638
0,068	0,0689	0,06930	0,07004	1,92%	1,65%	9,69E-05	723,015
	0,1379	0,06925	0,14030	1,84%	1,74%	1,98E-04	709,061
	0,2068	0,06905	0,21108	1,55%	2,07%	2,85E-04	739,363
0,1029	0,1029	0,10291	0,10440	0,01%	1,46%	1,46E-04	715,950
	0,2068	0,10291	0,21029	0,01%	1,69%	2,76E-04	762,066
	0,309	0,10291	0,31366	0,01%	1,51%	3,72E-04	842,740
0,1379	0,1379	0,13791	0,13988	0,01%	1,43%	1,86E-04	752,009
	0,2747	0,13788	0,27899	0,01%	1,56%	3,30E-04	844,619
	0,412	0,13788	0,41755	0,01%	1,35%	4,77E-04	875,532



Fonte: Acervo pessoal

Figura 68 – Ensaio do módulo de resiliência do solo AE com estabilizante Blindasolo® - AEBSSA1 – Energia Intermediária

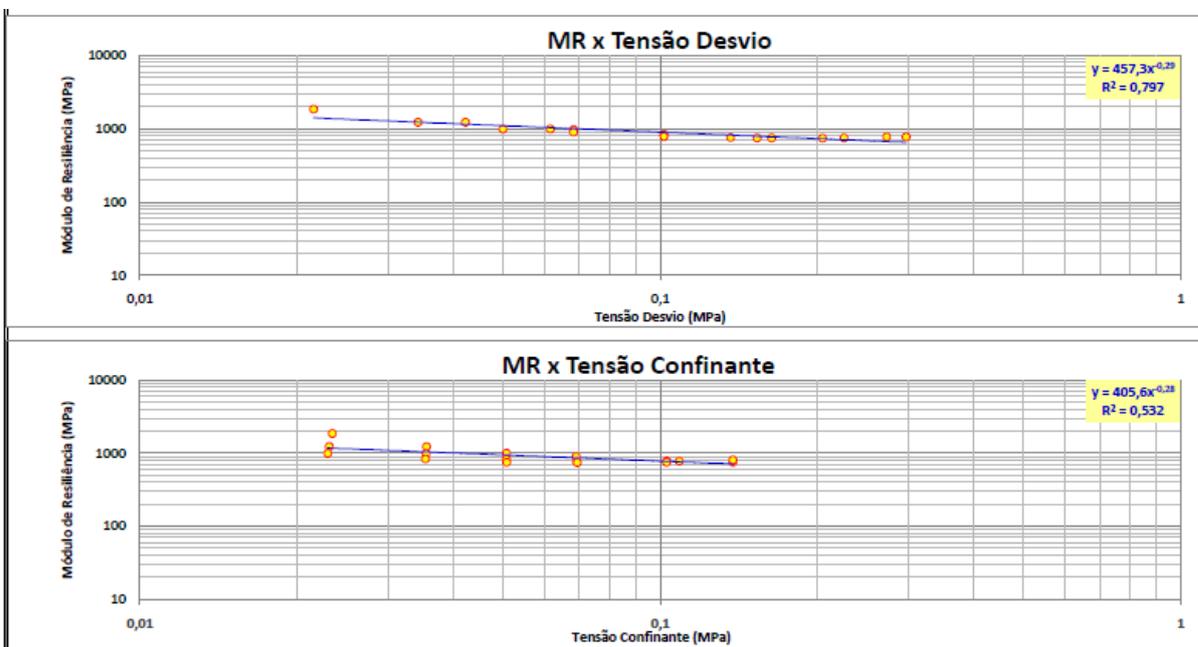
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02234	0,02259	7,91%	9,14%	2,75E-05	822,081
	0,0414	0,02207	0,04165	6,63%	0,59%	5,54E-05	752,727
	0,0621	0,02189	0,06224	5,75%	0,23%	8,64E-05	720,732
0,0345	0,0345	0,03500	0,03511	1,44%	1,78%	4,65E-05	756,072
	0,0689	0,03518	0,06916	1,96%	0,37%	9,52E-05	726,802
	0,1029	0,03535	0,10332	2,47%	0,41%	1,41E-04	731,294
0,0504	0,0504	0,05084	0,05062	0,88%	0,43%	6,92E-05	731,612
	0,1029	0,05100	0,10341	1,20%	0,49%	1,40E-04	739,875
	0,1552	0,05110	0,15617	1,39%	0,63%	2,03E-04	768,264
0,068	0,0689	0,06921	0,06913	1,77%	0,33%	9,56E-05	722,949
	0,1379	0,06929	0,13883	1,89%	0,67%	1,84E-04	753,372
	0,2068	0,06928	0,20874	1,88%	0,94%	2,55E-04	819,398
0,1029	0,1029	0,10290	0,10330	0,00%	0,39%	1,42E-04	725,069
	0,2068	0,10292	0,20752	0,02%	0,35%	2,54E-04	817,826
	0,309	0,10292	0,31030	0,01%	0,42%	3,40E-04	912,956
0,1379	0,1379	0,13796	0,13799	0,04%	0,06%	1,83E-04	752,201
	0,2747	0,13793	0,27485	0,02%	0,05%	3,12E-04	880,597
	0,412	0,13788	0,41185	0,01%	0,04%	4,31E-04	955,446



Fonte: Acervo pessoal

Figura 69 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com estabilizante Blindasolo® - JP6BSSA1  
– Energia Intermediária

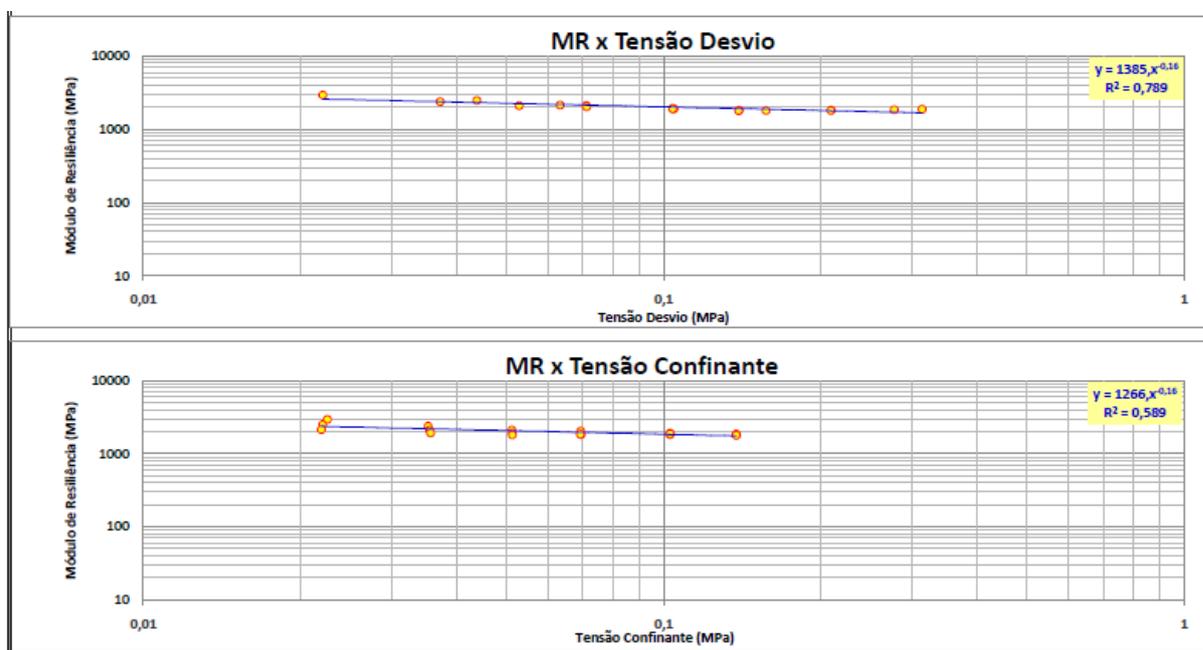
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$E_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02342	0,02157	13,16%	4,19%	1,19E-05	1852,238
	0,0414	0,02311	0,04223	11,65%	2,00%	3,43E-05	1233,069
	0,0621	0,02295	0,06148	10,85%	1,00%	6,20E-05	991,829
0,0345	0,0345	0,03555	0,03424	3,05%	0,76%	2,78E-05	1230,191
	0,0689	0,03546	0,06818	2,79%	1,05%	6,96E-05	979,564
	0,1029	0,03537	0,10176	2,53%	1,10%	1,22E-04	832,997
0,0504	0,0504	0,05063	0,04985	0,45%	1,09%	5,00E-05	997,200
	0,1029	0,05059	0,10152	0,38%	1,34%	1,23E-04	825,328
	0,1552	0,05066	0,15352	0,52%	1,08%	2,05E-04	749,325
0,068	0,0689	0,06892	0,06815	1,35%	1,09%	7,58E-05	900,178
	0,1379	0,06913	0,13652	1,66%	1,00%	1,80E-04	759,398
	0,2068	0,06923	0,20511	1,81%	0,82%	2,76E-04	742,194
0,1029	0,1029	0,10289	0,10166	0,01%	1,21%	1,30E-04	782,768
	0,2068	0,10291	0,22551	0,01%	9,05%	2,99E-04	751,437
	0,309	0,10878	0,27249	5,71%	11,81%	3,49E-04	775,323
0,1379	0,1379	0,13790	0,16368	0,00%	18,69%	2,18E-04	748,273
	0,2747	0,13790	0,29689	0,00%	8,08%	3,80E-04	779,020
	0,412	0,13791	0,40737	0,01%	1,12%	5,04E-04	808,207



Fonte: Acervo pessoal

Figura 70 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com estabilizante químico Blindasolo® - JP6BSCH – Energia Intermediária

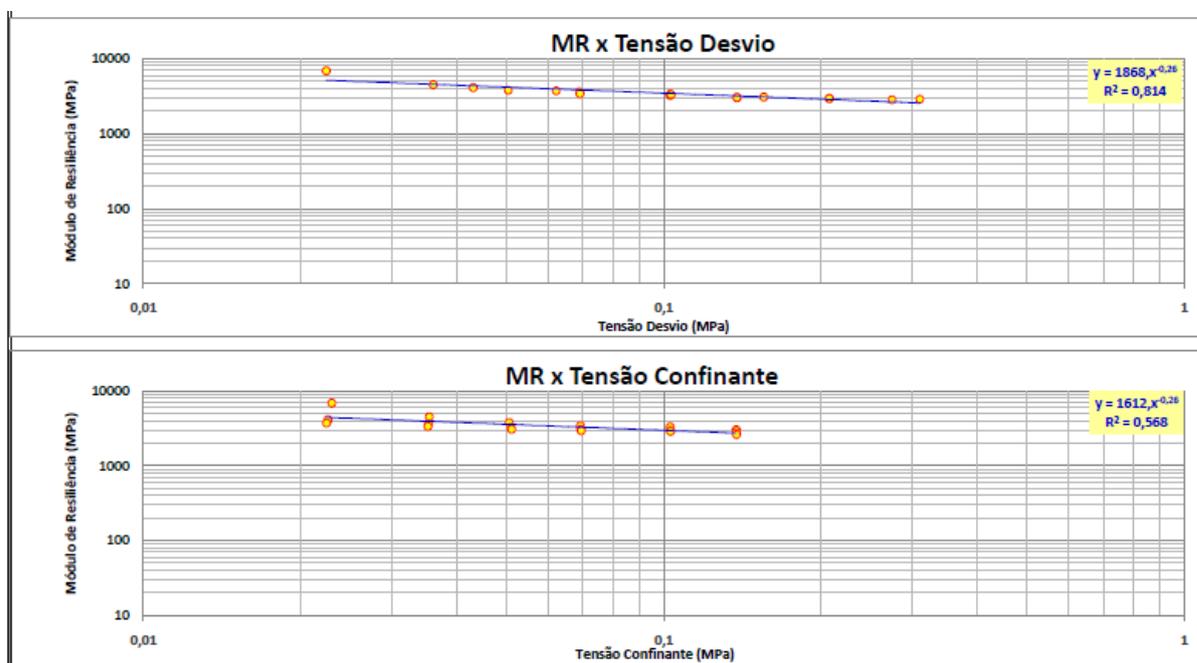
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$\epsilon_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02255	0,02212	8,96%	6,84%	7,59E-06	2932,566
	0,0414	0,02210	0,04373	6,77%	5,62%	1,77E-05	2481,264
	0,0621	0,02198	0,06323	6,17%	1,83%	2,96E-05	2140,005
0,0345	0,0345	0,03526	0,03719	2,20%	7,79%	1,56E-05	2384,275
	0,0689	0,03548	0,07097	2,83%	3,01%	3,38E-05	2106,192
	0,1029	0,03563	0,10405	3,28%	1,11%	5,41E-05	1925,263
0,0504	0,0504	0,05107	0,05273	1,34%	4,62%	2,51E-05	2105,828
	0,1029	0,05120	0,10468	1,58%	1,73%	5,51E-05	1900,471
	0,1552	0,05116	0,15732	1,52%	1,37%	8,72E-05	1803,430
0,068	0,068	0,06828	0,07114	1,88%	3,25%	3,50E-05	2033,472
	0,1379	0,06938	0,13958	2,03%	1,22%	7,63E-05	1830,073
	0,2068	0,06920	0,21004	1,76%	1,56%	1,14E-04	1836,157
0,1029	0,1029	0,10289	0,10411	0,01%	1,18%	5,46E-05	1909,151
	0,2068	0,10290	0,20955	0,00%	1,33%	1,16E-04	1814,227
	0,309	0,10290	0,31369	0,00%	1,52%	1,67E-04	1873,763
0,1379	0,1379	0,13790	0,13932	0,00%	1,03%	7,74E-05	1801,057
	0,2747	0,13788	0,27752	0,02%	1,03%	1,50E-04	1853,147
	0,412	0,13789	0,41587	0,01%	0,94%	2,32E-04	1791,587



Fonte: Acervo pessoal

Figura 71– Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com estabilizante Blindasolo® - JP6BSCH – Energia Modificada

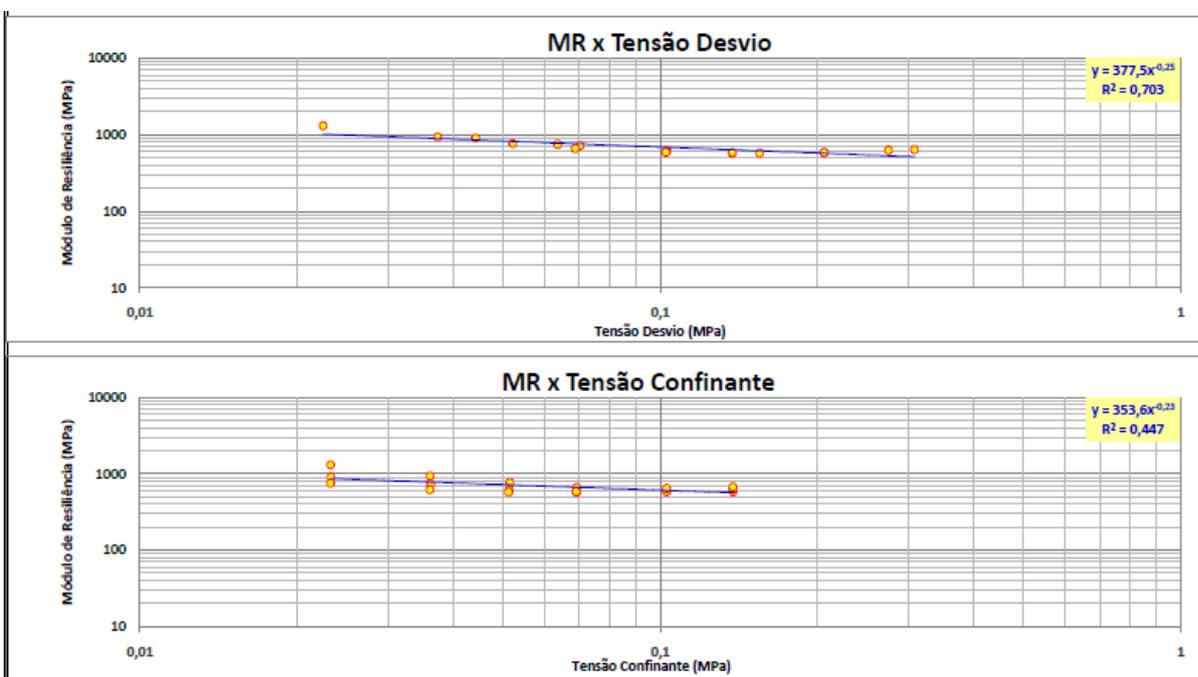
Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$E_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02301	0,02246	11,14%	8,48%	3,59E-06	6865,271
	0,0414	0,02261	0,04304	9,24%	3,97%	1,06E-05	4123,079
	0,0621	0,02248	0,06213	8,59%	0,06%	1,68E-05	3717,499
0,0345	0,0345	0,03541	0,03603	2,63%	4,45%	8,24E-06	4498,143
	0,0689	0,03534	0,06878	2,43%	0,17%	1,91E-05	3618,291
	0,1029	0,03518	0,10284	1,97%	0,06%	3,07E-05	3356,781
0,0504	0,0504	0,05047	0,05025	0,14%	0,31%	1,33E-05	3787,219
	0,1029	0,05082	0,10287	0,84%	0,03%	3,19E-05	3238,731
	0,1552	0,05099	0,15564	1,18%	0,28%	5,07E-05	3071,851
0,068	0,0689	0,06915	0,06897	1,70%	0,11%	2,02E-05	3430,865
	0,1379	0,06928	0,13822	1,88%	0,23%	4,52E-05	3058,121
	0,2068	0,06938	0,20812	2,03%	0,64%	7,06E-05	2949,143
0,1029	0,1029	0,10290	0,10329	0,00%	0,38%	3,12E-05	3313,469
	0,2068	0,10297	0,20796	0,07%	0,56%	7,03E-05	2958,697
	0,309	0,10297	0,31045	0,07%	0,47%	1,08E-04	2877,242
0,1379	0,1379	0,13789	0,13827	0,01%	0,27%	4,59E-05	3013,970
	0,2747	0,13791	0,27474	0,00%	0,01%	9,70E-05	2831,750
	0,412	0,13791	0,41204	0,01%	0,01%	1,57E-04	2621,820



Fonte: Acervo pessoal

Figura 72 – Ensaio do módulo de resiliência do solo JP6 com estabilizante Blindasolo® - JP6BSSA1  
– Energia Modificada

Tensões de referência (DNIT 134/2010)		Tensões do Ensaio (Média das 15 repetições por sequência)					
$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$\sigma_3$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	% diferença $\sigma_3$	% desvio $\sigma_d$	$E_r$ (mm)	MR (Mpa)
0,0207	0,0207	0,02324	0,02249	12,26%	8,65%	1,72E-05	1307,676
	0,0414	0,02327	0,04414	12,39%	6,63%	4,87E-05	907,314
	0,0621	0,02324	0,06352	12,25%	2,29%	8,45E-05	751,873
0,0345	0,0345	0,03610	0,03736	4,64%	8,30%	4,01E-05	934,265
	0,0689	0,03618	0,07015	4,86%	1,81%	9,74E-05	720,228
	0,1029	0,03606	0,10302	4,53%	0,12%	1,67E-04	617,756
0,0504	0,0504	0,05139	0,05204	1,96%	3,25%	6,79E-05	766,548
	0,1029	0,05127	0,10281	1,73%	0,09%	1,67E-04	616,010
	0,1552	0,05112	0,15518	1,42%	0,01%	2,70E-04	575,084
0,068	0,0689	0,06910	0,06865	1,62%	0,36%	1,04E-04	662,187
	0,1379	0,06905	0,13745	1,55%	0,33%	2,40E-04	573,130
	0,2068	0,06893	0,20668	1,37%	0,06%	3,55E-04	581,650
0,1029	0,1029	0,10288	0,10251	0,02%	0,38%	1,73E-04	591,944
	0,2068	0,10291	0,20639	0,01%	0,20%	3,52E-04	586,679
	0,309	0,10288	0,30813	0,02%	0,28%	4,80E-04	641,580
0,1379	0,1379	0,13793	0,13759	0,02%	0,23%	2,36E-04	583,056
	0,2747	0,13787	0,27463	0,02%	0,03%	4,36E-04	630,239
	0,412	0,13793	0,41175	0,02%	0,06%	6,15E-04	669,153



Fonte: Acervo pessoal

Os valores determinados para os módulos de resiliência, conforme norma DNER-ME 134/2017 – Determinação do módulo de resiliência, para uma tensão confinante de 0,1029 MPa e uma tensão de desviadora de 0,1029 MPa, estão condensados na Tabela 29.

Tabela 29: Valores de módulo de resiliência para as misturas com Blindasolo®

Mistura	MR (MPa)	Energia	Tensão Confinante (MPa)
AEBSSA2	715,95	Intermediária	0,1029
AEBSSA1	725,07	Intermediária	0,1029
JP6BSSA1	782,77	Intermediária	0,1029
JP6BSCH	1909,15	Intermediária	0,1029
JP6BSCH	3313,47	Modificada	0,1029
JP6BSSA1	591,94	Modificada	0,1029

Fonte: Acervo pessoal

Conforme a Tabela 29, podemos verificar que para as misturas AEBSSA1 e JP6BSSA1, moldados com mesmo reagente e compactados com a mesma energia, os valores do MR são praticamente os mesmos, independente do solo. Para a combinação JP6BSCH, corpos de prova moldados com o mesmo solo e mesmo reagente, mas compactados com energias diferentes, o módulo de resiliência se eleva consideravelmente usando uma energia mais intensa. Já para as combinações JP6BSCH e JP6BSSA1, com mesmo solo e mesma energia de compactação, verificamos que quando usada a cal hidratada como reagente, o MR se eleva mais de 500%. Este fato se deve, provavelmente, as reações de troca catiônica, floculação e as reações pozolânicas (reações de cimentação) possibilitadas pela adição da cal hidratada ao solo.

## 4.2 Resultados de campo

### 4.2.1 Pista 01

#### 4.2.1.1 Execução

A pista 01, construída no mês de dezembro de 2017, possui uma camada de sub-base de 20 cm de espessura composta com solo da área de empréstimo localizada no Km 368 da BR-101 (solo AE) misturado com escória KR com proporção de 20% e uma camada de base de 20 cm de espessura de SMC composta de solo da jazida do Km 373 da BR-101 (solo JP6) melhorado com 3% de cimento Portland do tipo CPIII 40-RS. A camada de revestimento é composta por concreto asfáltico modificado com borracha com 9 cm de espessura. A Figura 73 ilustra as espessuras e materiais a serem empregados nas camadas da Pista 01.

Figura 73: Estrutura do pavimento da Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Após lançamento do solo AE na camada de sub-base, foi lançada a escória KR. A homogeneização da mistura de solo com escória KR foi feita por meio do emprego de uma máquina recicladora modelo Wirtgen W2500. Após homogeneização, para compactação da camada foram necessárias de 16 passadas do rolo pé de carneiro, modelo Dynapac CA250, e mais 04 passadas do rolo liso, modelo Caterpillar CF54b. A Figura 74 apresenta o maquinário espalhando a escória KR na sub-base e a recicladora realizando a mistura da escória KR com o solo, para posterior compactação.

Figura 74: Espalhamento e homogeneização da escória KR na sub-base da pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Foram realizados ensaios para controles tecnológicos da sub-base de solo AE com adição de 20% de KR da Pista 01. Os resultados estão expostos na Tabela 30.

Tabela 30: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 01

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	99,2%	98,2%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	18,7%	18,3%	18,5%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	+0,2%	-0,2%	±2,0%	DNIT - 139/2010 -ES
ISC	75,0%	100,0%	> 20%	DNIT - 139/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	< 1%	DNIT - 139/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 139/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-7-6	A-7-6	-	-
Classificação "SUCS"	SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valores</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1 \text{ MPa}$	Intermediária	1492 MPa	DNIT – 134/2017 - ME
	$\sigma_c = 0,1 \text{ MPa}$	Modificada	1108 MPa	

Fonte: Acervo pessoal

Verificamos pela Tabela 30 que apenas os valores do grau de compactação não atingiu o mínimo exigido por norma pela norma do DNIT - 164/2013 – ME. Os outros parâmetros avaliados atenderam os respectivas normas regulamentadoras.

A execução da camada de base de solo JP6 melhorado com cimento da pista 01 foi realizada com 16 passadas do rolo pé de carneiro mais 04 passadas do rolo de pneu, modelo Dynapac CP271, para compactação. A Figura 75 apresenta a mistura do cimento com o solo JP6 realizada pela recicladora e posterior compactação. Os resultados dos ensaios do controle tecnológico da base da Pista 01 é apresentado na Tabela 31.

Figura 75: Homogeneização do solo melhorado com cimento e compactação da base da pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Tabela 31: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 01

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	97,80%	99,80%	$\geq 100\%$	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	12,40%	12,40%	12,60%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	-0,20%	-0,20%	$\pm 2,0\%$	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	103,00%	127,00%	$\geq 80\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	$\leq 0,5\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	25,70%	26,00%	$\leq 25\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	6,70%	7,20%	$\leq 6\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-2-6	A-2-6	-	-
Classificação "SUCS"	SM-SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valor</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1 \text{ MPa}$	Modificada	587 MPa	DNIT - 134/2017 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Observamos pela Tabela 31 que os requisitos exigidos para o grau de compactação, limite de liquidez e índice de plasticidade não foram atendidos conforme suas respectivas normas regulamentadoras.

A execução do revestimento de concreto asfáltico da pista 01 é apresentada na Figura 76. É mostrada a execução da pintura de ligação para recebimento do revestimento na Pista 01 e a estrutura resultante. A estrutura foi executada com uma vibroacabadora modelo Bomag VDA 600G3 com auxílio de rolo compactador de pneus modelo Hamm GRW280 e um rolo liso modelo Hamm HD90.

Figura 76: Fases da execução do revestimento asfáltico da Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

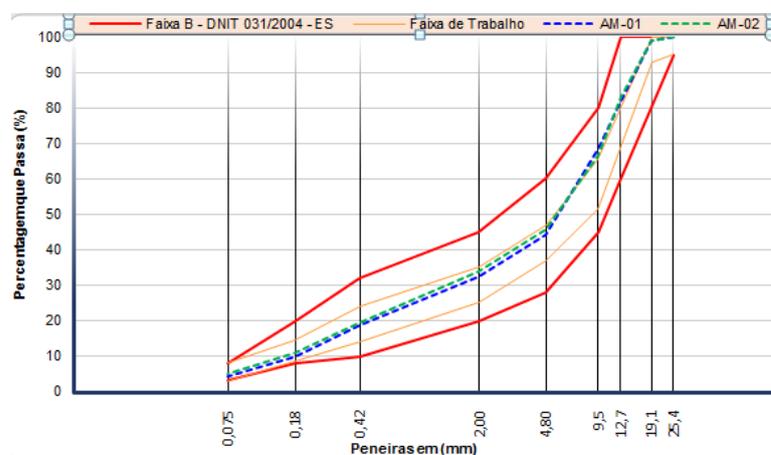
A Tabela 32 apresenta os resultados de controle tecnológico das amostras coletadas da camada de revestimento asfáltico. Posteriormente, foram extraídos corpos de prova para verificação do grau de compactação e são apresentados na Tabela 33. A Figura 77 mostra a curva granulométrica das amostras de revestimento asfáltico coletadas em campo.

Tabela 32: Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 01

	Peneiras		Dados Obtidos				Especificação	
	Pol	(mm)	Projeto	Pista Experimental 01			Faixa B - DNIT 031/2004 - ES	
				AM-01	AM-02	Média	Mínimo	Máximo
Granulometria	1"	25,4	100	100	100	100	95	100
	3/4"	19,1	100	99,1	99	99	80	100
	1/2"	12,7	97,4	82,1	83,3	82,7	60	100
	3/8"	9,5	58,4	68,8	66,7	67,8	45	80
	n°4	4,8	42,2	44,4	45,6	45	28	60
	n°10	2	30,3	32,3	33,8	33	20	45
	n°40	0,42	19,2	18,9	19,5	19,2	10	32
	n°80	0,18	11,4	10	10,9	10,4	8	20
	n°200	0,075	5,3	4,3	5,2	4,7	3	8
	Teor	(%)	5	4,86	4,96	4,91	4,7	5,3
Características Marshall	Den. Teórica	(g/cm <sup>3</sup> )	2,586	2,59	2,59	2,59	-	-
	Den. Aparente	(g/cm <sup>3</sup> )	2,483	2,496	2,492	2,494	-	-
	Vv	(%)	3,99	3,64	3,78	3,71	3	5
	RBD	(%)	75,68	76,71	76,01	76,36	65	78
	Estabilidade	(Kgf)	1442,17	-	-	-	800	-
	Fluência	(mm)	3,15	-	-	-	2	4
	VAM	(%)	16,4	15,6	15,8	15,7	15	-
	RTCD	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	9,89	-	-	-	7,5	-

Fonte: Acervo pessoal

Figura 77: Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo



Fonte: Acervo pessoal

Tabela 33: Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 01

		Projeto			Campo					
		Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	Espessura (cm)	GC (%)	Densidade Aparente (g/cm <sup>3</sup> )				Espes. (cm)	GC (%)
					CP1	CP2	CP3	Média		
Pista 01	Eixo	2,483	8	≥ 97	2,423	2,417	2,448	2,429	10,4	97,8
	Lado direito				2,426	2,411	2,417	2,418		

Fonte: Acervo pessoal

#### 4.2.1.2 Medidas deflectométricas

As medições deflectométricas da Pista 01 foram realizadas através da Viga Benkelman, nos meses de fevereiro a abril de 2018.

Para avaliar a condição estrutural de cada pista construída e revelar a adequação da estrutura ou seu grau de deterioração, além de verificar o correto dimensionamento, foram realizados levantamentos deflectométricos antes da construção das pistas (subleito), durante a execução de cada camada, e ao longo da simulação de tráfego pelo simulador tipo HVS, correspondente ao tempo considerado de vida útil do

projeto, 10 anos, em termos de ensaios acelerados, 2,8 meses. Utilizando um número de repetições do eixo padrão rodoviário, N, de  $5,7 \times 10^7$ , fornecido pela Ecorodovias para a BR-101, dividindo-se pelo fator de equivalência de carga da USACE, Fc, conforme Equação 5 (Vale, 2008), temos o total de 922.000 ciclos, sentido bidirecional, para um período de 10 anos de projeto.

$$F_c = 1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2562} \quad (5)$$

Onde:

Fc = Fator de equivalência de carga determinado pelo modelo USACE

P = Carga de eixo simples de rodagem dupla em toneladas

Na pesquisa, o simulador de tráfego aplicou sobre o pavimento uma carga de 8,2 tf em um semi- eixo simples de roda dupla, ou seja, considerando-se um eixo padrão completo, o pavimento seria solicitado a uma carga de 16,4 tf, o dobro da carga padrão considerada em projetos de pavimentação. A pressão dos pneus foi de 120 psi.

As medidas deflectométricas foram realizadas em dois levantamentos semanais em cada uma das cinco seções transversais consideradas na pista analisada.

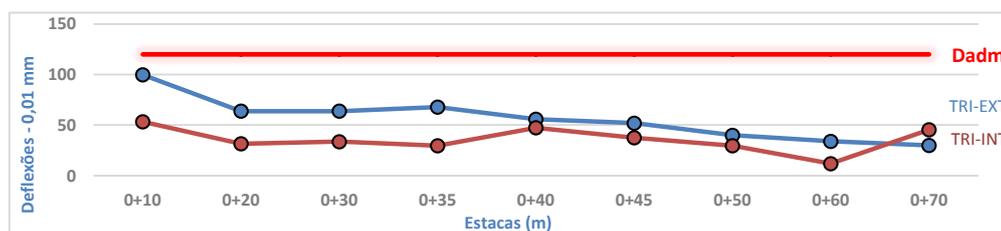
Após execução de cada uma das camadas empregadas na construção das pistas experimentais, fez-se a determinação das deflexões pela Viga Benkelman. Os resultados obtidos são apresentados na Tabelas 35 e ilustrados graficamente na Figura 78.

Tabela 34: Resultados do levantamento deflectométrico após a execução de cada camada – Pista 01

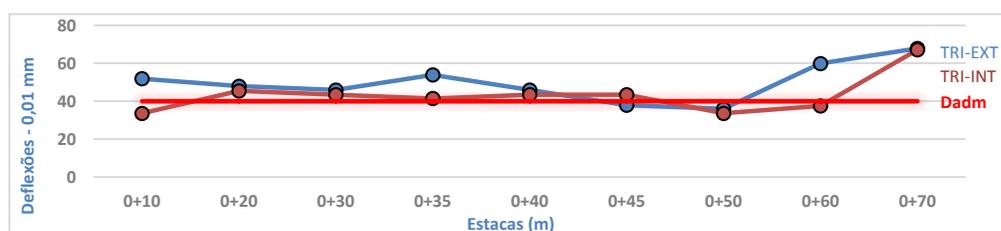
Estrutura	Material	Est. (m)	Resultados de Campo						Dadm (0,01mm)
			TRI-EXT			TRI-INT			
			L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	D <sub>o</sub>	L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	D <sub>o</sub>	
Sub-Leito	Solo Natural	0+10	500	<b>450</b>	100	500	<b>473</b>	53	120
		0+20	500	<b>468</b>	64	500	<b>484</b>	32	120
		0+30	500	<b>468</b>	64	500	<b>483</b>	34	120
		0+35	500	<b>466</b>	68	500	<b>485</b>	30	120
		0+40	500	<b>472</b>	56	500	<b>476</b>	47	120
		0+45	500	<b>474</b>	52	500	<b>481</b>	38	120
		0+50	500	<b>480</b>	40	500	<b>485</b>	30	120
		0+60	500	<b>483</b>	34	500	<b>494</b>	12	120
		0+70	500	<b>485</b>	30	500	<b>477</b>	45	120
Sub-Base	Solo AE + 20% KR	0+10	500	<b>474</b>	52	500	<b>483</b>	34	40
		0+20	500	<b>476</b>	48	500	<b>477</b>	45	40
		0+30	500	<b>477</b>	46	500	<b>478</b>	43	40
		0+35	500	<b>473</b>	54	500	<b>479</b>	41	40
		0+40	500	<b>477</b>	46	500	<b>478</b>	43	40
		0+45	500	<b>481</b>	38	500	<b>478</b>	43	40
		0+50	500	<b>482</b>	36	500	<b>483</b>	34	40
		0+60	500	<b>470</b>	60	500	<b>481</b>	38	40
		0+70	500	<b>466</b>	68	500	<b>466</b>	67	40
Base	Solo Melhorado (3%)	0+10	500	<b>488</b>	24	500	<b>491</b>	18	40
		0+20	500	<b>495</b>	10	500	<b>488</b>	24	40
		0+30	500	<b>486</b>	28	500	<b>491</b>	18	40
		0+35	500	<b>490</b>	20	500	<b>489</b>	22	40
		0+40	500	<b>493</b>	14	500	<b>492</b>	16	40
		0+45	500	<b>486</b>	28	500	<b>490</b>	20	40
		0+50	500	<b>485</b>	30	500	<b>490</b>	20	40
		0+60	500	<b>492</b>	16	500	<b>483</b>	34	40
		0+70	500	<b>496</b>	8	500	<b>488</b>	24	40
Revestimento	Mistura Asfáltica (FX-B)	0+10	500	<b>495</b>	10	500	<b>493</b>	14	30
		0+20	500	<b>491</b>	18	500	<b>497</b>	6	30
		0+30	500	<b>492</b>	16	500	<b>492</b>	16	30
		0+35	500	<b>492</b>	16	500	<b>497</b>	6	30
		0+40	500	<b>494</b>	12	500	<b>494</b>	12	30
		0+45	500	<b>493</b>	14	500	<b>493</b>	14	30
		0+50	500	<b>496</b>	8	500	<b>497</b>	6	30
		0+60	500	<b>493</b>	14	500	<b>493</b>	14	30
		0+70	500	<b>495</b>	10	500	<b>494</b>	12	30

Fonte: Acervo pessoal

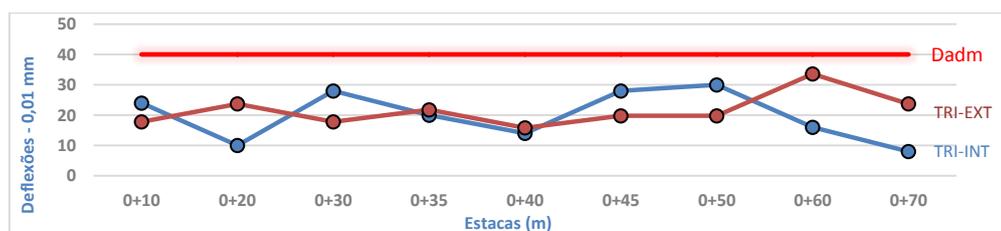
Figura 78 : Levantamento deflectométrico após a execução, por camada – Pista 01



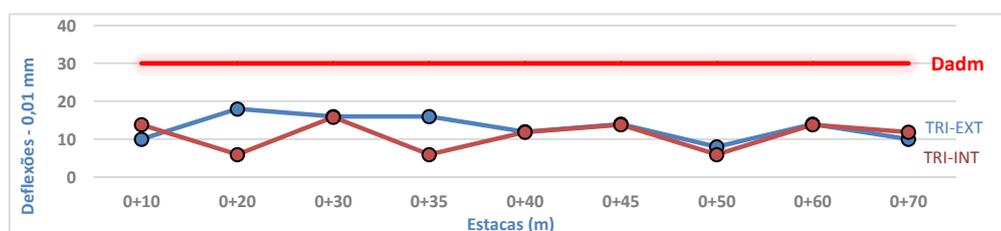
(a) Sub-leito: Solo Natural



(b) Sub-base: Solo+20%KR



(c) Base: SMC



(d) Revestimento: Concreto Asfáltico

Fonte: Acervo pessoal

O  $D_{adm}$  de cada camada foi calculado pela empresa projetista das pistas através do programa Elsym5, assumindo-se valores de módulo e coeficiente de Poisson compatíveis com os materiais que foram utilizados nas obras. Depois modelaram a ação da carga padrão rodoviária de 8,2 t em um eixo simples de rodagem dupla, e verificaram a deflexão que ocorrerá no topo do pavimento modelado. Nesta etapa modelaram primeiro somente a carga no subleito, e assim chegaram ao limite

admissível em sua execução (120 x 0,01 mm no caso), depois a carga sobre a sub-base (estrutura de duas camadas) chegando ao limite admissível em sua execução (40 x 0,01 mm), em seguida na base (estrutura de três camadas) chegando ao limite admissível em sua execução (40 x 0,01 mm), e por fim no pavimento final já com revestimento (estrutura de 4 camadas) e chegando ao limite admissível em sua execução (30 x 0,01 mm).

Na Tabela 36 são mostradas as deflexões máximas, as deflexões intermediárias para o traçado das bacias de deflexão e os raios de curvatura, para uma carga aplicada por eixo de 8,2 tf, e na Tabela 37, com uma carga aplicada de 16,4 tf por eixo, encontrados durante a operação do simulador sobre a Pista 01.

Tabela 35: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura - Pista 01 - 8,2 tf

Ciclos	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
0	0,0	_*	_*	_*	_*	_*	_*
36.000	0,4	_*	_*	_*	_*	_*	-
89.000	1,0	12	8	6	4	4	784
125.760	1,4	10	8	6	4	2	784
182.880	2,0	10	8	4	2	0	1568
225.508	2,5	10	8	4	2	2	784
268.863	3,0	10	8	6	4	2	1568
311.622	3,4	12	8	4	2	2	784
357.200	4,0	12	8	4	2	0	784
393.892	4,3	10	6	4	2	0	784
432.854	4,7	_*	_*	_*	_*	_*	_*
470.902	5,1	16	10	6	2	0	523
524.317	5,7	12	8	6	2	2	784
566.499	6,2	10	6	4	2	2	784
616.677	6,7	12	8	4	2	2	784
685.147	7,5	16	10	6	4	2	523
728.329	8,0	12	8	4	4	4	784
771.314	8,4	12	10	6	4	2	1568
810.748	8,8	16	12	8	6	4	784
871.023	9,5	12	10	6	4	4	1568
922.007	10,0	12	8	4	2	2	784

Fonte: Acervo pessoal

\* Devido a problemas técnicos no simulador não foi possível fazer leituras com a carga de 8,2 tf.

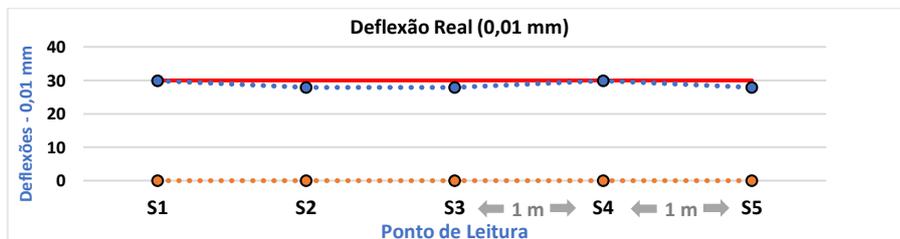
Tabela 36: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura – Pista 01 - 16,4 tf

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

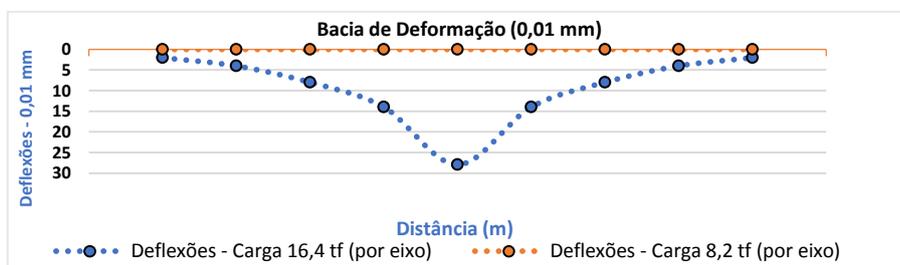
Fonte: Acervo pessoal

Da Figura 79 a Figura 99, são mostradas as deflexões máximas medidas nas seções em que foram divididas a pista experimental 01 e as bacias de deformação levantadas para o pavimento com novo revestimento.

Figura 79: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 0



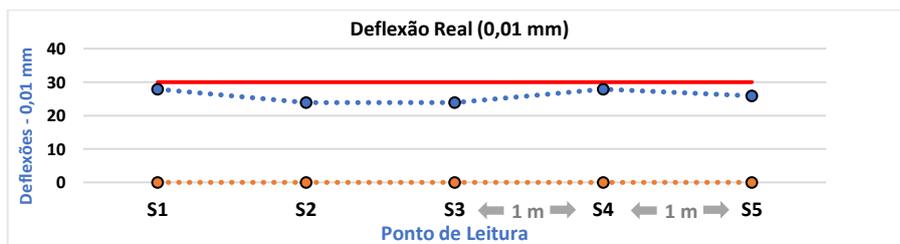
(a) Deformações máximas



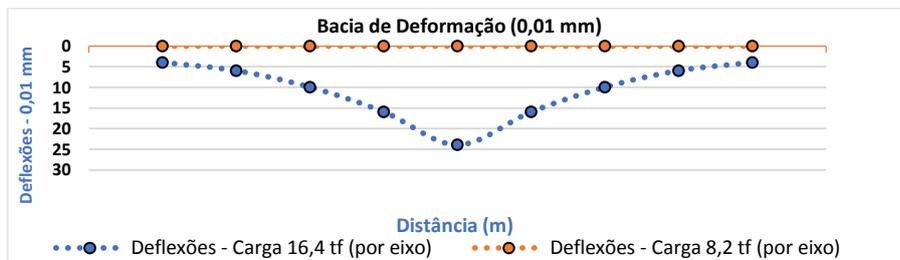
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 80: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 36.000



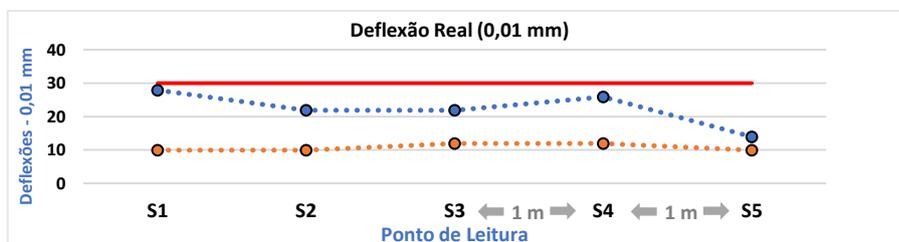
(a) Deformações máximas



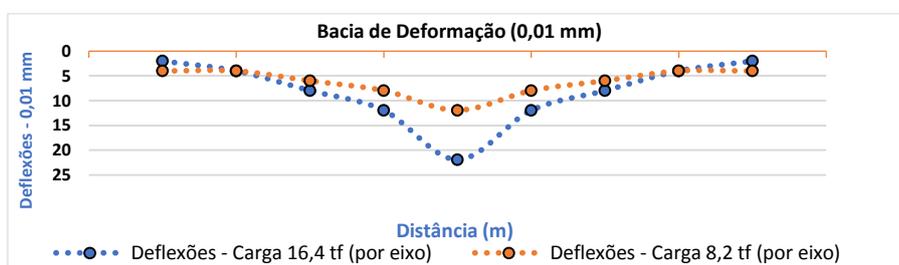
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 81: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 89.000



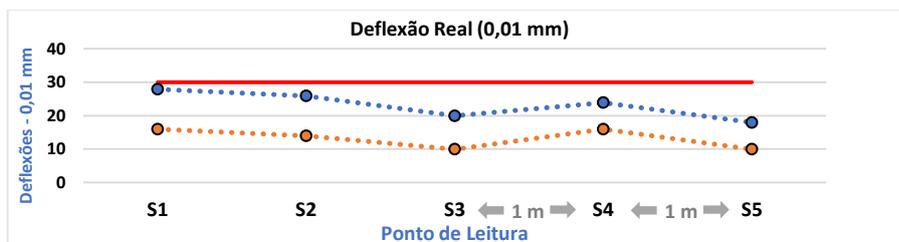
(a) Deformações máximas



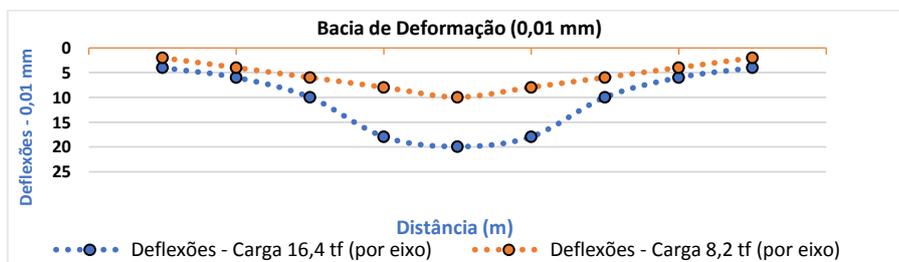
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 82: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 125.760



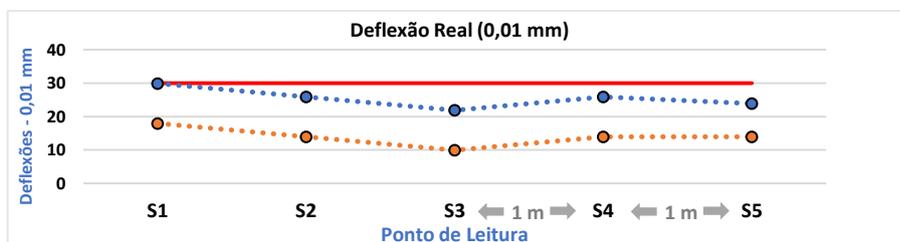
(a) Deformações máximas



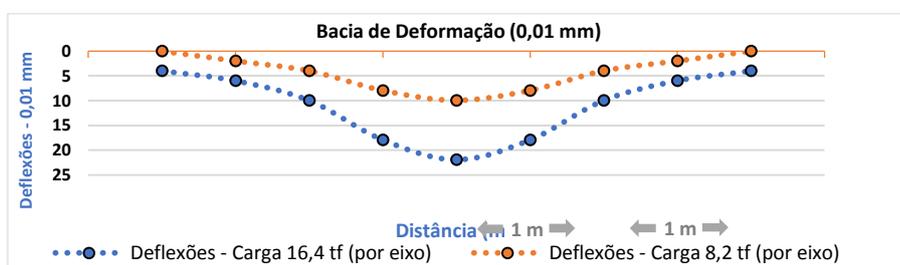
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 83: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 182.880



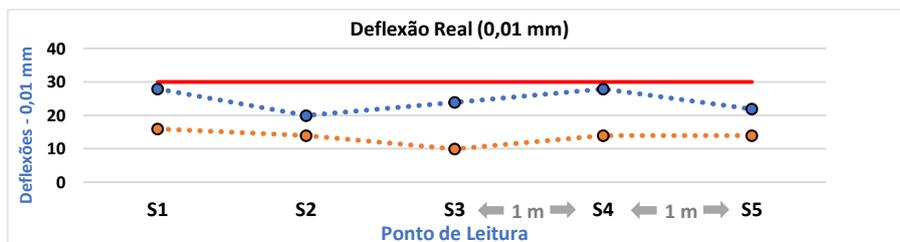
(a) Deformações máximas



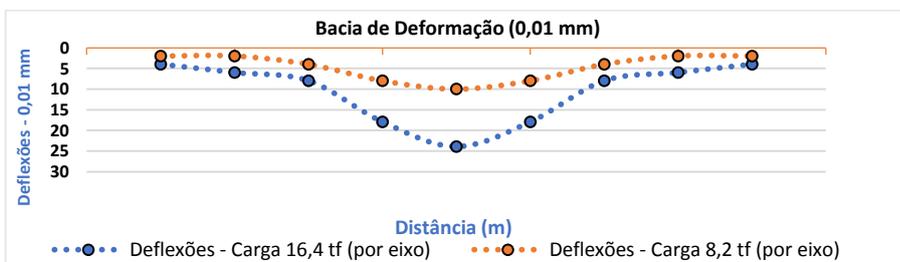
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 84: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 225.508



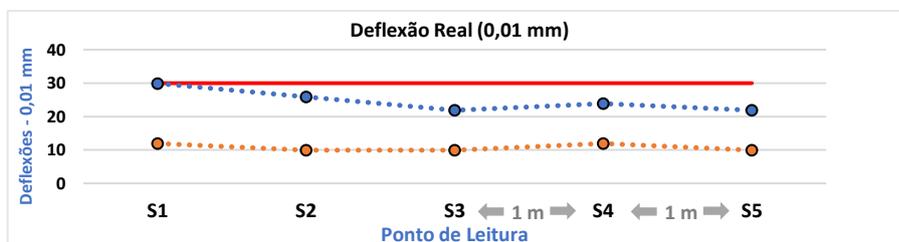
(a) Deformações máximas



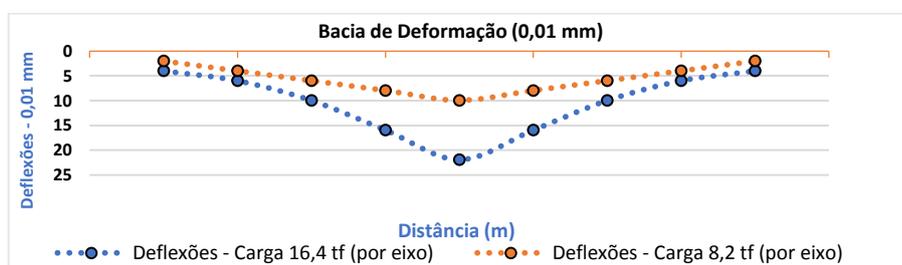
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 85: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 268.863



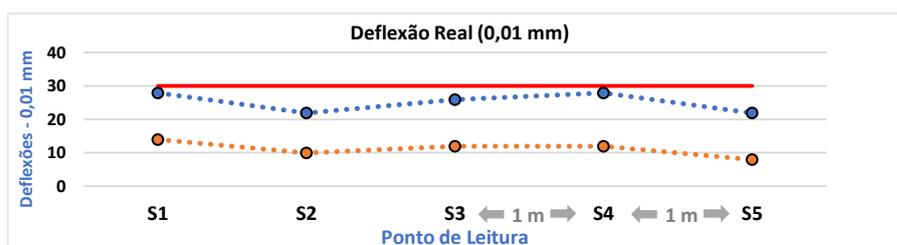
(a) Deformações máximas



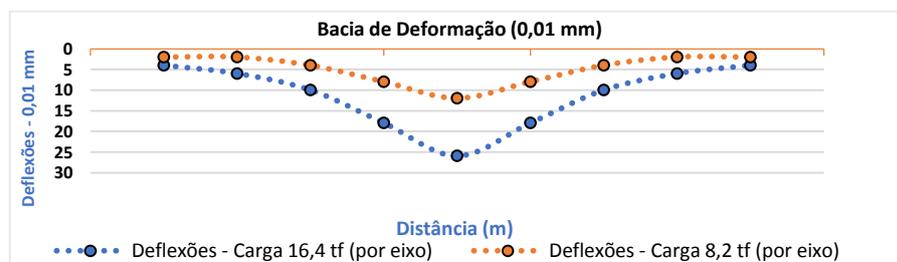
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 86: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 311.622



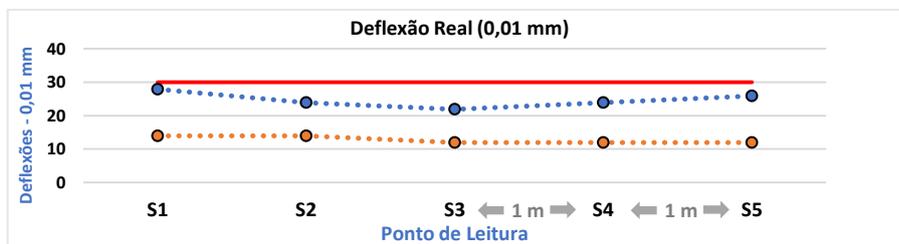
(a) Deformações máximas



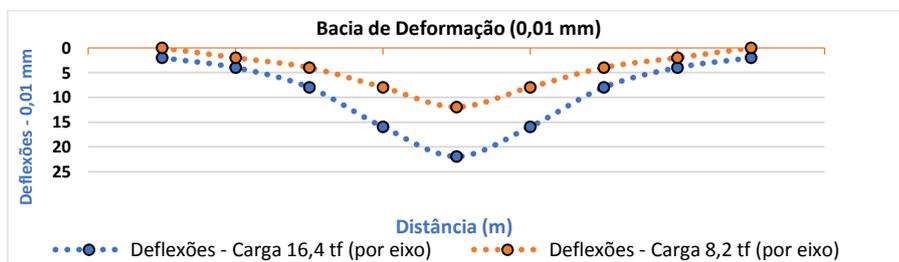
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 87: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 357.200



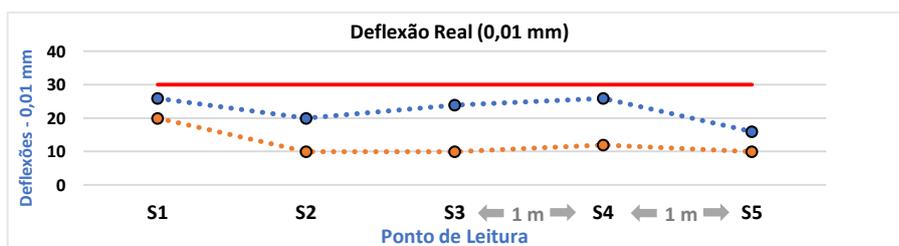
(a) Deformações máximas



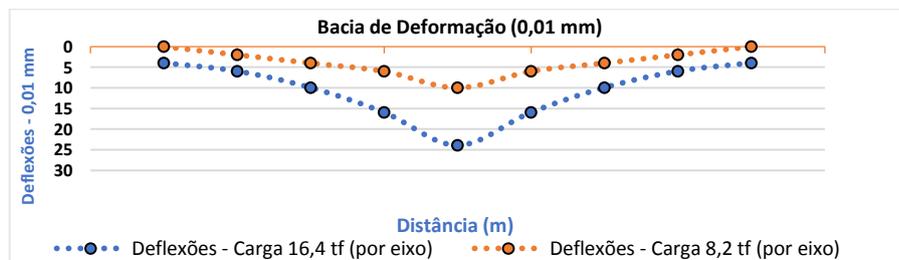
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 88: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 393.892



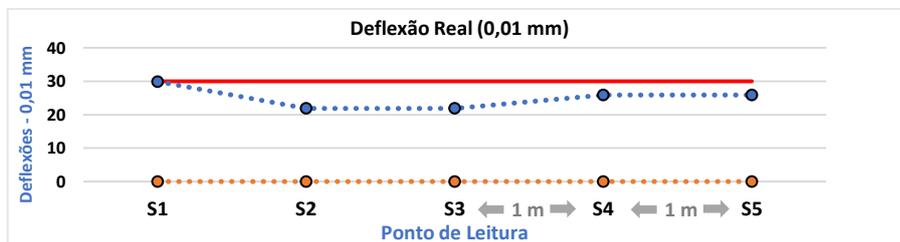
(a) Deformações máximas



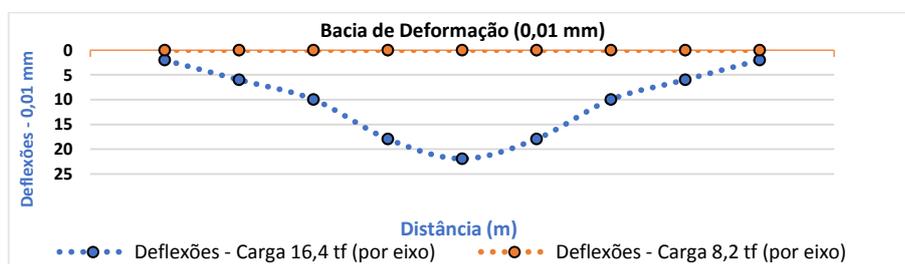
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 89: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 432.854



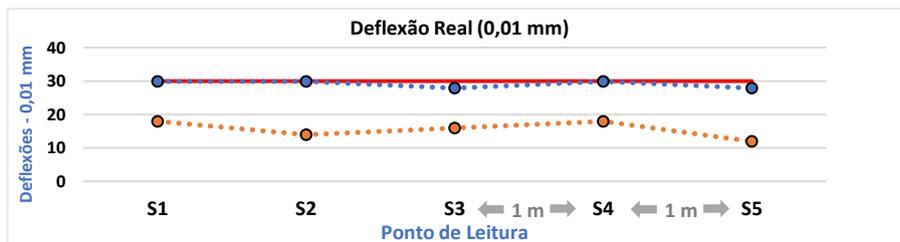
(a) Deformações máximas



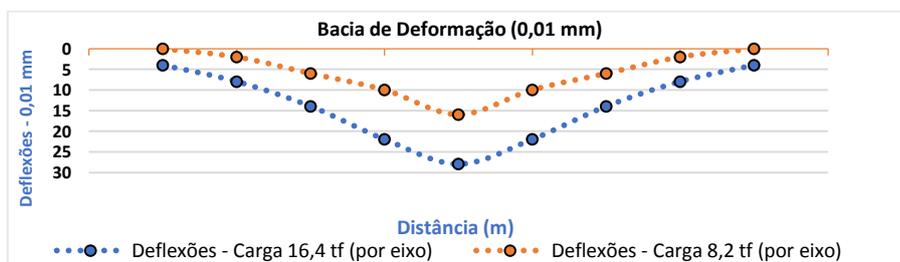
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 90: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 470.902



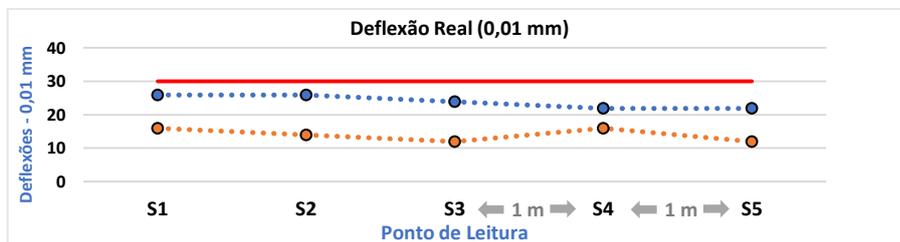
(a) Deformações máximas



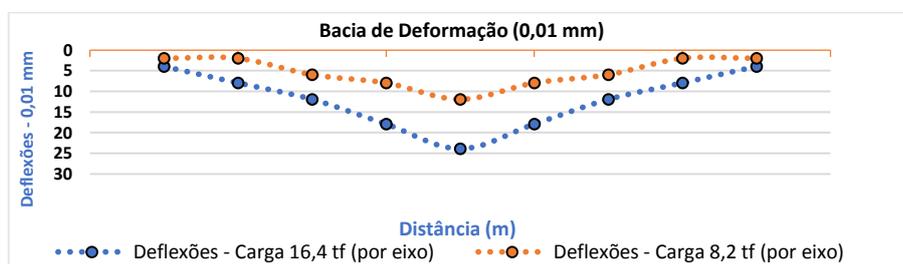
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 91: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 524.317



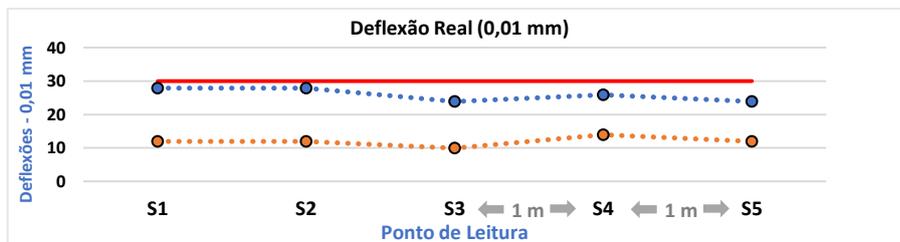
(a) Deformações máximas



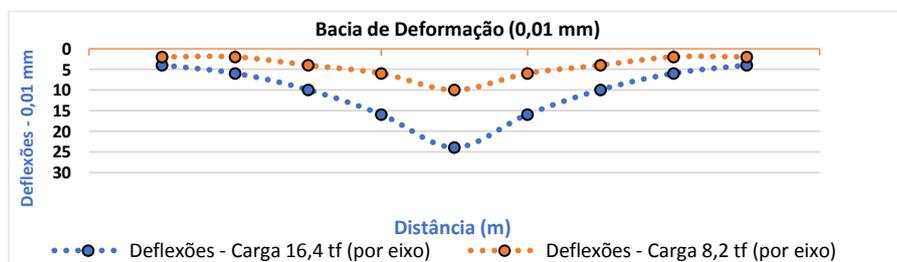
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 92: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 566.499



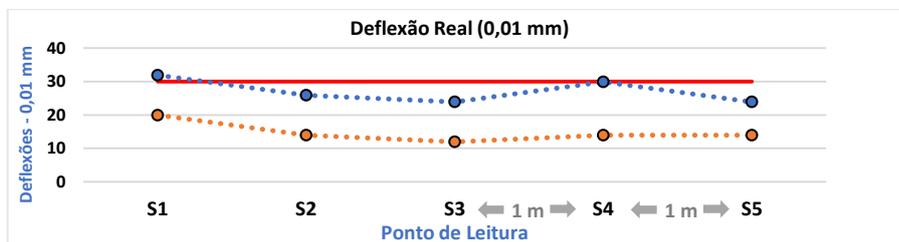
(a) Deformações máximas



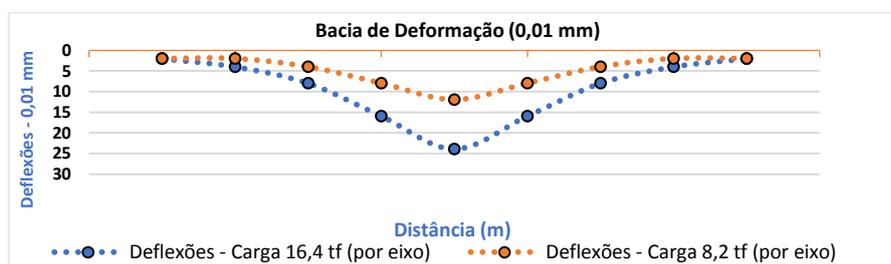
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 93: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 616.677



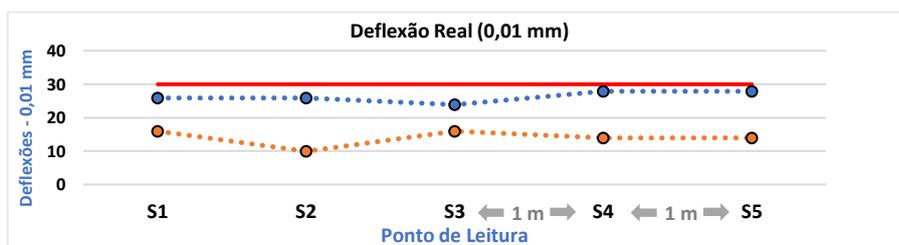
(a) Deformações máximas



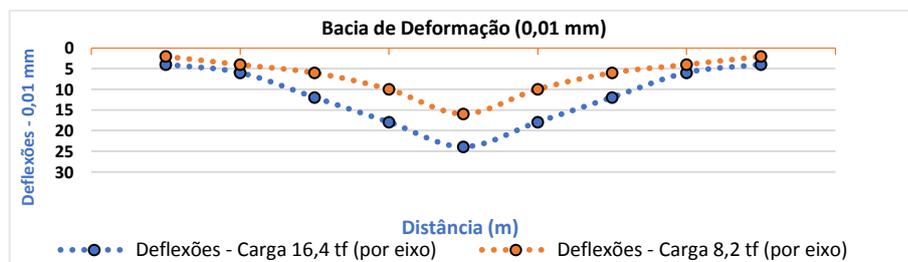
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 94: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 685.147



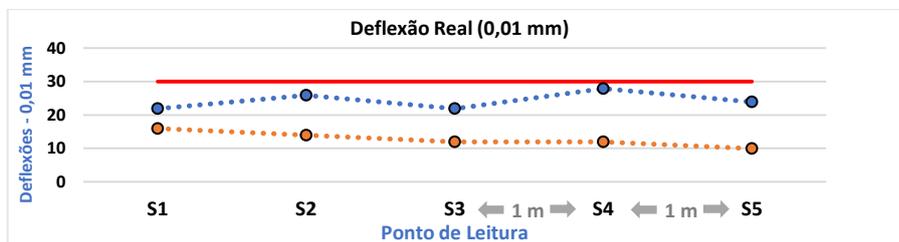
(a) Deformações máximas



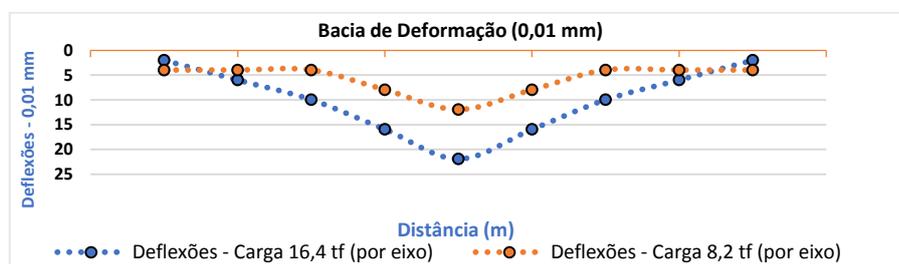
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 95: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 728.329



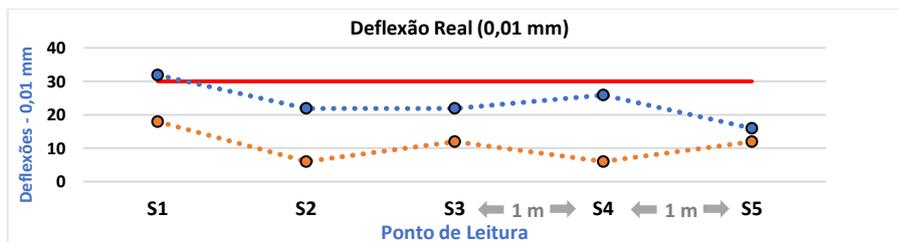
(a) Deformações máximas



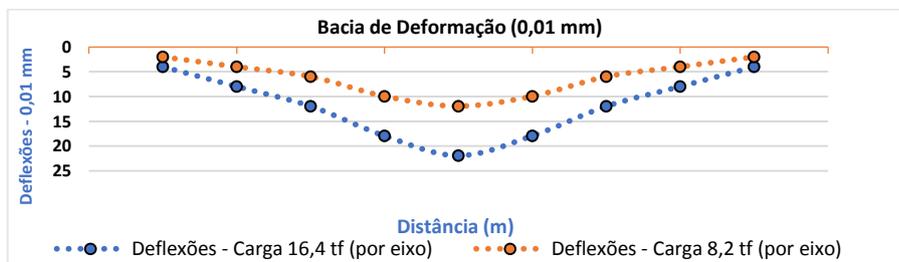
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 96: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 771.314



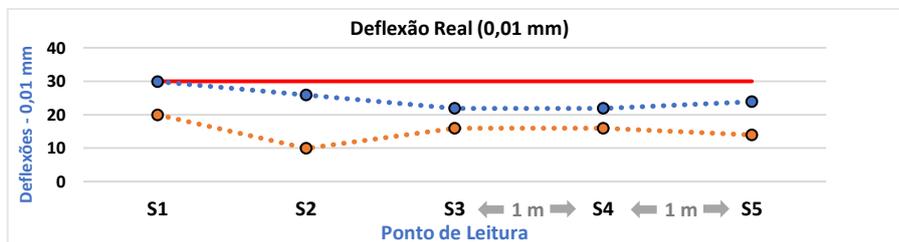
(a) Deformações máximas



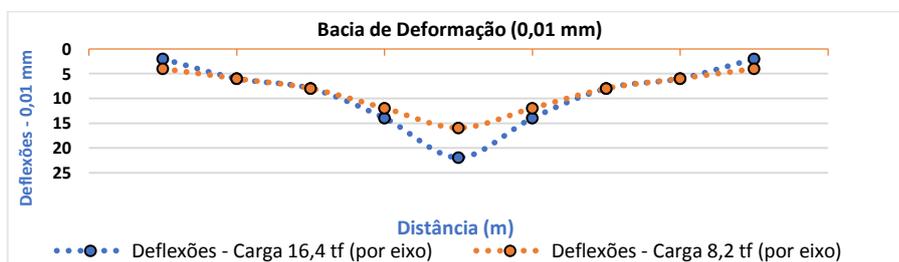
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 97: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 810.748



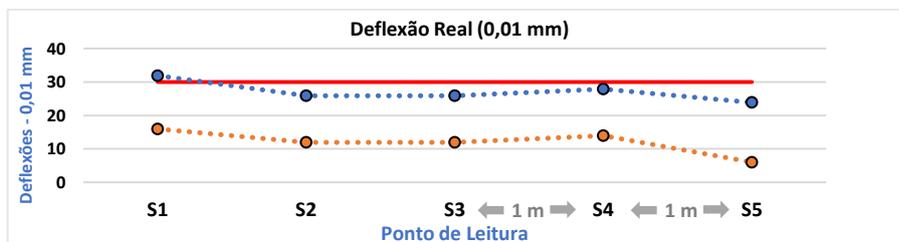
(a) Deformações máximas



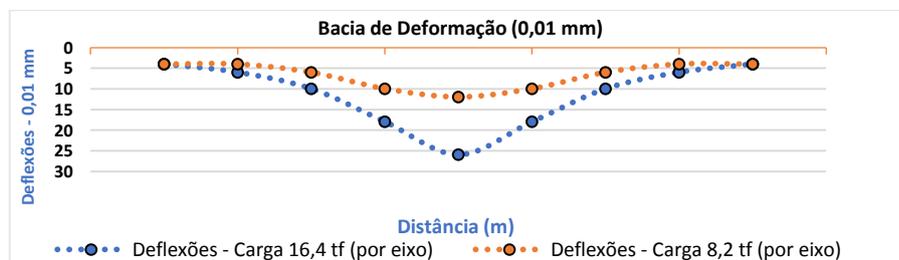
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 98: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 871.023



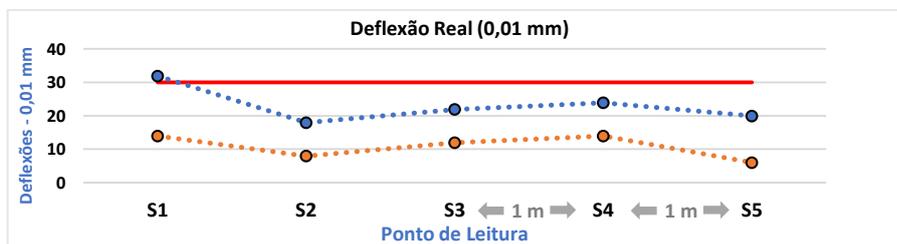
(a) Deformações máximas



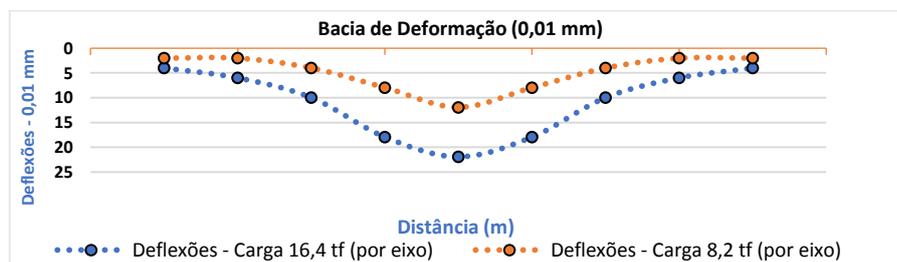
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 99: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.007



(a) Deformações máximas



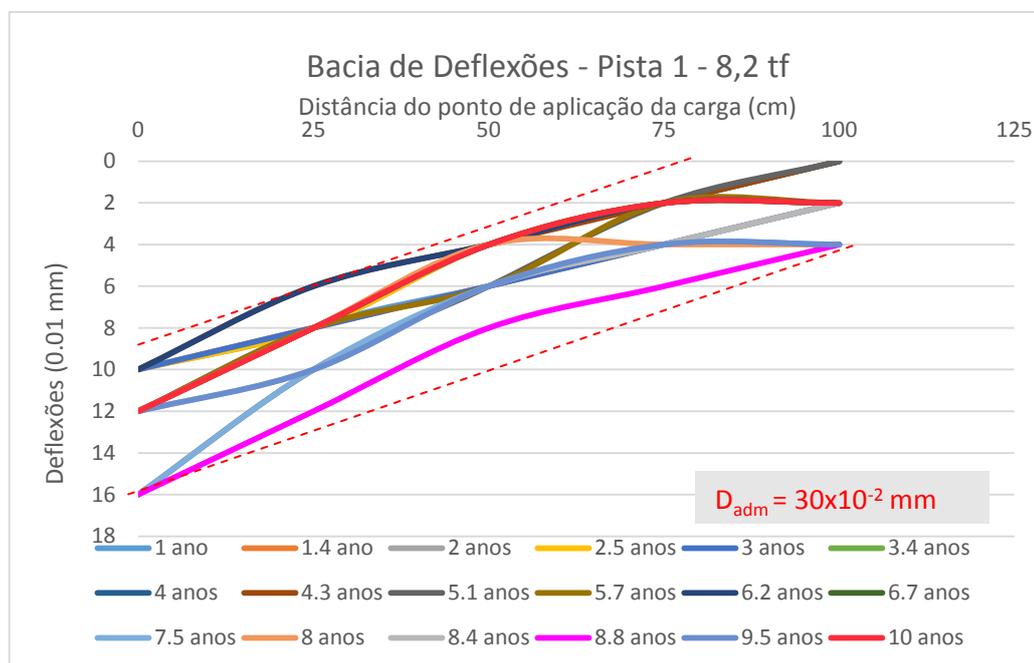
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Expondo as bacias de deflexão e a evolução das deflexões a medida que se afastam do ponto de aplicação da carga, temos na Figura 100 e na Figura 101 as variações das deflexões ao longo da simulação de tráfego, nas cargas aplicadas de 8,2 tf e 16,4 tf, respectivamente.

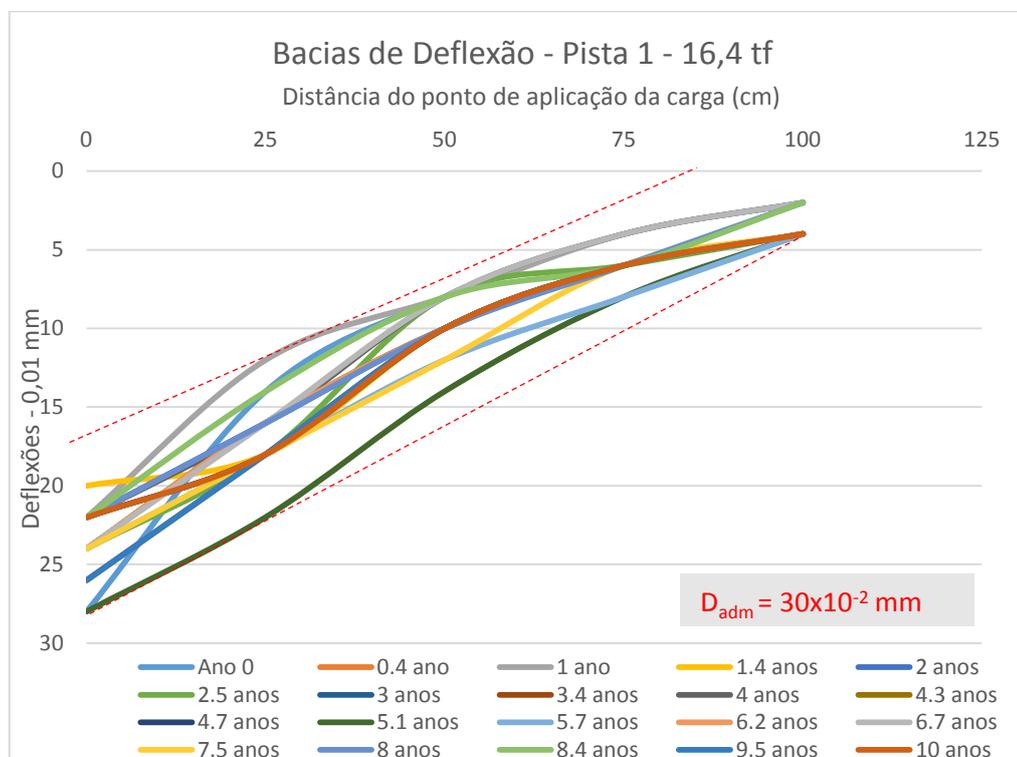
Na Figura 100 é mostrada que com a carga de 8,2 tf por eixo as deflexões máximas no ponto de aplicação de carga variam de 10 a 16 ( $10^{-2}$  mm) ao longo de toda simulação, portanto abaixo da deflexão máxima admissível que é de  $30 \times 10^{-2}$  mm determinada pela empresa responsável pelo dimensionamento das pistas. Na Figura 101, para o dobro da carga por eixo, 16,4 tf, temos que as deflexões máximas variam de 20 a 28 ( $10^{-2}$  mm) ao longo da simulação, e mesmo com o dobro de carga não ultrapassa o valor máximo admissível para as deflexões.

Figura 100: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo – 8,2 tf



Fonte: Acervo pessoal

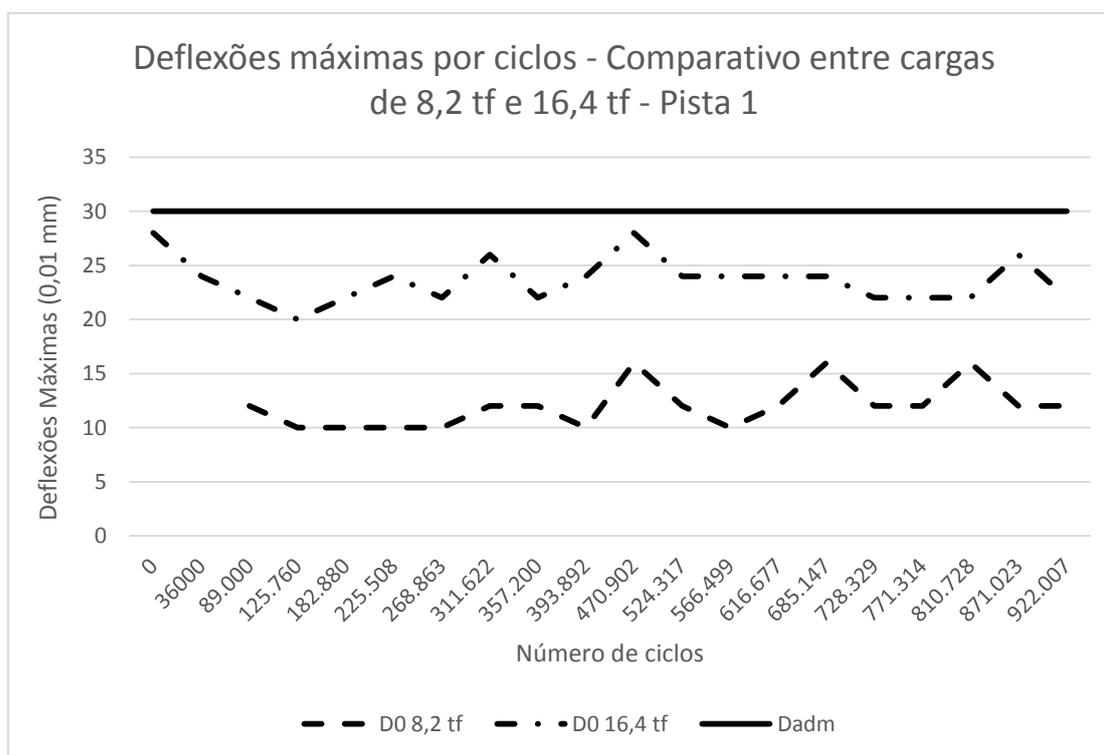
Figura 101: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo – 16,4 tf



Fonte: Acervo pessoal

Verificou-se que ao longo da simulação que as deflexões ficaram sempre abaixo da deflexão máxima admissível exigida em projeto que era de  $30 \times 10^{-2}$  mm. Pode-se observar isso através da Figura 102 para carga aplicada de 8,2 tf por eixo e para carga de 16,4 tf aplicada por eixo.

Figura 102: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego – Pista 01 – 8,2 tf e 16,4 tf



Fonte: Acervo pessoal

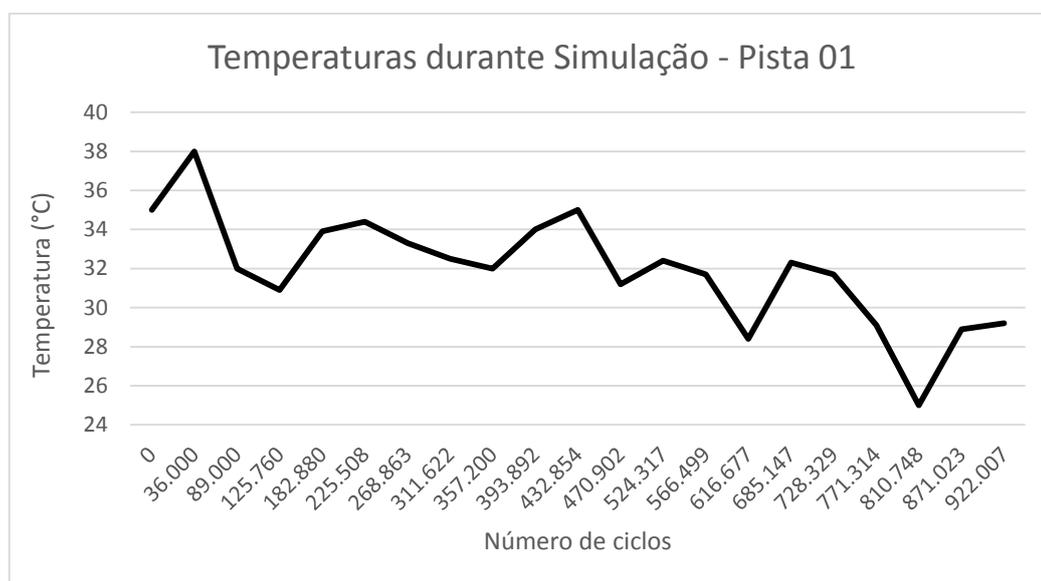
Verificamos que mesmo utilizando um carregamento de 16,4 tf (dobro do estabelecido na norma DNIT 024/94 de 8,2 tf por eixo), as deflexões máximas ficaram abaixo da deflexão admissível definida pelo projeto, com raios de curvatura sempre acima de 100 m, assim podemos dizer que as camadas do pavimento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

Como podemos observar na Figura 102, as deflexões máximas não começaram a aumentar até que ultrapassassem a deflexão máxima admissível, que seria a fase de fadiga do pavimento. Podemos dizer que a pista experimental 01, após o tempo

de vida do projeto de 10 anos, ainda se encontra na fase elástica, admitindo-se um super dimensionamento para o tempo de projeto considerado, mas assumindo assim a postergação da necessidade de manutenção

Como foi citado na revisão bibliográfica, a temperatura é um fator que pode afetar os valores das deflexões. Na Figura 103 mostra-se os valores das temperatura durante o período de simulação da Pista 01. Nas Tabela 38 e na Tabela 39 são expostos os valores das deflexões máximas medidas e os valores das deflexões máximas corrigidas tanto pelo ábaco (Figura 28) como pela Equação 3, com temperaturas de referência de 25°C e 21°C, respectivamente.

Figura 103: Valores das temperaturas durante simulação - Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Tabela 37: Deflexões máximas medidas e deflexões máximas corrigidas – Pista 01 – 8,2 tf

Ciclo	D0 Medição	D0 Ábaco	D0 Fórmula
0	-	-	-
36.000	-	-	-
89.000	12	11,55	10,83
125.760	10	9,71	9,11
182.880	10	9,48	8,89
225.508	10	9,45	8,85
268.863	10	9,53	8,93
311.622	12	11,51	10,79
357.200	12	11,55	10,83
393.892	10	9,48	8,88
432.854	-	-	-
470.902	16	15,50	14,53
524.317	12	11,52	10,80
566.499	10	9,65	9,05
616.677	12	11,88	11,16
685.147	16	15,37	14,41
728.329	12	11,58	10,86
771.314	12	11,82	11,09
810.748	16	16,26	15,31
871.023	12	11,84	11,11
922.007	12	11,81	11,08

Fonte: Acervo pessoal

Tabela 38: Deflexões máximas medidas e deflexões máximas corrigidas – Pista 01 – 16,4 ff

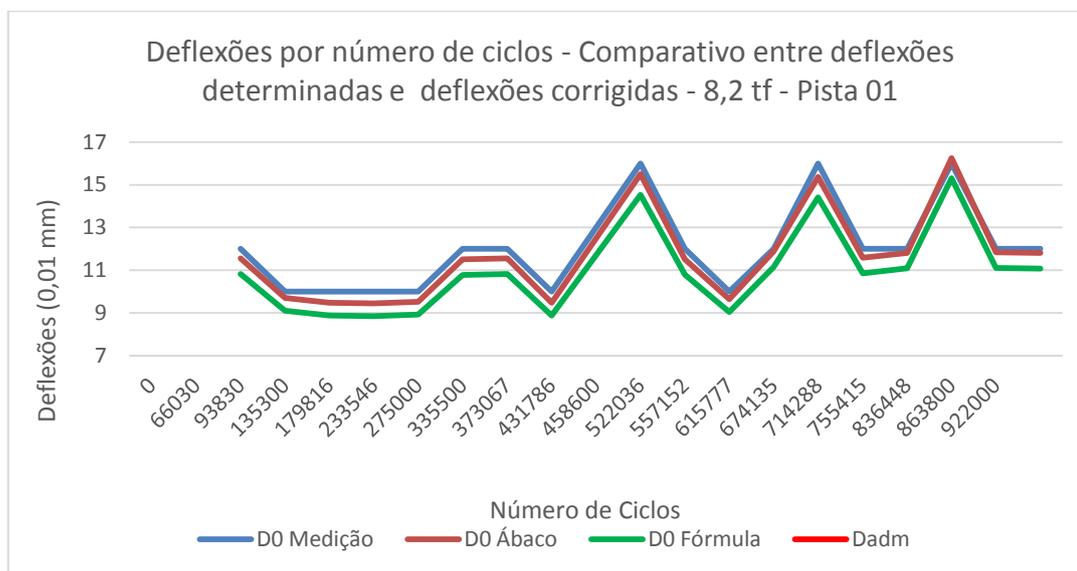
Ciclo	D0 Medição	D0 Ábaco	D0 Fórmula
0	28	26,32	24,67
36.000	24	22,01	20,65
89.000	22	21,18	19,86
125.760	20	19,42	18,21
182.880	22	20,86	19,55
225.508	24	22,67	21,25
268.863	22	20,96	19,65
311.622	26	24,93	23,37
357.200	22	21,18	19,86
393.892	24	22,74	21,31
432.854	22	20,68	19,38
470.902	28	27,13	25,44
524.317	24	23,03	21,59
566.499	24	23,16	21,71
616.677	24	23,76	22,31
685.147	24	23,05	21,61
728.329	22	21,23	19,90
771.314	22	21,67	20,33
810.748	22	22,35	21,05
871.023	26	25,65	24,07
922.007	22	21,65	20,32

Fonte: Acervo pessoal

Na Figura 104 e Figura 105 podemos ver graficamente que as deflexões não variam muito quando trazemos os valores das deflexões para as temperaturas de referência de cada método (ábaco e fórmula). Oliveira e Fabrício (1968) *apud* Motta (1979), já haviam constatado que entre as temperaturas de 20°C e 50°C, não havia influência, e que as dispersões seriam naturais às determinações, especialmente para as determinações com a viga Benkelman. Motta (1979) também cita os dados da AASHO ROAD TEST onde os mesmos mostram que acima da temperatura de 26,7°C a influência da temperatura é praticamente constante, e que a influência é mais acentuada quando a temperatura varia entre -1°C e 10°C. A influência também se torna mais evidente para temperaturas acima de 66°C. Temperaturas extremas,

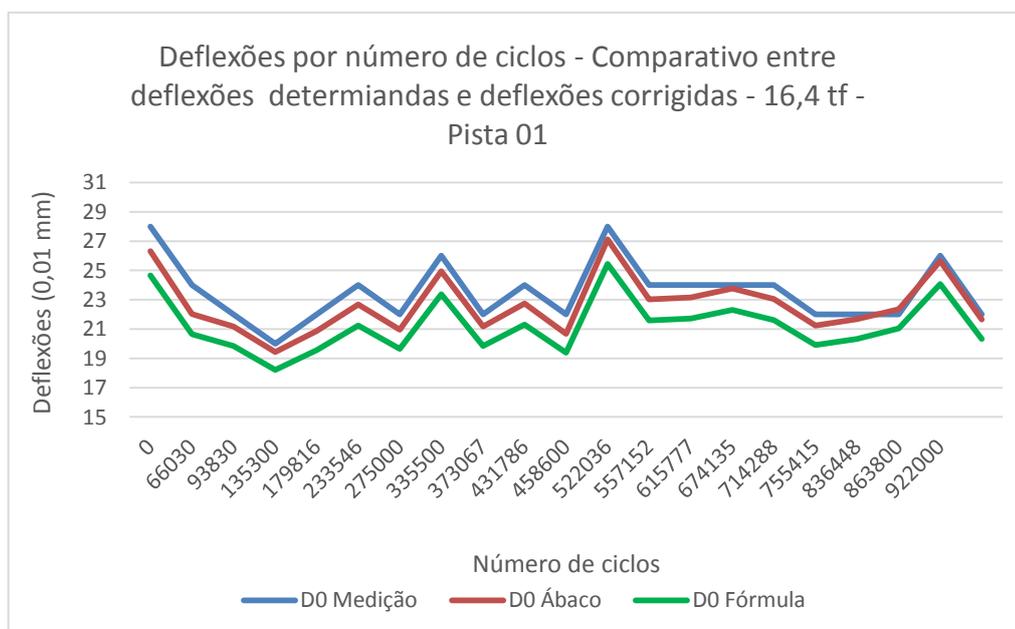
para mais ou para menos, não são normais em nosso país. O que corrobora a não utilização de aquecimento artificial do pavimento pelo simulador.

Figura 104: Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 8,2 tf – Pista 01



Fonte: Acervo pessoal

Figura 105: Comparação entre deflexões máximas determinadas e as corrigidas pelas temperaturas padrões adotadas – 16,4 tf – Pista 01



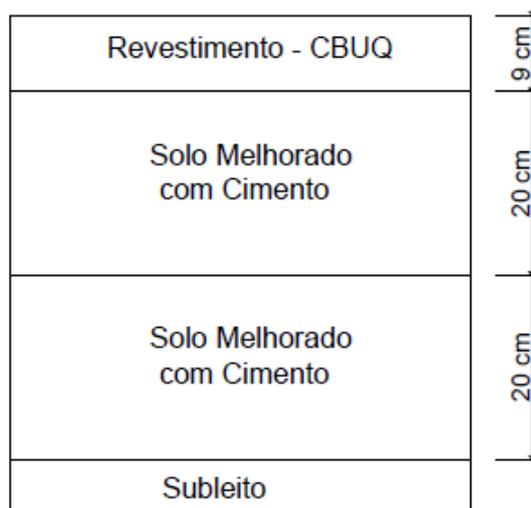
Fonte: Acervo pessoal

## 4.2.2 Pista 02

### 4.2.2.1 Execução

A pista 02, construída no mês de abril de 2018, possui camadas de sub-base e base de 20 cm de espessura cada compostas com solo da jazida do Km 373 (solo JP6) da BR-101 melhorado com cimento. A camada de revestimento é composta por concreto asfáltico modificado com borracha com 9 cm de espessura. A Figura 106 ilustra as espessuras e materiais a serem empregados nas diversas camadas da Pista 02.

Figura 106: Estrutura do pavimento da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

A execução da camada de sub-base da pista 02 foi realizada com 16 passadas do rolo pé de carneiro mais 04 passadas do rolo de pneu para compactação. A Figura 107 apresenta a distribuição do cimento sobre a camada de sub-base, a recicladora realizando a mistura do cimento com o solo e a posterior compactação.

Figura 107: Distribuição, homogeneização e compactação da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Os resultados dos ensaios do controle tecnológico da sub-base e da base da pista 02 são apresentados nas Tabela 40 e Tabela 41, respectivamente.

Tabela 39: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 02

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	98,1%	98,6%	$\geq 100\%$	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	10,9%	10,8%	11,7% %	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	-0,80%	-0,90%	-2% $<\Delta h < +1\%$	DNIT - 140/2010 -ES
ISC	148,00%	130,00%	$\geq 20\%$	DNIT - 140/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	$\leq 1,0\%$	DNIT - 140/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 140/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-2-6	A-2-6	-	-
Classificação "SUCS"	SM-SC	SM-SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valor</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1 \text{ Mpa}$	Modificada	587 MPa	DNIT - 134/2017 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Verificamos na Tabela 40 que o grau de compactação não atingiu o requisito mínimo de 100% como exigido pela norma regulamentadora.

Tabela 40: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 02

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	100,50%	100,10%	$\geq 100\%$	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	10,60%	10,60%	12,30%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	-1,70%	-1,70%	$\pm 2,0\%$	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	107,00%	110,00%	$\geq 80\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	$\leq 0,5\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	28,60%	24,80%	$\leq 25\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	8,70%	8,30%	$\leq 6\%$	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-2-4	A-2-4	-	-
Classificação "SUCS"	SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valor</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1 \text{ Mpa}$	Modificada	587 Mpa	DNIT - 134/2010 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Os resultados do controle tecnológico mostrados na Tabela 41 mostram que o índice de plasticidade ficou acima do máximo exigido de 6%.

A execução do revestimento de concreto asfáltico da pista 02 é apresentada na Figura 108.

Figura 108: Fases da execução do revestimento asfáltico da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

A Tabela 41 apresenta os resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 02. Os resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 02 são apresentados na Tabela 42.

A faixa granulométrica das amostras coletadas na execução da Pista 02 é apresentada na Figura 109.

Tabela 41: Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 02.

	Peneiras			Dados Obtidos			Especificação	
	Pol	(mm)	Projeto	Pista Experimental 02			Faixa B - DNIT 031/2004 - ES	
				AM-01	AM-02	Média	Mínimo	Máximo
Granulometria	1"	25,4	100	100	100	100	95	100
	3/4"	19,1	100	99	98,9	98,9	80	100
	1/2"	12,7	97,4	82,9	82,9	82,7	60	100
	3/8"	9,5	58,4	70,9	68,2	69,6	45	80
	n°4	4,8	42,2	46,7	45,7	46,2	28	60
	n°10	2	30,3	34,3	33,9	34,1	20	45
	n°40	0,42	19,2	20,4	19,7	20	10	32
	n°80	0,18	11,4	10,6	10,8	10,7	8	20
	n°200	0,075	5,3	4,7	4,9	4,8	3	8
	Teor	(%)	5	4,79	4,82	4,81	4,7	5,3
Características Marshall	Den. Teórica	(g/cm <sup>3</sup> )	2,586	2,594	2,594	2,59	-	-
	Den. Aparente	(g/cm <sup>3</sup> )	2,483	2,493	2,489	2,491	-	-
	Vv	(%)	3,99	3,89	4,05	3,97	3	5
	RBD	(%)	75,68	74,9	74,1	74,5	65	78
	Estabilidade	(Kgf)	1442,17	-	-	-	800	-
	Fluência	(mm)	3,15	-	-	-	2	4
	VAM	(%)	16,4	15,5	15,6	15,6	15	-
	RTCD	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	9,89	-	-	-	7,5	-

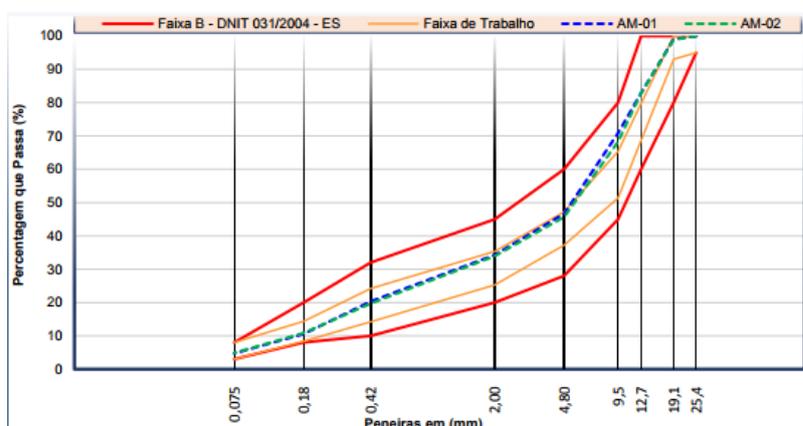
Fonte: Acervo pessoal

Tabela 42: Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 02

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

Fonte: Acervo pessoal

Figura 109: Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo



Fonte: Acervo pessoal

#### 4.2.2.2 Medidas deflectométricas

Para a execução das pistas experimentais, foi realizado o levantamento deflectométrico utilizando a Viga Benkelman para verificação das condições iniciais do subleito.

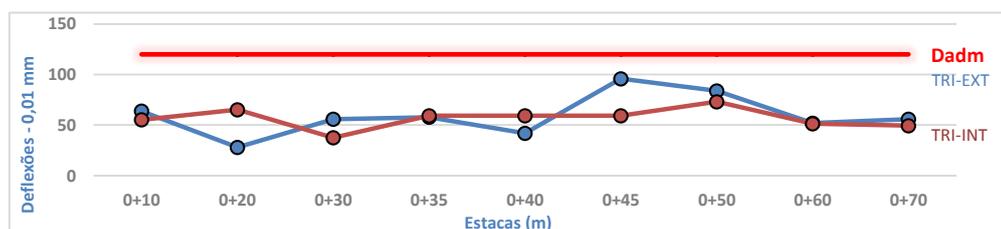
A Tabela 43 e a Figura 110 apresentam os dados do levantamento deflectométrico realizado na Pista 02 após a execução de cada camada e antes do início da simulação de tráfego.

Tabela 43: Resultados levantamento deflectométrico após execução das camadas – Pista 02

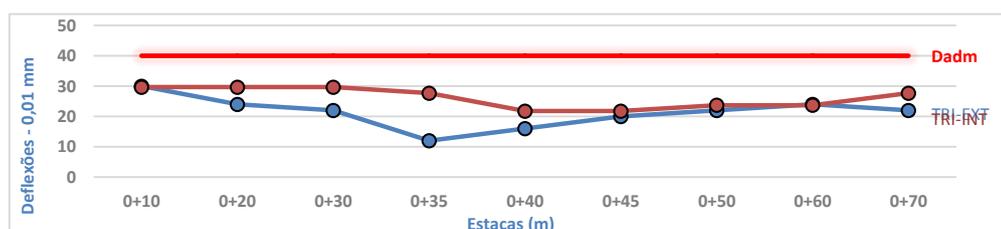
Estrutura	Material	Est. (m)	Resultados de Campo						Dadm (0,01mm)
			TRI-EXT			TRI-INT			
			L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	D <sub>o</sub>	L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	D <sub>o</sub>	
Sub-Leito	Solo Natural	0+10	500	<b>468</b>	64	500	<b>472</b>	55	120
		0+20	500	<b>486</b>	28	500	<b>467</b>	65	120
		0+30	500	<b>472</b>	56	500	<b>481</b>	38	120
		0+35	500	<b>471</b>	58	500	<b>470</b>	59	120
		0+40	500	<b>479</b>	42	500	<b>470</b>	59	120
		0+45	500	<b>452</b>	96	500	<b>470</b>	59	120
		0+50	500	<b>458</b>	84	500	<b>463</b>	73	120
		0+60	500	<b>474</b>	52	500	<b>474</b>	51	120
Sub-Base	Solo AE + 20% KR	0+10	500	<b>485</b>	30	500	<b>485</b>	30	40
		0+20	500	<b>488</b>	24	500	<b>485</b>	30	40
		0+30	500	<b>489</b>	22	500	<b>485</b>	30	40
		0+35	500	<b>494</b>	12	500	<b>486</b>	28	40
		0+40	500	<b>492</b>	16	500	<b>489</b>	22	40
		0+45	500	<b>490</b>	20	500	<b>489</b>	22	40
		0+50	500	<b>489</b>	22	500	<b>488</b>	24	40
		0+60	500	<b>488</b>	24	500	<b>488</b>	24	40
Base	Solo Melhorado (3%)	0+10	500	<b>489</b>	22	500	<b>485</b>	30	40
		0+20	500	<b>490</b>	20	500	<b>490</b>	20	40
		0+30	500	<b>490</b>	20	500	<b>487</b>	26	40
		0+35	500	<b>492</b>	16	500	<b>489</b>	22	40
		0+40	500	<b>498</b>	4	500	<b>487</b>	26	40
		0+45	500	<b>490</b>	20	500	<b>489</b>	22	40
		0+50	500	<b>489</b>	22	500	<b>488</b>	24	40
		0+60	500	<b>487</b>	26	500	<b>487</b>	26	40
Revestimento	Mistura Asfáltica (FX-B)	0+10	500	<b>496</b>	8	500	<b>498</b>	4	30
		0+20	500	<b>497</b>	6	500	<b>494</b>	12	30
		0+30	500	<b>494</b>	12	500	<b>495</b>	10	30
		0+35	500	<b>496</b>	8	500	<b>497</b>	6	30
		0+40	500	<b>493</b>	14	500	<b>496</b>	8	30
		0+45	500	<b>495</b>	10	500	<b>497</b>	6	30
		0+50	500	<b>496</b>	8	500	<b>495</b>	10	30
		0+60	500	<b>498</b>	4	500	<b>496</b>	8	30
0+70	500	<b>494</b>	12	500	<b>497</b>	6	30		

Fonte: Acervo pessoal

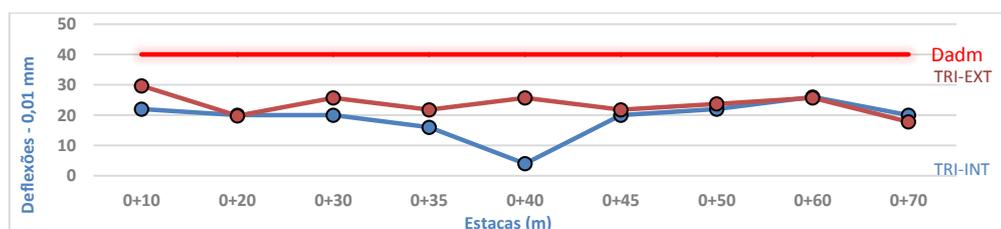
Figura 110: Levantamento deflectométrico por camada – Pista 02



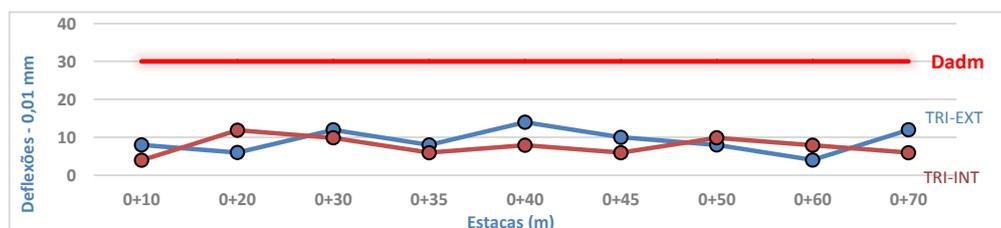
(a) Sub-leito: Solo Natural



(b) Sub-base: SMC



(c) Base: SMC



(d) Revestimento: Concreto Asfáltico

Fonte: Acervo pessoal

O segundo trecho experimental, Pista 02, com sub-base e base com solo JP6 com 3% de cimento Portland, tem os resultados das medidas de deflexão máximas, deflexões intermediárias para o traçado das bacias de deformação e os raios de curvatura mostrados na Tabela 44 para uma carga aplicada por eixo de 8,2 tf, e na Tabela 45, com uma carga aplicada de 16,4 tf. Assim como na Pista 01, a Pista 02

foi simulada com o total de 922.000 ciclos correspondente à 10 anos de projeto e à um número  $N_{USACE}$  de  $5,7 \times 10^7$ .

Tabela 44: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura – Pista 02 - 8,2 tf

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

Fonte: Acervo pessoal

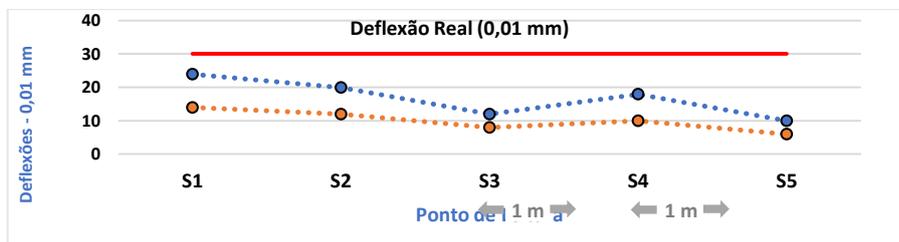
Tabela 45: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raio de curvatura – Pista 02 – 16,4 tf

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

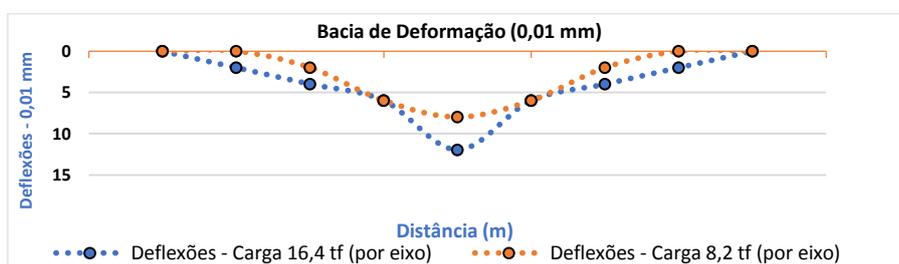
Fonte: Acervo pessoal

Da Figura 111 a Figura 130, são mostradas as deflexões máximas medidas nas seções em que foram divididas a Pista 02 e as bacias de deformação levantadas para o pavimento.

Figura 111: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 0



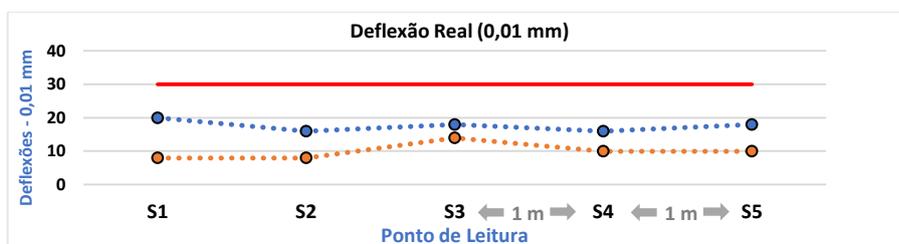
(a) Deformações máximas



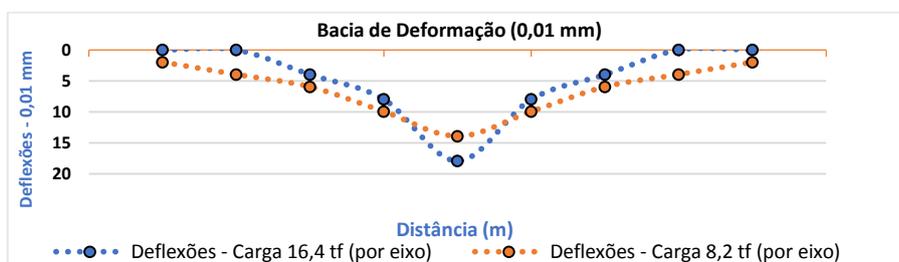
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 112: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 66.030



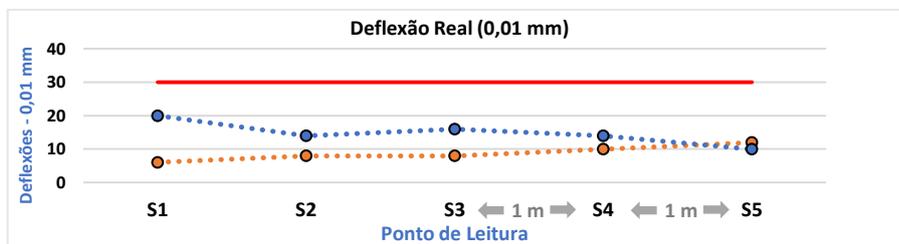
(a) Deformações máximas



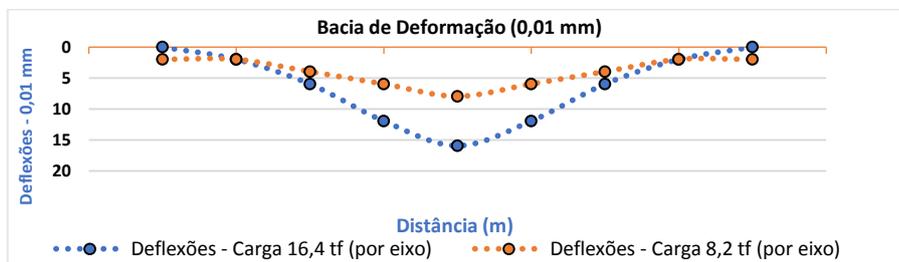
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 113: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 93.830



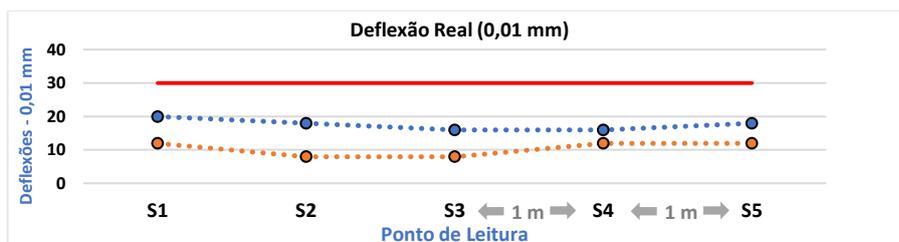
(a) Deformações máximas



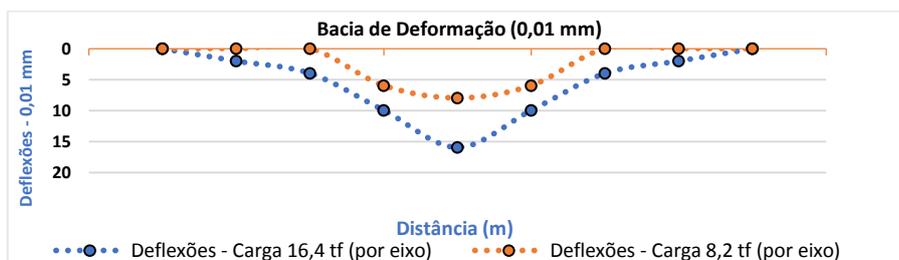
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 114: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 135.300



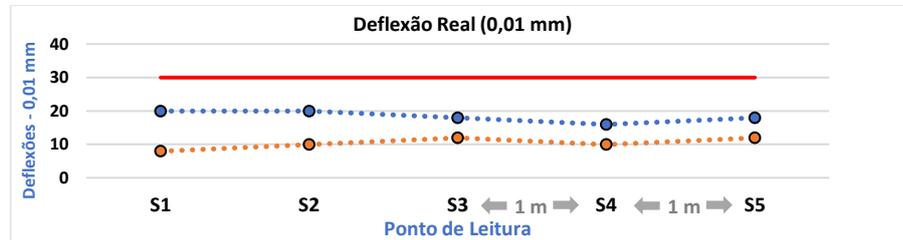
(a) Deformações máximas



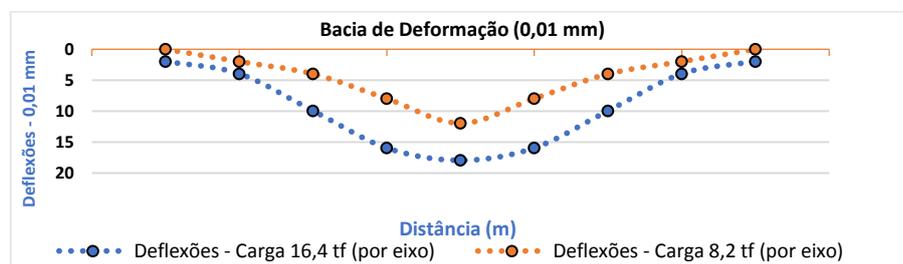
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 115: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 179.816



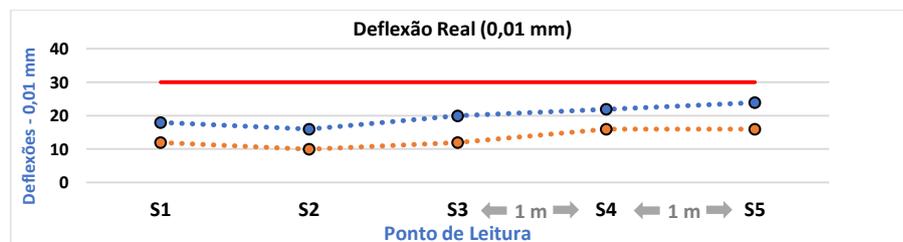
(a) Deformações máximas



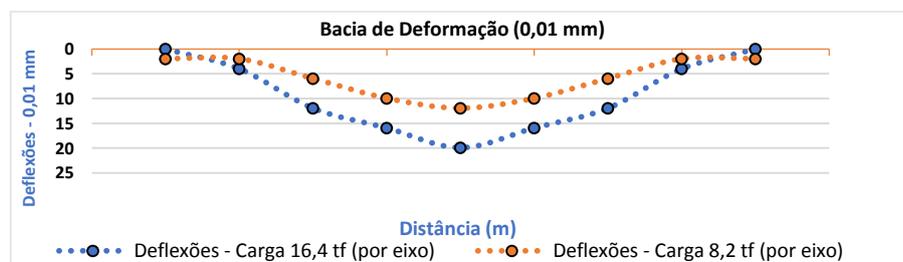
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 116: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 233.546



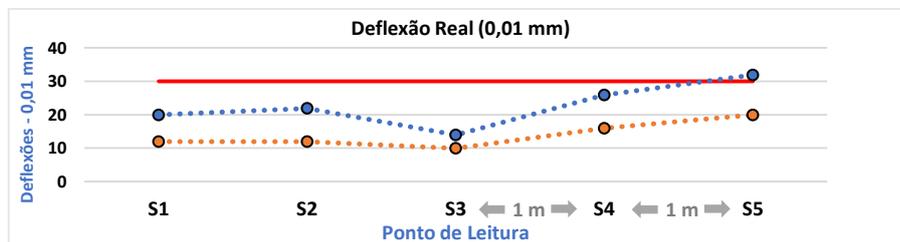
(a) Deformações máximas



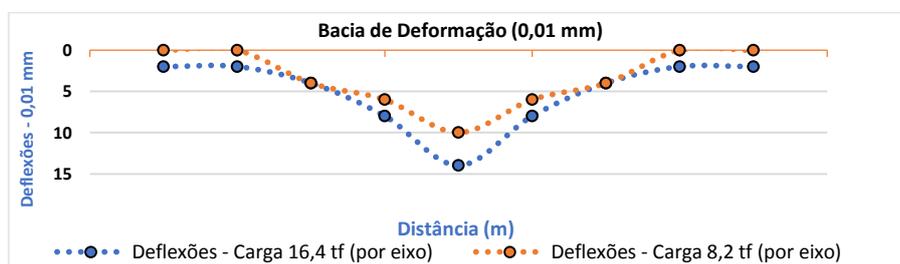
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 117: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 275.000



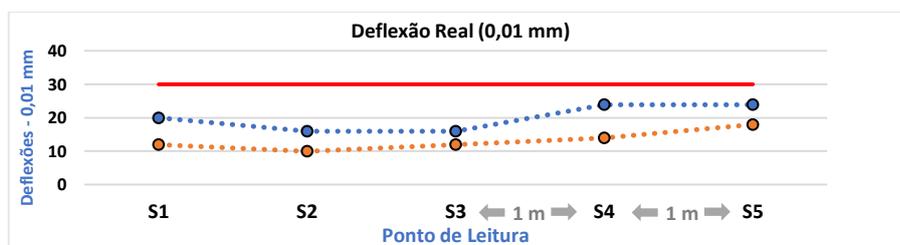
(a) Deformações máximas



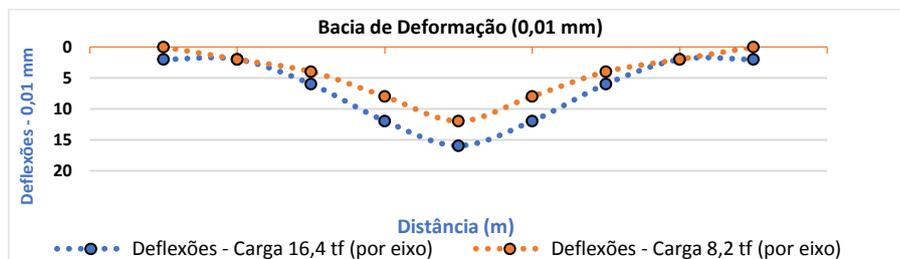
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 118: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 335.500



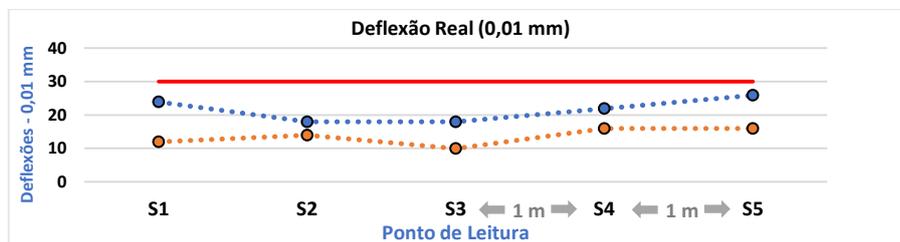
(a) Deformações máximas



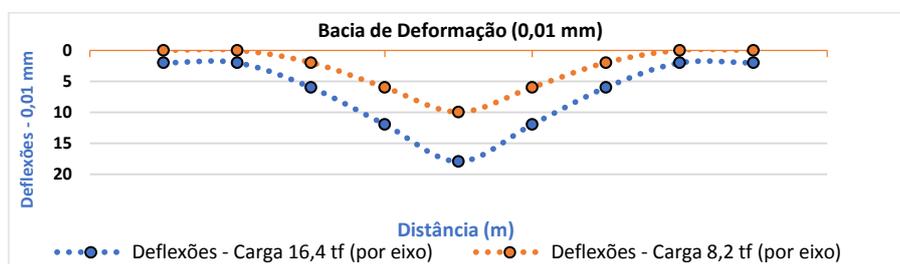
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 119: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 373.067



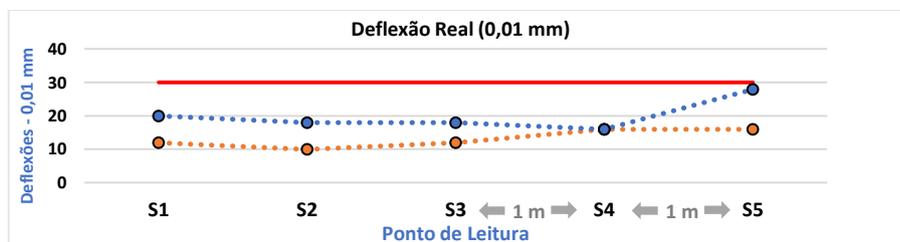
(a) Deformações máximas



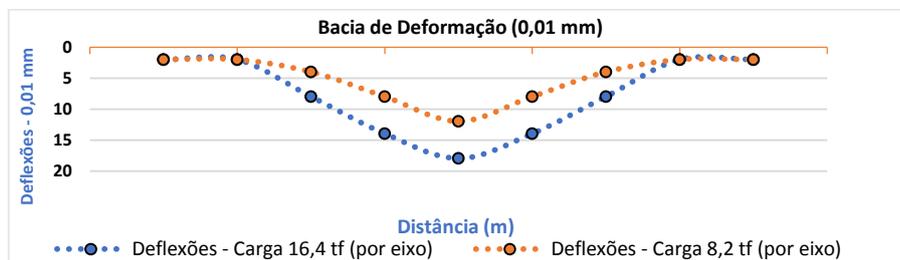
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 120: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 431.786



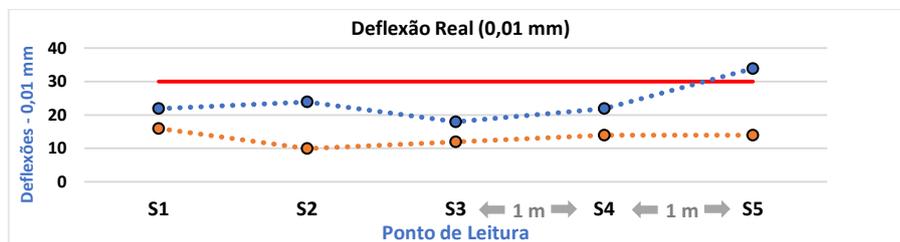
(a) Deformações máximas



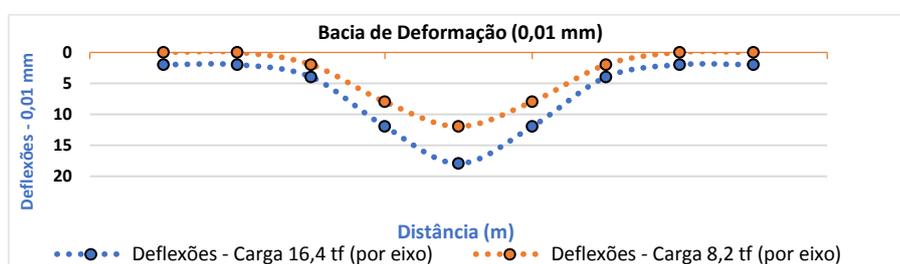
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 121: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 458.600



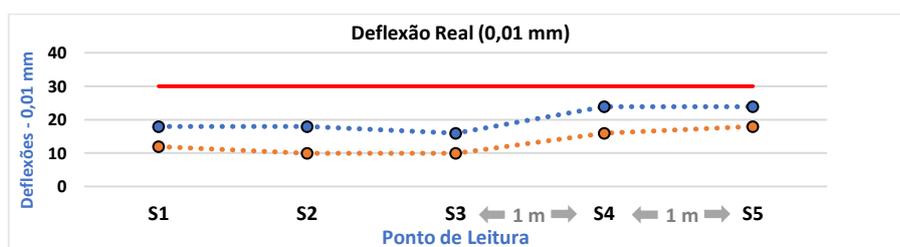
(a) Deformações máximas



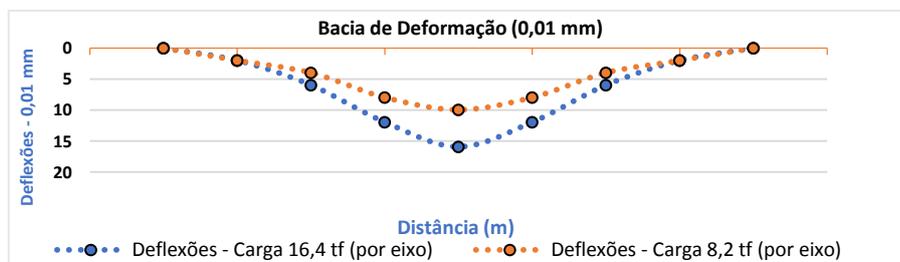
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 122: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 522.036



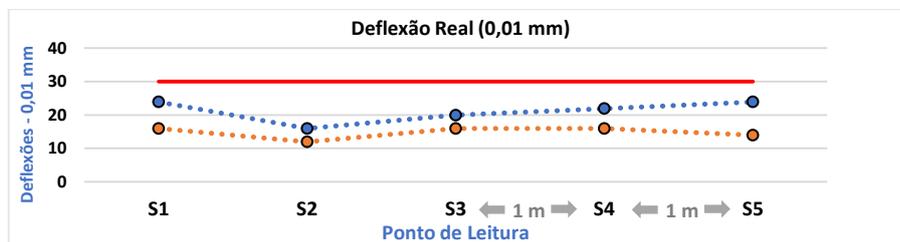
(a) Deformações máximas



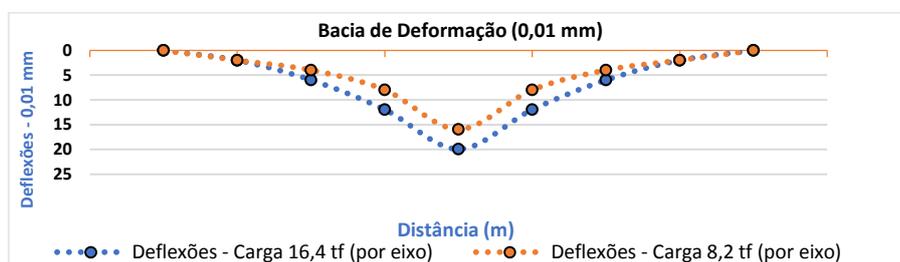
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 123: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 557.152



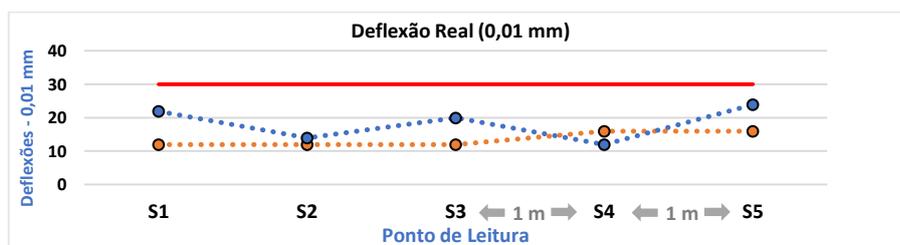
(a) Deformações máximas



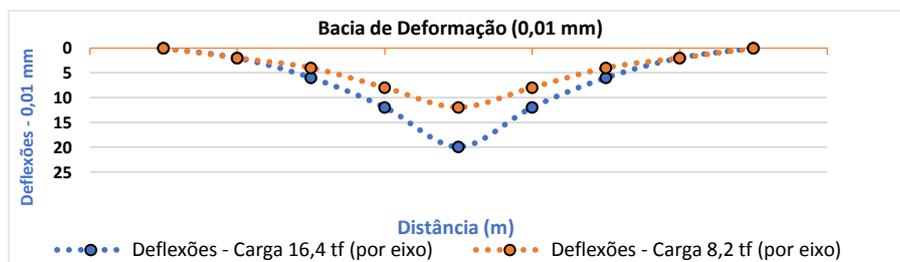
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 124: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 615.777



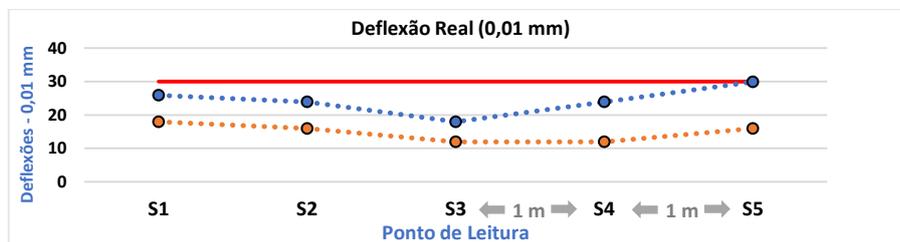
(a) Deformações máximas



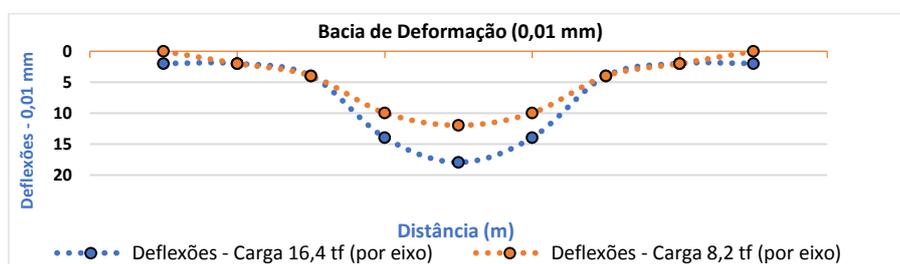
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 125: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 674.135



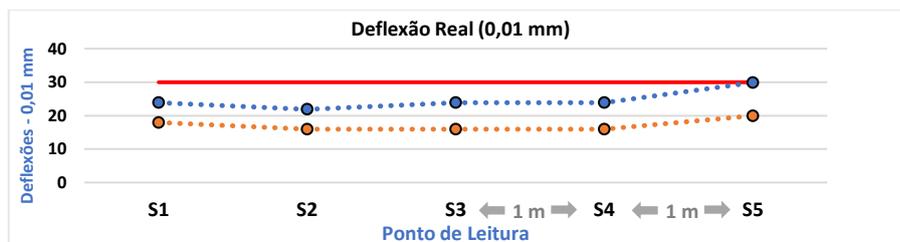
(a) Deformações máximas



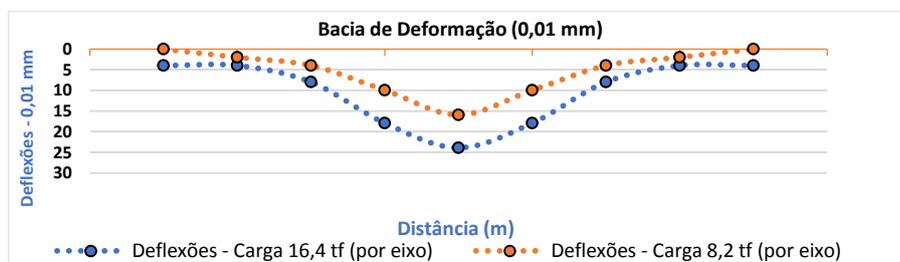
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 126: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 714.288



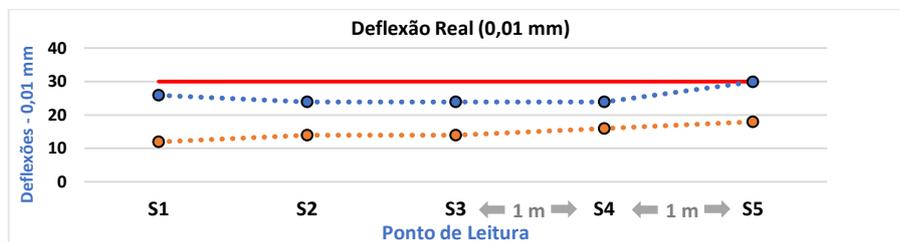
(a) Deformações máximas



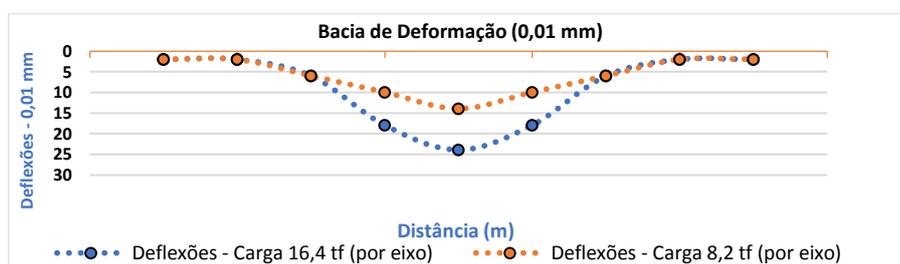
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 127: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 755.415



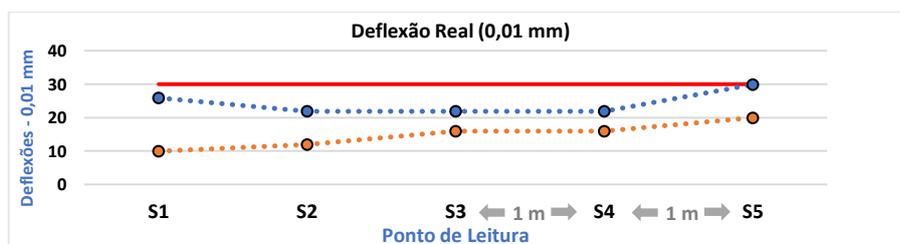
(a) Deformações máximas



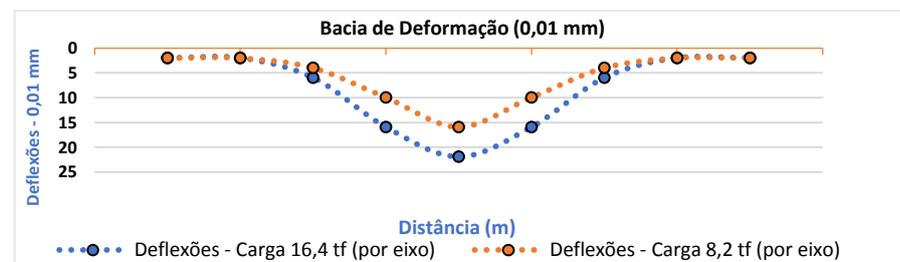
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 128: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 836.448



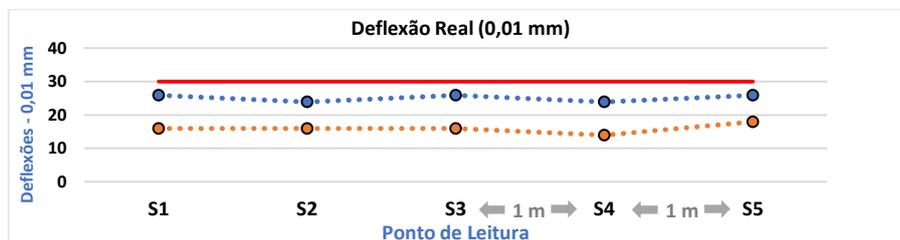
(a) Deformações máximas



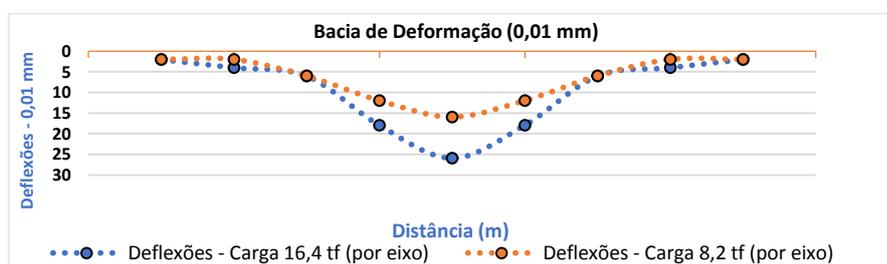
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 129: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 863.800



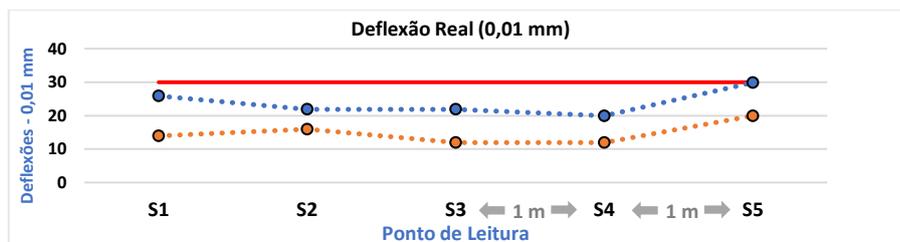
(a) Deformações máximas



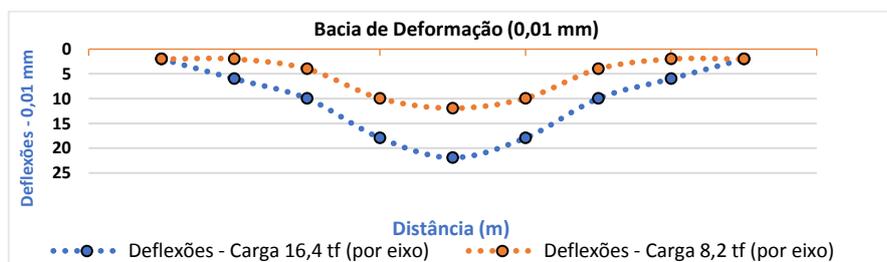
(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 130: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.002



(a) Deformações máximas

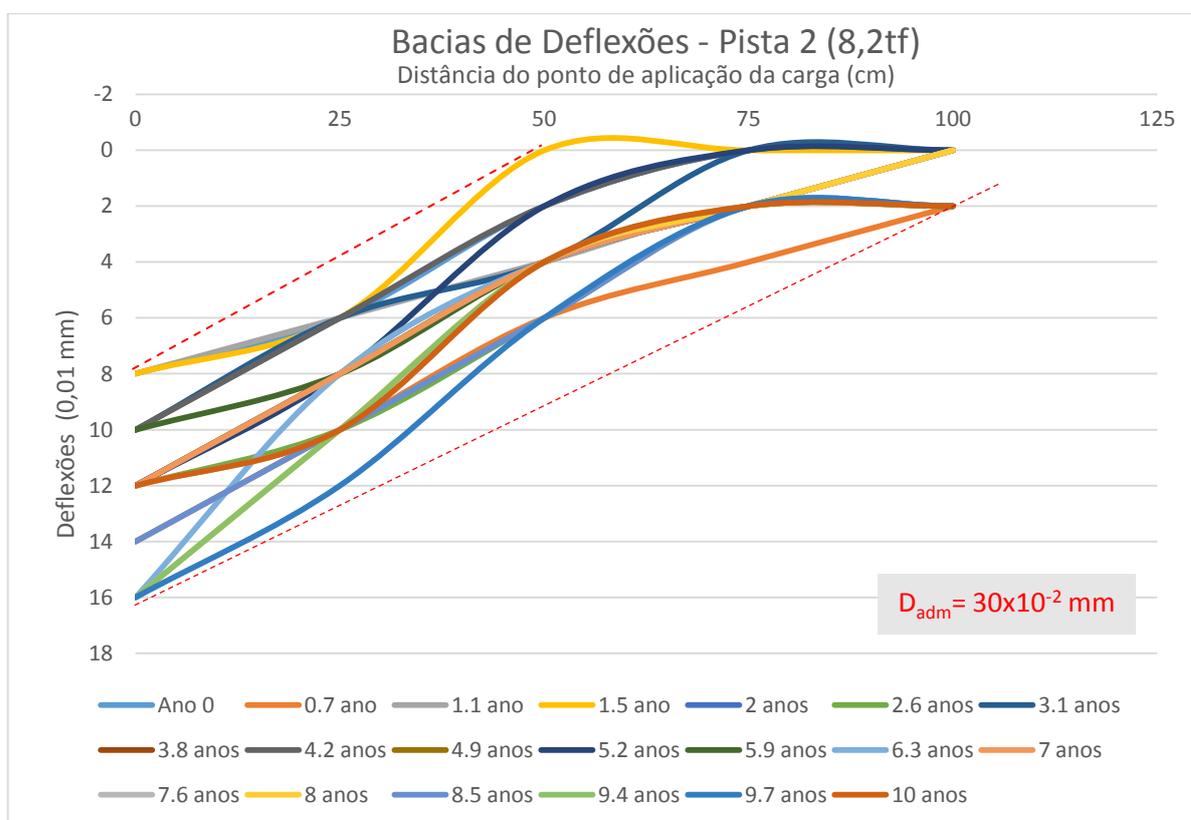


(b) Bacias de deformação

Fonte: Acervo pessoal

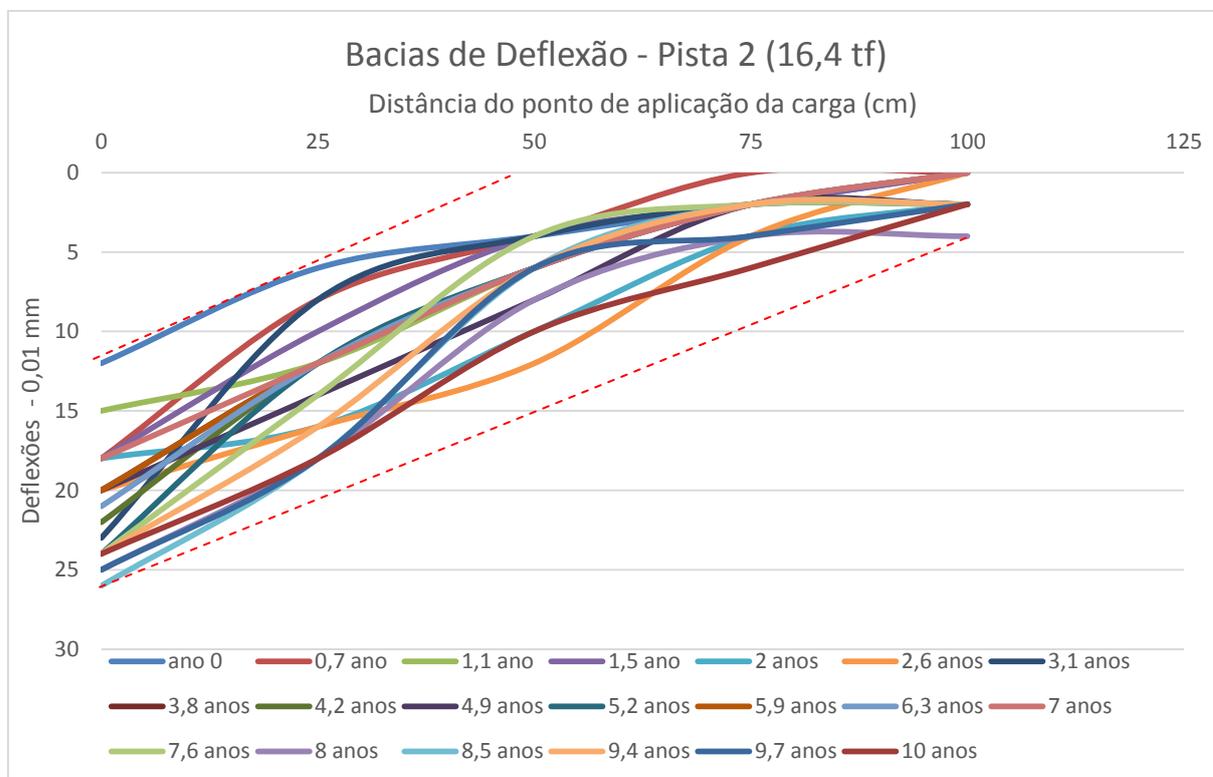
Verifica-se na Figura 131 as bacias de deflexões ao longo de toda simulação e que para uma carga de 8,2 tf por eixo, as deflexões máximas verificadas no ponto de aplicação da carga variam de 8 a  $16 \times 10^{-2}$  mm. Na Figura 132 temos os mesmos dados para a carga de 16,4 tf por eixo, e mesmo para o dobro da carga, as deflexões máximas variam de 12 a  $26 \times 10^{-2}$  mm. Ambas as situações as deflexões ficaram abaixo da máxima deflexão admissível em projeto de  $30 \times 10^{-2}$  mm.

Figura 131: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo - Pista 02 - 8,2 tf



Fonte : Acervo pessoal

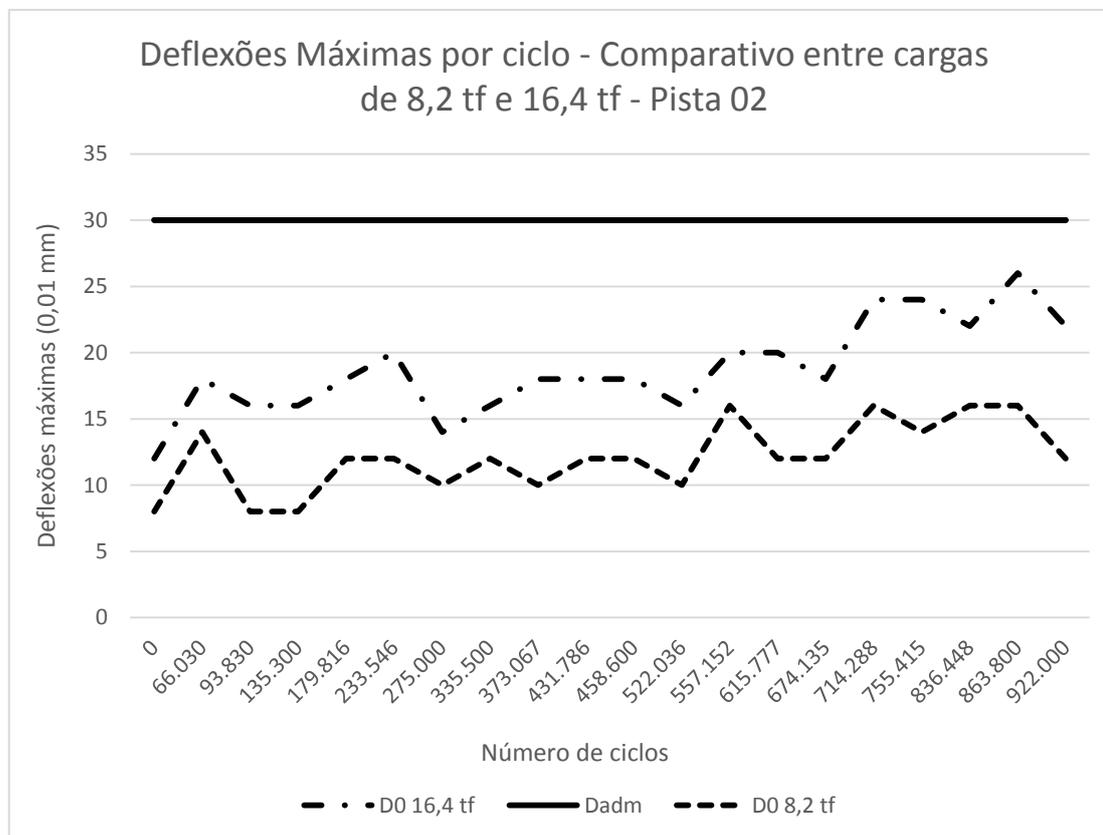
Figura 132: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo – Pista 02 – 16,4 tf



Fonte: Acervo pessoal

Verificou-se que ao longo da simulação as deflexões ficaram sempre abaixo da deflexão máxima admissível exigida em projeto que era de  $30 \times 10^{-2}$  mm. Constatamos estes dados graficamente através da Figura 133 para carga aplicada de 8,2 tf por eixo e para a carga de 16,4 tf aplicada por eixo.

Figura 133: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego - 8,2 tf e 16,4 tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

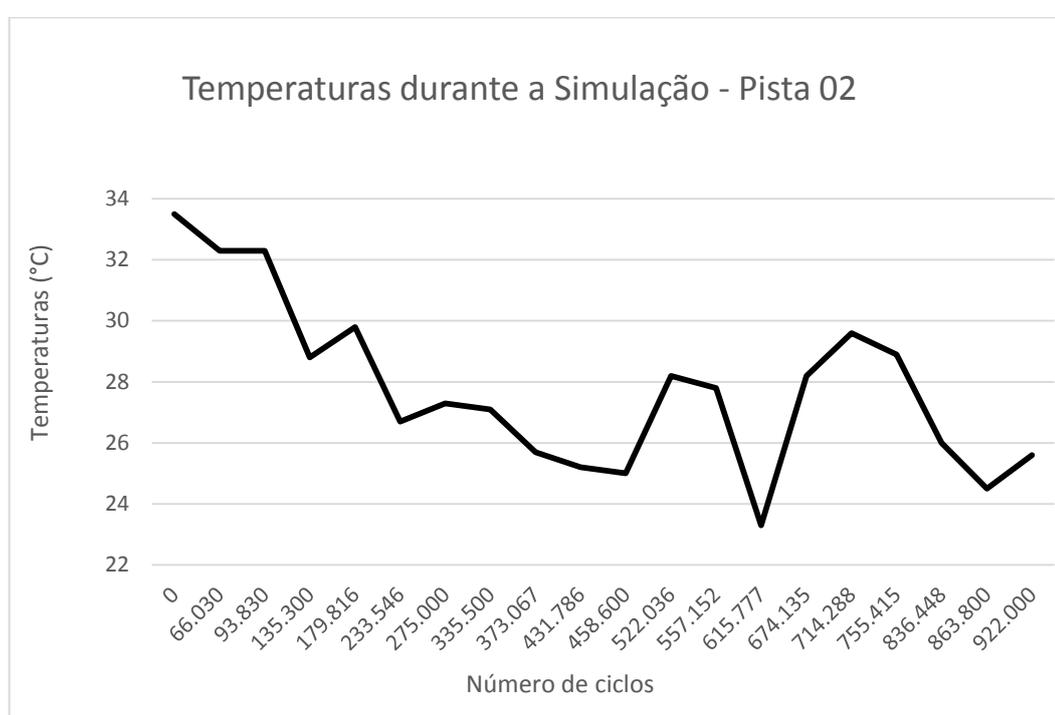
Assim como na Pista 01, na Pista 02 encontramos que, mesmo utilizando um carregamento de 16,4 tf (dobro do estabelecido na norma DNIT 024/94, que é de 8,2 tf por eixo), as deflexões máximas ficaram abaixo da deflexão máxima admissível definida em projeto, com raios de curvatura sempre acima de 100 m, concluindo que as camadas do pavimento trabalham de forma solidária e que as camadas, tanto superiores quanto inferiores, estão em bom estado.

As deflexões máximas não começaram a aumentar até que ultrapassem a deflexão máxima admissível, que seria a fase de fadiga do pavimento. Podemos dizer que a pista experimental 02, mesmo após o tempo de vida do projeto de 10 anos, ainda se encontra na fase elástica, admitindo-se um super dimensionamento para o tempo de

projeto considerado, mas admitindo-se assim a postergação da necessidade de manutenção.

Assim como para a Pista 01, para a Pista 02 as deflexões máximas também foram corrigidas em função da temperatura, tanto para o método do ábaco determinado pela norma do IP-DE-P00/003 do DER/SP, como pela fórmula exposta por Motta (1979). Na Figura 134 é mostrado as temperaturas ao longo da simulação da Pista 02.

Figura 134: Temperatura ao longo da simulação da Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Nas Tabelas 46 e Tabela 47 vemos valores das deflexões máximas medidas durante a simulação da Pista 02 e corrigidas, tanto pelo ábaco quanto pela fórmula, para as cargas sobre eixos de 8,2 tf e 16,4 tf, respectivamente.

Tabela 46: Valores das deflexões máximas medidas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 8,2 tf

Ciclo	D0 Medição	D0 Ábaco	D0 Fórmula
0	8	7,61	7,13
66.030	14	13,45	12,60
93.830	8	7,68	7,20
135.300	8	7,90	7,41
179.816	12	11,75	11,03
233.546	12	12,04	11,32
275.000	10	9,99	9,38
335.500	12	12,00	11,28
373.067	10	10,11	9,51
431.786	12	12,17	11,46
458.600	12	12,19	11,48
522.036	10	9,92	9,31
557.152	16	15,92	14,95
615.777	12	12,35	11,65
674.135	12	11,90	11,18
714.288	16	15,70	14,73
755.415	14	13,81	12,96
836.448	16	16,13	15,18
863.800	16	16,32	15,38
922.000	12	12,14	11,42

Fonte: Acervo pessoal

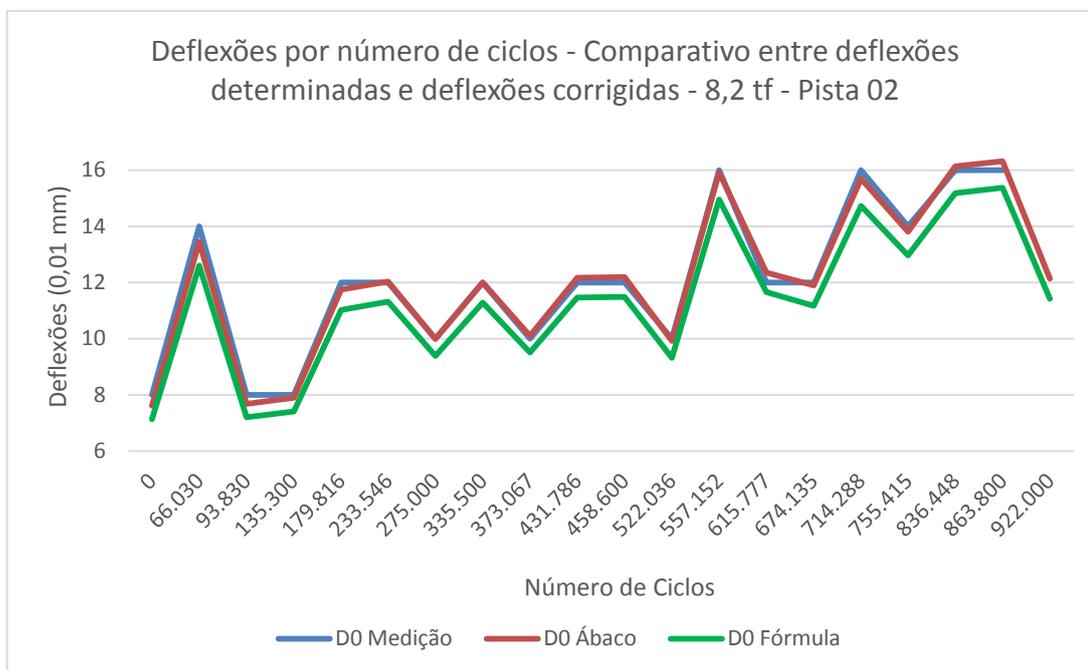
Tabela 47: Valores de deflexões máximas medidas e deflexões corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 16,4 tf

Ciclo	DO Medição	DO Ábaco	DO Fórmula
0	12	11,42	10,70
66.030	18	17,29	16,21
93.830	16	15,37	14,41
135.300	16	15,79	14,83
179.816	18	17,63	16,54
233.546	20	20,06	18,86
275.000	14	13,98	13,14
335.500	16	16,00	15,04
373.067	18	18,19	17,12
431.786	18	18,26	17,20
458.600	18	18,29	17,22
522.036	16	15,87	14,90
557.152	20	19,89	18,69
615.777	20	20,58	19,42
674.135	18	17,85	16,76
714.288	24	23,54	22,09
755.415	24	23,67	22,22
836.448	22	22,18	20,87
863.800	26	26,51	24,99
922.000	22	22,25	20,94

Fonte: Acervo pessoal

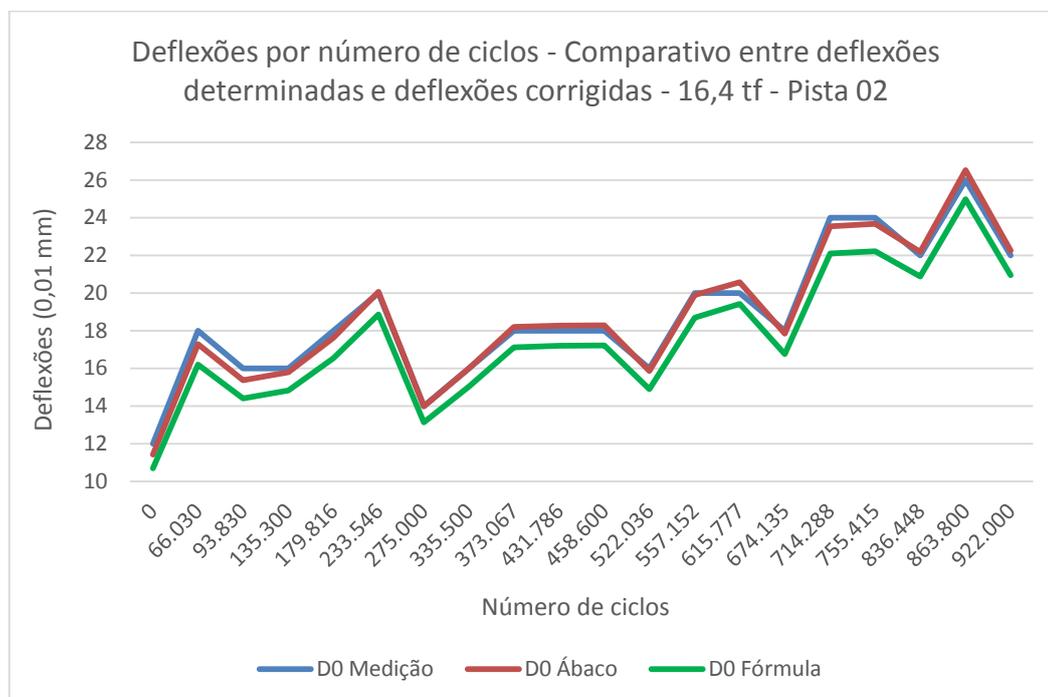
Podemos ver graficamente nas Figuras 135 e 136, a comparação entre os valores das deflexões determinadas durante a simulação da Pista 02 e os valores corrigidos das deflexões máximas.

Figura 135: Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 8,2 tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Figura 136: Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 16,4 tf – Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

Assim como foi mostrado para a Pista 01, as deflexões corrigidas pelas temperaturas padrão de cada método (ábaco e fórmula) para a Pista 02, apresentam valores pouco abaixo dos valores das deflexões medidas em campo, pois como vimos na Figura 134 as temperaturas durante o período da simulação não apresentaram valores extremos. Se as temperaturas locais fossem abaixo de 10°C ou acima de 66°C teríamos valores corrigidos bem diferentes dos valores medidos fazendo-se assim mais expressiva a necessidade de corrigirmos as deflexões devido à temperatura.

#### 4.2.3 Pista 04

##### 4.2.3.1 Execução

A Pista 04 foi construída em setembro de 2018 e a simulação se deu entre os meses de setembro e novembro de 2018.

A pista 04 possui uma camada de sub-base de 20 cm de espessura composta com solo da jazida do Km 368 da BR-101, solo AE, misturado com aditivo químico BlindaSolo® na proporção de 1:1000 tendo como reagente sulfato de alumínio na proporção de 1:5000 e uma camada de base de 20 cm composta de solo da jazida do Km 373, solo JP6, da BR-101 misturado com aditivo químico BlindaSolo® na proporção 1:1500 tendo como reagente a cal hidratada na proporção de 3%. A camada de revestimento foi de concreto asfáltico modificado com borracha com 9 cm de espessura. A Figura 137 ilustra as espessuras e materiais a serem empregados nas diversas camadas da Pista 04.

Figura 137: Estrutura do pavimento da Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

A Figura 138 mostra a homogeneização e mistura da base da Pista 04 e a Figura 139 da execução do revestimento da Pista 04.

Figura 138: Homogeneização e mistura de Blindasolo®+ CH 1 da base da Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

Figura 139: Execução do revestimento da Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

Os resultados dos ensaios do controle tecnológico da sub-base e da base da pista 04 são apresentados nas Tabela 48 e Tabela 49, respectivamente.

Tabela 48: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da sub-base da Pista 04

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	98,60%	97,00%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	15,00%	14,80%	12,30%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	-1,70%	-1,70%	±2,0%	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	33,70%	33,10%	≥ 20%	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,02%	0,04%	≤ 0,5%	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	33,50%	33,80%	≤ 25%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	11,10%	12,10%	≤ 6%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-6	A-6	-	-
Classificação "SUCS"	SC	SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valor</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1 \text{ Mpa}$	Intermediária	725 MPa	DNIT - 134/2017 - ME

Fonte: Acervo pessoal

Verificamos pela Tabela 48 que a camada de sub-base apresentaram alguns valores fora do recomendado pela respectiva norma regulamentadora, como grau de compactação abaixo de 100%, umidade acima da ótima, limite de liquidez e plasticidade elevados.

Tabela 49: Resultados dos ensaios de controle tecnológico da base da Pista 04

Parâmetros de Controle	Dados de Campo		Requisito	Norma Regulamentadora
	Estaca 0+30	Estaca 0+50		
Grau de Compactação	98,60%	97,10%	≥ 100%	DNIT - 164/2013 - ME
Umidade	12,40%	11,80%	12,30%	Ensaio de Compactação em Laboratório
Desvio de Umidade	-1,70%	-1,70%	±2,0%	DNIT - 142/2010 -ES
ISC	58,00%	82,40%	≥ 80%	DNIT - 142/2010 -ES
Expansão	0,00%	0,00%	≤ 0,5%	DNIT - 142/2010 -ES
Limite de Liquidez	23,60%	21,90%	≤ 25%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Plasticidade	7,90%	6,30%	≤ 6%	DNIT - 142/2010 -ES
Índice de Grupo	0	0	0	DNIT - 142/2010 -ES
Classificação "HRB"	A-2-4	A-2-4	-	-
Classificação "SUCS"	SC	SM-SC	-	-
Módulo de resiliência (MR)	<b>Tensão Confinante</b>	<b>Energia</b>	<b>Valor</b>	<b>Norma Regulamentadora</b>
	$\sigma_c = 0,1$ Mpa	Intermediária	1909	DNIT - 134/2010 - ME

Fonte: Acervo pessoal

O fabricante do estabilizante químico BlindaSolo® recomenda, para o ensaio de ISC, que após a compactação na umidade ótima, o corpo de prova sofra um processo de "cura", onde este deve perder 40% de umidade, o que permitirá a complementação das reações químicas dos produtos com o solo, favorecendo o processo de coesão, aproximando as partículas uma das outras do solo tratado e acelerando o processo de avaliação do comportamento das camadas assim tratadas. Após a "cura" o corpo de prova pode se soltar do molde devido à retração. Ainda segundo o fabricante, para que não haja penetração de água e para que o corpo de prova não fique solto dentro do molde, devemos retirá-lo, limpá-lo e recolocá-lo de volta ao molde e vedá-lo, lateralmente, com parafina líquida. Após isso o corpo de prova deve ser imerso em água por 96 horas e depois rompido da forma tradicional. Este procedimento não

foi seguido por recomendação do representante técnico da empresa fabricante presente durante a execução da Pista 04 para os corpos de prova retirados da mesma. Os resultados de ISC da amostra de campo diferem do resultado da amostra ensaiada na campanha de laboratório que foi de 146,8%.

A Tabela 50 apresenta os resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 04. Os resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 04 são apresentados na Tabela 51. A faixa granulométrica das amostras coletadas na execução da Pista 04 é apresentada na Figura 140.

Tabela 50: Resultados das amostras de revestimento asfáltico coletadas durante a execução da Pista 04

	Peneiras		Dados Obtidos				Especificação	
	Pol	(mm)	Projeto	Pista Experimental 04			Faixa B - DNIT 031/2004 - ES	
				AM-01	AM-02	Média	Mínimo	Máximo
Granulometria	1"	25,4	100	100	100	100	95	100
	3/4"	19,1	100	100	100	100	80	100
	1/2"	12,7	97,4	81,2	83,4	82,3	60	100
	3/8"	9,5	58,4	63,1	65,6	64,4	45	80
	n°4	4,8	42,2	45,5	49,5	47,5	28	60
	n°10	2	30,3	32,3	33,7	33,0	20	45
	n°40	0,42	19,2	19,1	19,9	19,5	10	32
	n°80	0,18	11,4	10,4	11,3	10,9	8	20
	n°200	0,075	5,3	4,6	5,3	5,0	3	8
	Teor	(%)	5	5,07	5,18	5,13	4,7	5,3
Características Marshall	Dens. Teórica	(g/cm <sup>3</sup> )	2,586	2,600	2,593	2,597	-	-
	Dens. Aparente	(g/cm <sup>3</sup> )	2,483	2,518	2,494	2,506	-	-
	Vv	(%)	3,99	3,10	3,80	3,45	3	5
	RBD	(%)	75,68	79,7	76,7	78,20	65	78
	Estabilidade	(Kgf)	1442,17	1391	1255	1323	800	-
	Fluência	(mm)	3,15	3,97	3,77	3,87	2	4
	VAM	(%)	16,4	15,4	16,4	15,9	15	-
	RTCD	(Kgf/cm <sup>2</sup> )	9,89	-	-	-	7,5	-

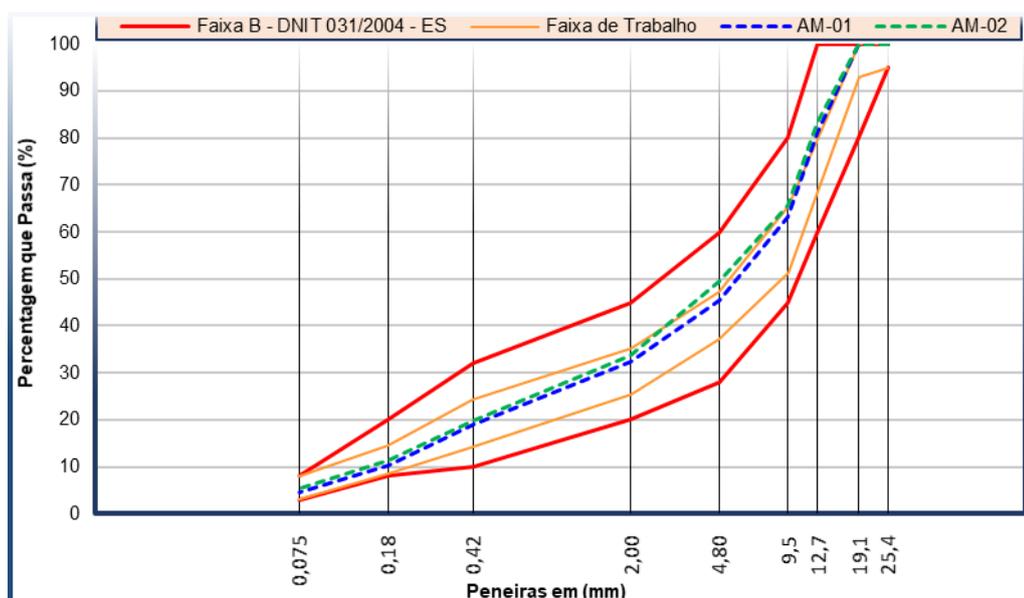
Fonte: Acervo pessoal

Tabela 51: Resultados dos corpos de prova extraídos após execução das camadas da Pista 04

		Projeto			Campo					h (cm)	GC (%)
		Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	Espessura (cm)	GC (%)	Densidade Aparente (g/cm <sup>3</sup> )						
					CP1	CP2	CP3	CP4	Média		
Pista 04	Eixo	2,483	9	≥ 97	2,525	2,515	2,507	2,481	2,507	10,0	101,0

Fonte: Acervo pessoal

Figura 140: Faixa granulométrica das amostras coletadas em campo – Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

#### 4.2.3.2 Medidas deflectométricas

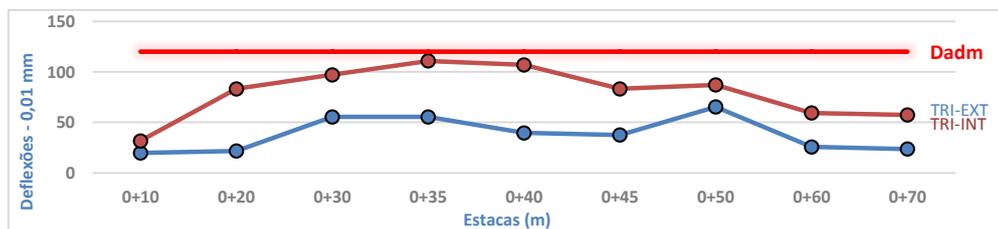
A Tabela 52 e a Figura 141 apresentam os dados do levantamento deflectométrico realizado na Pista 04 após a execução de cada camada e antes do início da simulação de tráfego.

Tabela 52: Resultados do levantamento deflectométrico após a execução de cada camada – Pista 04

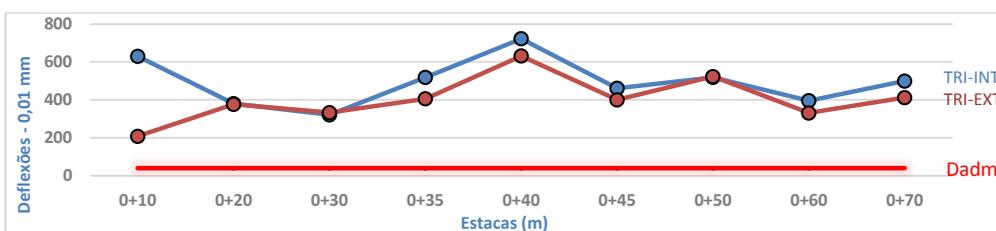
Estrutura	Material	Resultados de Campo						Dadm	
		EST. (m)	TRI-EXT			TRI-INT			
			L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	D <sub>o</sub>	L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>		D <sub>o</sub>
Sub-Leito	Solo Natural	0+10	500	<b>490</b>	20	500	<b>484</b>	32	120
		0+20	500	<b>489</b>	22	500	<b>458</b>	83	120
		0+30	500	<b>472</b>	55	500	<b>451</b>	97	120
		0+35	500	<b>472</b>	55	500	<b>444</b>	111	120
		0+40	500	<b>480</b>	40	500	<b>446</b>	107	120
		0+45	500	<b>481</b>	38	500	<b>458</b>	83	120
		0+50	500	<b>467</b>	65	500	<b>456</b>	87	120
		0+60	500	<b>487</b>	26	500	<b>470</b>	59	120
		0+70	500	<b>488</b>	24	500	<b>471</b>	57	120
Sub-Base	S.A. + Blindasolo®	0+10	500	<b>182</b>	630	500	<b>395</b>	208	40
		0+20	500	<b>308</b>	380	500	<b>310</b>	376	40
		0+30	500	<b>338</b>	321	500	<b>332</b>	333	40
		0+35	500	<b>238</b>	519	500	<b>295</b>	406	40
		0+40	500	<b>135</b>	723	500	<b>181</b>	632	40
		0+45	500	<b>267</b>	461	500	<b>298</b>	400	40
		0+50	500	<b>238</b>	519	500	<b>236</b>	523	40
		0+60	500	<b>300</b>	396	500	<b>333</b>	331	40
		0+70	500	<b>248</b>	499	500	<b>292</b>	412	40
Base	Blindasolo®+CH-1	0+10	500	<b>438</b>	123	500	<b>490</b>	20	40
		0+20	500	<b>478</b>	44	500	<b>490</b>	20	40
		0+30	500	<b>470</b>	59	500	<b>470</b>	59	40
		0+35	500	<b>475</b>	50	500	<b>475</b>	50	40
		0+40	500	<b>434</b>	131	500	<b>465</b>	69	40
		0+45	500	<b>480</b>	40	500	<b>485</b>	30	40
		0+50	500	<b>465</b>	69	500	<b>483</b>	34	40
		0+60	500	<b>480</b>	40	500	<b>480</b>	40	40
		0+70	500	<b>465</b>	69	500	<b>480</b>	40	40
Revestimento	Massa Asfáltica (FX-B)	0+10	500	<b>457</b>	85	500	<b>460</b>	79	30
		0+20	500	<b>448</b>	103	500	<b>433</b>	133	30
		0+30	500	<b>361</b>	275	500	<b>402</b>	194	30
		0+35	500	<b>385</b>	228	500	<b>470</b>	59	30
		0+40	500	<b>429</b>	141	500	<b>471</b>	57	30
		0+45	500	<b>462</b>	75	500	<b>468</b>	63	30
		0+50	500	<b>472</b>	55	500	<b>478</b>	44	30
		0+60	500	<b>484</b>	32	500	<b>485</b>	30	30
		0+70	500	<b>480</b>	40	500	<b>482</b>	36	30

Fonte: Acervo pessoal

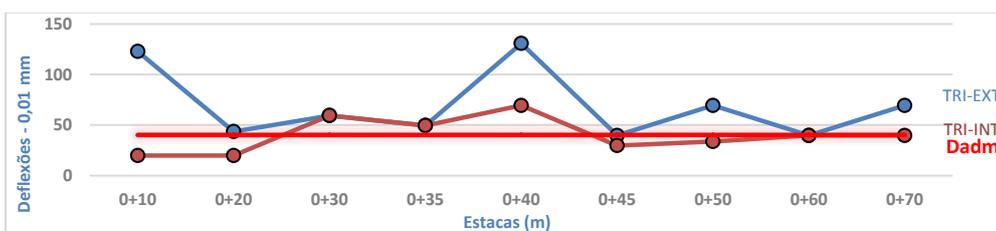
Figura 141: Levantamento deflectométrico por camada



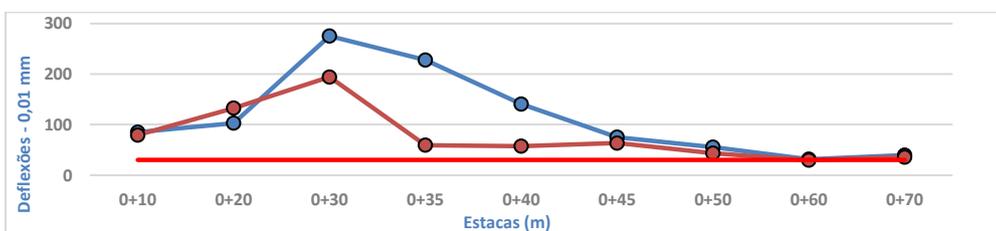
(a) Subleito: Solo natural



(b) Sub-base: Solo AE+Blindasolo®+Sulfato de Alumínio



(c) Base: Solo JP6+Blindasolo®+Cal Hidratada



(d) Revestimento: Concreto Asfáltico

Fonte: Acervo pessoal

O terceiro trecho experimental estudado, Pista 04, tem os resultados das medidas de deflexão máximas determinadas, deflexões intermediárias para o traçado das bacias de deformação e os raios de curvatura mostrados na Tabela 53 para uma carga aplicada por eixo de 8,2 tf, e na Tabela 54, com uma carga aplicada de 16,4 tf. Na Pista 04, assim como nas outras pistas, foi simulada com o total de 922.000 ciclos correspondente à 10 anos de projeto e à um número  $N_{USACE}$  de  $5,7 \times 10^7$ .

Tabela 53: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raios de curvatura – Pista 04 - 8,2 tf

Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
0	0,0	66	50	22	8	2	196
45.646	0,5	54	30	10	4	2	131
75.196	0,8	46	24	6	2	0	196
146.120	1,6	54	24	12	6	2	105
186.072	2,0	44	22	8	4	2	143
245.295	2,7	42	24	8	4	2	174
334.133	3,6	42	22	6	0	0	157
369.216	4,0	36	18	8	2	0	174
428.451	4,6	38	18	6	2	0	157
460.465	5,0	34	30	8	4	0	784
577.627	6,3	38	14	4	2	0	131
658.123	7,1	38	22	6	2	0	196
700.204	7,6	40	24	6	2	0	196
761.080	8,3	36	16	4	2	0	157
854.294	9,3	38	16	4	2	0	143
901.666	9,8	46	20	2	2	0	121
922.319	10,0	42	24	6	2	2	174

Fonte: Acervo pessoal

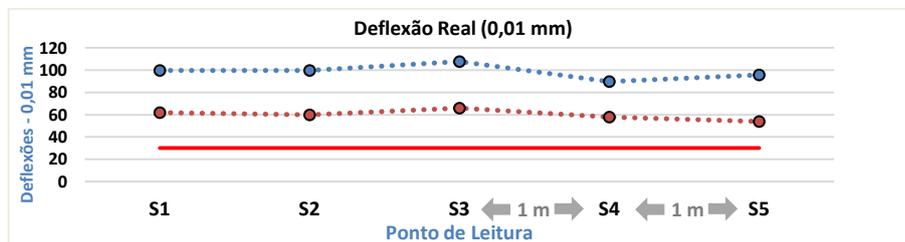
Tabela 54: Deflexões máximas, deflexões intermediárias e raio de curvatura – Pista 04 – 16,4 tf

Ciclo	Equiv. Em anos	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de curvatura (m)
0	0,0	108	96	48	16	4	261
45.646	0,5	84	66	26	10	6	174
75.196	0,8	72	46	16	6	2	121
146.120	1,6	66	42	18	8	4	131
186.072	2,0	54	28	16	8	4	121
245.295	2,7	64	38	12	4	2	121
334.133	3,6	66	38	12	6	2	112
369.216	4,0	54	28	10	4	0	121
428.451	4,6	58	32	6	2	0	121
460.465	5,0	44	36	14	6	0	392
577.627	6,3	62	34	28	26	24	112
658.123	7,1	64	34	12	4	0	105
700.204	7,6	62	34	12	4	0	112
761.080	8,3	62	28	10	2	0	92
854.294	9,3	60	24	6	2	0	87
901.666	9,8	60	26	6	2	0	92
922.319	10,0	58	36	8	2	2	143

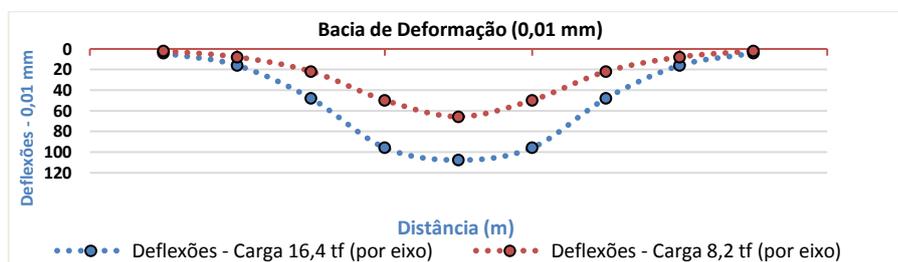
Fonte: Acervo pessoal

Da Figura 142 a Figura 158, são mostradas as deflexões máximas medidas nas seções em que foram divididas a Pista 04 e as bacias de deformação levantadas para o pavimento.

Figura 142: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 0



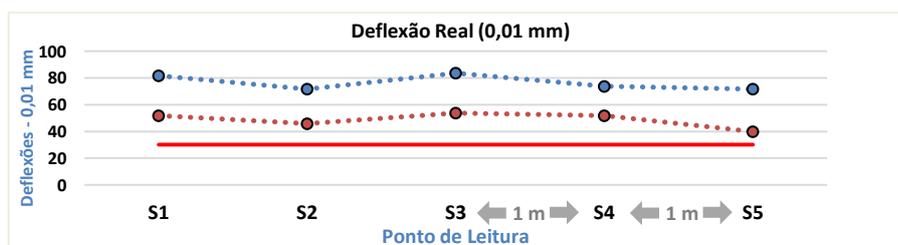
(a) Deformações Máximas



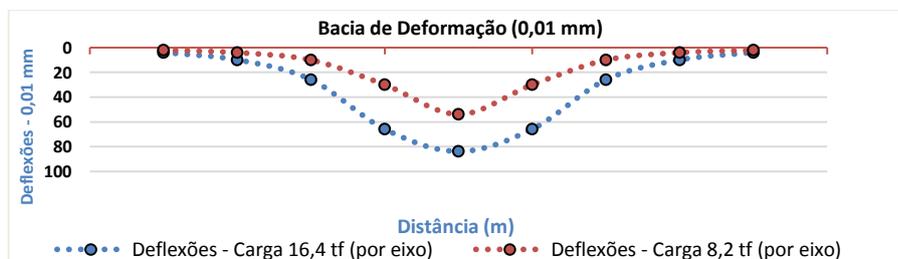
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 143: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 45.646



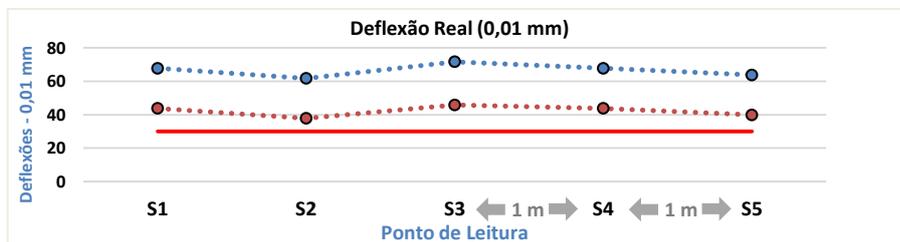
(a) Deformações Máximas



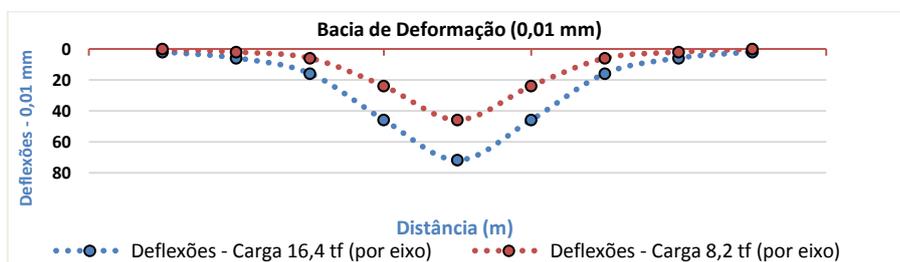
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 144: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 75.196



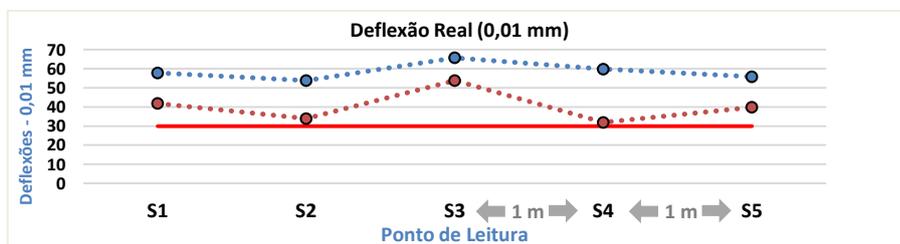
(a) Deformações Máximas



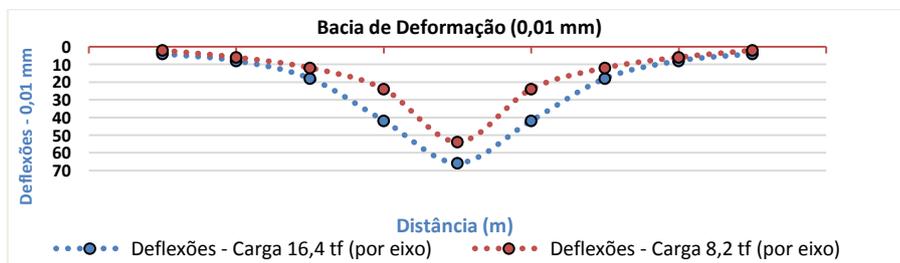
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 145: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 146.120



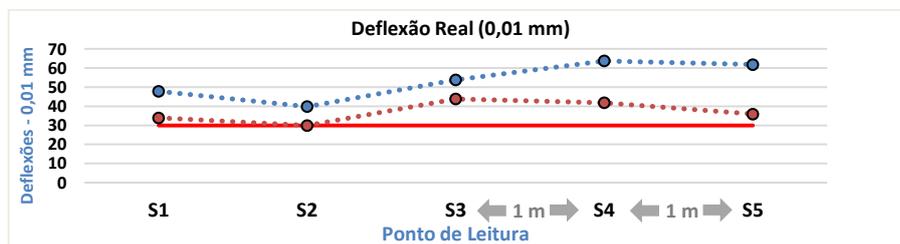
(a) Deformações Máximas



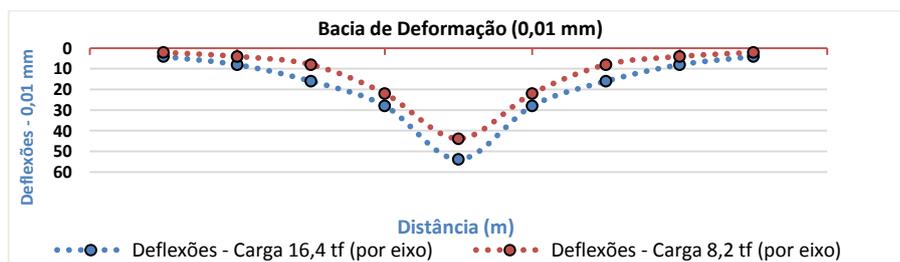
(b) Bacia de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 146: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 186.072



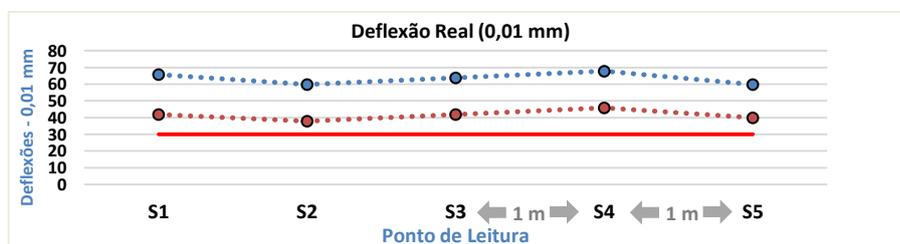
(a) Deformações Máximas



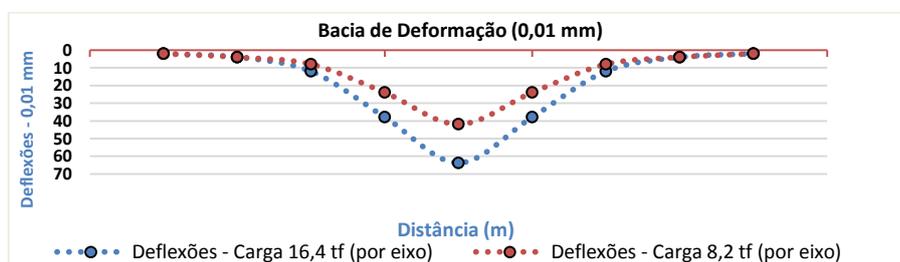
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 147: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 245.295



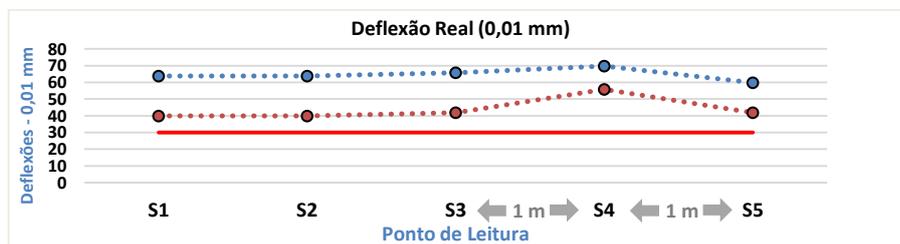
(a) Deformações Máximas



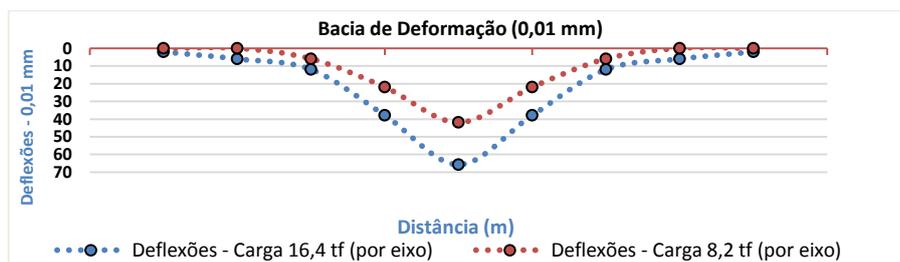
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 148: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 334.133



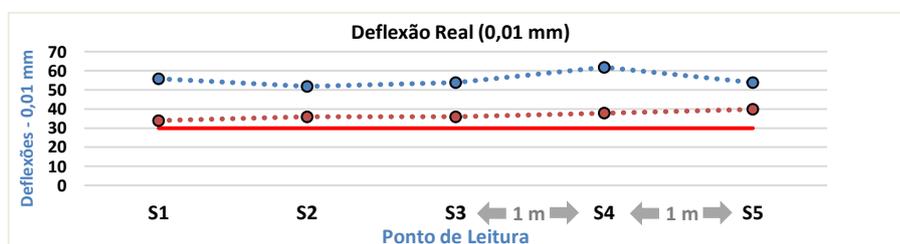
(a) Deformações Máximas



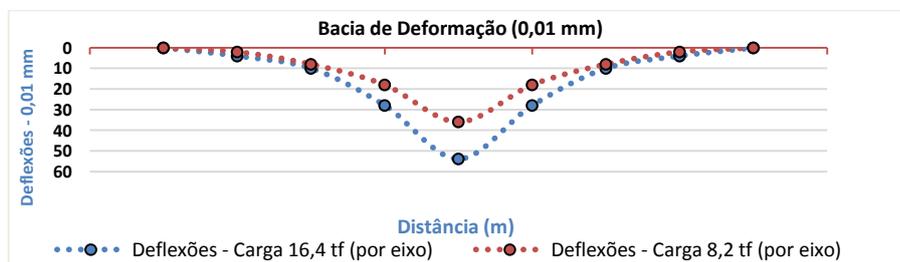
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 149: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 369.216



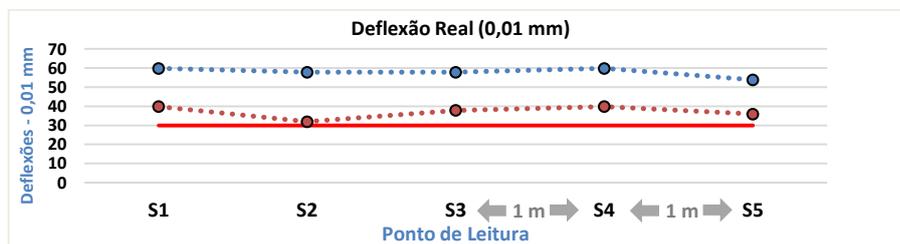
(a) Deformações Máximas



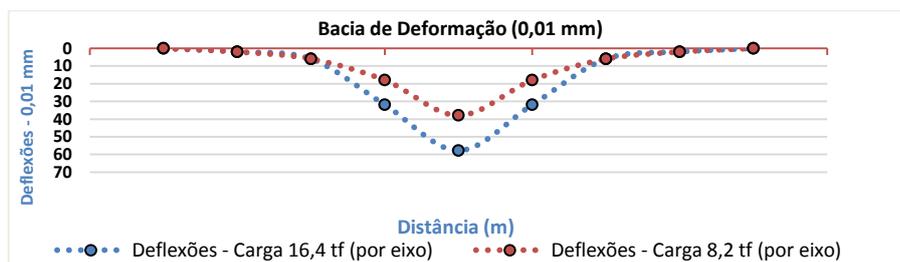
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 150: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 428.451



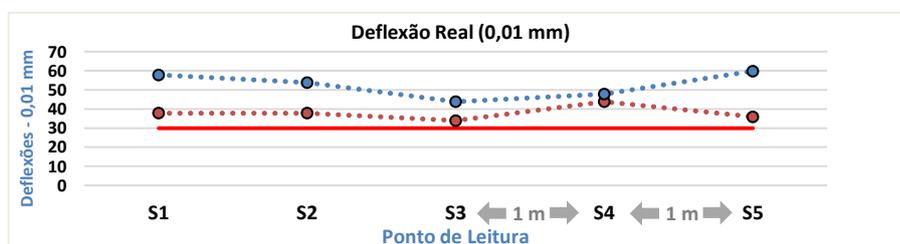
(a) Deformações Máximas



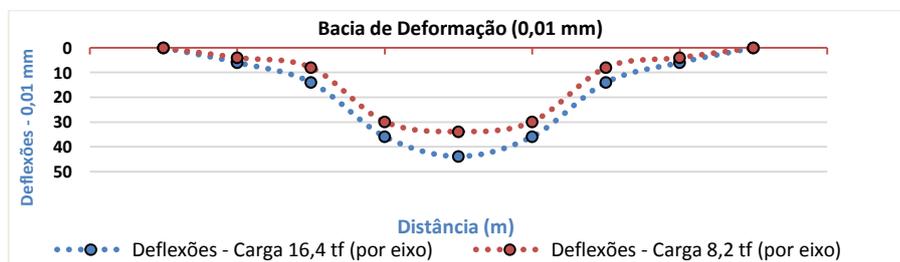
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 151: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 460.465



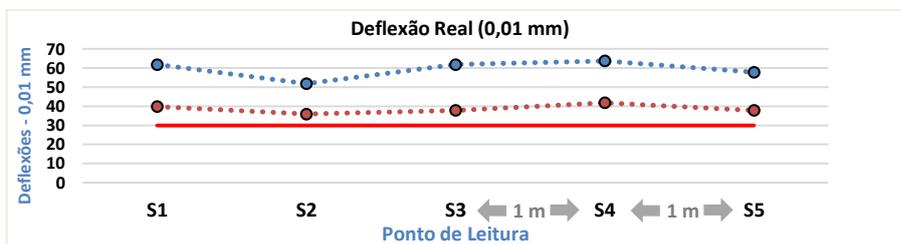
(a) Deformações Máximas



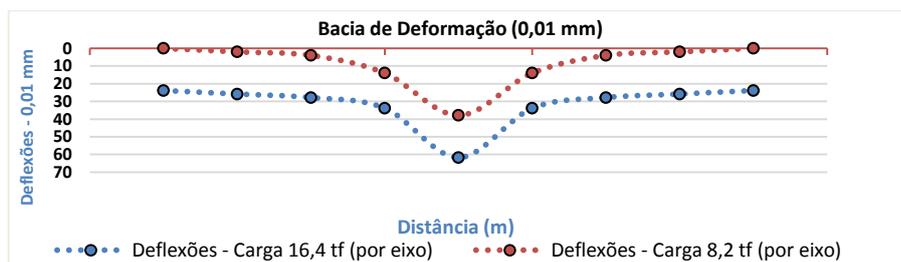
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 152: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 577.627



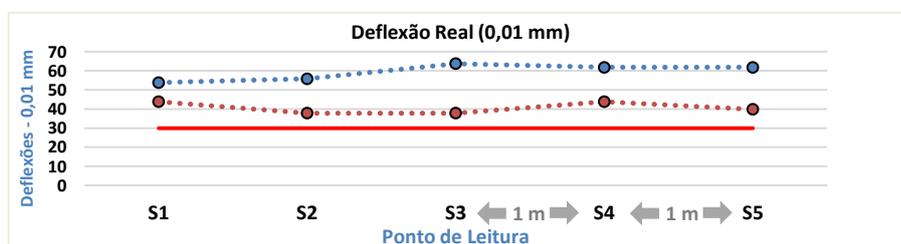
(a) Deformações Máximas



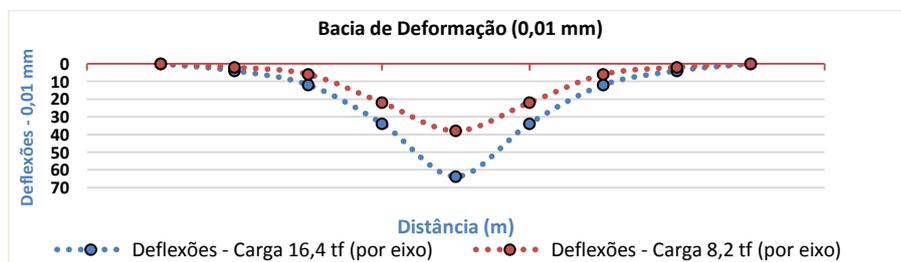
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 153: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 658.123



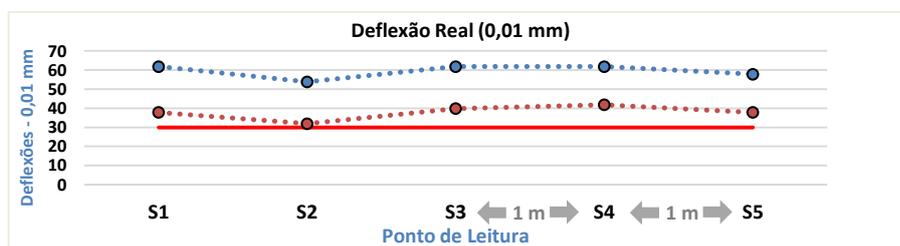
(a) Deformações Máximas



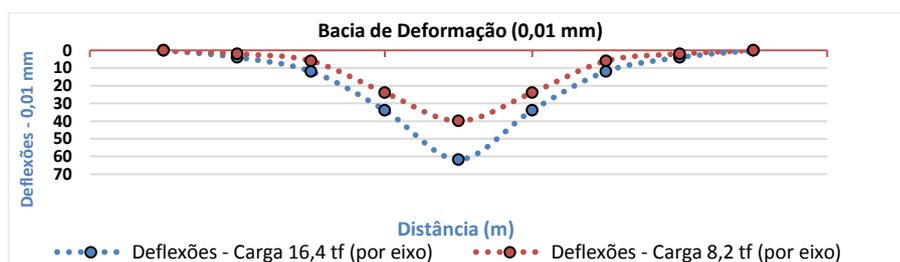
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 154: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 700.204



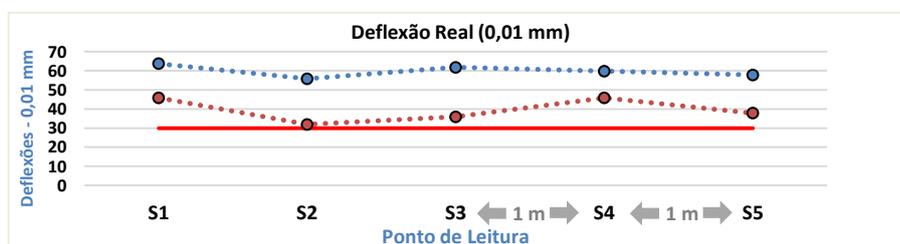
(a) Deformações Máximas



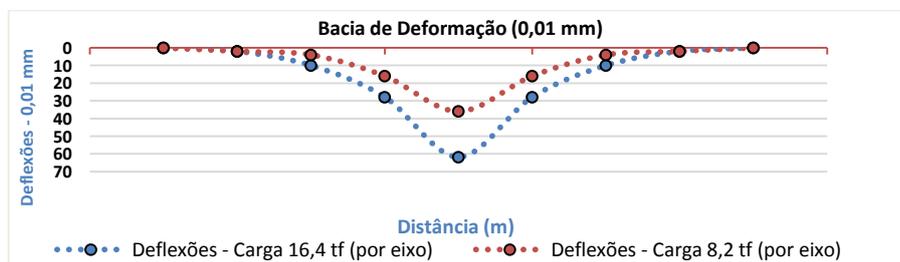
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 155: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 761.080



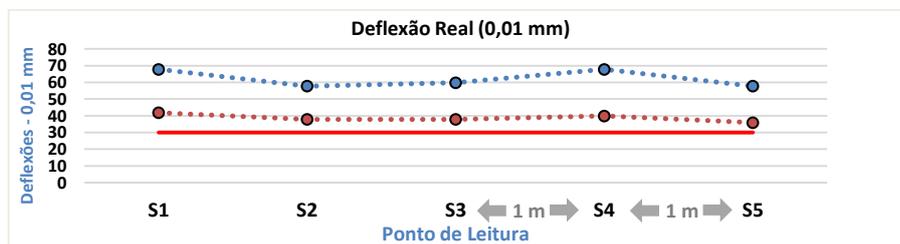
(a) Deformações Máximas



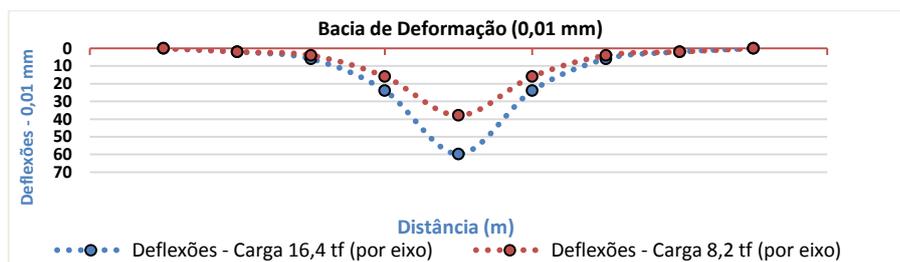
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 156: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 854.294



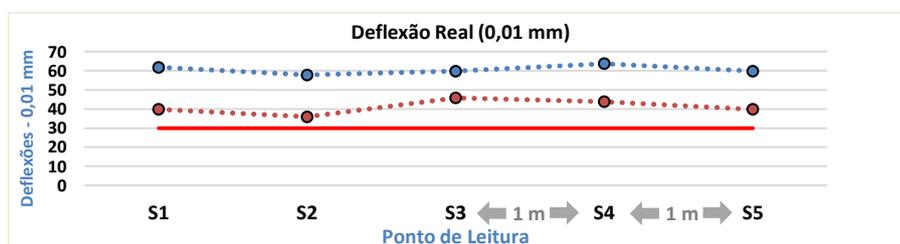
(a) Deformações Máximas



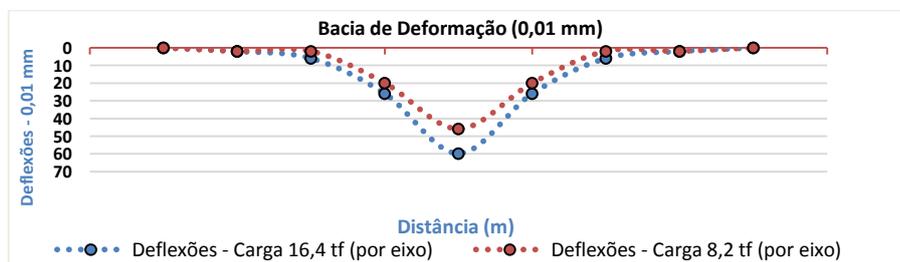
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 157: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 901.666



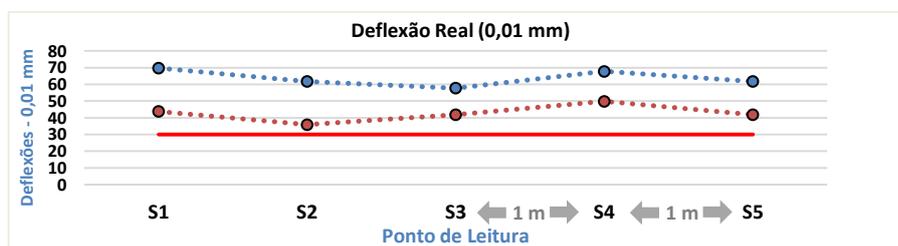
(a) Deformações Máximas



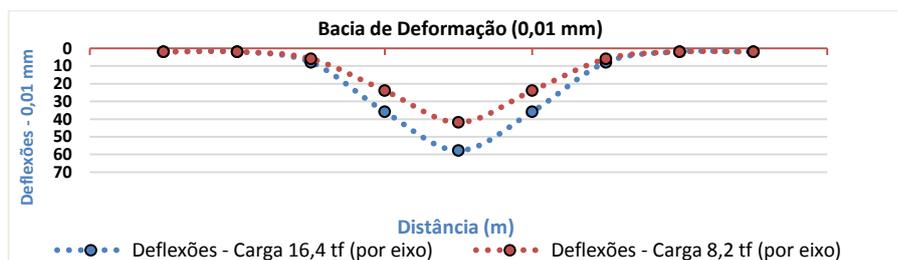
(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

Figura 158: Deformações máximas e bacias de deformação – Ciclo 922.319



(a) Deflexões Máximas

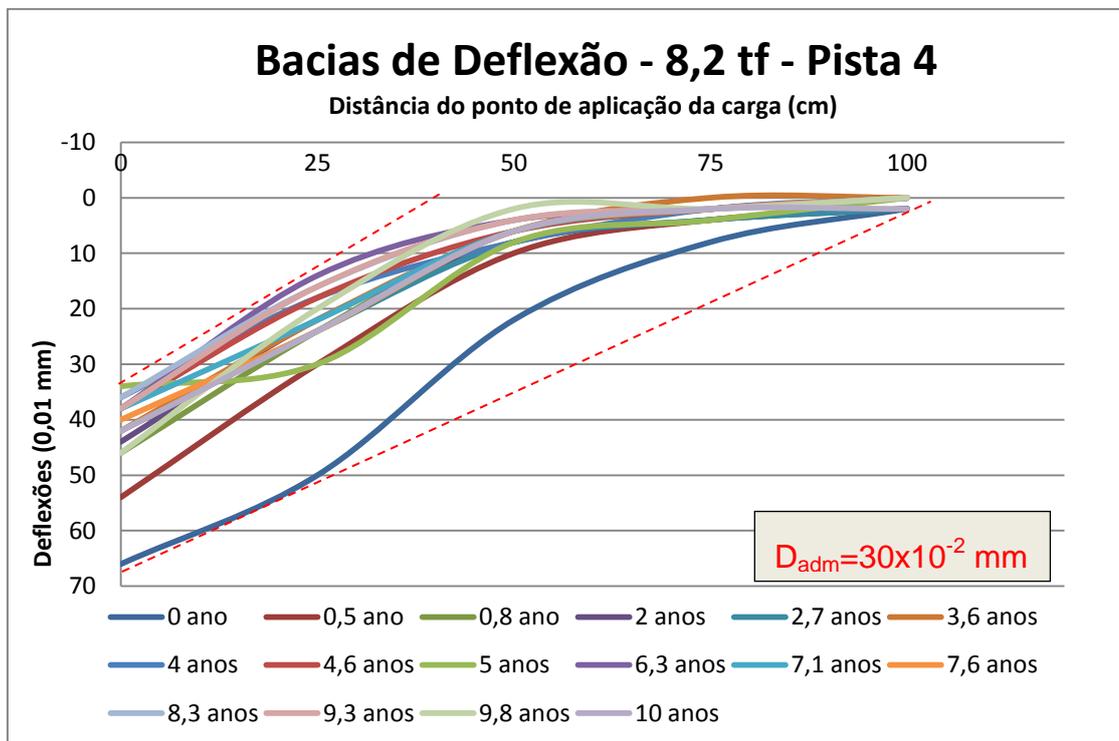


(b) Bacias de Deformação

Fonte: Acervo pessoal

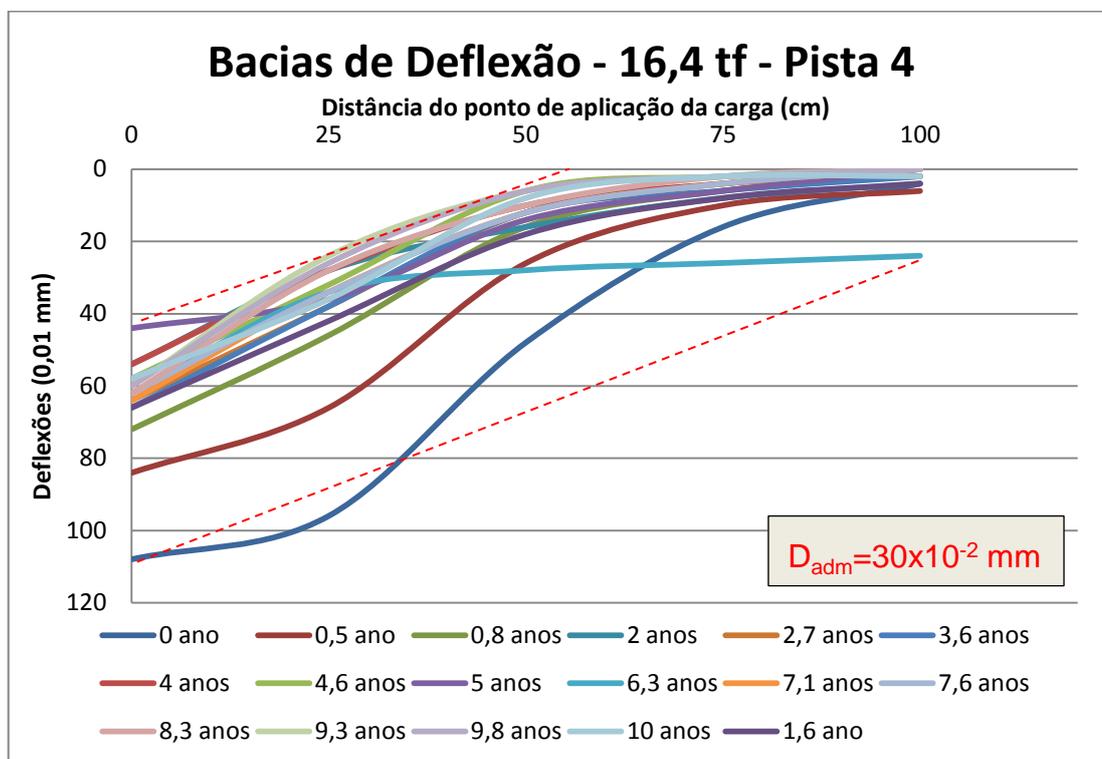
Na Figura 159 é mostrado que as deflexões máximas determinadas durante a simulação variam de 34 a 66 x 10<sup>-2</sup> mm para a carga aplicada de 8,2 tf e na Figura 160 vemos que para uma carga aplicada de 16,4 tf as deflexões máximas são ainda maiores, variando de 44 a 108 x 10<sup>-2</sup> mm, assim, tanto para a carga de 8,2 tf quanto para a carga de 16,4 tf as deflexões máximas ficaram sempre acima da deflexão admissível definida em projeto de 30 x 10<sup>-2</sup> mm. Na Figura 161 é realizada a comparação entre os valores das deflexões máximas da Pista 04 para as cargas de 8,2 tf e 16,4 tf por eixo ao longo da simulação.

Figura 159: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo - Pista 04 - 8,2 tf



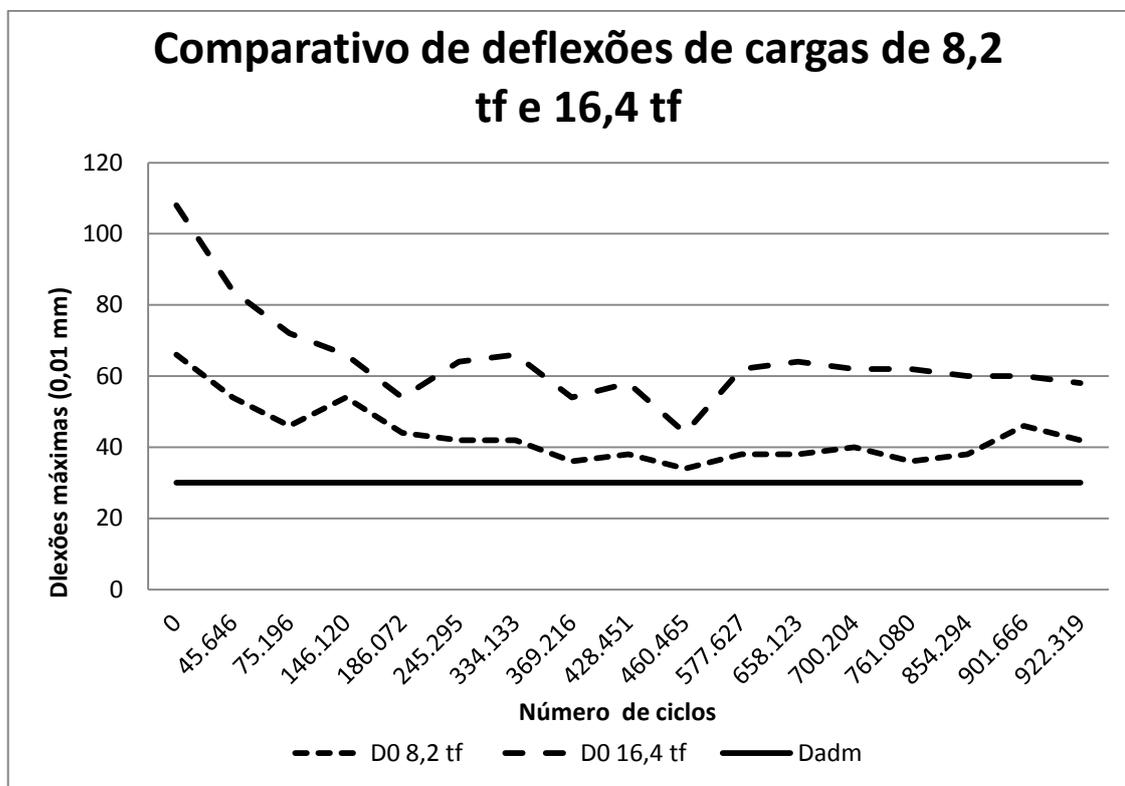
Fonte: Acervo pessoal

Figura 160: Comparativo das bacias de deflexão ao longo do tempo - Pista 04 - 16,4 tf



Fonte : Acervo pessoal

Figura 161: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego – Pista 04 - 8,2 tf e 16,4 tf



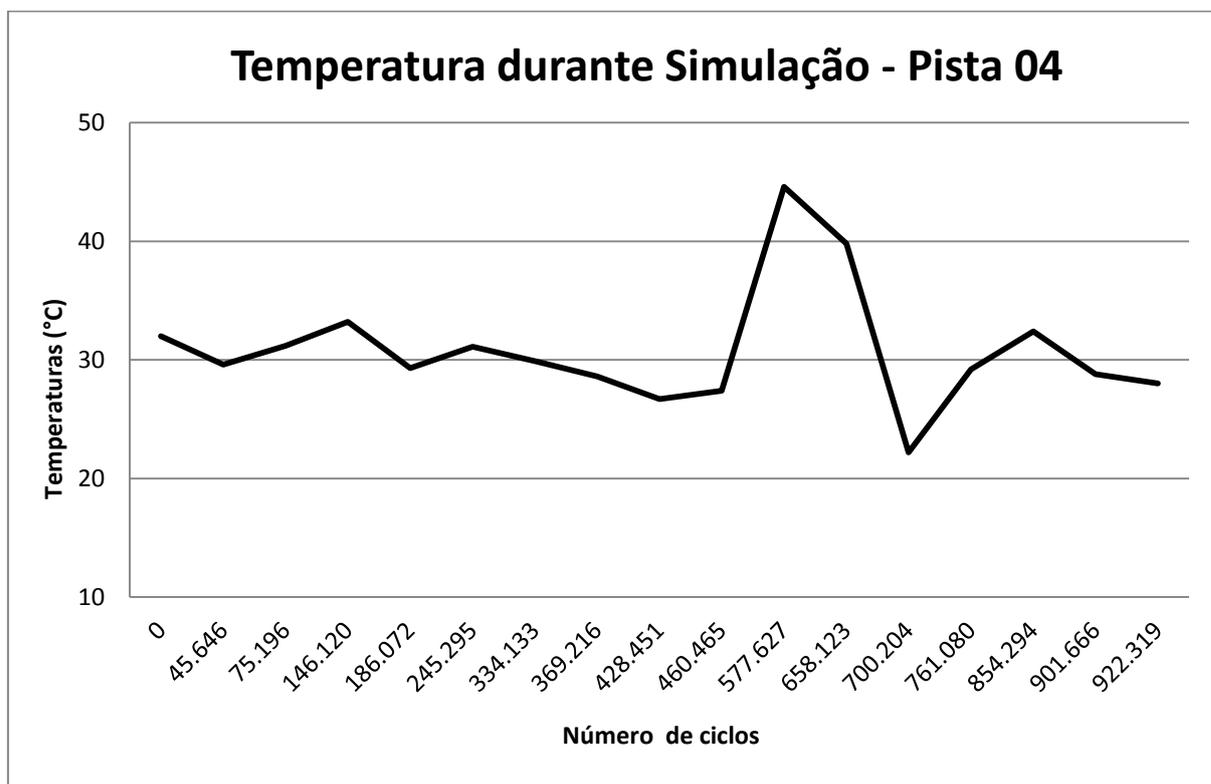
Fonte: Acervo pessoal

Vemos que as deflexões máximas determinadas se mantêm acima da deflexão admissível definida em projeto durante todo o período de simulação, tanto para carga de 8,2 tf quanto para a carga de 16,4 tf, e o raio de curvatura se apresenta pouco acima do considerado bom, que são 100 m, com raio mínimo determinado de 105 m para a carga aplicada de 8,2 tf e de 87 m para carga de 16,4tf. Isso pode significar que as camadas não estão adequadas, não trabalham de forma solidária, apresentam baixa capacidade de distribuição de tensões (baixo raio de curvatura). O que diferencia a Pista 04 das demais pistas são as camadas de base e sub-base. Muito provavelmente as altas deflexões determinadas e os baixos raios de curvatura são devidos as solicitações das camadas de base e sub-base.

Assim como para a Pista 01 e Pista 02, para a Pista 04 as deflexões máximas também foram corrigidas em função da temperatura, tanto para o método do ábaco

determinado pela norma do IP-DE-P00/003 do DER/SP, como pela fórmula exposta por Motta (1979). Na Figura 162 vemos as temperaturas ao longo da simulação da Pista 04.

Figura 162: Temperatura ao longo da simulação da Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

Nas Tabelas 55 e Tabela 56 são expostos os valores das deflexões máximas determinadas durante a simulação da Pista 04 e corrigidas, tanto pelo ábaco quanto pela fórmula, para as cargas sobre eixos de 8,2 tf e 16,4 tf, respectivamente.

Tabela 55: Valores de deflexões máximas medidas e deflexões máximas corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 8,2 tf

Ciclo	D0 Medição	D0 Ábaco	D0 Fórmula
0	66	63,54	59,57
45.646	54	52,98	49,71
75.196	46	44,57	41,79
146.120	54	51,50	48,27
186.072	44	43,27	40,60
245.295	42	40,72	38,19
334.133	42	41,11	38,56
369.216	36	35,59	33,41
428.451	38	38,12	35,84
460.465	34	33,92	31,88
577.627	38	32,95	31,11
658.123	38	34,33	32,25
700.204	40	41,49	39,22
761.080	36	35,43	33,25
854.294	38	36,47	34,18
901.666	46	45,41	42,62
922.319	42	41,71	39,18

Fonte: Acervo pessoal

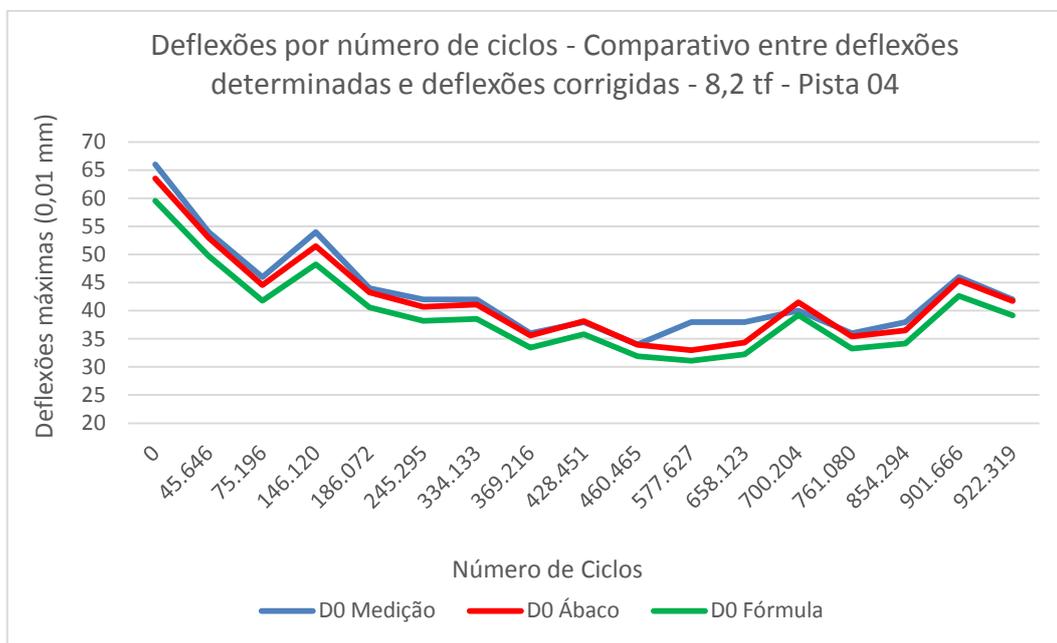
Tabela 56: Valores de deflexões máximas medidas e deflexões corrigidas pelas temperaturas padrão consideradas – 16,4 tf

Ciclo	D0 Medição	D0 Ábaco	D0 Fórmula
0	108	103,98	97,47
45.646	84	82,41	77,32
75.196	72	69,76	65,41
146.120	66	62,94	58,99
186.072	54	53,10	49,83
245.295	64	62,06	58,19
334.133	66	64,60	60,60
369.216	54	53,39	50,12
428.451	58	58,18	54,70
460.465	44	43,90	41,25
577.627	62	53,76	50,76
658.123	64	57,83	54,32
700.204	62	64,31	60,80
761.080	62	61,01	57,26
854.294	60	57,59	53,98
901.666	60	59,23	55,60
922.319	58	57,61	54,10

Fonte: Acervo pessoal

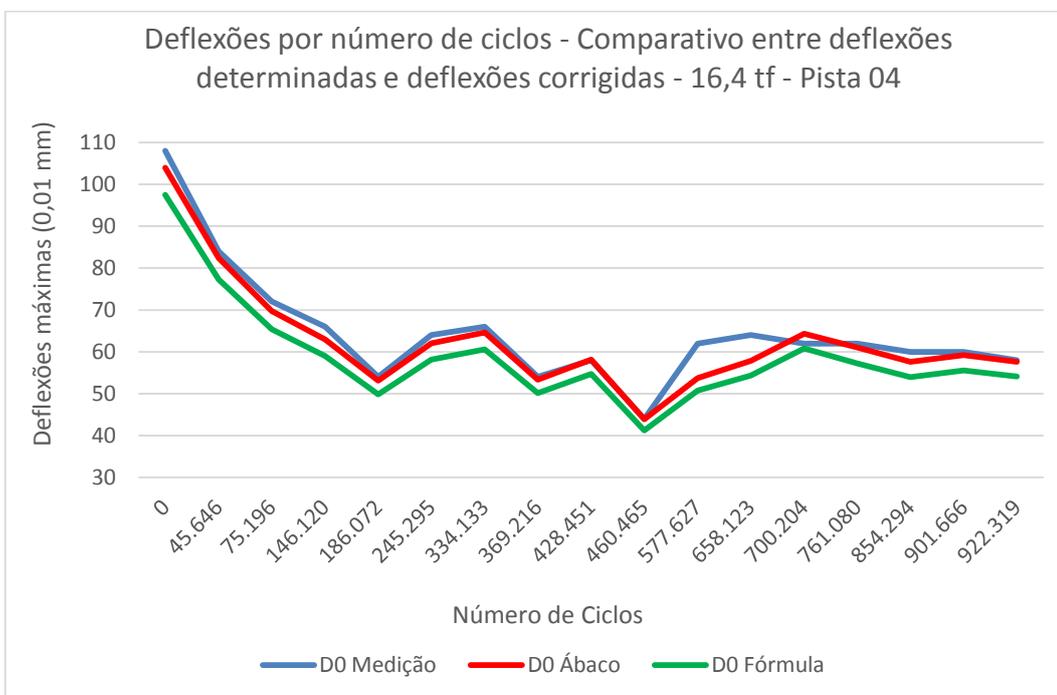
Podemos ver graficamente nas Figuras 163 e na Figura 164, a comparação entre os valores das deflexões medidas durante a simulação da Pista 04 e os valores corrigidos das deflexões máximas.

Figura 163: Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 8,2 tf – Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

Figura 164: Comparação entre deflexões máximas determinadas e deflexões máximas corrigidas pela temperatura – 16,4 tf – Pista 04

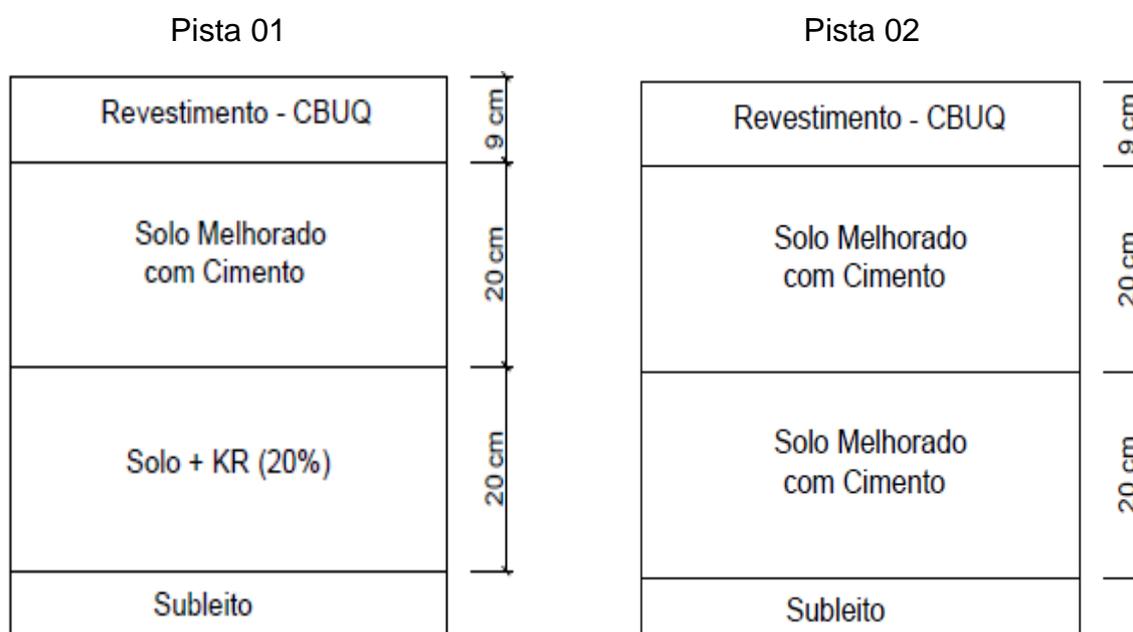


Fonte: Acervo pessoal

#### 4.2.4 Comparativo entre Pista 01 e a Pista 02

A diferença no dimensionamento entre a Pista 01 e Pista 02 é a camada de sub-base, onde na Pista 01 é de Solo AE+20% de KR e na Pista 02 de solo JP6 melhorado com 3% de cimento, mantendo inclusive a mesma espessura das camadas para devida comparação do comportamento das camadas de sub-base como é mostrado na Figura 165.

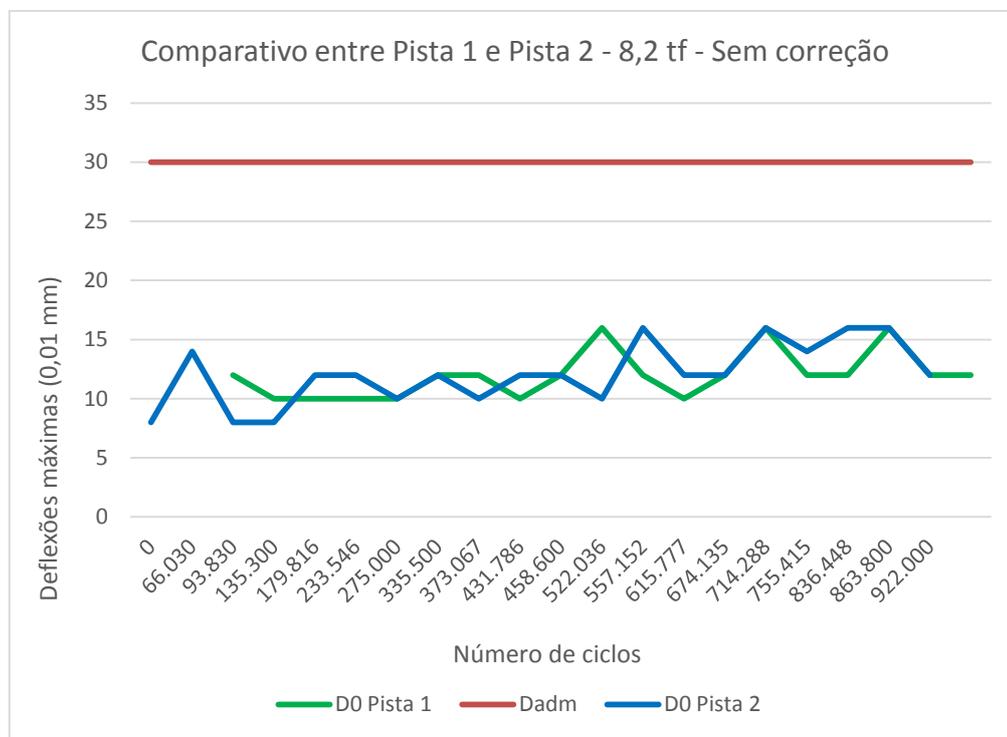
Figura 165: Comparativo do dimensionamento entre Pista 01 e Pista 02



Fonte: Acervo pessoal

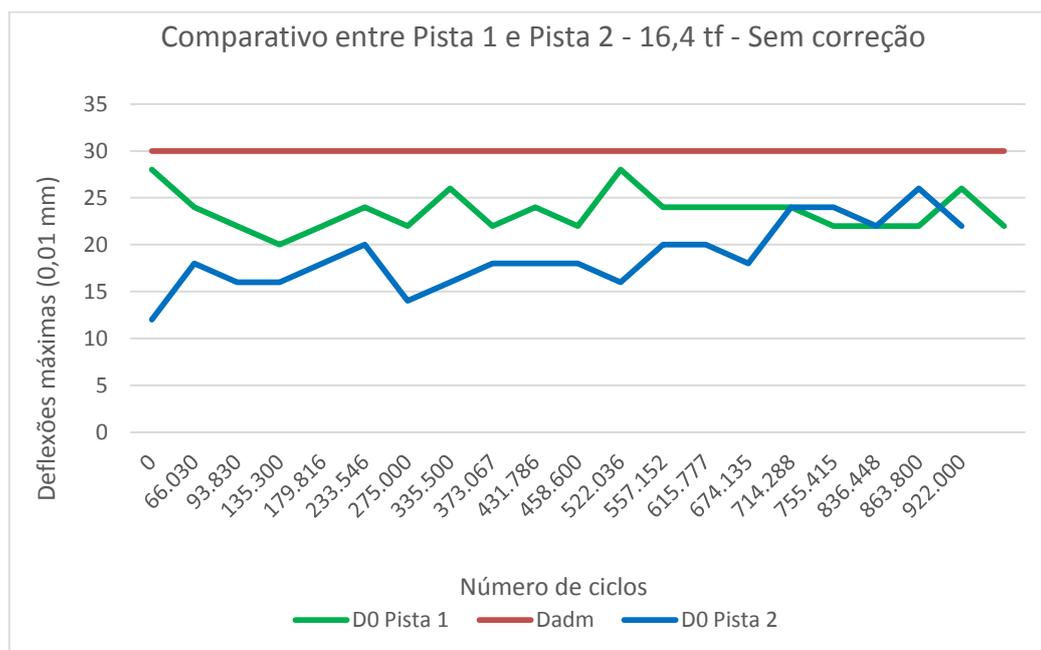
Na Figura 166 comparamos as deflexões máximas medidas, ao longo do período de simulação, entre as pistas 01 e 02 quando submetidas a uma carga aplicada de 8,2 tf por eixo, e na Figura 167 o comparativo entre as pistas quando submetidas à uma carga de 16,4 tf por eixo.

Figura 166: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego para as Pistas 01 e 02  
– 8,2 tf – Sem Correção de temperatura



Fonte: Acervo pessoal

Figura 167: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego para as pistas 1 e 2 –  
16,4 tf – Sem correção de temperatura



Fonte: Acervo pessoal

Verifica-se na Figura 166, as deflexões para a carga aplicada por eixo de 8,2 tf ficaram, aproximadamente, nas mesmas magnitude de valores. Na Figura 167, onde a carga aplicada por eixo é de 16,4 tf, apesar das deflexões máximas da Pista 01 ficarem quase toda a simulação acima das deflexões máximas da Pista 02, as deflexões ficaram abaixo da deflexão máxima admissível.

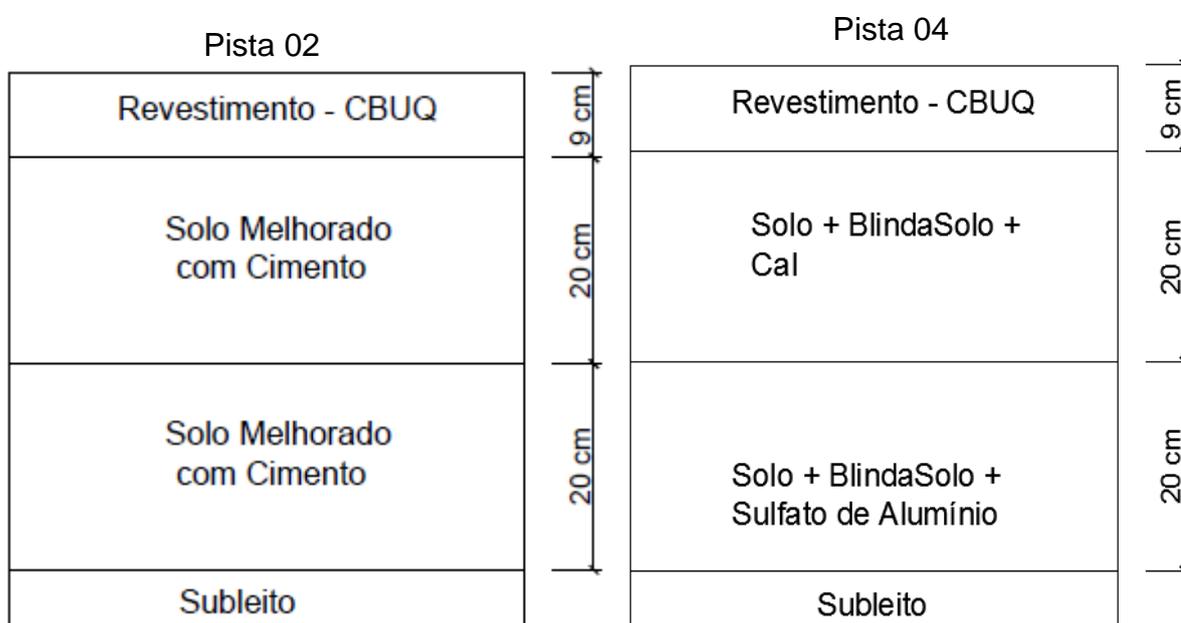
Verificamos que a estabilização com coproduto KR pode ser uma ótima oportunidade de estabilização de solos, inclusive solos que não seriam recomendados para estabilização química com cimento Portland, podendo utilizar solos locais argilosos, com maior plasticidade, reduzindo assim os custos com a construção de novas rodovias ou a recuperação milhares de quilômetros de rodovias que apresentam a necessidade de melhorias.

A utilização do coproduto KR como estabilizante de solos proporciona uma vantagem ambiental dupla em aproveitar um material que ficaria em depósito ocupando grandes áreas e o menor consumo de solo natural e de materiais pétreos naturais com a incorporação do coproduto KR.

#### 4.2.5 Comparativo entre Pista 02 e a Pista 04

A Pista 02 é composta com uma camada de sub-base de 20 cm de solo JP6 melhorado com 3% cimento e base do mesmo solo também melhorado com 3% de cimento, ou seja, uma solução amplamente utilizada mundialmente em pavimentação. A Pista 04 é composta por uma camada de sub-base de solo AE com estabilizante químico Blindasolo® tendo como reagente o sulfato de alumínio, e uma camada de base composta pelo solo JP6 com estabilizante químico Blindasolo® e como reagente a cal hidratada. A diferença na composição entre as duas pistas pode ser visualizada na Figura 168.

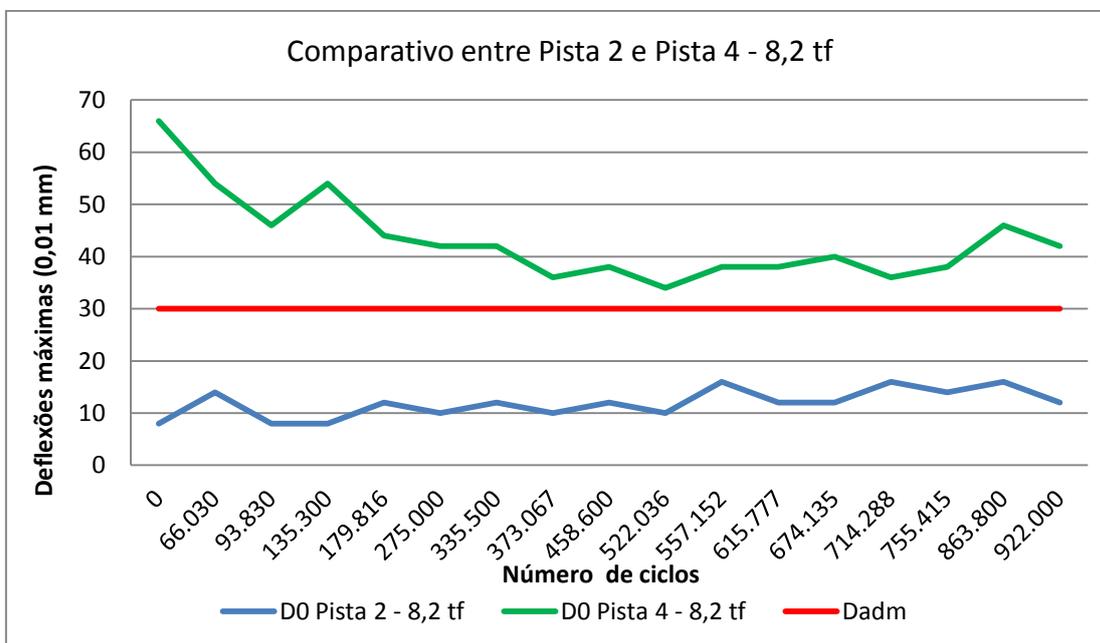
Figura 168: Comparativo do dimensionamento entre Pista 02 e Pista 04



Fonte: Acervo pessoal

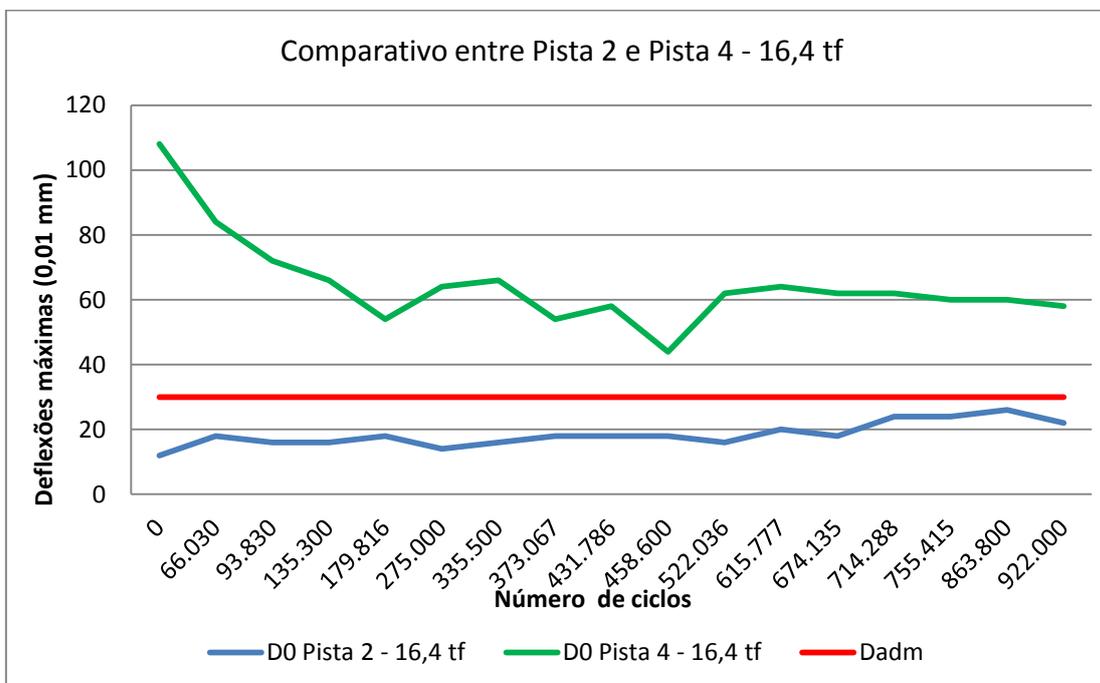
Na Figura 169 comparamos as deflexões máximas encontradas, ao longo do período de simulação, entre as pistas 01 e 02 quando submetidas a uma carga aplicada de 8,2 tf por eixo, e na Figura 170 o comparativo entre as pistas quando submetidas à uma carga de 16,4 tf por eixo.

Figura 169: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego para as Pistas 02 e 04  
– 8,2 tf – Sem Correção de temperatura



Fonte: Acervo pessoal

Figura 170: Valores das deflexões máximas ao longo da simulação do tráfego para as Pistas 02 e 04  
– 16,4 tf – Sem Correção de temperatura



Fonte: Acervo pessoal

Vemos que as deflexões, tanto para a carga aplicada de 8,2 tf como para a carga aplicada de 16,4 tf, para a Pista 04, durante todo o período da simulação, ficaram acima da deflexão máxima admissível definida em projeto de  $30 \times 10^{-2}$  mm, enquanto que para a Pista 02 as deflexões ficam sempre abaixo da deflexão máxima admissível.

A conclusão é que a opção utilizada para a Pista 04 não se mostrou viável pois a estrutura apresentou, durante toda a simulação, valores de deflexões máximas altos, em conjunto com baixos valores de raios de curvatura (mostrados no item 4.2.3), demonstrando assim que a estrutura é condenável, não sendo uma boa solução para utilização em pavimentação sem que afete a qualidade da estrutura projetada.

## **5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

### **5.1 Conclusões da pesquisa**

O trabalho realizou uma abordagem experimental comparativa, em laboratório, entre o uso do coproduto dessulfuração KR, cimento portland e o estabilizante químico Blindasolo® como estabilizantes de solos. O foco principal foi o estudo para o uso do solo estabilizado em camadas de pavimentação, assim sendo, foram executados ensaios necessários para dimensionamento de pavimentos (parâmetros físicos e parâmetros mecânicos, ISC e módulo de resiliência). Adicionalmente, em campo, foram contruídas pistas experimentais utilizando as mesmas soluções de estabilização de solos estudadas em laboratório no sentido de investigar o comportamento estrutural das pistas por meio de levantamentos deflectométricos e determinações de raios de curvatura. Os resultados experimentais permitem concluir que:

- Os resultados obtidos na campanha em laboratório nos indicaram que o uso do coproduto KR, tanto para solos argilosos quanto para solos arenosos, poderiam ser utilizados em camadas de pavimentos, apresentando baixos valores de expansão, valores de ISC acima do recomendado por norma e altos valores de módulo de resiliência, ressaltando que os maiores ganhos

nos valores de módulo de resiliência se deram no solo AE que é mais argiloso;

- O fator expansão, que normalmente é preocupante quando se trabalha com escória de aciaria, não ultrapassou 0,5% em nenhum dos ensaios de laboratório nas misturas com os dois solos estudados, indicando que o coproduto KR pode ser utilizado em camadas de pavimentos como estabilizante de solos;
- Após a realização dos ensaios de laboratório, considerando-se os valores de ISC para o solo AE, a mistura AEKR20% indicou ser a melhor opção utilizando a energia intermediária e a mistura AEKR15% a melhor opção utilizando a energia modificada, indicando que essas misturas que podem ser utilizadas tanto para camadas de sub-base quanto de base quando consideradas as normas DNIT139/2010-ES e DNIT-142/2010-ES. Os resultados dos ensaios de ISC para o solo JP6, demonstram que os valores ficaram acima de 80% em todas as misturas deste solo com KR, indicando que podem ser usadas em camadas de sub-base e base de pavimentos;
- A pista experimental 02 que foi executada com sub-base e base de solo arenoso (solo JP6) melhorado com 3% cimento Portland, solução considerada convencional na construção de pavimentos, com valores de ISC maiores que os recomendados pelas normas DNIT-139/2010-ES e DNIT-142/2010-ES, apresentou valores de deflexões máximas abaixo do valor da  $D_{adm}$  de projeto e raios de curvatura acima de 100 m em todo o período de simulação do tráfego. A pista experimental 01, construída com sub-base de solo argiloso (solo AE) com adição de 20% de coproduto KR, com valores de ISC maiores do que o determinado pela norma DNIT-139/2010-ES, e base de solo JP6 melhorado com 3% cimento Portland, apresentou valores de deflexões máximas e raios de curvatura de mesma magnitude da pista experimental 01, indicando que a solução de uso de coproduto KR como estabilizante de solos para fim rodoviário é uma opção possível;
- A estabilização de solos com adição cimento Portland se mostrou ineficaz para estabilização do solo AE, conforme mostraram os valores de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios desta pesquisa. Entretanto, o solo

JP6 foi estabilizado com cimento Portland tanto como solo melhorado com cimento (teor de 3% de cimento) quanto para solo-cimento (teores de 5%, 6% e 7% de cimento), indicando assim a possibilidade de utilização desta opção para fins rodoviários;

- A pista experimental 01, dimensionada para um valor N de  $5,7 \times 10^7$ , correspondente à 10 anos de projeto, simulada com um total de 922.000 ciclos, durante um período de 3 meses, apresentou valores de deflexões máximas durante a simulação de tráfego variando de 10 a 16 ( $10^{-2}$ mm) e raio de curvatura médio de 930 m com carga de 8,2 tf por eixo e deflexões máximas variando de 20 a 28 ( $10^{-2}$ mm) e Rc médio de 512 m para 16,4 tf por eixo de carga. A pista experimental 02, dimensionada e simulada sob as mesmas condições, apresentou valores de deflexões máximas durante a simulação de tráfego variando de 8 a 16 ( $10^{-2}$ mm) e raio de curvatura médio de 1111 m com carga de 8,2 tf por eixo e deflexões máximas variando de 12 a 26 ( $10^{-2}$ mm) e Rc médio de 676 m para 16,4 tf por eixo de carga. A pista experimental 04 apresentou valores de deflexões máximas durante a simulação de tráfego variando de 34 a 66 ( $10^{-2}$ mm) e raio de curvatura médio de 159 m com carga de 8,2 tf por eixo e deflexões máximas variando de 44 a 108 ( $10^{-2}$ mm) e Rc médio de 142 m para 16,4 tf por eixo de carga. Em todas as pistas as simulações ocorreram com temperaturas com pouca variação, sem temperaturas extremas, indicando que a correção das deflexões devido a temperatura não é necessária, no caso desta pesquisa ;
- Para as misturas com estabilizante químico Blindasolo®, na campanha de laboratório, foram determinados bons resultados de ISC para a mistura AEBSSA1, podendo esta ser utilizada para sub-base e os resultados da mistura JP6BSCH podendo ser utilizada base de pavimentos. Os resultados encontrados na simulação de tráfego da pista 04, tanto nos valores de deflexões máximas quanto para os raios de curvatura, indicam que as propriedades determinadas em laboratório para a estabilização com o Blindasolo® não puderam ser replicadas em campo.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se o estudo da pista experimental 03 em trabalhos futuros.

Considerando que a estabilização de solos com coproduto KR se mostrou eficiente para os solos estudados, o estudo de dosagens racionais para melhoramento de solos seria de grande interesse.

Mostra-se promissor o estudo do coproduto KR pela carência de trabalhos publicados na área e o desenvolvimento de normas específicas para o material em questão. Suas características podem ser exploradas em diversas áreas do conhecimento visando sua utilização concomitantemente com o ganho ambiental criando-se, com isso, disposições adequadas para o material.

## 6 REFERÊNCIAS

AKINMUSURU, J.O.; **Potential beneficial uses of steel slag wastes for civil engineering purposes**. Resources, Conservation and Recycling, Southfield, n. 5, p. 73-80, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Solos: preparação para ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_.**NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_.**NBR 6508**: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_.**NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_.**NBR 7181**: Solos: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_.**NBR 9895**: Determinação do Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_.**NBR 11803**: Materiais para base e sub-base de brita graduada com cimento. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_.**NBR 12253**: Solo-cimento: Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_.**NBR 16364**: Utilização de sub-base e base estabilizadas granulometricamente com agregado siderúrgico para pavimentação. Rio de Janeiro, 2015.

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

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B., **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRÁS: ABEDA. 2008, 504 p.

BORGES, C.B.S. **Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimento da malha rodoviária de Santa Catarina**. 2001.

197f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

CASTELO BRANCO, V.T.F. **Caracterização de mistura asfáltica com uso de escória de aciaria como agregado.** 2004. 153f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

CERATTI, J.A.P. **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos.** 1991. 228f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2017:** Relatório gerencial. 20 Ed. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2016, 399 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **DNER-SP IP-DE-P00/0003:** Avaliação funcional e estrutural de pavimentos. São Paulo, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO 010:** Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Volume 1 – Procedimento A. Rio de Janeiro, 1979.

\_\_\_\_\_. **DNER-PRO 011:** Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Volume 1 – Procedimento B. Rio de Janeiro, 1979.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 024:** Pavimento: Determinação das deflexões pela viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 041:** Solos: Preparação de amostras para ensaio de caracterização. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 049:** Índice de Suporte Califórnia (CBR). Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 051:** Solos: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 082:** Solos: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 122:** Solos: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 129**: Compactação de amostras deformadas. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-PRO 175**: Aferição da viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-PRO 201**: Solo-cimento: Compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **DNER-PRO 273**: Determinação de Deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer (FWD)”. Rio de Janeiro, 1996.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT-PRO 009**: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **DNIT- ES 031**: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT- ES 139**: Pavimentação: Sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 140**: Pavimentação: Sub-base de solo melhorado com cimento. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 141**: Pavimentação: Base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 142**: Pavimentação: Base de solo melhorado com cimento. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 143**: Pavimentação: Base de solo-cimento. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 164**: Solos: Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 2013.

ECORODOVIAS – **Norma técnica ET-S2-001.000 – PAV/004** – Especificação particular para sub-base e base de brita graduada tratada com cimento. São Paulo, 2016.

FERREIRA, C.M. **Trabalhando com viga Benkelman**. 2014, 93f. Incorp Consultoria e Assessoria, Edição 2014.

FRITZEN, M.A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na Rodovia Rio-Teresópolis**. 2005. 291f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

GONÇALVES, R. M. **Incorporação de coproduto de aciaria KR e PDC em solos para base de pavimentos**. 2016. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

IAB - INSTITUTO AÇO BRASIL. **Relatório de sustentabilidade 2018**. Rio de Janeiro, 2019.

KIRMSE, O.J. **Estudo do comportamento do reator Kambara através da moldagem física**. 2006. 119f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais e Metalurgia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

KUO, W. T.; HUO, T. C. **Engineering properties of alkali-activated binder by use of desulfurization slag and GGBFS**. Construction and Building Materials. Amsterdã. N. 66, p. 229-234, 2014.

LEMOS, L.R. **Maximização da eficiência de dessulfuração do gusa líquido num reator Kambara**. 2011. 90f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

LOPES, L.S.E. **Análise do comportamento mecânico e ambiental de misturas solo-cinzas de carvão mineral para camadas de base de pavimentos**. 2011. 208f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

MACEDO, J.A.G. **Interpretação de ensaios deflectometricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996. 478f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MACEDO, M.M. **Solos modificados com cimento – Efeito do módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. 2004. 309f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MAGALHÃES, B.A.C. **Comparativo de diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários**. 2015. 88f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Braga/Portugal, 2015.

MARANGON, M. **Utilização de solo-cimento em uma solução alternativa de estrutura de Arrimo**. 1992, 177f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1992.

MEDINA E MOTTA, **Apóstila de estabilização de solos**. Curso de Geotecnia Rodoviária. Escola de Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

MICELI, G. **Comportamento de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica**. 2006. 267f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2006.

MORAES, C.G. **Análise de bacias deflectométricas obtidas com 4 equipamentos do tipo Falling Weight Deflectometer (FWD)**. 2015. 302f. . Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015

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

OLIVEIRA, R.F.V. **Análise de solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. 2011. 186f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

OLIVEIRA, C.F. **Uso de coproduto de dessulfuração de reator Kambara como agente estabilizante de solos para fins de pavimentação**. 2018. 100f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

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

PORTELINHA, F.H.M. **Efeitos da cal e do cimento na modificação dos solos para fins rodoviários: Mecanismos de reação, parâmetros de caracterização geotécnica e resistência mecânica**. 2008. 189f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2008.

ROCHA FILHO, N.R. **Estudo de técnicas de avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos deflectométricos**. 1996. 185f. Dissertação (Mestrado em Infra-Estrutura dos Transportes) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.

ROHDE, L. **Escória de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos – Estudo Laboratorial**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2002.

SALVIANO, W.R.A. **Análise de controle construtivo de um pavimento semirrígido por deflexão**. 2015. 294f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

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

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. 1 Ed. Vol. 2. São Paulo: Editora Pini, 2001, 671 p.

SIMM JR, G.P. **Estudo do comportamento de estruturas de pavimentos com materiais alternativos visando redução de custos de pavimentação no Estado de Santa Catarina**. 2007. 333f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

SOSSAI, D.R. **Análise de desempenho mecânico e microestrutural da Brita graduada tratada com cimento com incorporação de coproduto de aciaria KR**. 2018. 102f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2018.

SOUZA, E.B.O. **Escórias De Aciaria e Resíduos de Concretos Refratários em Componentes de Pavimentação**. 2007. Dissertação. Universidade Federal de Minas Gerais. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Belo Horizonte.

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

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

WANG, L. **Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfates**. 2002. 118f. Department of Civil & Environmental Engineering, Wuhan University of Technology, Louisiana/USA, 2002.

VALE, A.F. **Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos**. 2008. 331f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

VELLASCO, B.Q. **Análise Crítica do controle construtivo de pavimentos com viga Benkelman: Aplicação ao caso da Ampliação do Aeroporto Internacional Tom Jobim no Rio de Janeiro**. 2018. 215f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

VICTORINO, D.R. **Análise de Desempenho de um pavimento flexível da Rodovia BR-290/RS solicitado por um Simulador de Tráfego Móvel**. 2008. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.