

**UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS – CCT
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGEC**

RODRIGO LIMANA SALLA

**ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS DE SOLO-BRITA
COM INCORPORAÇÃO DE RESÍDUO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO PARA
UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE BASE OU SUB-BASE DE PAVIMENTAÇÃO**

**JOINVILLE
2025**

RODRIGO LIMANA SALLA

**ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS DE SOLO-BRITA
COM INCORPORAÇÃO DE RESÍDUO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO PARA
UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE BASE OU SUB-BASE DE PAVIMENTAÇÃO**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciências Tecnológicas – CCT, da Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC.

Orientador (a): Profa. Dra. Adriana Goulart dos Santos.

JOINVILLE

2025

**Ficha catalográfica elaborada pelo programa de geração automática da
Biblioteca Universitária Udesc,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

SALLA, RODRIGO
ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE
MISTURAS DE SOLO-BRITA COM INCORPORAÇÃO DE
RESÍDUO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO PARA UTILIZAÇÃO
COMO CAMADA DE BASE OU SUB-BASE DE
PAVIMENTAÇÃO / RODRIGO SALLA. -- 2025.
137 p.

Orientador: Adriana Goulart dos Santos
Dissertação (mestrado) -- Universidade do Estado de
Santa Catarina, Centro de Ciências Tecnológicas, Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Joinville, 2025.

1. Deformação Permanente. 2. Shakedown. 3. Solo-Brita.
4. Solo-RAP. 5. MeDiNa. I. Goulart dos Santos, Adriana . II.
Universidade do Estado de Santa Catarina, Centro de
Ciências Tecnológicas, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

RODRIGO LIMANA SALLA

**ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS DE SOLO-BRITA
COM INCORPORAÇÃO DE RESÍDUO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO PARA
UTILIZAÇÃO COMO CAMADA DE BASE OU SUB-BASE DE PAVIMENTAÇÃO**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciências Tecnológicas – CCT, da Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC.
Orientador (a): Profa. Dra. Adriana Goulart dos Santos.

BANCA EXAMINADORA

Dr^a Adriana Goulart dos Santos
Universidade do Estado de Santa Catarina

Membros:

Dr^a Gislaine Luvizão
Universidade do Oeste de Santa Catarina

Dr^a Helena Paula Nierwinski
Universidade do Estado de Santa Catarina

JOINVILLE, 30 DE JANEIRO DE 2025

Dedico este trabalho aos meus pais, pelo constante apoio em todos os momentos da minha vida, pelo amor e educação que sempre me deram.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar sempre presente e dar forças em momentos difíceis, iluminando e me guiando para que sejam feitas as escolhas corretas.

Aos meus pais, Arlindo e Vilma que são a base de tudo para mim, que sempre me apoiaram, ensinando-me a não desistir dos meus objetivos e ajudando a alcançá-los.

À minha Orientadora Professora Dr^a. Adriana Goulart dos Santos pelo grande apoio e incentivo, por me auxiliar com todas as dificuldades encontradas, através de seu vasto conhecimento. Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, especialmente a Professora Dr^a. Elisa Henning e a Professora Dr^a Virgínia Grace Barros, agradeço pelos valiosos ensinamentos.

Às Professoras Dr^a. Gislaine Luvizão e a Professora Dr^a. Helena Paula Nierwinski pela participação na banca examinadora do trabalho. Obrigado pelas contribuições.

Ao Márcio, meu companheiro de vida, que me dá apoio em todos os momentos, independentemente do quanto difícil possa ser.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram nas horas mais difíceis e me suportaram em momentos de desespero.

Ao Secretário Municipal de Obras da Prefeitura de Blumenau Dirk Reiter, que desde o início me apoiou para o desenvolvimento desta pesquisa.

A todos que, de uma forma ou de outra, colaboraram para que este trabalho fosse concluído.

“Há sem dúvida quem ame o infinito,
Há sem dúvida quem deseje o impossível,
Há sem dúvida quem não queira nada,
Três tipos de idealistas, e eu nenhum deles:
 Porque eu amo infinitamente o finito,
 Porque eu desejo impossivelmente o possível,
 Porque quero tudo, ou um pouco mais, se puder ser,
 Ou até se não puder ser...” (Fernando Pessoa)

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo analisar as deformações permanentes de misturas de solo-brita com incorporação de resíduo de fresagem de pavimento asfáltico (RAP) para utilização como camada de base ou sub-base de pavimentos. O solo e o RAP foram coletados na cidade de Blumenau-SC e a brita 1 foi coletada na cidade de Joinville-SC. Os procedimentos metodológicos empregados nesta pesquisa constituem-se na caracterização física dos materiais e do comportamento mecânico do solo puro e das três misturas propostas. A mistura M1, utilizada como controle, foi composta por 30% de solo e 70% de brita 1, a mistura M2 foi composta por 30% de solo, 35% de brita 1 e 35% de RAP e a mistura M3 composta por 30% de solo e 70% de RAP. Para tanto, foram realizados ensaios de módulo de resiliência para o solo puro e para as três misturas e de deformação permanente para o solo puro e para a mistura que apresentou o melhor comportamento resiliente descrito pelo modelo composto. Com os resultados obtidos através dos ensaios mecânicos, pretendeu-se avaliar a influência da estabilização do solo com o agregado pétreo e o RAP nas misturas. Ainda, através dos valores obtidos para os ensaios de deformação permanente, foi verificada a tendência ao acomodamento plástico (*shakedown*) do solo puro e da mistura M3, enquadrados no tipo "A". Por fim, a mistura que demonstrou melhor comportamento no ensaio de MR foi a mistura M3 e foi utilizada para o dimensionamento de quatro estruturas de pavimentos flexíveis, duas utilizando a mistura como camada de base e duas utilizando como camada de sub-base, considerando dois tipos de vias, a coletora primária e a coletora secundária, por meio do software MeDiNa. As estruturas apresentaram bom desempenho em relação aos defeitos de afundamento por trilha de roda (ATR) e de área trincada, porém, ao comparar, as estruturas contendo solo-RAP na camada de base, estas apresentaram os menores defeitos no final do período de projeto.

Palavras-chave: Deformação Permanente; shakedown; Solo-Brita; solo-RAP; Resíduo de Pavimento Asfáltico; Método Mecanístico-Empírico; MeDiNa.

ABSTRACT

This study aimed to analyze the permanent deformations of soil-gravel mixtures with incorporation of reclaimed asphalt pavement (RAP) for use as base layer or sub-base of pavements. The soil and RAP were collected in the city of Blumenau-SC and gravel 1 was collected in the city of Joinville-SC. The methodological procedures employed in this research consist of the physical characterization of the materials and the mechanical behavior of the pure soil and the three proposed mixtures. Mixture M1, used as control, was composed of 30% soil and 70% gravel 1, mixture M2 was composed of 30% soil, 35% gravel 1 and 35% RAP and mixture M3 was composed of 30% soil and 70% RAP. For this purpose, resilience modulus tests were performed for the pure soil and for the three mixtures, and permanent deformation tests were performed for the pure soil and for the mixture that presented the best resilient behavior described by the composite model. With the results obtained through the mechanical tests, it was intended to evaluate the influence of soil stabilization with the stone aggregate and the RAP in the mixtures. Furthermore, through the values obtained for the permanent deformation tests, the tendency towards plastic accommodation (shakedown) of the pure soil and the M3 mixture, classified as type "A", was verified. Finally, the mixture that demonstrated the best behavior in the MR test was the M3 mixture and was used for the design of four flexible pavement structures, two using the mixture as a base layer and two using it as a sub-base layer, considering two types of roads, the primary collector and the secondary collector, through the MeDiNa software. The structures presented good performance in relation to wheel track subsidence and cracked area defects, however, when comparing, the structures containing RAP-soil in the base layer, these presented the smallest defects at the end of the design period.

Keywords: Permanent Deformation; Soil-Gravel; Soil-RAP; shakedown; Reclaimed Asphalt Pavement; Mechanistic-Empirical Method; MeDiNa.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Camadas de um pavimento flexível e as tensões atuantes	21
Figura 2: Comportamento dos materiais de pavimentação sob cargas cíclicas	22
Figura 3: Tensões normais e tangenciais.....	24
Figura 4: Rotação dos planos principais	24
Figura 5: Tipos de comportamento dos materiais após carregamento cílico.....	32
Figura 6: Tipos de solo-agregado.....	37
Figura 7: Diagrama para definir espessuras das camadas de um pavimento.....	44
Figura 8: Diagrama método de dimensionamento mecanístico-empírico.....	46
Figura 9: Desenvolvimento metodológico	48
Figura 10: Formação geológica	49
Figura 11: (a) Solo de Blumenau-SC e (b) brita 1 de Joinville-SC	50
Figura 12: (a) Local de coleta do RAP; (b) amostra RAP	51
Figura 13: Ensaio densidade real dos grãos	52
Figura 14: Ensaios dos Limites de Atterberg.....	52
Figura 15: (a) Compactador mecânico; (b) Corpo de prova extraído	53
Figura 16: (a) Equipamento MCT; (b) corpos de prova	54
Figura 17: (a) Corpos de prova em imersão; (b) Corpo de prova após ensaio.....	54
Figura 18: Ábaco utilizado para classificação MCT	55
Figura 19: (a) Peneiramento brita 1; (b) Massa específica brita 1	56
Figura 20: (a) Amostra do RAP após peneiramento; (b) Extração de betume	56
Figura 21: (a) Aparelho para determinação do MR; (b) ciclo de carregamento.....	58
Figura 22: (a) Aparelho para determinação da DP; (b) ciclo de carregamento	61
Figura 23: (a) mistura Solo-RAP; (b) Corpo de prova Solo-RAP	62
Figura 24: (a) Corpo de prova envolto na membra; (b) Ensaio em andamento	62
Figura 25: Interface inicial do software MeDiNa	64
Figura 26: Interface para inserção de novas camadas no <i>software</i>	65
Figura 27: Seções pavimento com SOLO-RAP.....	67
Figura 28: Curva granulométrica do solo	69
Figura 29: Curva de compactação	70
Figura 30: Curva de deformabilidade	71
Figura 31: Classificação MCT	72

Figura 32: Curva granulométrica da brita 1	73
Figura 33: Curva granulométrica do RAP.....	74
Figura 34: Curvas de compactação das misturas	75
Figura 35: Representação tridimensional do MR do solo.....	77
Figura 36: Representação tridimensional do MR da Mistura M1.....	79
Figura 37: Representação tridimensional do MR da Mistura M2.....	81
Figura 38: Representação tridimensional do MR da Mistura M3.....	83
Figura 39: Resultado da DP do solo.....	86
Figura 40: Resultado da DP da Mistura M3	88
Figura 41: Curva da taxa de acréscimo de deformação permanente do solo	92
Figura 42: Curva da taxa de acréscimo de deformação permanente da mistura M1	93
Figura 43: Seções pavimento com SOLO-RAP após dimensionamento.....	96
Figura 44: Representação gráfica do ATR das estruturas 01 e 02.....	98
Figura 45: Representação gráfica da Área Trincada das estruturas 01 e 02	98
Figura 46: Representação gráfica do ATR das estruturas 03 e 04.....	100
Figura 47: Representação gráfica da Área Trincada das estruturas 03 e 04	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Relação do tipo de via com o nível de confiabilidade	66
Tabela 2: Porcentagem passante de agregado no ensaio de granulometria	68
Tabela 3: Densidade real e Limites de Atterberg	69
Tabela 4: Análise granulométrica da brita 1	72
Tabela 5: Caracterização brita 1	73
Tabela 6: Análise granulométrica do RAP.....	73
Tabela 7: Caracterização do RAP	74
Tabela 8: Ensaios de compactação das misturas	74
Tabela 9: Comparação do MR de solos	84
Tabela 10: Comparação do MR das misturas	85
Tabela 11: Comparação da DP de solos.....	89
Tabela 12: Comparação da DP das misturas.....	90

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Modelos utilizados para definição do módulo de resiliência	27
Quadro 2: Pesquisadores e seus modelos de previsão de DP em solos	34
Quadro 3: Pesquisadores e modelos de previsão de DP em materiais granulares...	35
Quadro 4: Definição das misturas	57
Quadro 5: Pares de tensão para determinação do módulo resiliente.....	59
Quadro 6: Pares de tensão para determinação da deformação permanente.....	61
Quadro 7: Resultado MR do solo	76
Quadro 8: Resultados da regressão do MR solo.....	77
Quadro 9: Resultado MR da Mistura M1	78
Quadro 10: Resultados da regressão do MR da Mistura M1	79
Quadro 11: Resultado MR da Mistura M2	80
Quadro 12: Resultados da regressão do MR da Mistura M2	81
Quadro 13: Resultado MR da Mistura M3	82
Quadro 14: Resultados da regressão do MR da Mistura M3	82
Quadro 15: Valores obtidos através das análises estatísticas da DP do solo.....	87
Quadro 16: Coeficientes de regressão da DP da Mistura M3.	89
Quadro 17: Resultados dimensionamento das estruturas 01 e 02.....	97
Quadro 18: Resultados dimensionamento das estruturas 03 e 04.....	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ATR	Afundamento de Trilho de Roda
ATE	Área Trincada Estimada
ACR	Agregado de Concreto Reciclado
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DP	Deformação Permanente
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Flexíveis
NBR	Normas Técnicas Brasileiras
RAP	<i>Reclaimed Asphalt Pavement</i>
ME	Módulo de Elasticidade
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MR	Módulo de Resiliência
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TSCE	Teoria do Sistema de Camadas Elásicas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS	20
1.1.1	Objetivo Geral	20
1.1.2	Objetivos Específicos	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	21
2.1	MECÂNICA DOS PAVIMENTOS	21
2.1.1	Conceitos básicos	21
2.1.2	Módulo de resiliência	25
2.1.3	Modelos de previsão do módulo resiliente	26
2.1.4	Deformação permanente	29
2.1.4.1	<i>Teoria do shakedown</i>	31
2.1.5	Modelos de previsão de deformação permanente	33
2.2	SOLO-AGREGADO.....	36
2.3	MATERIAL ASFÁLTICO RECICLADO.....	40
2.4	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	43
2.4.1	Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa)	46
3	METODOLOGIA	48
3.1	COLETA DOS MATERIAIS	49
3.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS MATERIAIS.....	51
3.2.1	Caracterização do solo	51
3.2.1.1	<i>Classificação MCT.....</i>	53
3.2.1.2	<i>Classificação TRB</i>	55
3.2.2	Caracterização do agregado graúdo	55
3.2.3	Caracterização do RAP	56
3.2.4	Definição das misturas	57
3.2.5	Moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais de carga repetida	57
3.2.6	Ensaio de Módulo de Resiliência.....	57
3.2.7	Ensaio de Deformação Permanente	60
3.3	VERIFICAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE SHAKEDOWN.....	63
3.4	DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DO PAVIMENTO	63
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	68

4.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	68
4.1.1	Análise granulométrica.....	68
4.1.2	Densidade real dos grãos e Limites de Atterberg	69
4.1.3	Ensaio de Compactação (Proctor).....	69
4.1.3.1	<i>Classificação TRB</i>	70
4.1.3.2	<i>Classificação MCT</i>	70
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO.....	72
4.3	CARACTERIZAÇÃO DO RAP.....	73
4.4	CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS.....	74
4.5	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)... <td>75</td>	75
4.5.1	Módulo de Resiliência do Solo.....	76
4.5.2	Módulo de resiliência da Mistura M1 (30% solo + 70% brita 1)	78
4.5.3	Módulo de resiliência da Mistura M2 (30% solo + 35% brita 1 + 35% RAP).....	80
4.5.4	Módulo de resiliência da Mistura M3 (30% solo + 70% RAP).....	82
4.5.5	Comparações do módulo de resiliência com outros estudos.....	84
4.6	RESULTADO DO ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP) ... <td>85</td>	85
4.6.1	Deformação Permanente do Solo	86
4.6.2	Deformação Permanente da Mistura M3 (30% solo + 70% RAP).....	87
4.6.3	Comparação da deformação permanente com outros estudos	89
4.7	ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE SHAKEDOWN.....	91
4.7.1	Análise da ocorrência de shakedown no Solo.....	91
4.7.2	Análise da ocorrência de shakedown na Mistura M3 (30% solo + 70% RAP).....	92
4.8	ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA (MÉTODO MEDINA)	93
5	CONCLUSÃO	102
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	104
	REFERÊNCIAS.....	105
	APÊNDICE A - CÁLCULOS PARA A CLASSIFICAÇÃO MCT	112
	APÊNDICE B – ROTINA EM R PARA O MODELO COMPOSTO.....	113
	APÊNDICE C – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO	114

1 INTRODUÇÃO

As condições da infraestrutura rodoviária brasileira são constantemente avaliadas através dos estudos desenvolvidos pela Confederação Nacional do Transporte (CNT). A CNT analisa as condições das rodovias nacionais em seu estado geral e também realiza a avaliação separadamente das condições quanto à qualidade do pavimento, da sinalização e da geometria.

Segundo a pesquisa de rodovias CNT (2024), apenas 12,40% das rodovias brasileiras são pavimentadas. Do total da malha rodoviária pavimentada, apenas 33,00% foram classificadas em ótimo ou bom estado de conservação e os outros 67,00% foram classificadas em estado regular, ruim ou péssimo. Em relação às condições da superfície do pavimento, pode ser constatada a falta de manutenção nas rodovias, tendo em vista que, 59,00% dos pavimentos apresentaram desgaste, 30,70% dos pavimentos apresentaram trincas em malhas ou remendos e 5,00% dos pavimentos apresentaram afundamentos por trilha de roda (ATR).

Conforme descrito por Zago (2016), diversas são as patologias constatadas nos pavimentos, podendo destacar o trincamento do revestimento e a deformação permanente, que está aliada ao ATR. A ocorrência do afundamento por trilha de rodas pode trazer grandes consequências aos usuários da via e para o próprio pavimento, pois aumenta o custo operacional do transporte, diminui o conforto e a segurança ao rolamento durante a trafegabilidade dos veículos.

Esse cenário pode ser o reflexo de técnicas antigas de construção, falta de manutenção preventiva e recursos de fiscalização, além da falta de adequação dos métodos executivos ao surgimento de novos materiais. Ainda, muitas vezes são priorizados os custos em detrimento da aplicação da técnica, favorecendo o emprego de materiais e tecnologias de baixa qualidade que podem comprometer a estrutura do pavimento (CNT, 2024).

O método de dimensionamento de pavimentos normatizado no Brasil é baseado na parametrização da estrutura por meio de valores do *California Bearing Ratio* (CBR) de suas camadas, e consiste em proteger a camada do subleito para que não ocorra sua ruptura por cisalhamento. Entretanto, segundo Franco (2007) fez-se necessário o aperfeiçoamento do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis, onde buscou-se o desenvolvimento de um método mecanístico-empírico para dimensionar os pavimentos, este que considera as tensões e deformações

impostas nas diversas camadas do pavimento pelas cargas dos veículos.

No dimensionamento da estrutura de um pavimento utilizando o método mecanístico-empírico é imprescindível conhecer as características mecânicas dos materiais constituintes das camadas para a previsão de defeitos como o trincamento por fadiga do revestimento e a ocorrência da trilha de rodas por deformação permanente (Barros *et al.*, 2019).

Neste contexto, está sendo implementado no Brasil o Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa), que é composto por um software que realiza o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos por meio da Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC). O software calcula as tensões e deformações nas estruturas de pavimentos sob carregamento de rodas do tipo eixo padrão rodoviário e aplica modelos de desempenho para avaliar defeitos como fadiga do revestimento e deformação permanente, de modo a auxiliar no ajuste das espessuras das camadas (Franco; Motta, 2020).

Norback (2018) indica que para a utilização dos métodos mecanístico-empíricos devem ser conhecidas as deformabilidades dos materiais que vão compor as estruturas dos pavimentos, principalmente quanto à contribuição para ocorrência da deformação permanente.

No âmbito nacional, os estudos relacionados à deformação permanente de solos tiveram início com a pesquisa desenvolvida por Svenson (1980), que estudou o comportamento de quatro solos argilosos de subleito quanto à deformação permanente. Durante seu estudo, Svenson fez aplicações de ciclos de carga limitados para aferição do acomodamento das deformações plásticas ou, conforme conhecido na terminologia inglesa, de *shakedown* dos materiais sob carga repetida.

Guimarães (2001, 2009) apresentou de forma detalhada o conceito de *shakedown* e como considerar se o material tende ao acomodamento das deformações permanentes, tornando suas pesquisas referências no assunto. Ainda, o modelo de previsão de deformação permanente desenvolvido por Guimarães (2009), onde expressa os resultados obtidos através dos ensaios de deformação permanente de materiais granulares, é o modelo considerado no método MeDiNa para a avaliação do defeito de afundamento por trilha de rodas.

Com a crescente conscientização da preservação dos recursos naturais e da redução de emissões de poluentes, há uma constante busca por opções de materiais

no ramo da pavimentação que sejam de fácil aquisição e de baixo impacto ambiental. Desta forma, faz-se necessário procurar soluções construtivas que causem menor degradação ao meio ambiente e que sejam economicamente viáveis.

A substituição de agregados naturais por materiais renováveis tem sido uma alternativa na gestão sustentável de pavimentos, conforme Mantalovas e Mino (2019). A incorporação de resíduos como insumos para a execução de camadas de pavimentos é uma opção para diminuição do descarte deste material.

Dentre os resíduos utilizados na pavimentação pode-se citar o *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP), material proveniente do beneficiamento das camadas de rolamento de pavimentos flexíveis. Diversas pesquisas foram desenvolvidas com a reutilização do RAP na forma de agregado na constituição das camadas de pavimentos (Bennert; Maher, 2005; Pires *et al.*, 2013; Dias; Pinto; Costa, 2015; Saride *et al.*, 2015; Araújo Júnior, 2019 e Lima; Silva; Rezende, 2023).

Aliado ao interesse da reutilização do RAP juntamente com a necessidade de melhorar um solo que apresente características regulares ou indesejáveis para fins de pavimentação, pode-se gerar uma mistura entre estes materiais com características físicas e mecânicas compatíveis com os limites normatizados para utilização em camadas estruturantes do pavimento.

A proposta de reutilizar o RAP e introduzi-lo em um solo-brita, é uma das possíveis alternativas para seu reaproveitamento, podendo auxiliar no melhoramento das propriedades mecânicas da mistura, além de reduzir significativamente os impactos ambientais pelo seu descarte ou armazenamento inadequado. Desta forma, o objetivo desta pesquisa é analisar as características de deformabilidade de misturas de solo-brita com incorporação de RAP, para serem utilizadas como base e ou sub-base de pavimentos.

A ênfase maior deste estudo será a deformação permanente dos materiais, visando a ocorrência do acomodamento plástico (*shakedown*), além da sua contribuição para ampliação de um banco de dados sobre o comportamento plástico de solos-brita e incorporações do RAP.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar a deformação permanente de uma mistura de solo-brita com incorporação de resíduo de fresagem de pavimento asfáltico, visando sua utilização como camada de base e sub-base de estruturas de pavimentos.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Avaliar o Módulo de Resiliência e a Deformação Permanente do solo puro e das misturas desenvolvidas para utilização nos dimensionamentos do pavimento;
- b) Verificar a ocorrência do acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*) do solo puro e da mistura proposta;
- c) Dimensionar seções tipo de pavimento, utilizando a mistura que apresentar melhor desempenho mecânico como camada de base ou sub-base.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

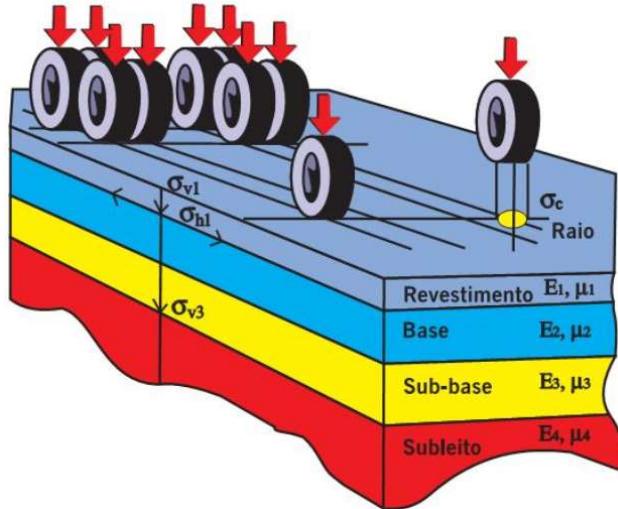
2.1 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

2.1.1 Conceitos básicos

O pavimento é uma estrutura que apresenta camadas com espessuras variadas. A definição dessas espessuras dependerá da solicitação dos esforços a serem suportados, determinados a partir do estudo de tráfego, da geometria e dos materiais a serem empregados (Solanki; Zaman, 2017).

As deformações ocorridas nos pavimentos flexíveis são definidas por deflexões elevadas em áreas restritas, interferindo diretamente nas camadas superficiais da estrutura. Estas deformações podem ocorrer devido à baixa coesão entre as camadas estruturantes e as ações de cargas sob o pavimento (Pinto, 2003). A Figura 1 demonstra a distribuição das tensões normais em pavimentos flexíveis e as tensões atuantes na estrutura.

Figura 1: Camadas de um pavimento flexível e as tensões atuantes



Fonte: Bernucci *et al.*, (2007).

Balbo (2007) cita que os efeitos externos aplicados pelas cargas dos veículos em relação às respostas estruturais dependerão dos materiais que constituem as camadas do pavimento. Em decorrência das cargas aplicadas ao pavimento, são geradas as tensões verticais, a flexão, o confinamento resultante da compressão horizontal e o cisalhamento resultante das tensões verticais. As camadas do pavimento devem suportar as cargas impostas pelo tráfego, individualmente e em

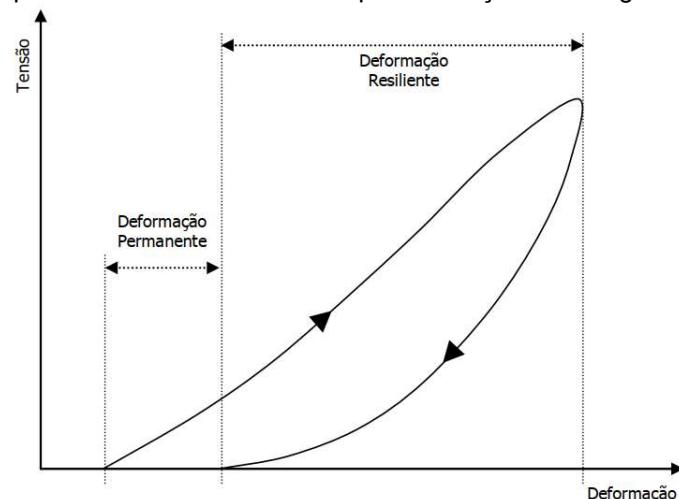
conjunto, sob o efeito de qualquer condição, de forma a não ocorrer rupturas ou danos prematuros ao pavimento.

Durante o processo de distribuição dos esforços nas camadas do pavimento ocorrem tensões e deformações de tração na camada de revestimento, que provocam seu trincamento por fadiga com a repetição das cargas do tráfego. Ao mesmo tempo, a repetição das tensões e deformações verticais de compressão, que atuam em todas as camadas do pavimento, levam à formação de afundamentos de trilha de roda, sendo estes os principais mecanismos de ruptura do pavimento (Gonçalves, 2002).

Devido às ações do tráfego, o pavimento é submetido à repetidas tensões normais e cisalhantes que geram deformações permanentes e deformações recuperáveis. Estas deformações devem ser consideradas durante o dimensionamento de um pavimento, de forma, a prever a real situação ocorrida na estrutura (Santos, 2016).

Lekarp, Isacsson e Dawson (2000) citam que a resposta das camadas granulares sob a carga de tráfego é dividida em duas parcelas, uma sendo a deformação do tipo recuperável ou resiliente e outra sendo a deformação permanente ou residual, conforme pode ser observado na Figura 2.

Figura 2: Comportamento dos materiais de pavimentação sob cargas cíclicas



Fonte: Lekarp, Isacsson e Dawson (2000).

A maioria dos materiais componentes da estrutura de um pavimento não possuem comportamento elástico puro, pois, como pode ser constatado na Figura 2, após aplicação de um ciclo de carga, há o acúmulo de uma parcela irrecuperável de deformação denominada como deformação permanente (Franco, 2007).

Tendo em vista a ocorrência das ações das cargas dos veículos em um pavimento, os ensaios de carga repetida são utilizados para auxiliar na avaliação das propriedades mecânicas dos materiais a serem empregados nas camadas do pavimento. Com auxílio destes ensaios, podem ser determinados os valores de módulo de resiliência e deformação permanente de cada material, desde que estejam dentro dos parâmetros normatizados para execução dos ensaios.

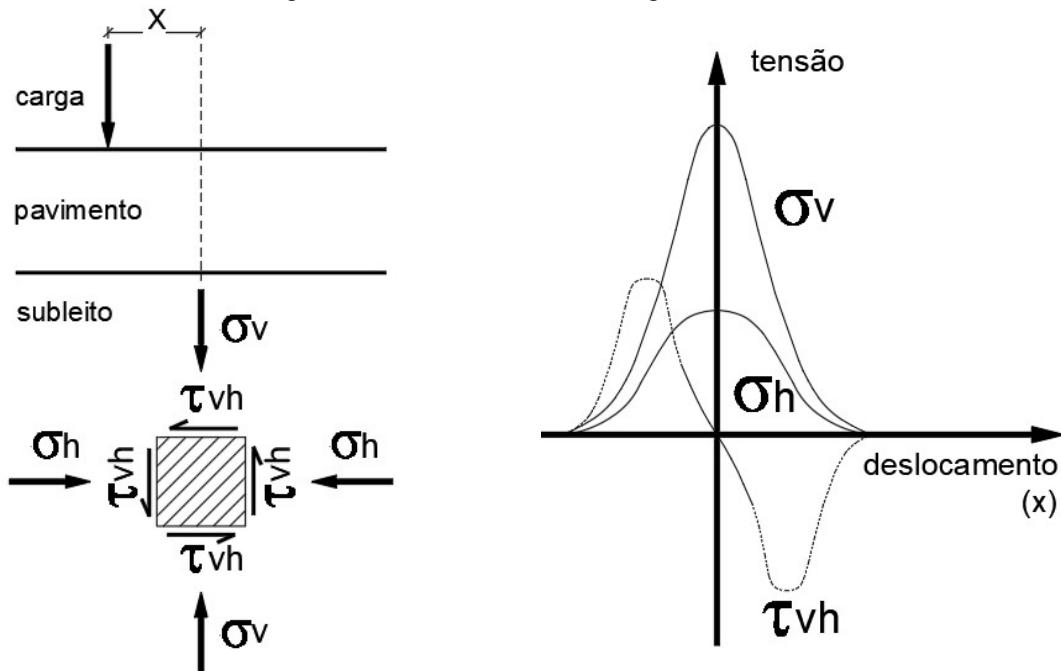
Os ensaios de carga repetida são caracterizados pelas forças que atuam sempre em um mesmo sentido de compressão. Essas forças variam de seu estado de repouso até um valor máximo definido, podendo se anular ou diminuir sua intensidade de aplicação. Após um intervalo de repouso, a carga é aplicada novamente. Esses ensaios tendem a simular as condições do que ocorre em campo com os pavimentos (Medina; Motta, 2015).

As solicitações impostas à estrutura do pavimento e ao subleito são dinâmicas e variáveis, pois as cargas não são constantes e a frequência de aplicação varia ao longo do tempo, além disso, a própria posição de aplicação da carga móvel provoca alteração dos esforços (Zago, 2016).

Quando uma carga imposta ao pavimento está exatamente na linha vertical acima de um elemento de uma das camadas do pavimento, tem-se as tensões normais principais, horizontal ($\sigma_3 = \sigma_h$ onde, σ_3 é a tensão confinante constante) e vertical ($\sigma_1 = \sigma_v$ onde, σ_1 é a tensão confinante variável). Verifica-se também que as tensões cisalhantes são iguais e de sentido opostos ($\tau_{vh} = \tau_{hv}$) e se anulam quando a carga está exatamente acima do ponto considerado (Medina; Motta, 2015).

A Figura 3 ilustra a variação do estado de tensões em um elemento de uma camada do pavimento em função da posição de uma carga móvel.

Figura 3: Tensões normais e tangenciais

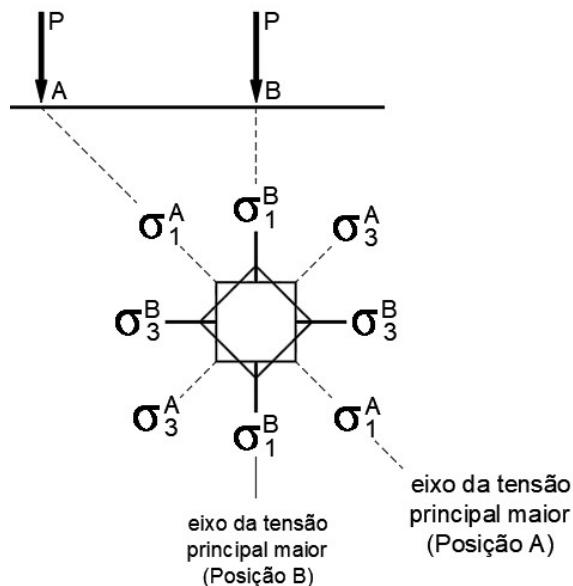


Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

Em planos inclinados em relação ao plano principal horizontal existem tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados pelo Círculo de Mohr.

A Figura 4 demonstra que os planos principais mudam de ângulo de acordo com a posição da carga móvel P.

Figura 4: Rotação dos planos principais



Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

Conforme descrito por Guimarães (2009), durante o período de operação, os pavimentos flexíveis são submetidos a um grande número de pulsos de tensões, podendo estes serem decompostos em tensão vertical, horizontal e cisalhante. Nesse caso é importante considerar que a tensão cisalhante é reversa ao longo da passagem da carga de roda, ou seja, ela muda de sinal.

2.1.2 Módulo de resiliência

O módulo de resiliência é um dos principais parâmetros do comportamento tensão-deformação, é obtido em laboratório e expressa a parcela de deformação elástica do material. O módulo de resiliência pode ser definido como a razão entre a tensão desvio e a deformação elástica e é obtido através do ensaio triaxial de carga repetida, simulando os carregamentos cíclicos que o pavimento recebe quando submetido às cargas veiculares (Norback, 2018).

No ano de 1938 foram iniciadas diversas pesquisas pelo laboratório do Departamento de Transportes da Califórnia relacionadas à ocorrência das rupturas e trincamentos dos pavimentos. Estes estudos indicaram a necessidade de analisar as deflexões sofridas pela estrutura dos pavimentos. Os primeiros estudos sobre o comportamento resiliente foram introduzidos na pavimentação por Francis Hveem, sendo o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis com o trincamento dos revestimentos asfálticos (Bernucci *et al.*, 2007).

A adoção de um parâmetro resiliente no ramo da pavimentação serve para diferenciar o comportamento elástico dos materiais que compõem as diferentes camadas do pavimento. A diferenciação é necessária, pois as deformações recuperáveis nos pavimentos são muito superiores às observadas em outros tipos de estruturas (Medina, 1997).

Uzan (1985) cita que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear, devido às variações do estado de tensões exercidos no material. São diversas as causas atribuídas às mudanças do estado de tensões, como os diferentes pesos específicos dos materiais das camadas do pavimento, os carregamentos externos e as alterações nas espessuras das camadas.

Conforme descrito por Medina (1997), o módulo de resiliência é definido pela relação entre a tensão desvio e a deformação resultante obtida através do ensaio triaxial de carga repetida e é representado pela Equação 1.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (1)$$

Onde:

MR : Módulo de Resiliência (MPa);

σ_d : tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

ε_R : deformação específica axial resiliente (mm/mm).

Norback (2018) cita que existem diversos modelos que representam a forma que o módulo resiliente se comporta em função das tensões atuantes no solo e a escolha do qual utilizar está diretamente ligada ao programa de análise de tensões disponível para o dimensionamento da estrutura do pavimento. Ainda, Norback (2018) destaca que a previsão de desempenho de um pavimento pode ser realizada a partir das características de tensão-deformação dos materiais componentes das camadas estruturantes, intensidade do tráfego e das condições ambientais locais.

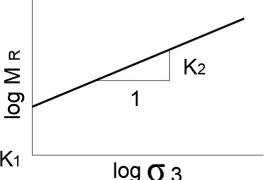
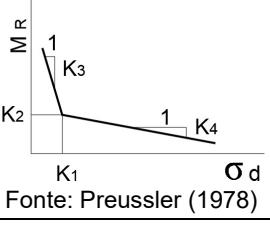
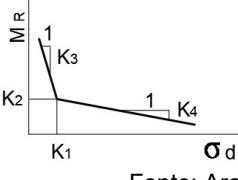
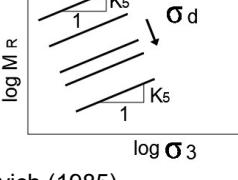
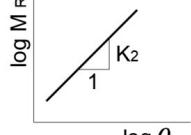
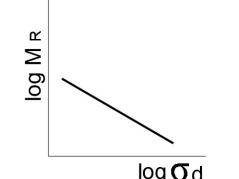
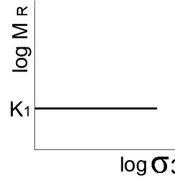
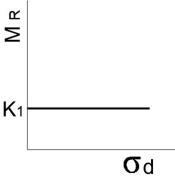
Roza (2018) estudou 17 solos da região norte do estado de Mato Grosso para aplicação do método MeDiNa. Todos os solos foram caracterizados fisicamente e mecanicamente. Os resultados obtidos a partir do ensaio de módulo de resiliência foram aplicados no modelo composto, através de regressão não linear. Após a realização de todas as análises, foram realizados dimensionamentos pelo método MeDiNa e foi possível dimensionar estruturas com tráfego com N igual a 10^7 . Este estudo evidenciou o comportamento satisfatório da utilização dos solos finos e lateritas em camadas de base, sub-base e subleito de pavimentos urbanos e vias vicinais.

2.1.3 Modelos de previsão do módulo resiliente

Medina e Motta (2015) descrevem que o módulo de resiliência dos solos depende diretamente de sua natureza e constituição, da massa específica aparente seca, umidade e as solicitações de tensões aplicadas repetidamente. Vários estudos foram desenvolvidos no Brasil para relacionar os estados de tensão com os solos brasileiros (Ribeiro, 2013; Zago 2016; Lima 2016; Norback 2018). Desta forma, para utilização dos modelos desenvolvidos, inicialmente devem ser realizados os ensaios de caracterização e classificação geotécnica.

Podem ser observado no Quadro 1 os modelos desenvolvidos para os materiais de pavimentação, comumente utilizados no Brasil, para definição do módulo de resiliência em relação ao tipo de solo.

Quadro 1: Modelos utilizados para definição do módulo de resiliência

MODELO/REFERÊNCIA		EQUAÇÃO
Arenoso	 Fonte: Preussler (1978)	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$
Argiloso	 Fonte: Preussler (1978)	$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d) \quad \sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1) \quad \sigma_d > K_1$
Combinado (solo laterítico fino)	  Fonte: Aranovich (1985)	$M_1 = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d) \quad \sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1) \quad \sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$
Areno-argiloso (granular)	 Fonte: Preussler (1978)	$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad K_2 > 0$
Areno-argiloso (argiloso)	 Fonte: Svenson (1980)	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad K_2 < 0$
Constante (Solo cimento) (Solo siltoso)	 	$M_R = K_1 = Constante$

Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

Macêdo (1996) propôs um modelo para determinação do módulo de resiliência, a partir da análise de alguns trechos de uma rodovia construída no estado de São Paulo. O modelo considera a influência das tensões desvio e confinante, não havendo a necessidade de conhecer previamente a granulometria do material, ou seja, pode ser utilizado em materiais de qualquer granulometria. O modelo proposto por Macêdo (1996) está representado através da Equação 2.

$$MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (2)$$

Onde:

MR : Módulo de Resiliência (MPa);

σ_3 : tensão confinante (MPa);

σ_d : tensão desvio (MPa);

K_1, K_2 e K_3 : São coeficientes de regressão encontrados experimentalmente.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos da *American Association of State Highway and Transportation* (AASHTO), recomendam que a determinação do módulo resiliente deve ser realizada através da Equação 3 e este é considerado como modelo universal.

$$M_R = K_1 \rho_a \left(\frac{\theta}{\rho_a} \right)^{K_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{\rho_a} + 1 \right)^{K_3} \quad (3)$$

Onde:

M_R : Módulo de Resiliência (MPa);

θ : Primeira invariante de tensões: $\sigma_d + 3\sigma_3$;

ρ_a : Pressão atmosférica (101,4 kPa);

$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$: Tensão octaedrica;

K_1, K_2 e K_3 : São coeficientes de regressão encontrados experimentalmente.

2.1.4 Deformação permanente

A deformação permanente é uma propriedade das camadas do pavimento que se manifesta após a aplicação de cargas repetidas de tráfego e é utilizada para mensurar os danos causados nos materiais empregados em cada camada (Bilodeau; González, 2021).

Guimarães (2009) e Bilodeau e González (2021) citam que os fatores que mais influenciam para a ocorrência da deformação permanente em solos e britas estão relacionados com a diminuição da resistência ao cisalhamento. Isto está diretamente ligado com: a tensão que depende do estado de tensões e seu histórico de tensões; o carregamento que depende da magnitude, número de aplicações, duração e frequência; a umidade que está ligada a permeabilidade do material, poro pressão e grau de saturação; e ao agregado utilizado que depende da granulometria, índice de forma, tamanho máximo dos grãos e massa específica.

A deformação permanente pode ser definida pelo acúmulo de pequenas parcelas irrecuperáveis, resultantes da aplicação de cargas repetidas ao pavimento, sendo considerada um dos defeitos estruturais mais comuns que os pavimentos asfálticos podem apresentar (Barros *et al.* 2019).

Werkmeister, Ralf e Dawson (2002) citam que o projeto de pavimento bem dimensionado deve ser capaz de resistir ao acúmulo de deformações permanentes através das tensões impostas a todas as camadas, pois implicam diretamente no conhecimento de uma possível tensão máxima e uma resposta unicamente resiliente. Assim sendo, pode-se saber se o material selecionado para compor a estrutura do pavimento apresenta limite de acomodamento das deformações permanentes.

Os estudos desenvolvidos por Ribeiro (2013), Zago (2016), Lima (2016) Nie *et al.* (2020) e Mei, Satvati e Leng (2021) demonstraram que com o acréscimo da tensão desvio, há um grande aumento na deformação permanente e, com o aumento do número de ciclos no ensaio triaxial de carga repetida, há uma diminuição na taxa de acréscimo da deformação permanente. Ainda, para os autores, quanto maior a umidade do material, maior a deformação permanente.

Conforme descrito pela norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) TER 005 (DNIT, 2003) existem diferentes tipos de patologias nos pavimentos, podendo ser: fendas; afundamentos; ondulação ou corrugação; escorregamento; exsudação; desgaste; panela ou buraco; e os remendos.

O afundamento de trilha de rodas é um defeito estrutural nas camadas do pavimento, em consequência da passagem de veículos, podendo ser resultante da contribuição acumulativa da deformação permanente. Quando há excessiva ou brusca deformação permanente, resulta-se na ruptura plástica, não voltando ao seu estado inicial permanecendo deformado, sendo esse um dos principais motivos de ruptura de pavimentos (Lima; Motta; Guimarães, 2017).

Dawson e Kolisoja (2004) apresentam uma classificação para o afundamento de trilha de roda dividido em quatro categorias que serão apresentadas na sequência:

- A categoria 1 ocorre quando o afundamento é ocasionado após a execução da compactação da camada de base granular. Para esta categoria, a densidade da camada granular aumenta com o tempo e, consequentemente, melhora a estrutura do pavimento, não podendo ser observado grandes deformações devido à sua estabilização;
- A categoria 2 acontece quando as camadas são compostas por agregados de baixa resistência cisalhante, apresentando deformações causadas por esforços com características cisalhantes em decorrência da carga de roda;
- A categoria 3 ocorre quando o pavimento deforma como um todo, não somente em uma única camada, diferente da segunda categoria que acontece apenas na camada superior do pavimento;
- A categoria 4 ocorre quando as partículas dos materiais empregados apresentam “danos” em suas características como o atrito e a abrasão, podendo contribuir para o afundamento.

Guimarães, Motta e Castro (2018) citam que o afundamento de trilha de rodas é altamente indesejável na estrutura do pavimento, pois podem ocorrer diversos problemas, como o acúmulo de água na trilha de rodas podendo trazer grandes riscos de derrapagem dos veículos. Ainda, pode possibilitar a saturação das camadas subjacentes do pavimento, dificultar na ultrapassagem de veículos ao longo da via e, ainda, acréscimo no consumo de combustíveis.

2.1.4.1 Teoria do shakedown

O conceito fundamental da teoria do *shakedown* é a estabilização da plastificação de um material após ser submetido a um ensaio de aplicações de cargas cíclicas, por exemplo, o ensaio triaxial de carga repetida (Delgado; Guimarães; Motta, 2014).

Conforme citado por Ribeiro (2013), a definição do limite de *shakedown* depende da relação entre a tensão desvio e a tensão confinante que o material for submetido, onde, para relações mais baixas, os materiais tentam a apresentar comportamento elástico ou plástico tornando a deformação permanente constante. Já em relações maiores, as deformações permanentes sofrem aumento significativo e podem levar o pavimento à ruptura.

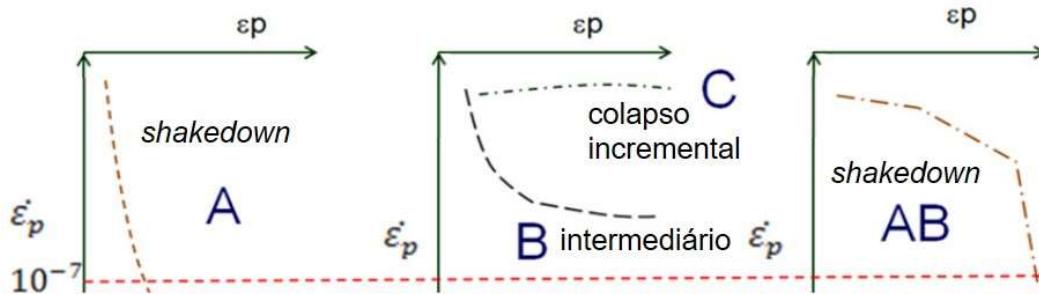
Segundo Medina e Motta (2015), quando um material é submetido a um carregamento de cargas cíclicas, as tensões residuais passam a interagir com as cargas aplicadas em cada ciclo. Dependendo dos parâmetros de escoamento do material e das tensões aplicadas, as tensões residuais podem atingir níveis elevados e não deixam atingir os valores das tensões aplicadas, obtendo uma resposta solicitante elástica.

Para Werkmeister, Ralf e Dawson (2002), o conceito de *shakedown* sustenta a hipótese da existência de um nível de tensão crítico entre condições estáveis e instáveis em um pavimento. Além disso, eles afirmam que há três categorias de respostas do material sob um carregamento cíclico: o acomodamento elástico, o acomodamento plástico e o colapso incremental.

Os primeiros estudos realizados no Brasil sobre a teoria do *shakedown* foram desenvolvidos por Guimarães (2001), e descrevem que o principal objetivo da teoria é a definição dos limites de carregamento antes da ocorrência de fenômenos que danifiquem a estrutura do pavimento. Guimarães (2009) ampliou os estudos da teoria do *shakedown*, na busca experimental pela previsão da ocorrência do acomodamento do material em diferentes solos tropicais para fins de pavimentação.

A Figura 5 ilustra os comportamentos possíveis dos materiais após serem submetidos aos ensaios de carregamento cíclico.

Figura 5: Tipos de comportamento dos materiais após carregamento cíclico



Fonte: Adaptado de Guimarães (2009).

Os comportamentos referentes à deformação permanente podem ser indicados segundo o modelo proposto por Dawson e Wellner (1999), observado na Figura 5, sendo que os comportamentos A, B e C foram propostos por Werkmeister (2003) e o modelo AB proposto por Guimarães (2009).

Guimarães (2009) descreve os quatro tipos de comportamento possíveis dos materiais após serem submetidos aos ensaios de carregamento cíclico, sendo eles:

- Nível A – Chamado de *shakedown* ou acomodamento plástico, corresponde ao material que atingiu o acomodamento das deformações plásticas. As curvas desse nível tentam a ser paralelas ao eixo vertical e devem apresentar taxa de deformação permanente por ciclo de carga;
- Nível B – Este nível é considerado intermediário, pois, não se tem como confirmar se o material entrou em *shakedown* ou colapsará. A curva desse nível apresenta taxa elevada de deformações permanentes, e tende a diminuir, tornando-se constante ao longo da aplicação dos ciclos do ensaio;
- Nível C – Este nível é denominado como colapso incremental, que ocorre devido a inúmeros acréscimos de deformação permanente durante aplicação dos ciclos de carga, podendo levar o pavimento à ruptura por excesso de afundamento de trilha de rodas;
- Nível AB – Este nível apresenta significativa deformação nos primeiros ciclos de carregamento, porém, apresenta um acomodamento no decorrer do ensaio, entrando em *shakedown*.

Ravindra e Small (2008) desenvolveram uma pesquisa sobre o limite de *shakedown* em pavimentos. Os autores citam que o limite de *shakedown* para um pavimento com duas camadas (base e subleito) depende de vários parâmetros, como

a razão entre a coesão e a rigidez entre as camadas, bem como a espessura de cada camada, o coeficiente de Poisson e o ângulo de atrito. Os resultados obtidos para deformações permanentes foram maiores quando o pavimento sofreu a interferência de uma carga superior à carga de *shakedown*.

Tao *et al.* (2010) estudaram a aplicação da teoria do *shakedown* em diversos materiais utilizados nas estruturas de pavimentos tanto tradicionais quanto reciclados. Dentre os materiais estudados estão o RAP, uma mistura de 50% de RAP com 50% de solo cimento (SC) e o RAP tratado com espuma de asfalto. Estes materiais apresentaram uma taxa de deformação permanente alta nos primeiros ciclos de carga e diminuíram rapidamente para um nível pequeno ao final do ensaio

Vale salientar que, nos últimos anos, houve crescimento no âmbito nacional quanto à verificação da ocorrência de *shakedown* em materiais destinados para compor a estrutura de pavimentos. Podem ser destacados os estudos desenvolvidos por Guimarães (2001), Guimarães (2009), Lima (2016), Norback (2018), Maria (2021).

Medina e Motta (2015) reforçam a importância de estudar a deformação permanente e a priorização de materiais que apresentem a ocorrência de *shakedown* para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

2.1.5 Modelos de previsão de deformação permanente

Para prever as deformações permanentes em materiais granulares como solos e britas, são utilizados os ensaios triaxiais de cargas repetidas. Através deles são obtidos parâmetros do comportamento deformacional dos materiais ensaiados.

Com a necessidade de se determinar as deformações permanentes dos solos e britas, diversos modelos de previsão foram propostos utilizando os ensaios triaxiais de carga repetida.

No estudo de Guimarães (2009), são apresentados diversos pesquisadores que desenvolveram modelos de previsão de deformação permanente em solos e estão compilados no Quadro 2, bem como, o ano da realização da pesquisa, a equação e o procedimento da pesquisa. Estes estudos foram utilizados como base para o desenvolvimento do modelo de deformação permanente de Guimarães (2009).

Quadro 2: Pesquisadores e seus modelos de previsão de DP em solos

Modelo	Equação	Procedimento
Barksdale (1972)	$\varepsilon_{1,\rho} = a + b \cdot \log (N)$ $\varepsilon_{1,\rho}$ = Deformação específica plástica a e b = Constantes para um nível de tensão N = Número de repetição de carga	Ensaios triaxiais de carga repetida superiores a 100.000 ciclos de carga
Monismith <i>et al.</i> (1975)	$\varepsilon_\rho = A \cdot N^B$ ε_ρ = Deformação específica plástica A e B = Parâmetros experimentais N = Número de repetição de carga	Ensaios triaxiais de carga repetida até 100.000 ciclos de carga
Uzan (1982)	$\frac{\varepsilon_\rho (N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha}$ $\varepsilon_\rho (N)$ = Deformação específica plástica ε_r = Deformação resiliente $\mu = A \cdot B / \varepsilon_r$ N = Número de repetição de carga	Deformação elástica constante ao longo do ensaio de DP
Tseng e Lytton (1989)	$\delta_n \cdot (N) = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \cdot e^{(\frac{\rho}{N})^\beta} \cdot \varepsilon_g \cdot h$ $\delta_n \cdot (N)$ = Deformação permanente da N = Número de repetição de carga ε_0 , ρ , β = Propriedades dos materiais ε_g = Deformação esp. vertical média ε_r = Deformação específica resiliente h = Espessura da camada	Foi utilizado regressão múltipla em um banco de dados de DP com aplicação de cargas repetidas. Parâmetros estimados com a camada em estudo.
Resende (1999)	$\varepsilon_\rho = A \cdot N^B \cdot \sigma_d$ ε_ρ = Deformação específica plástica A e B = Parâmetros experimentais N = Número de repetição de carga σ_d = Tensão desvio	Diferenciação da equação proposta por Monismith e acrescentou a tensão desvio.

Fonte: Adaptado de Guimarães (2009).

Guimarães (2009) também apresenta diversos pesquisadores que desenvolveram modelos de previsão de deformação permanente em materiais granulares e estão compilados no Quadro 3, bem como, o ano da realização da pesquisa, a equação e o procedimento da pesquisa. Estes estudos foram utilizados como base para o desenvolvimento do modelo de deformação permanente de Guimarães (2009).

Quadro 3: Pesquisadores e modelos de previsão de DP em materiais granulares

Modelo	Equação	Procedimento
Pappin (1979)	$\varepsilon_{1,\rho} = (fn.N) \cdot L \cdot \left(\frac{q^0}{p^0}\right)^{2,8}$ <p> $\varepsilon_{1,\rho}$ = Deformação Perm. Cisalhante acumulada $fn.N$ = Fator da forma q^0 = Tensão desvio modificada p^0 = Média das tensões principais modificadas </p>	Ensaios triaxiais de carga repetida com tensão confinante variável
Khedr (1985)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m}$ <p> ε_p = Deformação específica plástica m = Parâmetro do material A = Parâmetro do material e o estado de tensão N = Número de repetição de carga </p>	Ensaios triaxiais de carga repetida, a deformação permanente decresce logaritmicamente
Pauta et al. (1990)	$\varepsilon_{1,\rho} = \frac{A \cdot \sqrt{N}}{D \cdot \sqrt{N}}$ <p> $\varepsilon_{1,\rho}$ = Deformação permanente adicional após os primeiros 100 ciclos de carga A e D = Parâmetros de regressão N = Número de repetição de carga </p>	Ensaios triaxiais de carga repetida considerando que a deformação permanente cresce gradualmente
Sweere (1990)	$\varepsilon_{1,\rho} = a \cdot N^b$ <p> $\varepsilon_{1,\rho}$ = Deformação permanente adicional após os primeiros 100 ciclos de carga a e b = Constantes para um determinado nível de tensão N = Número de repetição de carga </p>	Ensaios triaxiais de carga repetida superiores à 1.000.000 de ciclos considerando uma abordagem para ensaios com grande números de aplicações de carga
Lekarp e Dawson (1998)	$\frac{\varepsilon_{1,\rho(N \text{ ref})}}{L} = a \cdot \left(\frac{q}{p}\right)^b$ <p> $\varepsilon_{1,\rho(N \text{ ref})}$ = Deformação permanente acumulada L = Comprimento da trajetória a e b = Parâmetros de regressão q = Tensão desvio p = Média das tensões principais </p>	Ensaios triaxiais de carga repetida, considerando a relação entre deformação e estado de tensões
Tseng e Lytton (1997/2000)	$\delta_n \cdot (N) = \beta_{GB} \cdot e^{(\frac{\rho}{N})^\beta} \cdot \varepsilon_\theta \cdot h$ <p> $\delta_n \cdot (N)$ = Deformação permanentemente da camada N = Número de repetição de carga ε_θ, ρ, β = Propriedades dos materiais β_{GB} = Fator de calibração 2,2 h = Espessura da camada </p>	Foi utilizado regressão múltipla em um banco de dados de DP com aplicação de cargas repetidas.

Fonte: Adaptado de Guimarães (2009).

Guimarães (2009) propôs em seu estudo de deformação permanente de solos e materiais para pavimentação um modelo que incluísse as tensões atuantes (tensão desvio e tensão confinante) e o número de ciclos, de forma a aperfeiçoar o método de dimensionamento mecanístico-empírico. A Equação 4 foi desenvolvida através das análises da deformação permanente feitas em equipamentos triaxiais de carga repetida, com vários níveis de tensão em diversos materiais entre solos, britas e lateritas.

$$\varepsilon_p (\%) = \Psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\Psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (4)$$

Onde:

ε_p (%): Deformação permanente específica;

$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$: Parâmetros de regressão;

σ_3 : Tensão confinante;

σ_d : Tensão desvio;

ρ_0 : Tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Os parâmetros do modelo sugerido por Guimarães (2009), são obtidos através de ensaios triaxiais de carga repetida, devendo-se moldar nove corpos de prova (por tipo de material) e cada um deverá ser submetido a um par de tensão previamente definido, conforme descrito pela norma DNIT – IE 179 (2018). Através da técnica de regressão não linear múltipla, são obtidos os parâmetros de regressão necessários para determinar a deformação permanente do material ensaiado.

2.2 SOLO-AGREGADO

Esse tipo de mistura é empregado quando há um solo com baixa capacidade de suporte para fins de pavimentação e necessita de outro material para estabilizá-lo, podendo ser agregados pétreos ou resíduos que possam ser reutilizados sem danificar o meio ambiente (Balbo, 2007).

Yoder e Witczak (1975) descrevem as principais propriedades do solo-agregado e destacam que a estabilidade da mistura está inteiramente ligada com a granulometria, a densidade relativa, a forma das partículas, o atrito interno e a coesão.

Os autores também indicam que um material granular terá a estabilidade máxima quando mobilizar o atrito interno, resistindo às deformações em cada estado de tensão.

Pode ser observado na Figura 6 os três tipos característicos de solo-agregado, sendo eles: o tipo (a) de baixa densidade, permeável, difícil compactação e não propenso a mudanças com a umidade ou congelamento; o tipo (b) apresenta alta densidade, mais resistente e menos permeável que o tipo (a) e com compactação moderadamente difícil e o tipo (c) menor densidade que o tipo (b), menor permeabilidade, a qual pode ser afetada pela umidade e é de fácil compactação. Para bases de pavimentos, as especificações tradicionais preconizam o uso de materiais do tipo (a) e do tipo (b), para garantir o contato grão-grão (BERNUCCI *et al.*, 2007).

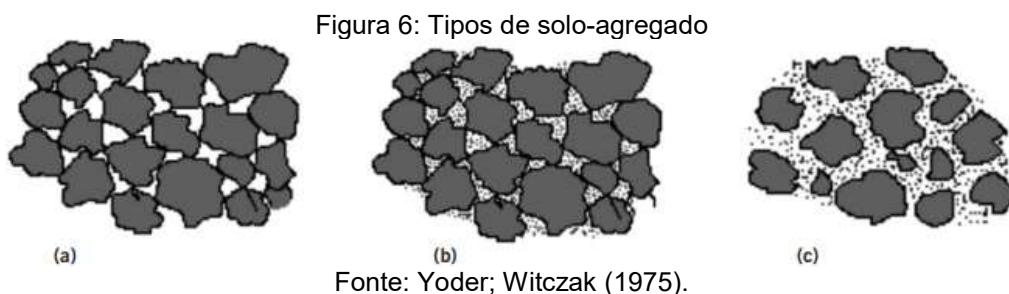


Figura 6: Tipos de solo-agregado

Fonte: Yoder; Witczak (1975).

De acordo com Senço (2008), o solo-brita pode ser denominado como um material estabilizado granulometricamente. Ou seja, pode ser obtida uma granulometria ideal ao se misturar um material britado com um solo classificado como inutilizável para compor a estrutura do pavimento. Essa mistura pode gerar características físicas e mecânicas compatíveis com os limites normatizados de utilização em camadas estruturantes do pavimento.

Conforme descrito por Bernucci *et al.* (2007), em misturas de solo-brita, é frequentemente empregada uma mistura que pode variar entre 70% e 80% de brita e 20% e 30% de solo. As misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam, muitas vezes, CBR acima de 100% na energia modificada e pouca perda de capacidade de suporte após imersão.

Diversas pesquisas foram realizadas com misturas de solo-brita, tanto no panorama brasileiro quanto no cenário internacional, podendo ser destacados Nogami e Villibor (1995), Wagner, Cattle e Scholten (2006), Couto (2009), Bastos (2013), Lima (2015), Oliveira Júnior, Araújo e Ayres (2018), Norback (2018), Bassani *et al.* (2019)

e Maria (2021). Cada estudo apresenta suas particularidades em relação aos materiais constituintes.

No estudo desenvolvido por Nogami e Villibor (1995), na intenção de justificar o interesse econômico deste tipo de mistura de solo-brita, foi utilizada elevada quantidade de argila laterítica (mais que 50%) juntamente com a brita. As análises foram realizadas através dos ensaios de CBR, e foi observado que a utilização da mistura de brita com um solo com grande quantidade de argila laterítica apresentou grande contribuição na diminuição do desenvolvimento de trincas.

Couto (2009) desenvolveu diversas misturas utilizando pedra britada, brita graduada e argila laterítica. A mistura de solo-brita mais adequada foi a composta por 40% de argila laterítica e 60% de agregado pétreo, sendo que esta apresentou CBR mínimo de 60%, podendo esta mistura ser utilizada como camada de base e ou sub-base de pavimentos. A mistura desenvolvida neste estudo, gerou uma economia entre 20% e 30% no custo por metro quadrado de execução das camadas de base e sub-base.

Bastos (2013) avaliou a influência da umidade nas propriedades resilientes de um solo estabilizado com brita. A mistura analisada era composta de 65% de brita e 35% de solo e a análise foi realizada considerando a umidade ótima e sua variação de $\pm 2\%$. O autor observou que o valor médio do MR aumentou com a redução de 2% no teor de umidade, e uma redução no MR com o acréscimo de 2% da umidade.

Lima (2015) avaliou as propriedades físicas e mecânicas de misturas de solo fino de comportamento arenoso com agregado calcário, nas proporções de 25%, 50% e 75% de agregado. Com relação ao CBR, os valores médios foram de 40%, o que possibilita a utilização da mistura como camada de sub-base. Com relação ao MR, a mistura que apresentou melhor desempenho foi a de 50% com um valor de MR de 861MPa. Desta forma, o autor destaca que a mistura que apresentou melhor desempenho foi a composta por 50% de solo e 50% de agregado.

Oliveira Júnior *et al.* (2018) compararam o comportamento de misturas de solo agregado, utilizando agregados de origem natural (seixos) e agregado britado. Foi avaliado o comportamento do solo e das misturas com adição de 20%, 30% e 40% de seixo e agregado britado. Observou-se um ganho de CBR em média de 65% das misturas com seixo em relação ao solo natural e um aumento de 60% na resistência

das amostras compostas com agregado britado. Os autores destacam que os valores são satisfatórios para o uso das misturas como material de base ou de sub-base.

Norback (2018) estudou as propriedades de deformabilidade de três solos e uma brita e cinco misturas propostas a partir da combinação destes materiais, baseadas em normas brasileiras vigentes, com o intuito de enquadrá-las em faixas granulométricas utilizadas para camadas de base e sub-base. A autora realizou ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, e verificou a ocorrência de *shakedown*. Com relação a deformação permanente, os valores máximos foram da ordem de 4mm, porém em alguns casos não foi verificado o acomodamento do material (*shakedown*) após 150.000 ciclos de carga.

Bassani *et al.* (2019) investigaram laboratorialmente a porcentagem ideal de solo em relação ao agregado para utilização das misturas em sub-base de pavimentos. Foram estudados 4 solos diferentes, sendo um silte plástico e três argilas plásticas. Os autores realizaram ensaios de campo e em laboratório, como módulo resiliente, teor de umidade e sucção. Os resultados obtidos evidenciaram a positiva utilização de solos finos plásticos ao invés de não plásticos, porém, a quantidade de finos plásticos deve ser de no máximo 10,8% em relação ao peso do agregado para atingir alto grau de compactação e um comportamento resiliente de endurecimento.

Maria (2021) estudou o comportamento de misturas de solo-agregado granítico empregados na região sul do Rio Grande do Sul, com o intuito de avaliar a influência das propriedades mecânicas e da deformabilidade das misturas. Foram realizados ensaios de CBR, módulo de resiliência e deformação permanente para o solo e as misturas. Após aferição de todos os parâmetros foi realizado dimensionamento pelos métodos do DNER de 1981 e também pelo novo método de dimensionamento de pavimentos (MeDiNa). Ao final da pesquisa foi constatado que a estrutura dimensionada pelo método do DNER apresentou excessivo trincamento por fadiga, isso foi constatado ao lançar a estrutura dimensionada no software MeDiNa. Ainda, foi realizado o dimensionamento de uma estrutura pelo método MeDiNa, atendendo os critérios ligados ao trincamento e à deformação permanente. Desta forma, foi comprovada a possibilidade de utilizar essa mistura na composição das camadas de base do pavimento.

2.3 MATERIAL ASFÁLTICO RECICLADO

Conforme descrito pela norma do DNIT – ES 033 (DNIT, 2021), o material asfáltico fresado denominado como *Reclaimed Asphalt Pavement* e mais conhecido como RAP é um material gerado ao cortar e triturar a camada de revestimento asfáltico de pavimentos.

Conforme descrito por Speight (2015), o RAP é gerado ao fresar, moer e triturar parte da pista de rolamento que já se encontra velha e danificada e é, posteriormente, reutilizado como componente em novas misturas e colocado novamente na estrutura do pavimento.

De acordo com Wirtgen (2012), as principais características do RAP são o ligante de betume e a granulometria, além da tendência de partículas maiores do resíduo se fragmentarem quando sujeitas à compactação.

Atualmente há dois métodos para a realização da fresagem nos pavimentos, a fresagem a frio e a quente. De acordo com Bonfim (2010), a fresagem a frio ocorre em temperatura ambiente, sem qualquer tipo de pré-aquecimento, o único aquecimento que ocorre é a energia liberada pelo impacto entre os dentes da fresadora e o revestimento, este que é desconsiderado.

Já quanto à fresagem a quente, Bonfim (2010) descreve que ocorre um pré-aquecimento do revestimento para posteriormente ser realizada uma espécie de escarificação da camada, tendo em vista que com o aquecimento do revestimento não se tem como cortar e triturar a camada, ocorrendo apenas a desagregação.

Segundo o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006), a principal vantagem de utilizar a fresagem a frio é que o material fresado apresenta granulometria adequada para a reciclagem sem processamento adicional do agregado reciclado, mesmo havendo modificações na granulometria inicial.

Diversas pesquisas foram realizadas com a reutilização do RAP com intuito de destinar este resíduo para uma correta empregabilidade, seja através do reaproveitamento em camadas granulares ou até mesmo reciclando-o. Podem ser destacados os estudos desenvolvidos por Bennert e Maher (2005), Pires et al. (2013), Dias et al. (2015), Saride et al. (2015), Arshad e Ahmed (2017), Araújo Junior. (2019), George et al. (2020), Ullah e Tanyu (2020) e Lima et al. (2023).

Na pesquisa de Bennert e Maher (2005), foram desenvolvidas misturas com solo e RAP. Foram realizados ensaios de desempenho, sendo eles permeabilidade,

resistência ao cisalhamento triaxial, carregamento triaxial cíclico e CBR. Os resultados obtidos para o CBR das misturas foram, em geral, que à medida que a porcentagem de RAP aumentou, o valor obtido para CBR diminuiu, entretanto, para os ensaios de módulo de resiliência, ao aumentar a porcentagem de RAP, também houve aumento no valor obtido para módulo resiliente. Para os ensaios de deformação permanente, ao aumentar a porcentagem de RAP nas misturas, também houve um aumento na deformação permanente da mistura. Os autores sugerem que a melhor combinação é a mistura com 50% de RAP e 50% de solo, pois, pode atender os requisitos básicos normatizados.

No estudo desenvolvido por Pires *et al.* (2013), foi avaliada a utilização do RAP puro e também estabilizado (mecânica, granulométrica e quimicamente) como material componente da estrutura de pavimentos flexíveis. Para esta pesquisa, as 3 formas de estabilização apresentaram resultados satisfatórios, demonstrando que a utilização do RAP em camadas do pavimento é uma opção viável.

Dias *et al.* (2015) avaliaram a incorporação do RAP em um solo do estado de São Paulo para utilização em camadas de base e sub-base. Foram desenvolvidas quatro misturas de solo e RAP e realizados ensaios laboratoriais para determinação das características de cada mistura. As quatro misturas atenderam aos parâmetros das normas vigentes para utilização como camada de sub-base, no entanto, para utilização como camada de base, apenas as misturas contendo 90% de RAP + 10% de solo e 70% de RAP + 30% de solo atenderam as especificações normatizadas.

Na pesquisa desenvolvida por Saride *et al.* (2015) na Índia, foram desenvolvidas misturas compostas por agregados virgens com diferentes teores de RAP (100%, 80%, 60% e 40%) e cinza volante (10%, 20% 30% e 40%), para utilização em rodovias de baixo volume de tráfego. As misturas foram avaliadas através do CBR e do ensaio triaxial de cargas repetidas para determinação do módulo de resiliência. Os resultados obtidos para CBR, apresentam decréscimo nos valores ao aumentar o teor de RAP em relação ao agregado virgem. Foi verificado que misturas contendo maior porcentagem de RAP resultaram em maior módulo de resiliência. Segundo os autores isso pode ocorrer pelo fato de o RAP apresentar um comportamento resiliente superior aos demais agregados, já que esse material foi exposto a um número de solicitações durante sua vida útil. A mistura que apresentou melhor comportamento e atendeu às especificações de projeto estabelecidas pela Índia foi a mistura contendo

80% de RAP + 20% de agregado virgem + 40% de adição de cinza volante em peso da mistura.

No estudo desenvolvido por Arshad e Ahmed (2017), os autores analisaram o desempenho de diversas misturas de RAP com um solo granular, em comparação com agregado de concreto reciclado, para utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos. As misturas contendo RAP resultaram em módulos de resiliência mais elevados em comparação com os resultados obtidos para as demais amostras granulares. Ainda, os resultados mostraram-se satisfatórios até mesmo quando a porcentagem de RAP utilizada foi de 75% em relação ao peso da mistura.

Araújo Junior (2019) avaliou o desempenho de misturas de solos tropicais lateríticos e não-lateríticos com RAP para utilização como camadas estruturantes de pavimentos flexíveis de vias urbanas. O RAP foi incorporado às misturas em porcentagens pré-definidas de 10% em 10% em substituição ao solo até atingir 50%. Com base nos resultados dos ensaios realizados, foi verificado que o emprego de misturas com RAP em camadas de reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos de baixo volume de tráfego ou pavimentos urbanos, é uma alternativa tecnicamente viável.

George *et al.* (2020) estudaram a utilização do RAP em camadas de base de pavimentos juntamente com uma geocélula de polietileno de alta densidade (PEAD). Foram avaliadas a eficácia do geossintético na melhoria das propriedades resilientes do pavimento e se esta utilização mitigaria as deformações permanentes. Ao final do estudo foi concluído que o geossintético utilizado aumentou o valor de módulo resiliente da camada de base com RAP em até 3 vezes e diminuiu a deformação permanente em até 80%, quando comparadas à base de RAP sem o reforço com geossintético.

Na pesquisa desenvolvida por Ullah e Tanyu (2020), foram analisados os efeitos da variação da umidade em misturas de solo com RAP. As análises foram realizadas utilizando os resultados obtidos através dos ensaios de carga repetida de módulo de resiliência e de deformação permanente. Os resultados dos ensaios demonstram que com a adição de água, há um aumento da deformação permanente e uma diminuição do valor de módulo de resiliência. E as amostras contendo RAP resultaram em melhores propriedades mecânicas em relação ao solo puro.

Lima *et al.* (2023) analisaram o desempenho de três misturas de solo laterítico com RAP para aplicação em camadas granulares de pavimentos asfálticos. Foram utilizadas diferentes proporções da mistura: M1 (0% RAP, 100% Solo), M2 (25% RAP, 75% Solo) e M3 (50% RAP, 50% Solo). Além das caracterizações físicas dos materiais também foi realizada a análise do desempenho mecânico das misturas propostas, através do módulo de resiliência e deformação permanente e, ainda, simulação mecanístico-empírica do desempenho do pavimento, utilizando o software brasileiro MeDiNa. Os resultados indicaram que a adição de RAP ao solo melhorou seu desempenho, podendo ser utilizado como camadas granulares de pavimentos asfálticos. Além disso, a mistura M2 apresentou melhor comportamento, em termos de aparecimento de área fissurada e piora menos significativa em termos de deformação, quando comparada ao solo sem adição de RAP.

2.4 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Balbo (2007) cita que o ato de dimensionar um pavimento é a ação de definir as espessuras das camadas e os materiais que deverão ser empregados na estrutura do pavimento, embasado em um volume de tráfego preestabelecido, de forma a suprimir as necessidades de trafegabilidade da via.

O dimensionamento dos pavimentos tem critérios definidos, com o objetivo de evitar sua deterioração antes do período de projeto para qual foi dimensionado. O dimensionamento também serve para indicar a opção mais economicamente viável, tanto em termos de espessuras das camadas, como o tipo de material empregado, com intuito de não reduzir as características de suporte do pavimento (Domingos, 2007).

Segundo Motta (1991), os métodos de dimensionamento de pavimentos eram desenvolvidos de forma empírica, contando apenas com o conhecimento adquirido durante a vivência em campo. Nos locais que os solos apresentavam boas características, já se definia uma espessura mínima que deveria ser utilizado do material, de forma que não se tivesse rupturas ou defeitos superficiais.

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) foi desenvolvido pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza no início da década de 1960. Este método foi uma

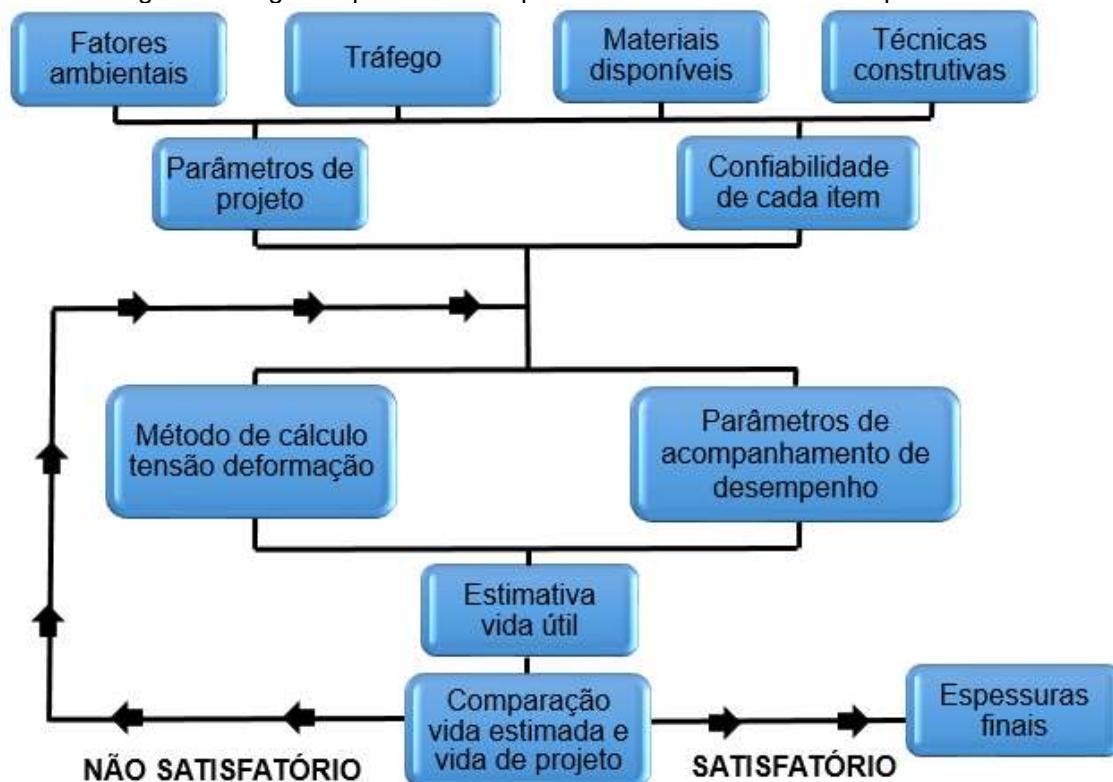
variação dos critérios do CBR, simulando os efeitos causados pelas repetições de carga de um eixo-padrão de 80 kN (Medina; Motta, 2015; BALBO, 2007).

O dimensionamento de um pavimento é de difícil previsão, pois diversas variáveis devem ser definidas, cada uma com suas particularidades, como, por exemplo, o tipo de material empregado em cada camada e suas respectivas espessuras, além de todo o meio físico que atua sobre o pavimento (FRANCO, 2007).

De acordo com Motta (1991), o dimensionamento de um pavimento deve garantir que sua estrutura não sofra ruptura dentro de um período estipulado de projeto, para que isso ocorra, existem parâmetros que devem ser obedecidos. Em sua pesquisa é apresentado um diagrama detalhado (Figura 7) de como devem ser definidas as espessuras das camadas de um pavimento pelo método mecanístico-empírico.

Na Figura 7 é apresentado o dimensionamento mecanístico-empírico onde são considerados inicialmente dados de entrada, bem como os fatores ambientais do projeto, os dados de volume de tráfego, as características físico-químicas dos materiais e as técnicas construtivas aplicadas.

Figura 7: Diagrama para definir espessuras das camadas de um pavimento.



Fonte: Adaptado de Motta (1991).

Após definição de todos os parâmetros são adotadas as espessuras das camadas e são calculados os estados de tensões e deformações para essa estrutura, então são comparados com os limites estabelecidos para cada dimensionamento até se obter uma estrutura satisfatória (Medina; Motta, 2015).

Medina e Motta (2015) ainda descrevem um roteiro básico de dimensionamento de pavimentos pelo método mecanístico-empírico. Abaixo estão os passos a serem seguidos:

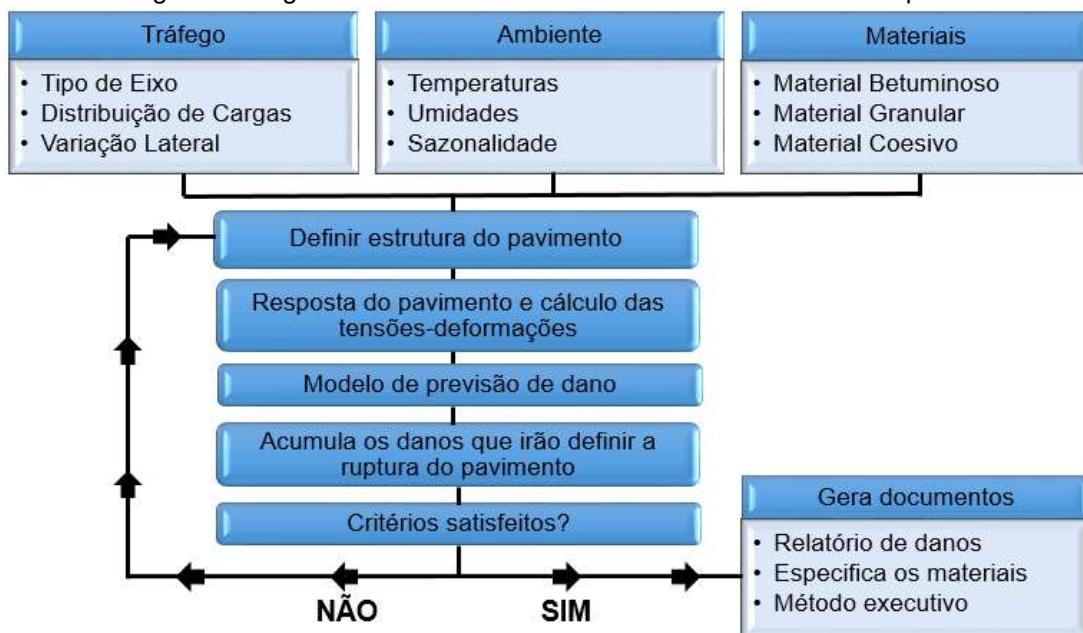
1. Definir o número N de projeto, considerando as informações do tráfego;
2. Caracterizar todos os materiais disponíveis na região e obter os valores para módulo resiliente e deformação permanente;
3. Definir o valor de módulo resiliente para a mistura asfáltica a ser utilizada no revestimento do pavimento;
4. Definir uma estrutura inicial do pavimento, definindo as espessuras de cada camada para a realização da tentativa de dimensionamento;
5. Calcular o estado de tensão e deformação atuante na estrutura carregada com eixo-padrão. Os parâmetros críticos de verificação são: a deflexão prevista na superfície, a deformação de tração no revestimento e a tensão ou deformação de compressão vertical no subleito;
6. Comparar os valores calculados de deformação e tensão com os critérios de ruptura, estabelecidos em função do número N de projeto e a vida útil do pavimento dimensionado;
7. Verificar o afundamento de trilha de roda previsto para o número N de projeto, considerando todas as camadas com os valores admissíveis;
8. Se os critérios previstos nos itens 6 e 7 forem atendidos, considera-se que o dimensionamento está correto. Caso contrário, deve-se alterar as espessuras das camadas e refazer os cálculos de tensão e deformação e os comparar novamente com os valores admissíveis.

Franco (2007) desenvolveu em sua tese de doutorado um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos, que conta com um *software* para execução do método.

O método proposto por Franco (2007) considera a necessidade de caracterizar todos os materiais contidos na estrutura, a análise do tráfego para os diversos eixos com a variação lateral, a variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto, materiais com comportamento elástico linear e não linear, modelos de previsão de danos, os parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias deflectométricas para controle executivo e análise de confiabilidade.

A Figura 8 demonstra o método de dimensionamento mecanístico-empírico desenvolvido por Franco (2007), atualizado em relação ao de Motta (1991). Os aspectos mais significativos adicionados ao método são a variação de temperatura e o envelhecimento das misturas asfálticas.

Figura 8: Diagrama método de dimensionamento mecanístico-empírico



Fonte: Adaptado de Franco (2007).

Com a necessidade de inserir um método mecanístico-empírico nacional de dimensionamento de pavimentos, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) elaborou o método denominado como Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), compreendido por um *software* computacional.

2.4.1 Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa)

O Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa) está em fase de implementação no Brasil. Este método é composto por um *software* que realiza o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. Para a elaboração

deste método foram utilizados como base os estudos desenvolvidos por Franco (2007) e Guimarães (2009), e partindo do Termo de Execução Descentralizada entre Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Instituto Alberto Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ - COPPE), Centro de Pesquisas da Petrobrás (CENPES) e diversas universidades brasileiras.

Franco e Motta (2020) descrevem que o MeDiNa utiliza a Teoria de Sistema de Camadas Elásticas (TSCE) para cálculo de tensão e deformação que ocorre na estrutura do pavimento. Desta forma, as hipóteses para a solução computacional estão listadas abaixo:

- Os materiais são elásticos isotrópicos, lineares e homogêneos, sendo que quando necessária modelagem elástica não linear, ela é realizada através de interações elásticas lineares;
- Aplica-se a lei de Hooke, pois o módulo de compressão é similar ao módulo de tração;
- O subleito apresenta espessura semi-infinita, ao contrário das outras camadas;
- As camadas do pavimento são ilimitadas horizontalmente;
- Na área sob a ação de cargas ocorrem tensões normais;
- Em grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- A aderência entre as camadas pode variar de aderida e não aderida.

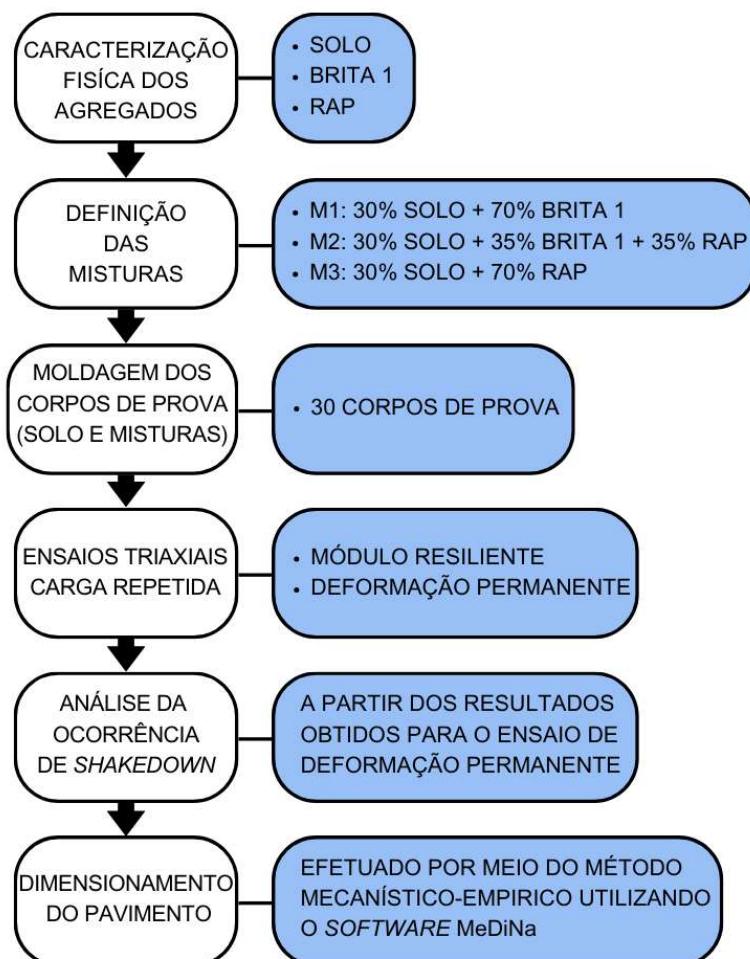
O MeDiNa é um *software* que realiza a verificação e o dimensionamento mecanístico-empírico de estruturas de pavimentos por meio da Análise Elástica de Múltiplas Camadas - AEMC. O AEMC calcula tensões e deformações em estruturas de pavimentos sob carregamento de rodas do tipo eixo padrão rodoviário e aplica modelos de fadiga e deformação permanente para ajustar as espessuras das camadas (Franco; Motta, 2020).

O resultado do dimensionamento pelo MeDiNa é associado ao nível de informações e confiabilidade da análise, sendo que o valor resultante depende do tipo de via e das estimativas de área trincada e deformação permanente total para o período de projeto analisado.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os materiais e os métodos empregados para as caracterizações físicas e mecânicas dos materiais e demais procedimentos metodológicos da pesquisa. Os materiais utilizados para o desenvolvimento deste estudo foram o solo, a brita 1 e o RAP. Na Figura 9 são apresentadas as etapas metodológicas desenvolvidas neste trabalho.

Figura 9: Desenvolvimento metodológico



Fonte: O autor (2025).

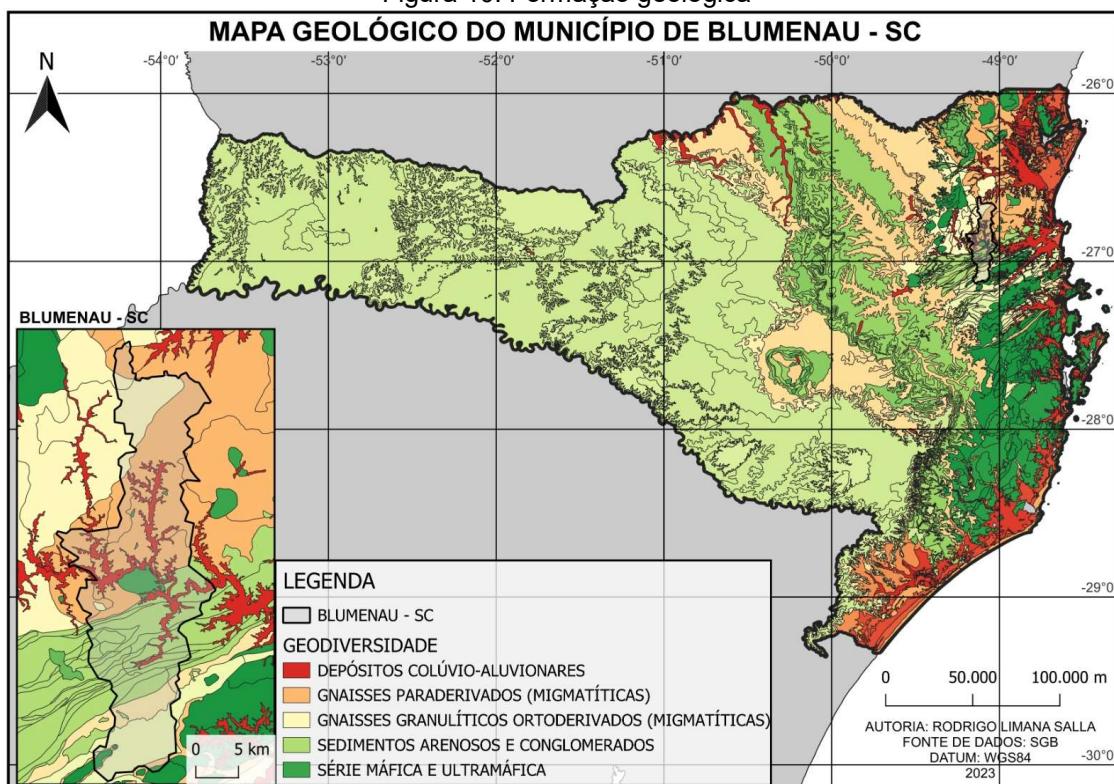
A presente pesquisa buscou analisar as deformações permanentes das misturas de solo-brita com incorporação de RAP para utilização como camada de base e ou sub-base de pavimentação. A substituição da brita pelo RAP foi realizada de forma parcial e total, variando as porcentagens de substituição para cada mistura, de forma a definir a melhor porcentagem de materiais.

3.1 COLETA DOS MATERIAIS

Inicialmente foram coletados todos os materiais para a realização de suas caracterizações, a definição das misturas de solo, brita e RAP e, posteriormente, foram moldados os corpos de prova das misturas. As coletas dos materiais ocorreram nas cidades de Blumenau – SC e Joinville – SC.

O solo utilizado na pesquisa foi coletado na cidade de Blumenau – SC e foi caracterizado seguindo as normas vigentes. Na Figura 10 é apresentada a formação geológica da cidade de Blumenau, sendo composta pelos depósitos colúvio-aluvionários, os gnaisses paraderivados migmatíticos, os gnaisses granulíticos ortoderivados migmatíticos, os sedimentos arenosos e conglomerados e a série máfica e ultramáfica.

Figura 10: Formação geológica



Fonte: Adaptado de SGB (2023).

O SGB (2023) descreve as características das cinco formações geológicas:

- Os depósitos colúvio-aluvionares são constituídos por cascalhos, areias e argilas com características bastante distintas, terrenos com boa capacidade de suporte para obras de até médio porte, porém baixa resistência ao corte, são

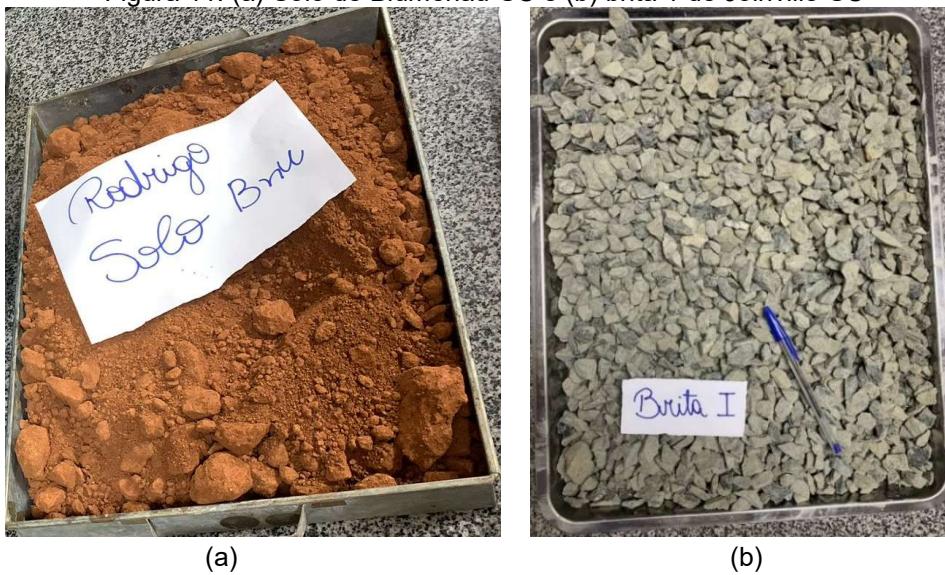
em geral, terrenos mais altos com baixa suscetibilidade a inundações sazonais;

- Os gnaisses paraderivados migmatíticos são pequenos afloramentos descontínuos, aparentemente encaixados em gnaisses granulíticos. Os quartzitos são frequentes, principalmente na região de Joinville, apresentam coloração avermelhada e podem ser utilizados como materiais de empréstimo;
- Os gnaisses granulíticos ortoderivados migmatíticas ocorrem em uma estreita faixa alongada, com alta resistência de corte e penetração. Nestes terrenos geralmente são registradas atividades de produção de brita;
- Sedimentos arenosos e conglomerados são constituídos por arenitos e intercalações de siltitos e argilitos. As rochas são organizadas em camadas espessas e apresentam de moderada a alta resistência ao intemperismo físico-químico, ao corte e à penetração;
- Série máfica e ultramáfica são rochas isótropas a foliadas que ocorrem em afloramentos em forma de blocos e matacões nas encostas dos morros.

O solo utilizado nesta pesquisa foi coletado em uma região contemplada pela presença de solos do tipo gnaisses paraderivados migmatíticas.

A brita I foi fornecida por uma pedreira da cidade de Joinville-SC. A Figura 11 demonstra o solo e a brita coletados para o desenvolvimento da pesquisa.

Figura 11: (a) Solo de Blumenau-SC e (b) brita I de Joinville-SC

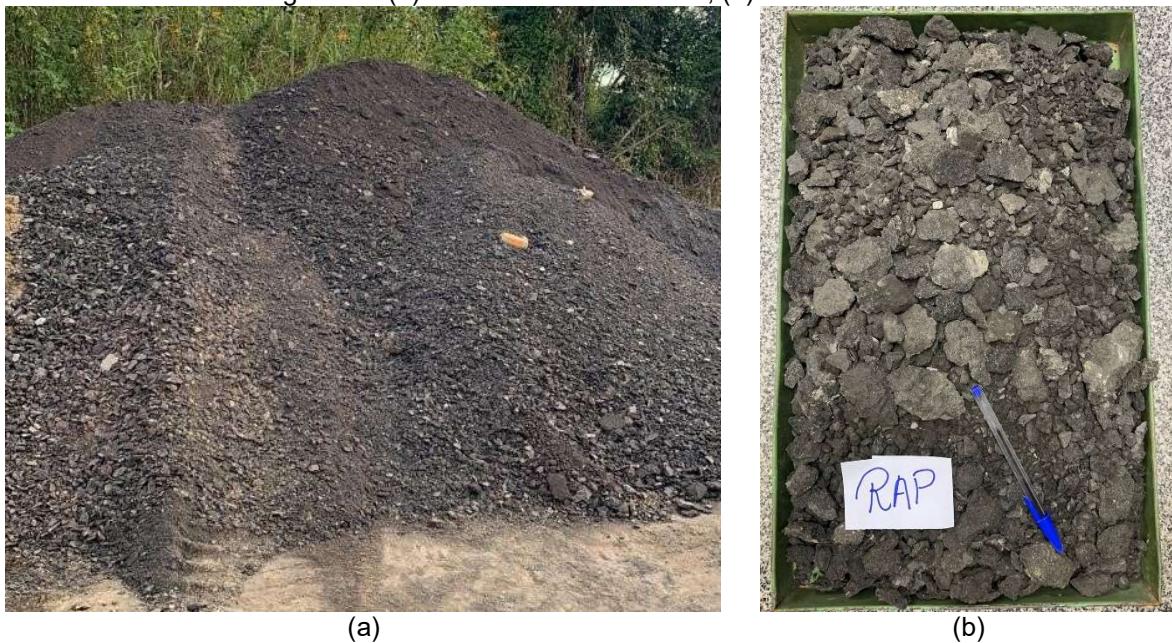


Fonte: O autor (2025).

A coleta do RAP foi realizada na cidade de Blumenau – SC, diretamente no depósito da Secretaria Municipal de Conservação e Manutenção da Prefeitura

Municipal de Blumenau (SEURB). Este resíduo é proveniente da fresagem de parte do revestimento asfáltico das vias do município de Blumenau, que na maioria das vezes receberam nova capa asfáltica. A coleta do resíduo foi realizada no dia que estavam executando o serviço de fresagem a frio, para que o material apresentasse as mesmas características no decorrer dos ensaios. A Figura 12 demonstra o resíduo no local de coleta e o RAP coletado.

Figura 12: (a) Local de coleta do RAP; (b) amostra RAP



Fonte: O autor (2025).

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DOS MATERIAIS

Foram realizados ensaios laboratoriais para caracterização física dos materiais utilizados nesta pesquisa. Para a execução dos ensaios foram seguidas as normas vigentes para cada tipo de material.

3.2.1 Caracterização do solo

A caracterização do solo foi realizada através da análise granulométrica (NBR 7181 (ABNT, 2016)), densidade real (DNER-ME 093 (DNIT, 1994)), limite de liquidez (DNER-ME 122 (DNIT, 1994)), limite de plasticidade (DNER-ME 082 (DNIT, 1994)) e compactação (NBR 7182 (ABNT, 2016)). A identificação do tipo de solo foi realizada através da classificação MCT (DNER-CLA 259 (DNIT, 2023)), e classificação TRB AASHTO.

Para a realização do ensaio de densidade real dos grãos foi utilizada uma bomba a vácuo e foram analisadas três amostras. A Figura 13 ilustra parte do procedimento realizado no ensaio de densidade real dos grãos.

Figura 13: Ensaio densidade real dos grãos



Fonte: O autor (2025).

Para a determinação dos Limites de Atterberg foram realizados os ensaios de Limite de Liquidez, através do aparelho de Casagrande e o Limite de Plasticidade, utilizando uma placa de vidro e um gabarito metálico. A Figura 14 demonstra a realização do ensaio de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade sucessivamente.

Figura 14: Ensaios dos Limites de Atterberg



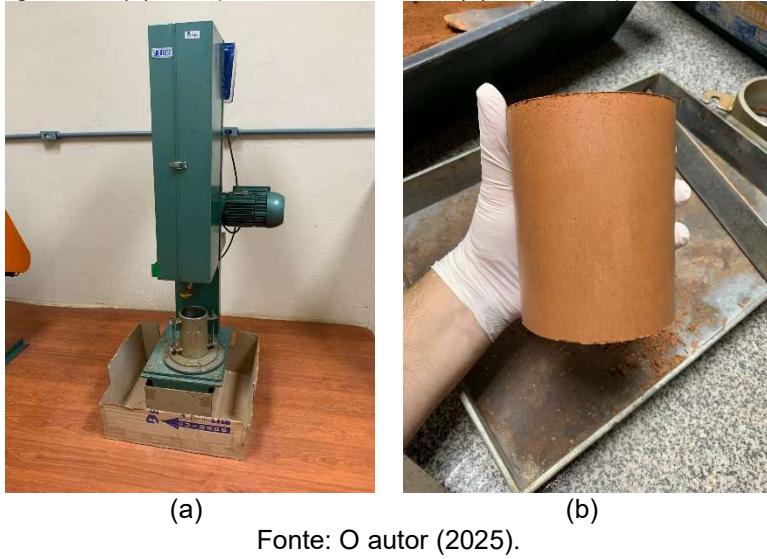
Fonte: O autor (2025).

Para a realização do ensaio de compactação do solo foram moldados 4 corpos de prova com umidades diferentes e a energia de compactação utilizada foi a energia modificada. A energia modificada é indicada para materiais utilizados como camada

de base, de forma, atingir a densificação máxima do material, conforme citado pela norma DER-PR 9606/2006 intitulada como a “Base ou Sub-base de solo-brita”.

A Figura 15 (a) ilustra o compactador mecânico utilizado para a moldagem dos corpos de prova e a Figura 15 (b) demonstra o corpo de prova já extraído do molde.

Figura 15: (a) Compactador mecânico; (b) Corpo de prova extraído



Fonte: O autor (2025).

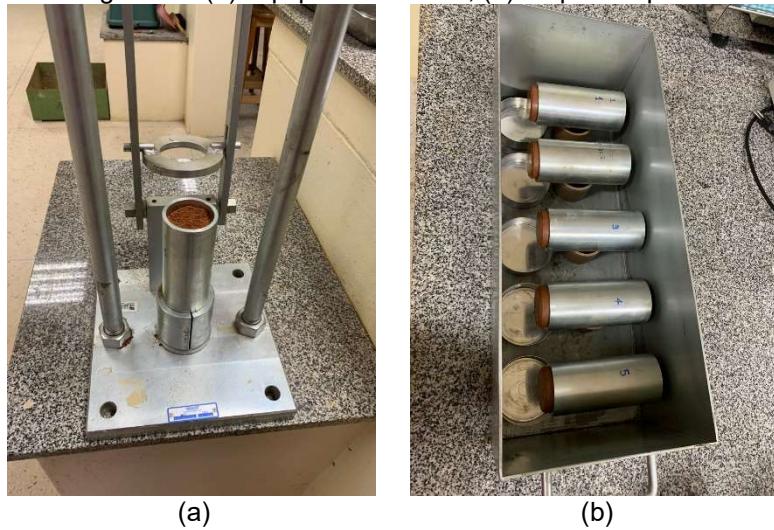
3.2.1.1 Classificação MCT

Para a classificação do solo através da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) foram seguidas as instruções da DNER-CLA 259/2023 intitulada como “Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamentos miniatura”. Esta norma apresenta todos os procedimentos que devem ser adotados para classificação de solos tropicais.

Após a moldagem dos mini corpos de prova, conforme indicado pela norma, é obtida a curva do Mini-MCV pela umidade de compactação.

A Figura 16 (a) apresenta o equipamento para moldagem dos corpos de prova e a Figura 16 (b) demonstra os corpos de prova após a moldagem sendo preparados para o ensaio de perda de massa por imersão.

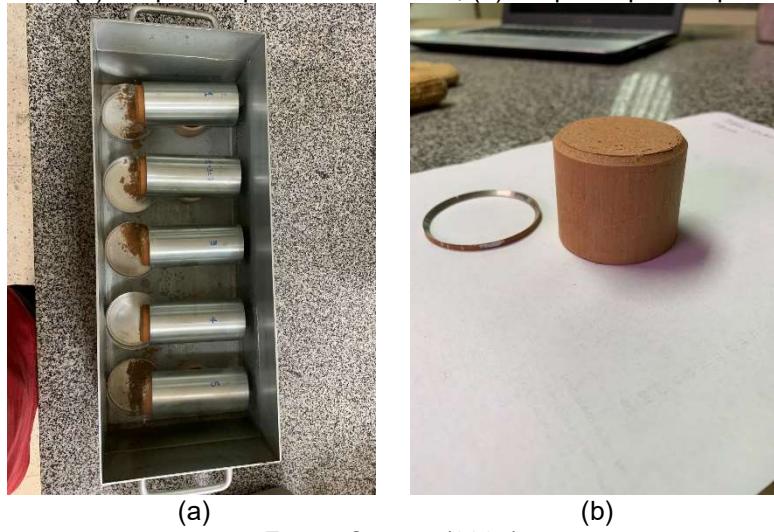
Figura 16: (a) Equipamento MCT; (b) corpos de prova



Fonte: O autor (2025).

Também foi definido o coeficiente de perda de massa por imersão (P_i), posteriormente utilizado para definição do índice e' . A Figura 17 (a) ilustra os corpos de prova submersos em água, sendo esta uma parte do ensaio de perda de massa por imersão e a Figura 17 (b) demonstra um corpo de prova após a finalização do ensaio de perda de massa por imersão e secagem em estufa.

Figura 17: (a) Corpos de prova em imersão; (b) Corpo de prova após ensaio

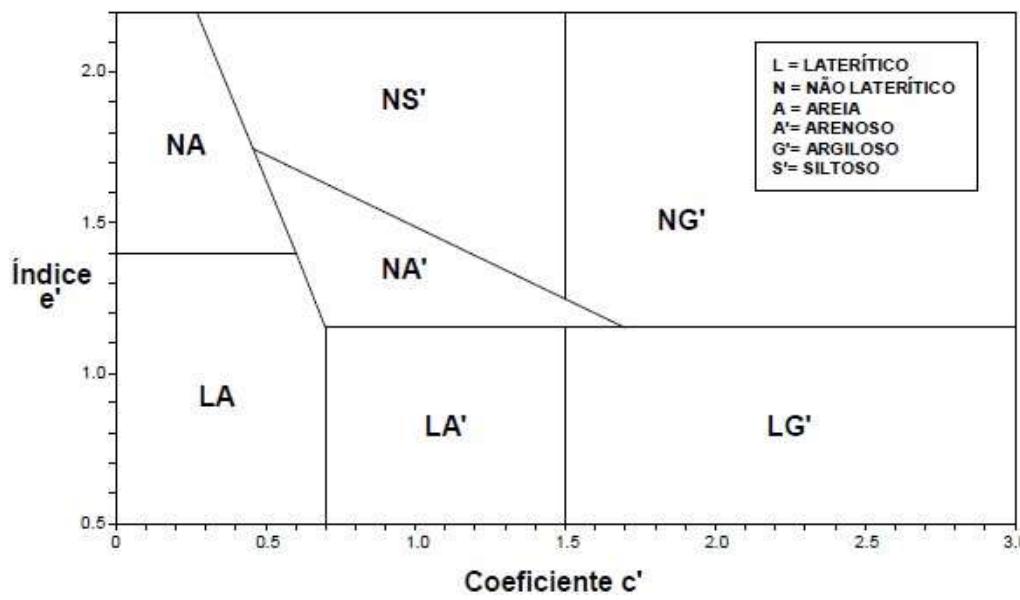


Fonte: O autor (2025).

Com todos os dados obtidos através do ensaio foram elaborados os gráficos para determinação do coeficiente c' . O c' é um coeficiente de argilosidade, e é a razão da variação do afundamento pela variação do Mini-MCV. O coeficiente d também será definido através dos gráficos, gerados em função da umidade e a massa específica aparente seca.

A partir de todos os coeficientes será encontrado o valor de e' e, posteriormente, utilizado no ábaco para identificação do tipo de solo. A Figura 18 exemplifica o ábaco utilizado para classificação MCT.

Figura 18: Ábaco utilizado para classificação MCT



Fonte: Adaptado de DNIT-CLA 259 (2023).

Utilizando os valores de c' e de e' para traçar retas no ábaco, será encontrado o tipo de solo ensaiado, sendo este, localizado na intersecção das duas retas informadas.

3.2.1.2 Classificação TRB

Para classificação pelo método *Transportation Research Board* - TRB adotada pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO serão necessários os dados obtidos através dos ensaios de caracterização do solo, sendo eles a análise granulométrica e os limites de Atterberg.

3.2.2 Caracterização do agregado graúdo

A caracterização do agregado graúdo foi realizada através da análise granulométrica (DNER-ME 083 (DNIT, 1998)), massa específica (DNER-ME 081 (DNIT, 1998)), massa unitária (DNER-ME 152 (DNIT, 1995)), teor de material pulverulento (DNER-ME 266 (DNIT, 1997)), abrasão “Los Angeles” (DNER-ME 035 (DNIT, 2024)) e índice de forma (DNIT-ME 425 (DNIT, 2020)).

A Figura 19 (a) ilustra o peneiramento da brita 1 para análise granulométrica e a Figura 19 (b) demonstra os agregados submersos em água, parte do processo do ensaio para definição da massa específica.

Figura 19: (a) Peneiramento brita 1; (b) Massa específica brita 1



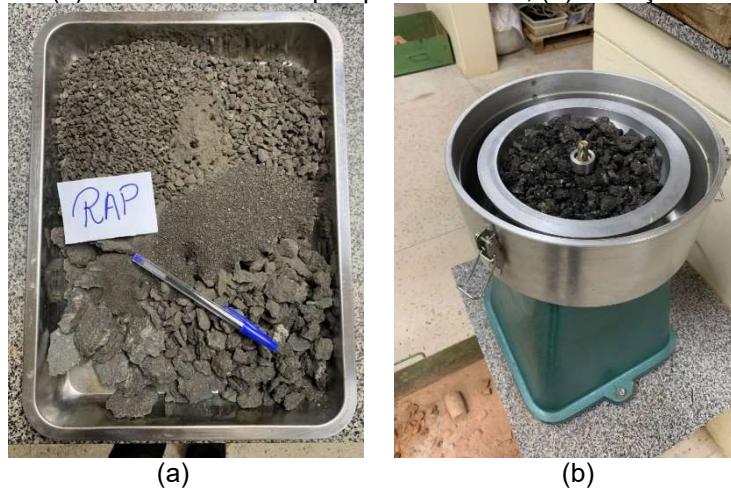
Fonte: O autor (2025).

3.2.3 Caracterização do RAP

A caracterização do RAP foi efetuada através da análise granulométrica (DNER-ME 083 (DNIT, 1998)), massa específica (DNER-ME 081 (DNIT, 1998)), massa unitária (DNER-ME 152 (DNIT, 1995)) e extração de betume (DNER-ME 053 (DNIT, 1994)).

A Figura 20 (a) ilustra a amostra do RAP já peneirada após realização do ensaio e a Figura 20 (b) demonstra o ensaio de extração de betume.

Figura 20: (a) Amostra do RAP após peneiramento; (b) Extração de betume



Fonte: O autor (2025).

3.2.4 Definição das misturas

As porcentagens foram definidas a partir de diversos estudos desenvolvidos, dentre eles podem ser citados Borré (2013), Norback (2018), Maria (2021) e também embasado em Bernucci *et al.* (2007), onde foi descrito que os solos-brita geralmente são compostos por no máximo 30% da mistura sendo de solo e 70% da mistura sendo de agregado pétreo, pois, ao aumentar mais a porcentagem de solo na mistura, já começa a ocorrer a diminuição de sua resistência. No Quadro 4 são apresentadas as misturas que serão desenvolvidas.

Quadro 4: Definição das misturas

MISTURA	SOLO	BRITA	RAP
M1	30%	70%	0%
M2	30%	35%	35%
M3	30%	0%	70%

Fonte: O autor (2025).

As caracterizações das misturas foram realizadas por meio do ensaio de compactação, utilizado para definição da massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima, seguindo a norma NBR 7182 (ABNT, 2016).

3.2.5 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais de carga repetida

Foram moldados ao todo 30 corpos de prova com dimensões de 100mm x 200mm. Inicialmente foram moldados 12 corpos de prova para o ensaio de módulo de resiliência sendo três corpos de prova para o solo puro e para cada mistura. Posteriormente foram moldados mais 18 corpos de prova para o ensaio de deformação permanente, sendo que foram moldados 9 corpos de prova para o solo puro e os outros 9 corpos de prova foram moldados para a mistura que apresentasse melhor desempenho no ensaio de módulo de resiliência.

As quantidades de materiais a serem utilizadas em cada corpo de prova está relacionada à porcentagem empregada em relação ao peso da amostra.

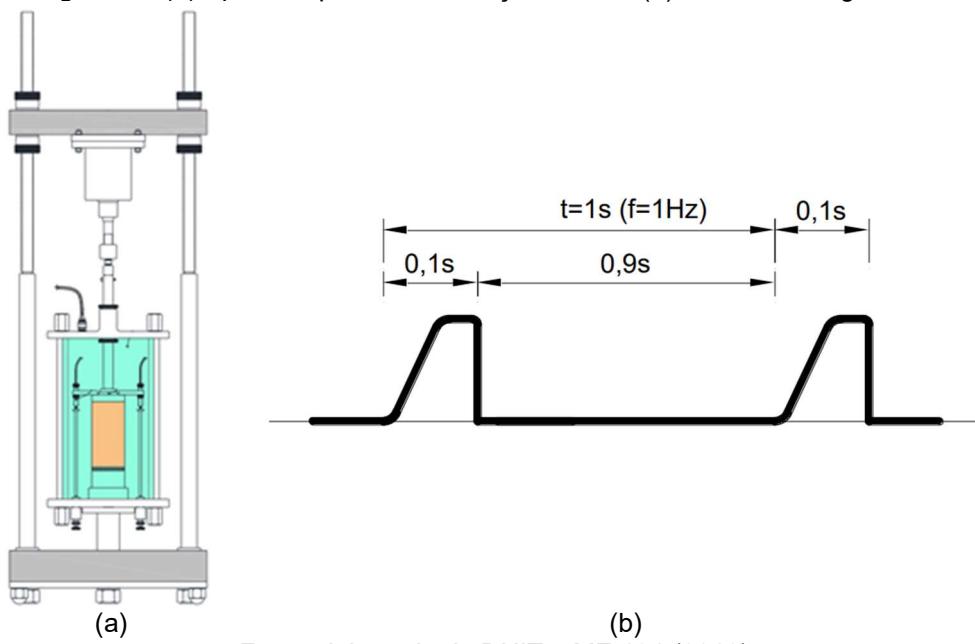
3.2.6 Ensaio de Módulo de Resiliência

Para a determinação do módulo de resiliência foi seguida a norma DNIT – ME 134 (2018) intitulada como “Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de Ensaio” que especifica todos os procedimentos a serem

adotados. Após preparação das amostras, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de módulo de resiliência.

Primeiramente o corpo de prova foi colocado em cima de uma pedra porosa e envolto em uma membrana de borracha e, posteriormente, posicionado na câmara triaxial. Os transdutores LVDT foram presos no cabeçote superior de fechamento da amostra e ajustados utilizando um sistema de aquisição de dados. A Figura 21 (a) apresenta o aparelho para determinação do módulo de resiliência.

Figura 21: (a) Aparelho para determinação do MR; (b) ciclo de carregamento



Fonte: Adaptado de DNIT – ME 134 (2018).

O ensaio foi realizado aplicando ciclos de cargas repetidas no corpo de prova. Antes de iniciar a contabilização do carregamento cíclico, foi aplicada uma sequência de carregamentos com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer no início da aplicação de carga. Pode ser observado na Figura 21 (b) o esquema da carga repetida com uma frequência de 1 Hz.

A frequência aplicada de 1 Hz corresponde à duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso.

Para determinação do módulo de resiliência, primeiramente foi executada a etapa do condicionamento da amostra, que consiste na aplicação de pares de tensões estipulados pela norma do DNIT – ME 134 (DNIT, 2018). A aceitação ou não para utilização do corpo de prova no ensaio foi de não se alcançar uma deformação permanente igual ou superior a 5% da altura do corpo de prova.

Após a fase de condicionamento da amostra, foi iniciado o procedimento para determinação do módulo de resiliência a partir da aplicação de 18 pares de tensões, que estão apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5: Pares de tensão para determinação do módulo resiliente

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1/σ_3
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

Fonte: Adaptado de DNIT – ME 134 (2018).

O equipamento triaxial aplica os ciclos de cargas normatizados até que as leituras apresentassem constância, não havendo diferenças superiores a 5% entre as leituras. O cálculo do módulo de resiliência foi efetuado utilizando a média das últimas 5 leituras das repetições de carga, com três corpos de prova por amostra.

Vale ressaltar que o ensaio de módulo de resiliência foi realizado nas três misturas propostas nesta pesquisa e também no solo puro, para que haja um comparativo das propriedades mecânicas do solo puro com as misturas.

O modelo de previsão utilizado foi o modelo composto desenvolvido por Macêdo (1996), por ser indicado para qualquer tipo de material, independente da granulometria, o qual é expresso pela Equação 2.

Ainda, conforme descrito por Norback (2018), no Brasil, são utilizados todos os pares de tensão, conforme demonstrados no Quadro 5, para realização do ensaio de

módulo de resiliência, independente do material ensaiado, ou até mesmo, em qual camada este material estará posicionado na estrutura do pavimento.

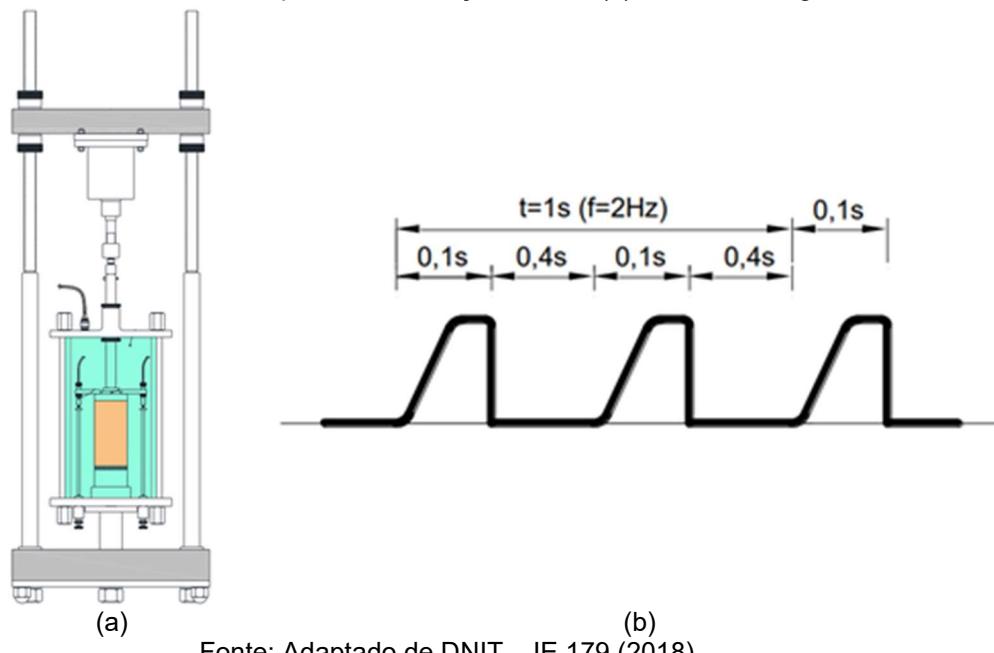
Após realização do ensaio os dados foram inseridos em um programa computacional desenvolvido no software RStudio que ajusta um modelo de regressão linear em uma escala logarítmica e define uma função para prever o MR com base nas tensões desvio e confinantes, e calcula os coeficientes de regressão.

3.2.7 Ensaio de Deformação Permanente

Para a determinação da deformação permanente foi seguida a norma DNIT – IE 179 (2018) intitulada como “Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de Ensaio”, que especifica todos os procedimentos a serem adotados. Após preparação das amostras, estas foram submetidas ao ensaio de deformação permanente. Primeiramente, o corpo de prova foi posicionado em cima de uma pedra porosa e envolto em uma membrana de borracha e, posteriormente, posicionado na câmara triaxial. Os transdutores LVDT fixados no cabeçote superior de fechamento da amostra e ajustados com computador ou sistema de aquisição de dados. Posteriormente foi acoplada a câmara triaxial e apertado os parafusos para sua correta fixação e então iniciado o ensaio.

A Figura 22 (a) apresenta o aparelho para determinação da deformação permanente. O ensaio foi realizado aplicando ciclos de cargas repetidas no corpo de prova. Pode ser observado na Figura 22 (b) o esquema da carga repetida com uma frequência de 2 Hz. A frequência aplicada de 2 Hz corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,4 segundo de repouso.

Figura 22: (a) Aparelho para determinação da DP; (b) ciclo de carregamento



Fonte: Adaptado de DNIT – IE 179 (2018).

Para garantir o ajuste da amostra, foram aplicados 50 ciclos de cargas iniciais e desconsideradas as deformações permanentes obtidas nestes ciclos. Após a calibração da amostra, foi iniciado o procedimento em que cada corpo de prova que recebeu aplicação de 150.000 ciclos de carga. Foram ensaiados 18 corpos de prova sendo 9 para o solo e 9 para a mistura que melhor se comportasse perante o ensaio de módulo de resiliência. Cada corpo de prova recebeu aplicação de um par de tensão diferente, como pode ser observado no Quadro 6.

Quadro 6: Pares de tensão para determinação da deformação permanente

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3	Par de tensão
40	40	2	CP1 - 40/40
	80	3	CP2 - 40/80
	120	4	CP3 - 40/120
80	80	2	CP4 - 80/80
	160	3	CP5 - 80/120
	240	4	CP6 - 80/240
120	120	2	CP7 - 120/120
	240	3	CP8 - 120/240
	360	4	CP9 - 120/360

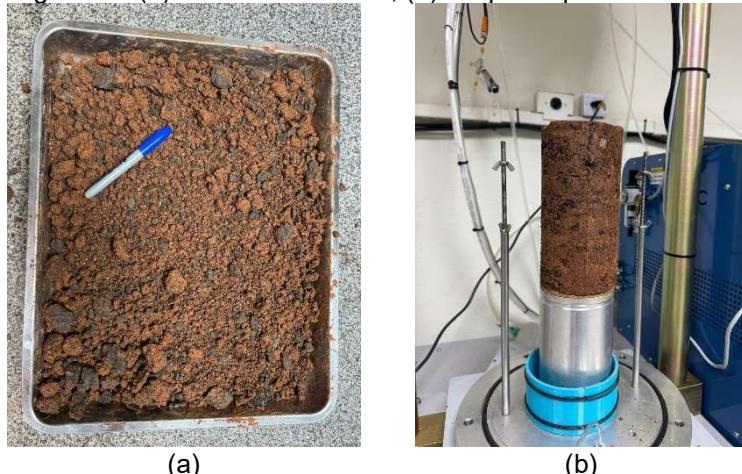
Fonte: Adaptado de DNIT – IE 179 (2018).

Ainda, conforme descrito por Norback (2018), no Brasil, são utilizados todos os pares de tensão conforme demonstrados no Quadro 6 para realização do ensaio de

deformação permanente, independente do material ensaiado, ou até mesmo, em qual camada este material estará posicionado na estrutura do pavimento.

A Figura 23 (a) apresenta a mistura de solo e RAP já umedecida após 24 horas na câmara úmida e na Figura 23 (b) é demonstrado o corpo de prova pronto após compactação e desmoldagem do cilindro tripartido, posicionado sobre a pedra porosa e papel filtro.

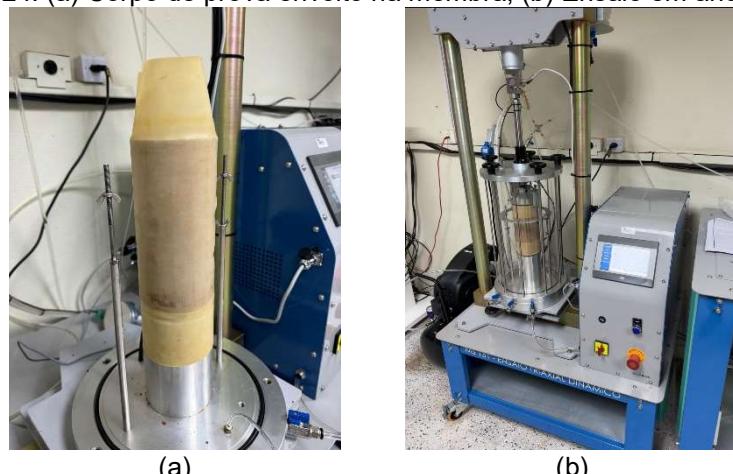
Figura 23: (a) mistura Solo-RAP; (b) Corpo de prova Solo-RAP



Fonte: O autor (2025).

A Figura 24 (a) demonstra o corpo de prova envolto pela membrana de borracha para posteriormente posicionar o êmbolo e os LVDT's. Pode ser observado na Figura 24 (b) a realização do ensaio de deformação permanente da Mistura M3 no equipamento triaxial.

Figura 24: (a) Corpo de prova envolto na membra; (b) Ensaio em andamento



Fonte: O autor (2025).

A partir dos resultados obtidos por meio dos ensaios, foi utilizado o modelo (Equação 4) descrito por Guimarães (2009), para determinação da deformação permanente. As constantes utilizadas neste modelo foram obtidas através de regressão não linear múltipla, conforme indicado pela norma DNIT – IE 179 (2018).

O resultado da deformação permanente é a razão entre o deslocamento plástico ou deformação permanente acumulado em milímetros, pela altura de referência do LVDT.

3.3 VERIFICAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE SHAKEDOWN

A análise do *Shakedown* foi feita por meio da taxa de crescimento de deformação permanente, conforme a aplicação dos ciclos de carga, e este parâmetro é obtido após a realização do ensaio de deformação permanente.

Deste modo, ao final dos ensaios de deformação permanente foram plotados gráficos que demonstraram o comportamento do material quanto à sua deformabilidade.

Para considerar a ocorrência de *shakedown* no material é necessário que as taxas de acréscimo da deformação permanente atinjam a magnitude de 10^{-7} metros por ciclo de aplicação de carga, desta forma, pode ser identificada a ocorrência ou não de *Shakedown*.

3.4 DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DO PAVIMENTO

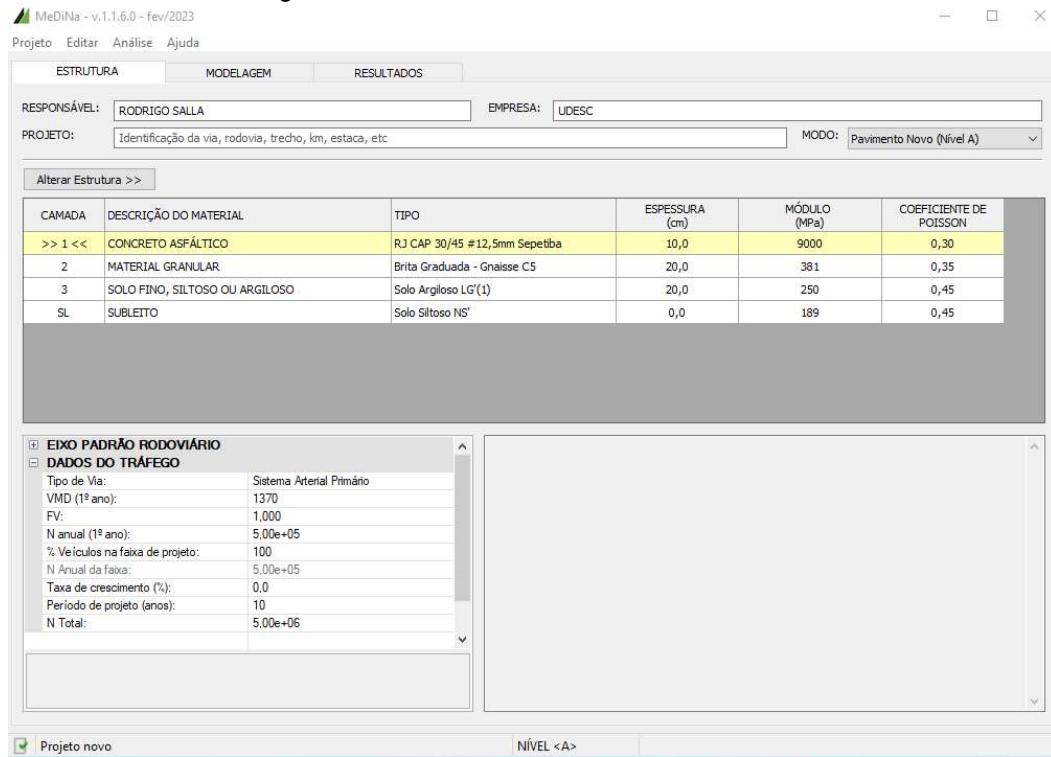
Foram realizados os dimensionamentos das seções do pavimento através do software MeDiNa, disponibilizado para *download* no site do DNIT. Os dimensionamentos das estruturas são importantes para aferir a viabilidade da utilização das misturas desenvolvidas nesta pesquisa nas estruturas de um pavimento, perante a evolução do ATR e do trincamento.

A Figura 25 ilustra a interface inicial do software, apresentando uma estrutura pré-definida composta por três camadas de espessuras finitas sendo elas o revestimento, a base, e a sub-base e ainda é considerado o subleito.

Inicialmente foi identificado o tipo de material para cada camada da estrutura, posteriormente, inserida a espessura da camada, bem como o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson para cada material. Nesta mesma interface devem ser

adicionados os dados sobre o tipo de via, as informações sobre o tráfego, a taxa de crescimento e por fim o período de projeto. Com estas informações o *software* calculará o valor do número N de projeto.

Figura 25: Interface inicial do software MeDiNa



Fonte: O autor (2025).

Há também a opção de alimentar o *software* inserindo novas camadas com diferentes materiais.

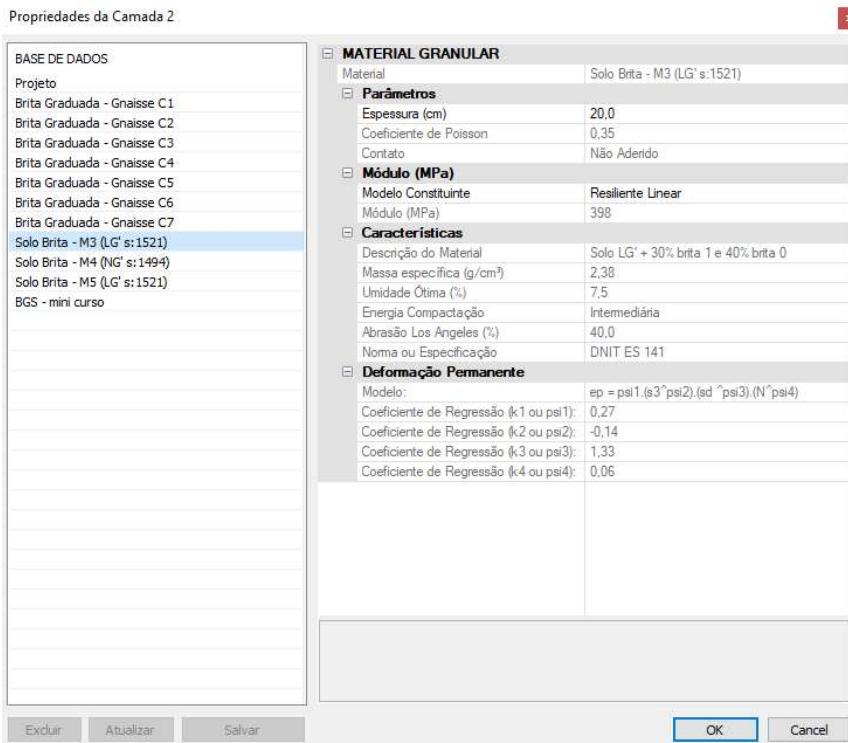
A Figura 26 demonstra a interface para inserção de novas camadas no *software* MeDiNa.

Primeiramente, foi inserido o nome que a camada representará. Também deve-se ter conhecimento das características do material a ser introduzido na base de dados. Os parâmetros e informações que foram inseridos no *software* são:

- Espessura da camada (cm);
- Coeficiente de Poisson;
- Tipo de contato (aderido ou não aderido);
- Módulo constituinte (Resiliente Linear ou Resiliente Não-Linear);
- Módulo Resiliente (MPa);
- Massa específica (g/cm³);

- Umidade ótima (%);
- Energia de compactação (Normal, Intermediária ou modificada);
- Abrasão a Los Angeles (%);
- Dados sobre deformação permanente do material (k_1 , k_2 , k_3 e k_4).

Figura 26: Interface para inserção de novas camadas no software



Fonte: O autor (2025).

Posteriormente, foi indicado o valor da espessura da camada, o coeficiente de Poisson e se a camada será aderida ou não.

Após o lançamento dos dados, dois tipos de análise podem ser realizados: o dimensionamento direto do pavimento, ou uma análise pura de como a estrutura se comporta, com base nos dados lançados. No primeiro caso, marcando a camada que se deseja dimensionar, o programa fornece qual a espessura da camada necessária para o projeto. No segundo caso, o programa realiza os cálculos e verifica os critérios de área trincada e/ou deformação permanente, sem alterar a espessura da camada marcada, apresentando um resumo a ser avaliado pelo projetista.

O resultado do dimensionamento é associado ao nível de confiabilidade da análise, sendo que o valor resultante depende do tipo de via e da estimativa de área trincada e deformação permanente total para o período analisado. A Tabela 1

apresenta os valores máximos de área trincada (AT) e o afundamento de trilha de roda (ATR) para execução de pavimentos, levando em consideração cada tipo de via.

Tabela 1: Relação do tipo de via com o nível de confiabilidade

Tipo de via	Confiabilidade (%)	AT (%)	ATR (mm)
Sistema Arterial Principal	95	30	10
Sistema Arterial Primário	85	30	13
Sistema Arterial Secundário	75	30	20
Sistema Coletor Primário	85	30	13
Sistema Coletor Secundário	75	30	20
Sistema Local	65	30	20

Fonte: Adaptado de Franco e Motta (2020).

O software MeDiNa emite alguns alertas quando não consegue dimensionar o pavimento, ou até mesmo após a avaliação estrutural. Caso o software identificar que há algum dado lançado que não compra com os parâmetros mínimos, sendo estes a respeito da área trincada e a deformação permanente, ele mesmo altera a análise de dimensionamento para avaliação da estrutura e descreve os motivos dos alertas.

A mistura que apresentou melhor comportamento mecânico foi utilizada para compor a estrutura do pavimento, a qual será empregada em camadas de base ou sub-base, ou seja, em cada seção só haverá uma camada composta pela mistura.

Para compor as outras camadas dos pavimentos foram adotados materiais que compõem a base de dados do MeDiNa e estudos relacionados, levando em consideração as características dos materiais utilizados no estado de Santa Catarina.

Foram considerados dois tipos de via para o dimensionamento das estruturas com seus respectivos valores para o número N, que representa o efeito do tráfego sobre o pavimento durante sua vida útil. Para a via coletora primária ficou definido um $N = 3,10 \times 10^6$, volume de tráfego meio pesado, sendo aplicados na estrutura 01 e na estrutura 03 e para a via coletora secundária ficou definido um $N = 6,80 \times 10^5$, volume de tráfego médio, sendo aplicados na estrutura 02 e na estrutura 04.

Em relação aos valores de módulo de resiliência e deformação permanente das misturas foram os valores determinados nos ensaios desenvolvidos na pesquisa.

A estrutura 01 e a estrutura 03 são compostas pelo subleito, sendo que nesta camada foi utilizado o solo caracterizado neste estudo, uma camada de sub-base de macadame seco, onde as características utilizadas foram citadas por Knabben e Villena (2023). Para a camada de base foram utilizadas as características do solo RAP

desenvolvido nesta pesquisa e os dados do revestimento as características de uma mistura asfáltica convencional também citadas por Knabben e Villena (2023).

Para as estruturas 02 e 04 as características referentes ao subleito e ao revestimento seguem os mesmos parâmetros apresentados para as estruturas 01 e 03. Em relação à camada de sub-base foram utilizadas as características do solo RAP desenvolvido nesta pesquisa e uma camada de base de brita graduada, onde as características utilizadas foram citadas por Knabben e Villena (2023).

A Figura 27 representa a utilização do Solo-RAP na camada de base e também na camada de sub-base.

Figura 27: Seções pavimento com SOLO-RAP



Fonte: O autor (2025).

Os comparativos entre as seções de pavimento foram realizados levando em consideração os valores obtidos para o comportamento das estruturas, tendo em vista que o MeDiNa apresenta relatórios de área trincada e também afundamento por trilha de rodas para um período de projeto pré-estipulado, sendo este de 10 anos.

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos experimentalmente na pesquisa e a análise destes resultados.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

4.1.1 Análise granulométrica

Em relação a composição granulométrica do solo, a Tabela 2 apresenta as porcentagens passantes do material submetido ao ensaio segundo a NBR 7181 (ABNT, 2016).

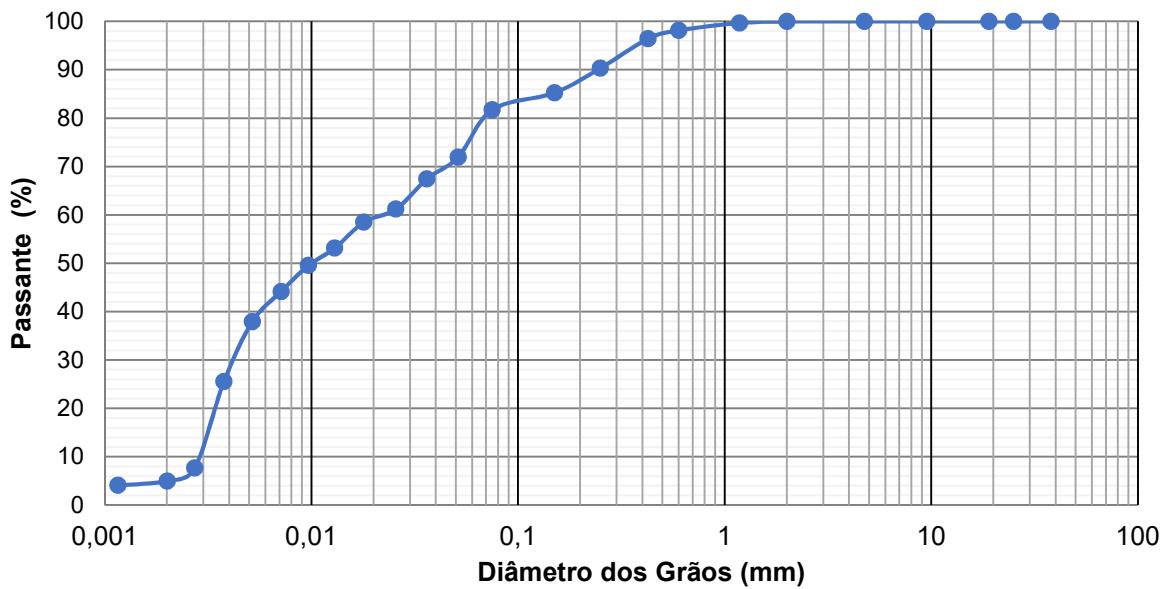
Tabela 2: Porcentagem passante de agregado no ensaio de granulometria

Peneira (mm)	Porcentagem Passante
38	100.00
25	100.00
19	100.00
9.5	100.00
4.75	100.00
2	100.00
1.18	99.68
0.6	98.16
0.425	96.43
0.25	90.34
0.15	85.26
0.0750	81.75
0.0512	71.94
0.0362	67.47
0.0256	61.21
0.0179	58.52
0.0130	53.15
0.0097	49.57
0.0071	44.20
0.0052	37.94
0.0038	25.59
0.0027	7.70
0.0020	5.01
0.0012	4.12

Fonte: O autor (2025).

Em função das porcentagens passantes obtidas no peneiramento e os diâmetros dos grãos obtidos na sedimentação, foi elaborado um gráfico apresentado na Figura 28 que demonstra a curva granulométrica do solo estudado.

Figura 28: Curva granulométrica do solo



Fonte: O autor (2025).

4.1.2 Densidade real dos grãos e Limites de Atterberg

A Tabela 3 demonstra os valores obtidos de densidade real dos grãos e dos limites de Atterberg.

Tabela 3: Densidade real e Limites de Atterberg

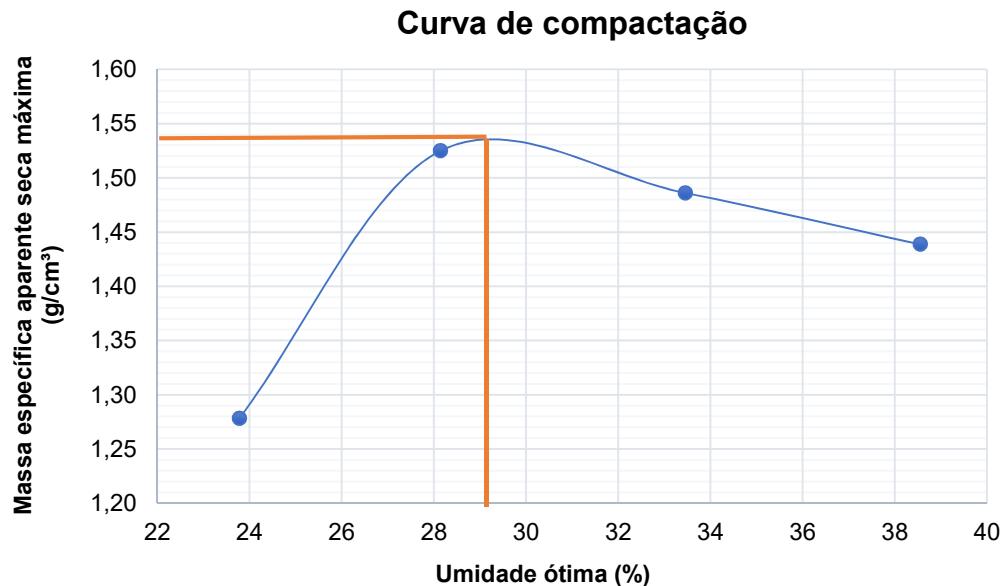
Ensaio	Resultado
Densidade real	2,84 g/cm ³
Limite de liquidez	56%
Limite de Plasticidade	32%
Índice de Plasticidade	24%
Índice de Grupo	17%

Fonte: O autor (2025).

4.1.3 Ensaio de Compactação (Proctor)

Foi realizado ensaio de compactação para obtenção do ponto de umidade ótima do material e o valor da massa específica aparente seca máxima. A Figura 29 demonstra o gráfico após a obtenção dos dados do ensaio.

Figura 29: Curva de compactação



Fonte: O autor (2025).

Utilizando o gráfico apresentado na Figura 29, foram estabelecidos os valores de massa específica aparente seca máxima de $1,54 \text{ g/cm}^3$ e com umidade ótima em torno de 29,20%.

4.1.3.1 Classificação TRB

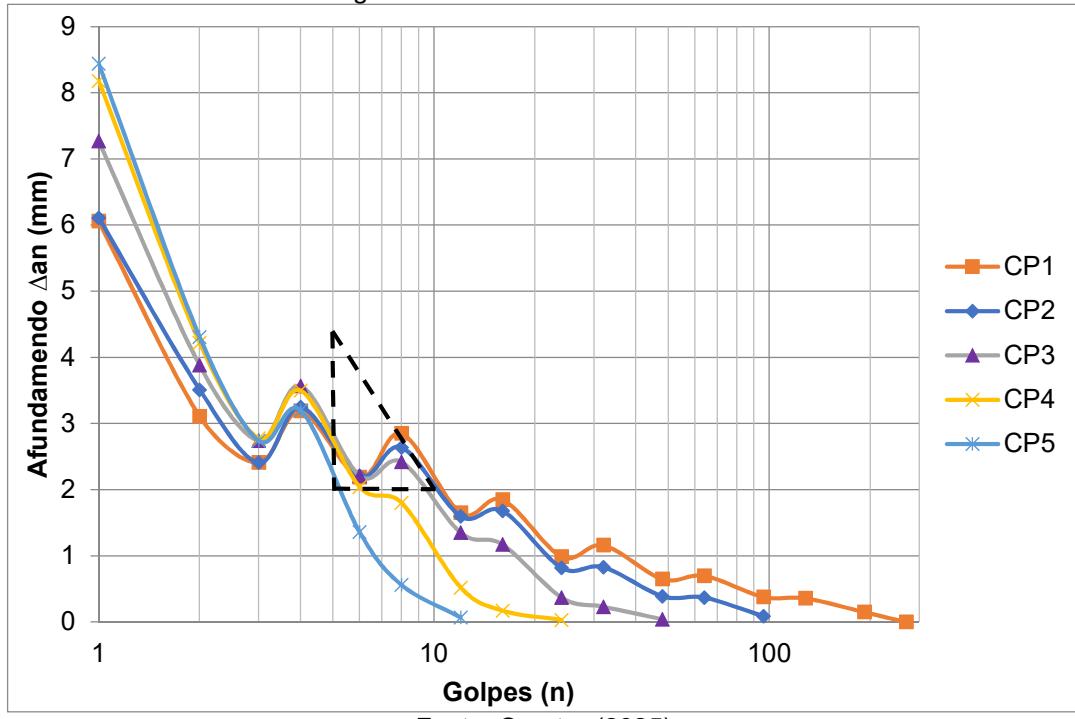
Para classificação TRB do solo, foram levados em conta a granulometria e os limites de consistência do solo. Após aferição dos dados e utilização da tabela de classificação da AASHTO, o solo foi classificado como um solo argiloso A-7-5.

4.1.3.2 Classificação MCT

Para classificar o solo através da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) a Figura 30 apresenta o gráfico das curvas de deformabilidade.

Através do gráfico apresentado na Figura 30 encontrou-se o valor do coeficiente c' que é igual a 0,80. O coeficiente c' é um coeficiente de argilosidade e é a razão da variação do afundamento pela variação do Mini-MCV e será utilizado posteriormente para a classificação do tipo de solo.

Figura 30: Curva de deformabilidade

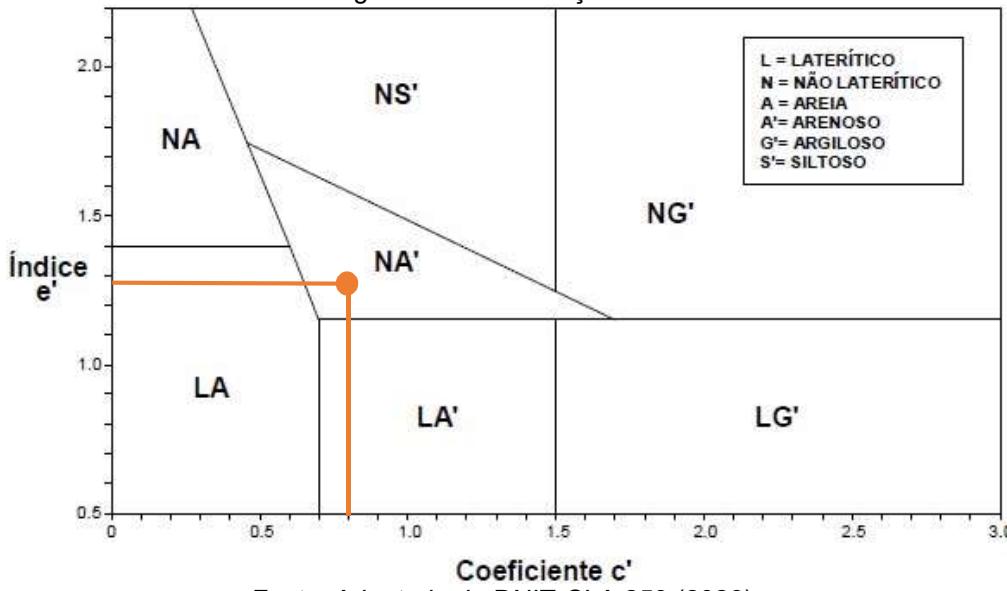


Fonte: O autor (2025).

O segundo dado necessário para a classificação do solo é o índice e' que depende diretamente da perda de massa por imersão. Após a realização de todas as etapas do ensaio e dos cálculos necessários foi obtido um valor para o e' de 1,28.

Com os valores de c' e e' foram traçadas retas no gráfico de classificação de solos apresentado na Figura 31. Desta forma, o solo foi classificado como um solo NA', ou seja, um solo arenoso não laterítico. Os resultados obtidos no ensaio MCT podem ser consultados no Apêndice 1.

Figura 31: Classificação MCT



Fonte: Adaptado de DNIT-CLA 259 (2023).

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO

Em relação a composição granulométrica da brita I, a Tabela 4 apresenta as porcentagens passantes em cada peneira do agregado submetido ao ensaio seguindo a DNER-ME 083 (DNIT, 1998).

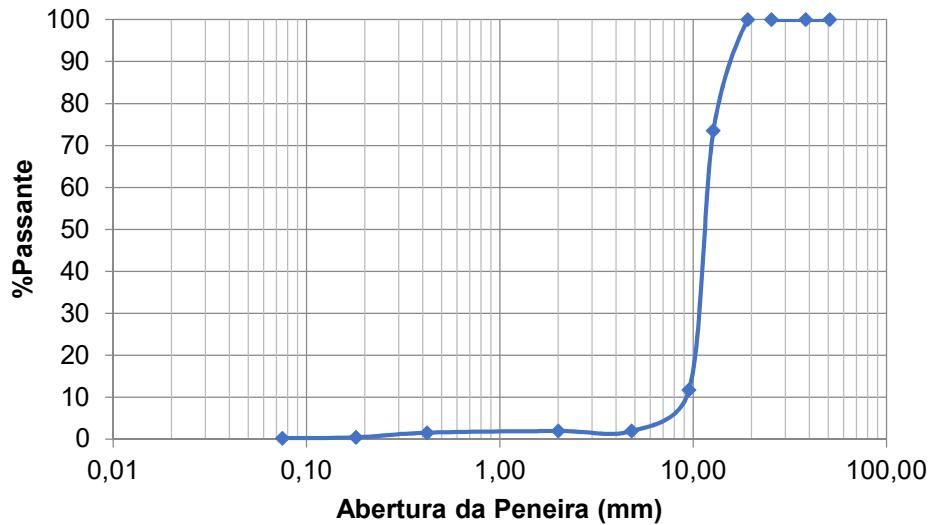
Tabela 4: Análise granulométrica da brita 1

Peneira (mm)	% Passante
50.80	100.00
38.10	100.00
25.40	100.00
19.10	100.00
12.70	73.53
9.50	11.76
4.75	1.98
2.00	1.98
0.42	1.58
0.18	0.48
0.075	0.28

Fonte: O autor (2025).

Os dados da Tabela 4 foram plotados em um gráfico para melhor visualização da distribuição granulométrica e este é apresentado na Figura 32.

Figura 32: Curva granulométrica da brita 1



Fonte: O autor (2025).

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos nos demais ensaios de caracterização da brita 1.

Tabela 5: Caracterização brita 1

Ensaio	Resultado	Limites
Massa específica	2,74 g/cm ³	---
Massa unitária	1,49 g/cm ³	---
Material pulverulento	1,98%	---
Abrasão a LA	12,40%	≤ 65%
Índice de forma	2,58	< 3

Fonte: O autor (2025).

4.3 CARACTERIZAÇÃO DO RAP

Em relação a composição granulométrica do RAP, a Tabela 6 apresenta as porcentagens passantes em cada peneira do agregado artificial submetido ao ensaio.

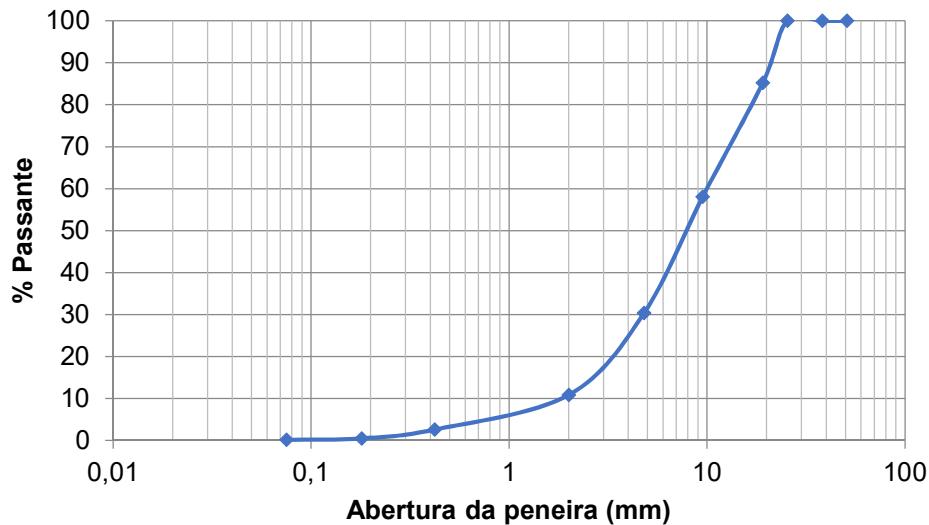
Tabela 6: Análise granulométrica do RAP

Peneira (mm)	% Passante
50.80	100.00
38.10	100.00
25.40	100.00
19.10	85.21
9.50	58.06
4.75	30.36
2.00	10.87
0.42	2.62
0.18	0.52
0.075	0.17

Fonte: O autor (2025).

Os dados da Tabela 6 foram plotados em um gráfico para melhor visualização da distribuição granulométrica e este é apresentado na Figura 33.

Figura 33: Curva granulométrica do RAP



Fonte: O autor (2025).

A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos nos demais ensaios de caracterização do RAP.

Tabela 7: Caracterização do RAP

Ensaio	Resultado
Massa específica	2,29 g/cm ³
Massa unitária	1,37 g/cm ³
Porcentagem de betume	5,90%

Fonte: O autor (2025).

4.4 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS

Na Tabela 8 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compactação das misturas.

Tabela 8: Ensaios de compactação das misturas

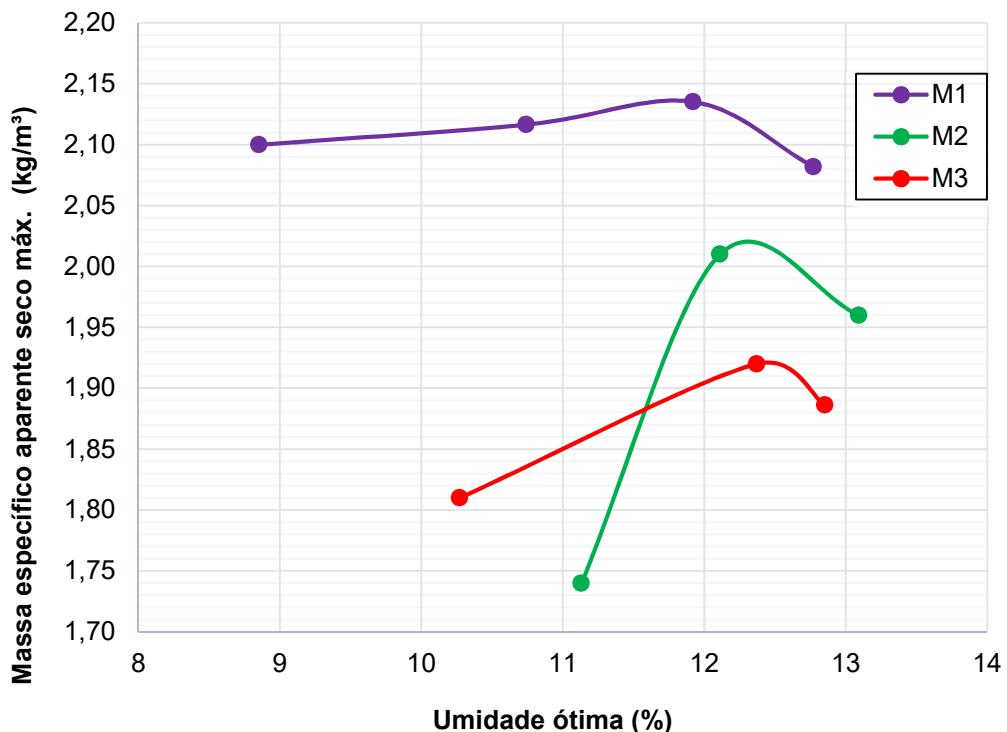
Mistura	γ_{dmax} (g/cm ³)	W_{ot} (%)
M1 (30% Solo + 70% Brita 1)	2,12	11,80
M2 (30% Solo + 35% Brita 1 + 35% RAP)	2,03	12,11
M3 (30% Solo + 70% RAP)	1,93	12,48

Fonte: O autor (2025).

Como pode ser observado na Tabela 7, a adição do RAP nas misturas acarretou uma diminuição nos valores de peso específico e aumento dos teores de umidade ótima. Isso se deve ao fato da quantidade de finos presentes no resíduo.

A partir dos dados obtidos no ensaio foram plotadas as curvas de compactação das misturas e estas podem ser observadas na Figura 34.

Figura 34: Curvas de compactação das misturas



Fonte: O autor (2025).

4.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

Os ensaios de MR tem como objetivo descrever o comportamento dos materiais perante a sua deformabilidade elástica e esse parâmetro é fundamental para qualificar os materiais para utilização em camadas estruturantes do pavimento. A partir dos resultados obtidos nos ensaios, os valores foram ajustados através de um modelo matemático expresso pela Equação 2, buscando verificar o comportamento do solo e das misturas ensaiadas.

4.5.1 Módulo de Resiliência do Solo

Foram moldados três corpos de prova para a realização do ensaio de MR do solo. A partir dos resultados dos três corpos de prova, foi realizada uma média de cada par de tensão conforme indicado pela norma.

Pode ser observado no Quadro 7 os valores obtidos após a realização do cálculo médio dos valores obtidos após a realização do ensaio.

Quadro 7: Resultado MR do solo

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR
0,020	0,020	137,93
	0,040	132,23
	0,060	117,65
0,035	0,035	134,62
	0,070	118,14
	0,105	94,38
0,050	0,050	137,93
	0,100	103,36
	0,150	77,82
0,070	0,070	124,44
	0,140	84,46
	0,210	67,25
0,105	0,105	109,66
	0,210	73,23
	0,315	79,20
0,140	0,140	106,67
	0,280	79,26
	0,420	124,44

Fonte: O autor (2025).

A partir dos resultados apresentados no Quadro 7, foi utilizado o *software RStudio* para calcular os coeficientes de regressão K1, K2 e K3 necessários para utilização do modelo de previsão do modulo de resiliência. O modelo de previsão utilizado foi o modelo composto (Equação 2), por ser indicado para qualquer tipo de material, independente da granulometria.

O programa desenvolvido no *software RStudio* (Apêndice B) ajusta um modelo de regressão não linear em uma escala logarítmica e define uma função para prever o MR com base nas tensões desvio e confinantes, e calcula os coeficientes de

regressão. No Quadro 8 são apresentados os valores resultantes da análise de regressão efetuada no software RStudio para o modelo composto.

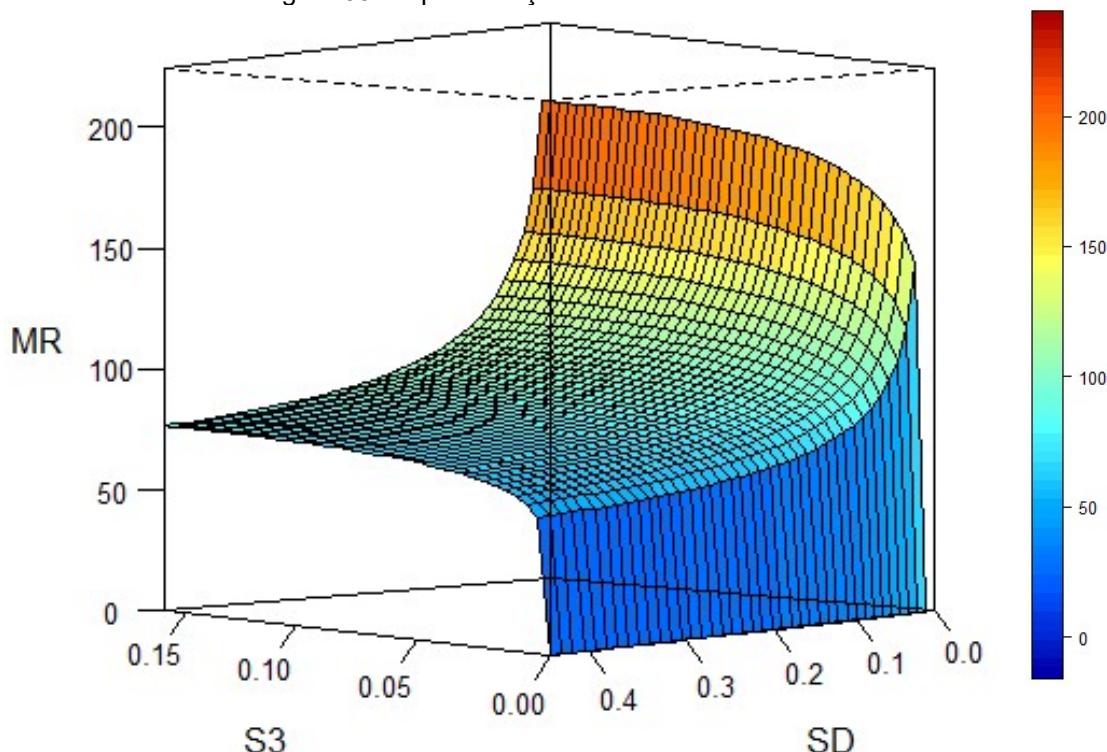
Quadro 8: Resultados da regressão do MR solo

Parâmetro	K1	K2	K3	R ²	MR Min.	MR Méd.	MR Max.
Resultado	75,37	0.13	-0.29	0,56	67,25	105,71	137,93

Fonte: O autor (2025).

A Figura 35 expressa a representação gráfica tridimensional do modelo composto para a determinação do comportamento resiliente do solo, gerado a partir da inserção dos dados no software RStudio. Onde, MR é o módulo de resiliência, S3 é a tensão confinante e SD é a tensão desvio.

Figura 35: Representação tridimensional do MR do solo



Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado um comportamento elástico não linear do solo, evidenciado pela superfície irregular definida através dos módulos de resiliência e os dados dos pares de tensão normatizados.

O valor obtido para o parâmetro K2 é positivo, ou seja, indica que com o incremento da tensão confinante há um aumento no valor de módulo de resiliência.

Este incremento não ocorre para a tensão desvio, pois o valor encontrado para o parâmetro K3 é negativo, diminuindo o valor de módulo de resiliência.

4.5.2 Módulo de resiliência da Mistura M1 (30% solo + 70% brita 1)

Foram moldados três corpos de prova para a realização do ensaio de MR da Mistura 1. A partir dos resultados dos três corpos de prova, foi realizada uma média de cada par tensão, conforme indicado pela norma.

Pode ser observado no Quadro 9 os valores obtidos de MR após a realização do cálculo médio dos valores obtidos após a realização do ensaio.

Quadro 9: Resultado MR da Mistura M1

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR
0,020	0,020	200,84
	0,040	215,46
	0,060	226,25
0,035	0,035	223,39
	0,070	238,49
	0,105	247,56
0,050	0,050	244,94
	0,100	247,70
	0,150	250,41
0,070	0,070	260,93
	0,140	275,48
	0,210	265,34
0,105	0,105	322,07
	0,210	298,00
	0,315	299,26
0,140	0,140	356,27
	0,280	334,70
	0,420	336,15

Fonte: O autor (2025).

A partir dos resultados apresentados no Quadro 9, foi utilizado o *software RStudio* para calcular os coeficientes de regressão K1, K2 e K3 necessários para utilização do modelo composto.

O programa desenvolvido no *software RStudio* (Apêndice B) ajusta um modelo de regressão linear em uma escala logarítmica e define uma função para prever o MR

com base nas tensões desvio e confinantes, e calcula os coeficientes de regressão. No Quadro 10 são apresentados os valores resultantes da análise de regressão efetuada no software RStudio para o modelo composto.

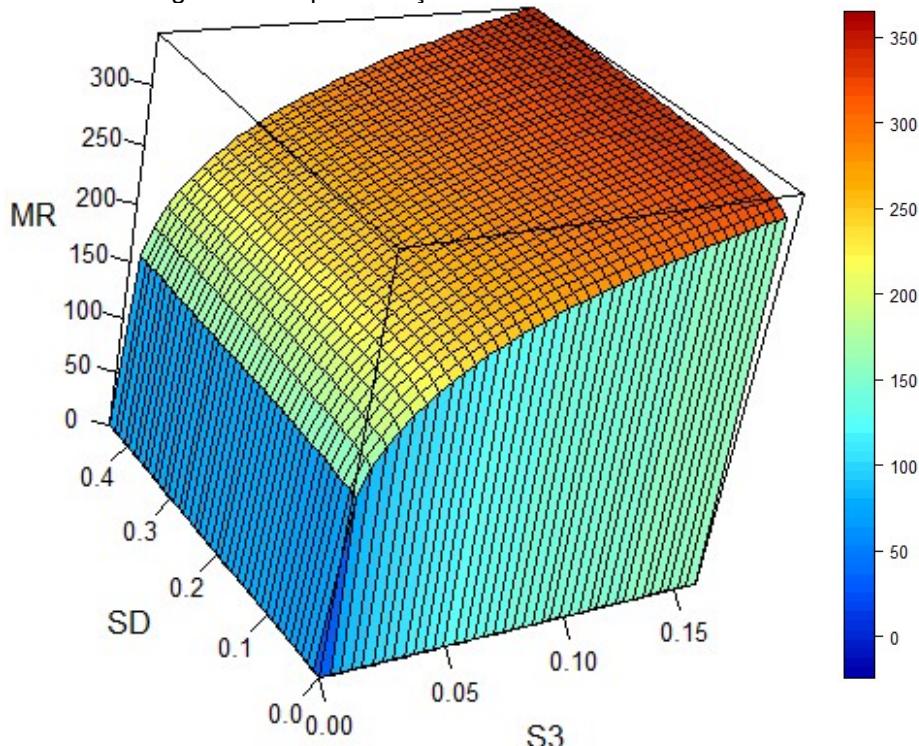
Quadro 10: Resultados da regressão do MR da Mistura M1

Parâmetro	K1	K2	K3	R ²	MR Min.	MR Méd.	MR Max.
Resultado	515,91	0,22	0,02	0,91	200,84	269,07	356,27

Fonte: O autor (2025).

A Figura 36 expressa a representação gráfica tridimensional do modelo composto para a determinação do comportamento resiliente da Mistura M1. Onde, MR é o módulo de resiliência, S3 é a tensão confinante e SD é a tensão desvio.

Figura 36: Representação tridimensional do MR da Mistura M1



Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado um comportamento elástico não linear da Mistura M1, evidenciado pela superfície irregular definida através dos módulos de resiliência e os dados dos pares de tensão normatizados.

O valor obtido para o parâmetro K2 é positivo, ou seja, indica que com o incremento da tensão confinante há um aumento no valor de módulo de resiliência.

Este incremento ocorre também para a tensão desvio, pois, o valor encontrado para o parâmetro K3 é positivo.

4.5.3 Módulo de resiliência da Mistura M2 (30% solo + 35% brita 1 + 35% RAP)

Pode ser observado no Quadro 11 os valores obtidos após a realização do cálculo médio dos valores obtidos após a realização do ensaio.

Quadro 11: Resultado MR da Mistura M2

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR
0,020	0,020	252,96
	0,040	239,97
	0,060	233,79
0,035	0,035	280,95
	0,070	254,25
	0,105	238,72
0,050	0,050	342,65
	0,100	278,02
	0,150	253,73
0,070	0,070	352,51
	0,140	285,98
	0,210	263,76
0,105	0,105	340,46
	0,210	299,87
	0,315	303,00
0,140	0,140	353,63
	0,280	341,69
	0,420	342,90

Fonte: O autor (2025).

A partir dos resultados apresentados no Quadro 11, foi utilizado o *software* RStudio para calcular os coeficientes de regressão K1, K2 e K3 necessários para utilização do modelo composto.

No Quadro 12 são apresentados os valores obtidos da análise de regressão efetuada no *software* RStudio para o modelo composto.

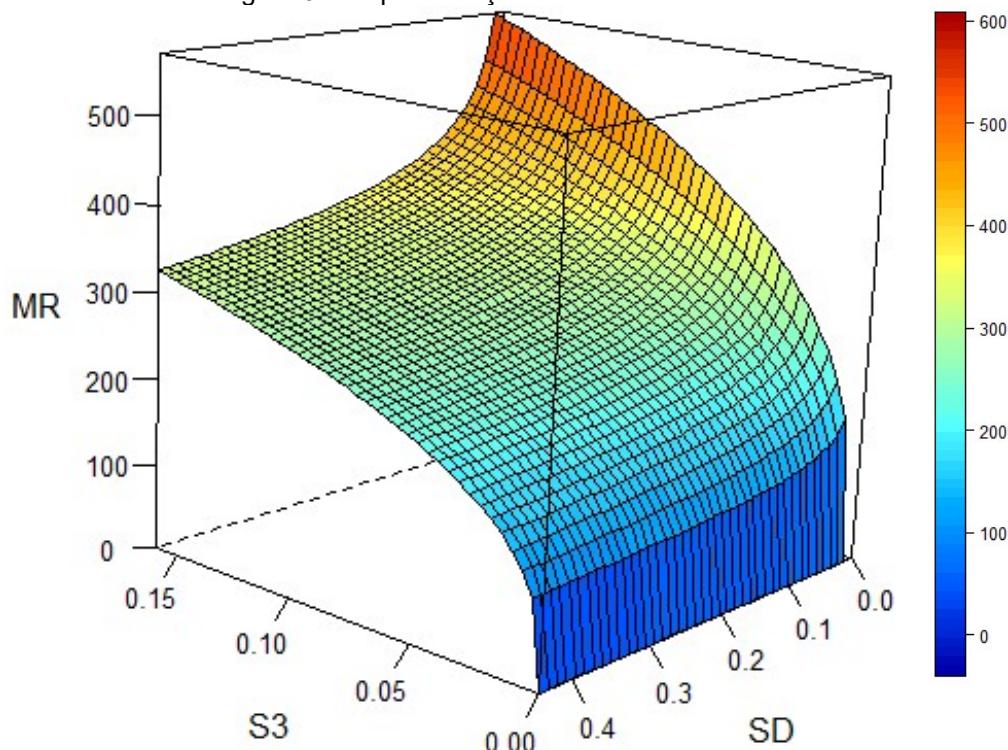
Quadro 12: Resultados da regressão do MR da Mistura M2

Parâmetro	K1	K2	K3	R ²	MR Min.	MR Méd.	MR Max.
Resultado	527,80	0,33	-0,15	0,87	233,79	292,16	353,63

Fonte: O autor (2025).

A Figura 37 expressa a representação gráfica tridimensional do modelo composto para a determinação do comportamento resiliente da Mistura M2. Onde, MR é o módulo de resiliência, S3 é a tensão confinante e SD é a tensão desvio.

Figura 37: Representação tridimensional do MR da Mistura M2



Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado um comportamento elástico não linear da Mistura M2, evidenciado pela superfície irregular definida através dos módulos de resiliência e os dados dos pares de tensão normatizados.

O valor obtido para o parâmetro K2 é positivo, ou seja, indica que com o incremento da tensão confinante há um aumento no valor de módulo de resiliência. Este incremento não ocorre para a tensão desvio, pois o valor encontrado para o parâmetro K3 é negativo, diminuindo o valor de módulo de resiliência.

4.5.4 Módulo de resiliência da Mistura M3 (30% solo + 70% RAP)

Pode ser observado no Quadro 13 os valores obtidos após a realização do cálculo médio dos valores obtidos após a realização do ensaio.

Quadro 13: Resultado MR da Mistura M3

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR
0,020	0,020	222,62
	0,040	234,78
	0,060	220,93
0,035	0,035	285,01
	0,070	253,44
	0,105	228,93
0,050	0,050	343,11
	0,100	255,34
	0,150	240,17
0,070	0,070	338,32
	0,140	277,06
	0,210	265,54
0,105	0,105	357,77
	0,210	315,22
	0,315	313,95
0,140	0,140	391,58
	0,280	357,67
	0,420	345,23

Fonte: O autor (2025).

A partir dos resultados apresentados no Quadro 13 foi utilizado o software RStudio para calcular os coeficientes de regressão K1, K2 e K3 necessários para utilização do modelo composto. No Quadro 14 são apresentados os valores obtidos da análise de regressão efetuada no software RStudio para o modelo composto.

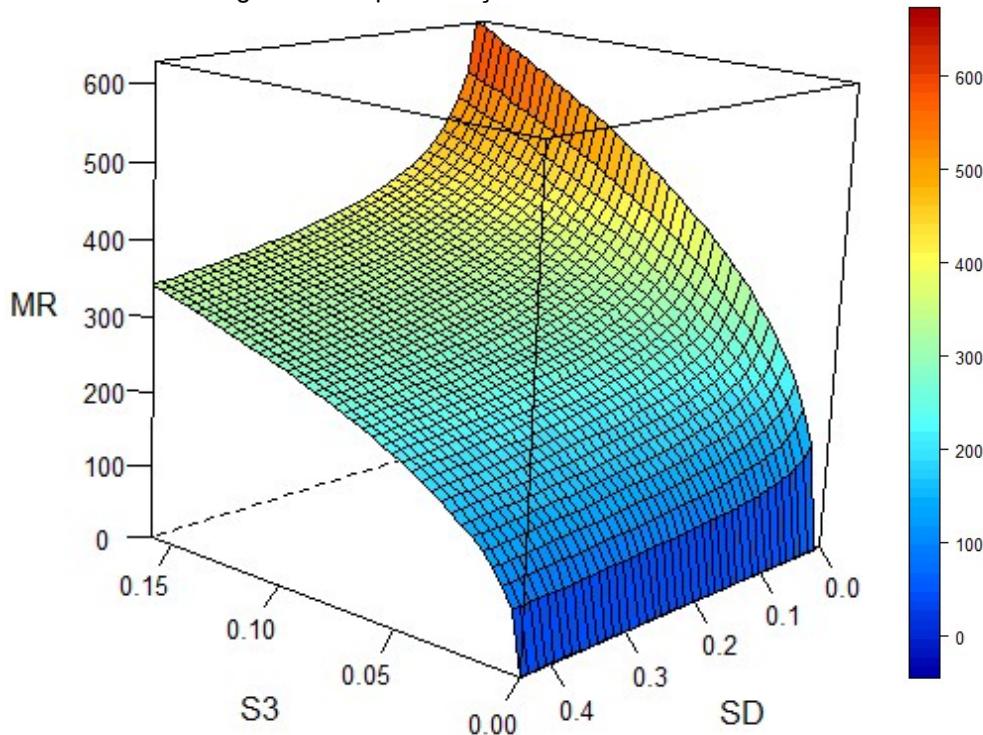
Quadro 14: Resultados da regressão do MR da Mistura M3

Parâmetro	K1	K2	K3	R ²	MR Min.	MR Méd.	MR Max.
Resultado	625,57	0,40	-0,17	0,90	200,93	291,48	391,58

Fonte: O autor (2025).

A Figura 38 expressa a representação gráfica tridimensional do modelo composto para a determinação do comportamento resiliente da Mistura M3. Onde, MR é o módulo de resiliência, S3 é a tensão confinante e SD é a tensão desvio.

Figura 38: Representação tridimensional do MR da Mistura M3



Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado um comportamento elástico não linear da Mistura M3, evidenciado pela superfície irregular definida através dos módulos de resiliência e os dados dos pares de tensão normatizados.

O valor obtido para o parâmetro K2 é positivo, ou seja, indica que com o incremento da tensão confinante há um aumento no valor de módulo de resiliência. Este incremento não ocorre para a tensão desvio, pois o valor encontrado para o parâmetro K3 é negativo, diminuindo o valor de módulo de resiliência.

Os valores encontrados para os coeficientes de determinação (R^2) das misturas submetidas ao ensaio de MR ficaram próximas, isto é, 0,91, 0,87 e 0,90 para as misturas M1, M2 e M3, respectivamente. Desta forma, considerando a reutilização do RAP como o foco principal deste trabalho, neste caso, não sendo necessária a extração de matéria prima como por exemplo a brita I, a mistura selecionada para ser submetida ao ensaio de DP foi a mistura M3.

4.5.5 Comparações do módulo de resiliência com outros estudos

Os resultados obtidos para o MR do solo desta pesquisa foram comparados com outros autores, conforme sintetizado na Tabela 9. Vale salientar que em todos os resultados apresentados foram utilizados o modelo composto.

Tabela 9: Comparação do MR de solos

Material	K1	K2	K3	R ²	MR médio	Referência
NA'	75,37	0,13	-0,29	0,56	105,71	Esta pesquisa
LG'	177,00	0,24	-0,35	0,38	200,00	Guimarães (2009)
LG'	446,50	0,26	-0,08	0,85	256,00	
NA'	239,51	0,98	-0,72	0,85	77,00	
LG'	181,01	0,32	-0,53	0,92	250,00	Zago (2016)
LG'	215,02	0,23	-0,29	0,75	218,00	
LG'	109,40	0,17	-0,68	0,90	353,00	
NA'	51,80	0,36	-0,79	0,79	123,00	Norback (2018)
NG'	135,20	0,26	-0,65	0,85	303,00	
LG'	63,49	0,07	-0,37	0,87	122,00	Santos (2020)
NG'	403,47	0,16	-0,16	0,78	365,00	
NA'	268,00	0,41	-0,06	0,57	99,00	Maria (2021)
LA'	476,32	0,47	-0,10	0,75	164,00	Lima <i>et al.</i> (2023)

Fonte: O autor (2025).

Ao analisar a Tabela 9 com os valores do MR do solo obtido nesta pesquisa e de outros autores, observa-se que todos os valores do coeficiente k2 são positivos, indicando que a tensão confinante exerce muita influência sobre o MR para os solos estudados. Todos os coeficientes k3 são negativos, ou seja, a tensão desvio exerce menor influência.

A grande maioria dos materiais granulares apresenta característica não linear do MR, desta forma, é difícil uma comparação direta. Porém, utilizando o MR médio pode-se ter uma comparação relativa dos resultados. Pode ser observado na Tabela 8 que ao comparar o MR médio obtido nesta pesquisa com o estudo desenvolvido por Maria (2021), foram obtidos resultados próximos, considerando todos os pares de tensão normatizados.

Os valores obtidos para os módulos de resiliência das misturas também foram comparados com outras pesquisas e estão compilados na Tabela 10.

Tabela 10: Comparação do MR das misturas

Material	K1	K2	K3	R ²	MR médio	Referência
M1 = 30% Solo + 70% Brita I	515,91	0,22	0,02	0,91	269,07	
M2 = 30% Solo + 35% Brita I + 35% RAP	527,80	0,33	-0,15	0,87	292,16	Esta pesquisa
M3 = 30% Solo + 70% RAP	625,57	0,40	-0,17	0,90	291,48	
M1 = 45% Solo NA' + 55% Brita	215,80	0,16	-0,23	0,17	173,00	
M2 = 35% Solo NG' + 65% Brita	146,20	0,34	-0,44	0,65	156,00	
M3 = 30% Solo LG' + 70% Brita	501,80	0,45	-0,46	0,68	398,00	Norback (2018)
M4 = 30% Solo NG' + 70% Brita	325,70	0,35	-0,55	0,83	433,00	
M5 = 20% Solo NG' + 80% Brita	531,30	0,29	-0,23	0,41	385,00	
M1 = 39% Solo + 61% Agregado britado	1010,51	0,56	0,08	0,92	189,00	
M2 = 22% Solo + 78% Agregado britado	2256,44	0,71	0,13	0,98	263,00	Maria (2021)
M2 = 6% Solo + 94% Agregado britado	2674,78	0,78	0,10	0,99	273,00	
M1 = 25% RAP + 75% Solo	612,00	0,32	0,03	0,89	234,90	Lima <i>et al.</i>
M2 = 50% RAP + 50% Solo	2228,43	0,65	0,08	0,99	327,80	(2023)

Fonte: O autor (2025).

Ao analisar a Tabela 10, observa-se que todos os valores do coeficiente K2 são positivos, indicando que a tensão confinante exerce grande influência sobre o MR para estes materiais. Em relação aos coeficientes K3 houve variação em cada mistura, ou seja, conforme descrito por Norback (2018), quando os valores do coeficiente K3 são negativos há maiores possibilidades de o material apresentar uma característica granulométrica mais fina, fato este comprovado nas misturas desenvolvidas nesta pesquisa, em que o RAP apresentou uma significativa quantidade de material fino ao se comparar com a brita I.

Ainda, Maria (2021) cita que os dados utilizados no modelo composto sugerem uma relação direta entre o MR e o coeficiente K2, ou seja, quanto maior o valor do coeficiente K2, maior será o MR.

Em relação aos valores de MR médio, esta pesquisa pode ser comparada com os estudos desenvolvidos por Maria (2021) em relação a mistura M2 e M3 pois, os valores obtidos ficaram próximos.

4.6 RESULTADO DO ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)

Os ensaios de DP têm como objetivo descrever o comportamento dos materiais perante a sua deformabilidade plástica e esse parâmetro é fundamental para qualificar os materiais para utilização em camadas estruturantes do pavimento. A partir dos

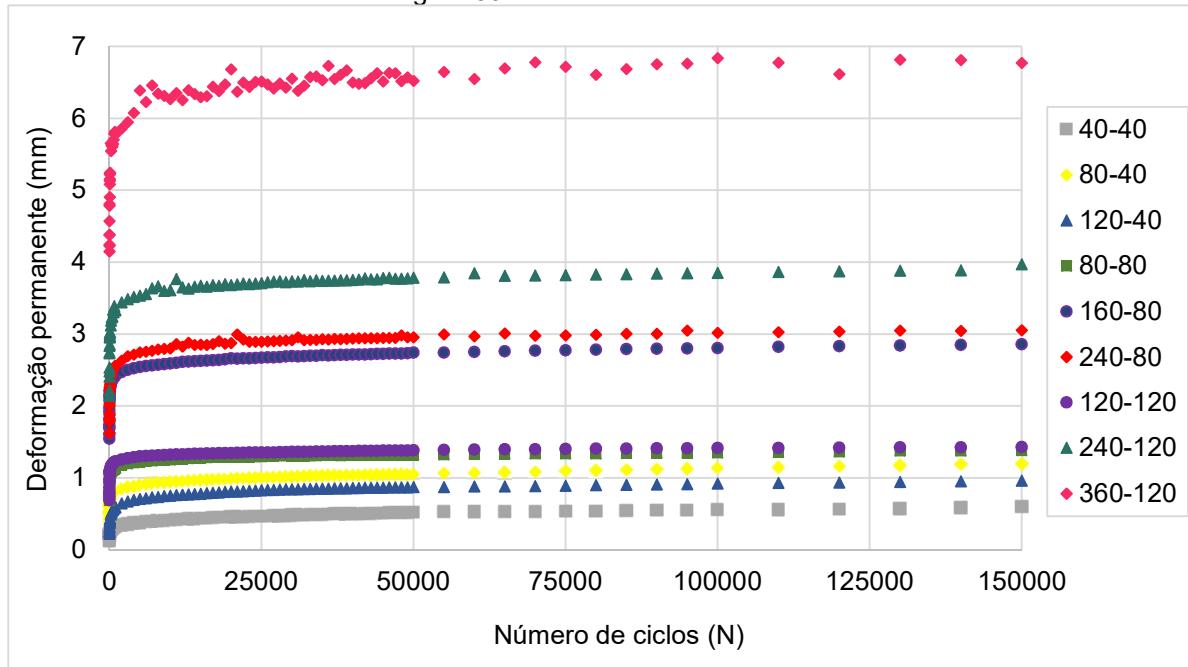
resultados obtidos nos ensaios, os valores foram ajustados utilizando o modelo proposto por Guimarães (2009).

4.6.1 Deformação Permanente do Solo

Para a DP do solo na Figura 39 estão plotados os resultados obtidos para a deformação permanente do solo puro. A deformação máxima encontrada foi de 6,77 mm para o maior nível de tensão, podendo este valor ser considerado elevado, se a contribuição das deformações não tenderem ao acomodamento, pois se considerar que o ATR total de um pavimento pode apresentar, para uma via de tráfego médio, no máximo, 30,00mm, ou seja, corresponde a 22,57% do limite total de deformação.

Entretanto, o solo puro habitualmente é utilizado em camadas de subleito ou reforço de subleito, e há que se considerar que o nível de tensões submetido ao ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa) é muito superior ao que os subleitos estão geralmente submetidos, em decorrência das cargas legais aplicadas aos pavimentos convencionais (Norback, 2018).

Figura 39: Resultado da DP do solo



Fonte: O autor (2025).

Ainda, mesmo este valor sendo aparentemente elevado, pode ser observado na Figura 39 que os 9 ensaios realizados para o solo apresentam uma tendência para

o acomodamento das deformações permanentes, pelo fato de as curvas estarem praticamente paralelas ao eixo horizontal.

Zago (2016) descreve que o valor definido pelo ensaio representa a deformação a ser sofrida pelos primeiros 20 centímetros da camada que o material se encontrar, neste caso, para ser utilizado em subleito. Ou seja, os primeiros centímetros da camada de subleito serão os mais afetados e a partir da profundidade de 20 cm, as deformações reduzem consideravelmente.

Ainda, analisando a Figura 39 nota-se que os ensaios 1, 2, 3, 4 e 7 apresentam deformações menores que 2 mm. Isso porque são os pares iniciais das tensões da norma, desta forma, pode-se concluir que os primeiros pares de tensões, apresentarem combinações de tensões menores e, consequentemente, menores valores de deformação permanente. Já os ensaios 5, 6, 8 e 9, apresentam DP maiores que 2 mm pelo fato de os pares de tensões aplicados serem combinados de tensões maiores, consequentemente, resultando em maiores danos.

No Quadro 15 são apresentados os coeficientes de regressão do modelo, encontrados após a inserção dos dados do ensaio de deformação permanente no Software Rstudio.

Quadro 15: Valores obtidos através das análises estatísticas da DP do solo.

Parâmetro	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Resultado	0,85	0,42	1,17	0,04	0,96

Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado no Quadro 15 que o solo resultou em valores positivos para todos os coeficientes de regressão. Isso indica que quanto maior for a tensão desvio imposta ao material, maior será a deformação permanente resultante. O valor encontrado para o R^2 do modelo aplicado foi de 0,96, ou seja, isso sugere um ajuste aceitável do modelo, do ponto de vista estatístico, o que implica que as previsões feitas pelo modelo são bastante precisas.

4.6.2 Deformação Permanente da Mistura M3 (30% solo + 70% RAP)

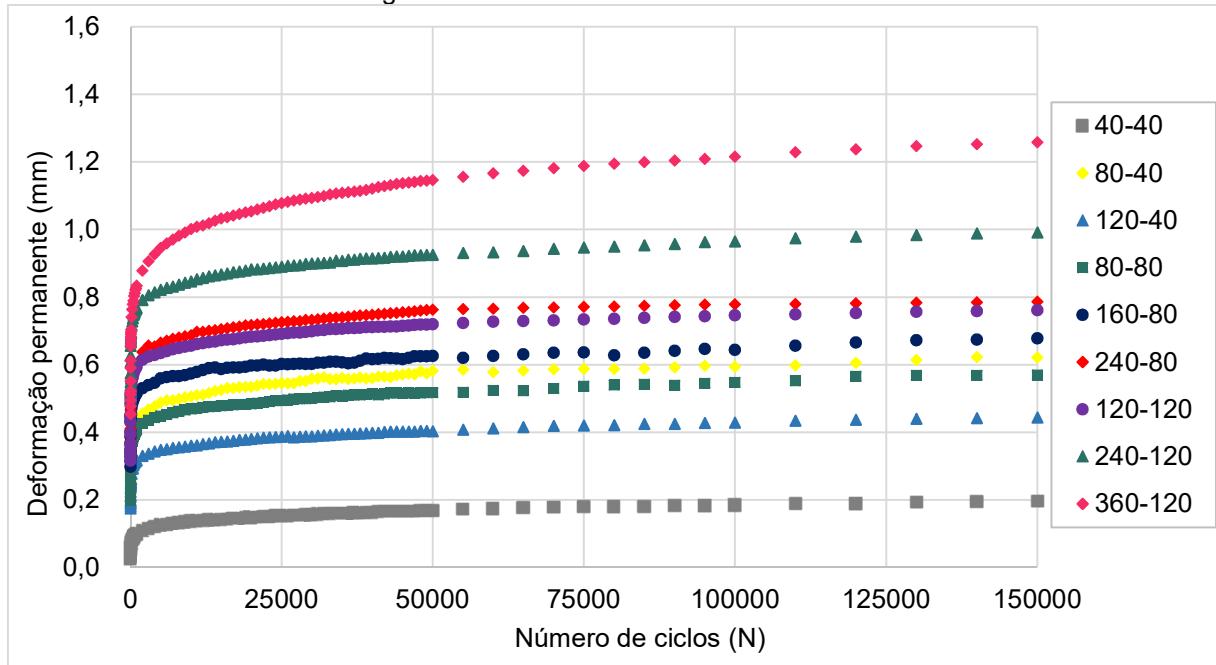
Para a DP da Mistura M3, a deformação máxima encontrada foi de 1,26 mm para o maior nível de tensão, e os demais ensaios realizados apresentaram

deformações permanentes máximas menores que 1,00 mm, consideradas baixas conforme citado por Norback (2018).

O valor máximo encontrado é considerado admissível, pois se considerar que o ATR total de um pavimento pode apresentar, para uma via de tráfego médio no máximo 30,00mm, isso significa que corresponde a 4,20% do limite total de deformação.

Pode ser observado na Figura 40 que todos os ensaios realizados para a Mistura M3 apresentam uma ótima tendência para o acomodamento das deformações permanentes, pelo fato de as curvas estarem praticamente paralelas ao eixo horizontal.

Figura 40: Resultado da DP da Mistura M3



Fonte: O autor (2025).

A mistura M3 apresentou ótimo comportamento em relação as curvas de DP, sendo que nos ciclos iniciais apresentaram um rápido acúmulo de deformações permanentes. Porém, com as cargas cíclicas ao longo do tempo, essa taxa de crescimento foi diminuindo, apresentando acomodamento do material. Guimarães (2009) cita que a taxa de deformação tende a ser nula, ou apresenta grande diminuição, quando o material apresenta acomodamento.

No Quadro 16 são apresentados os coeficientes de regressão, encontrados após a inserção dos dados do ensaio de deformação permanente no Programa Rstudio.

Quadro 16: Coeficientes de regressão da DP da Mistura M3.

Parâmetro	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Resultado	0,30	0,42	0,41	0,07	0,92

Fonte: O autor (2025).

Pode ser observado no Quadro 16 que a mistura M3 resultou em valores positivos para todos os coeficientes de regressão. Isso indica que quanto maior for a tensão desvio imposta ao material, maior será a deformação permanente resultante. O valor encontrado para o R^2 do modelo aplicado foi de 0,92, ou seja, isso sugere um ajuste muito positivo do modelo com a inserção dos dados, o que implica que as previsões feitas pelo modelo são consistentes, podendo ser considerado um valor favorável do ponto de vista estatístico.

4.6.3 Comparação da deformação permanente com outros estudos

Os resultados obtidos para os ensaios de deformação permanente do solo e das misturas estudadas após a realização de regressão não linear estão compilados e apresentados nas Tabela 11 e Tabela 12 para melhor comparação entre eles.

Vale salientar que todos os valores apresentados na Tabela 10 são resultados de estudos que aplicaram o modelo de Guimarães (2009) descrito pela Equação 4.

Tabela 11: Comparação da DP de solos

Material	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2	Referência
NA'	0,85	0,42	1,17	0,04	0,96	Esta pesquisa
LG'	0,24	0,41	1,30	0,06	0,94	Guimarães (2009)
LG'	0,20	-0,24	1,34	0,03	0,98	
NA'	0,59	-0,20	1,33	0,04	0,92	
LG'	0,38	-0,86	1,52	0,08	0,92	Zago (2016)
LG'	0,87	0,01	1,21	0,04	0,90	
LG'	0,32	-0,09	1,21	0,05	0,96	
NA'	0,57	0,71	0,27	0,05	0,77	Norback (2018)
NG'	0,39	0,84	0,54	0,06	0,81	
LG'	0,08	0,53	1,24	0,09	0,97	Santos (2020)
NG'	0,03	-0,71	2,01	0,10	0,97	
NA'	0,18	-0,07	0,79	0,07	0,92	Maria (2021)
LA'	0,10	0,87	1,65	0,10	0,99	Lima et al. (2023)

Fonte: O autor (2025).

Comparando os estudos compilados na Tabela 11, os coeficientes de determinação R^2 do modelo de Guimarães (2009) apresentaram valores entre 0,77 e 0,99 indicando um bom ajuste do modelo aos dados para todos os solos. O material que apresentou maior valor de R^2 foi da pesquisa desenvolvida por Lima *et al.* (2023), classificado como um solo LA', e o menor valor de R^2 foi da pesquisa desenvolvida por Norback (2018) para um solo classificado como NA'.

Em relação aos estudos da deformação permanente de misturas de solo com agregados, os resultados dos estudos estão compilados na Tabela 12. Os coeficientes de determinação R^2 do modelo de Guimarães (2009) apresentaram valores entre 0,92 e 0,99 e o ajuste pode ser considerado satisfatório em relação ao modelo utilizado para todas as misturas. O material que apresentou maior valor de R^2 (0,99) foi da pesquisa desenvolvida por Lima *et al.* (2023) e o menor valor de R^2 (0,92) foi o desta pesquisa e da pesquisa desenvolvida por Maria (2021).

Tabela 12: Comparação da DP das misturas

Material	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2	Referência
M3 = 30% Solo + 70% RAP	0,30	0,42	0,41	0,07	0,92	Este estudo
M1 = 45% Solo NA' + 55% Brita	0,68	-0,29	1,12	0,03	0,99	
M2 = 35% Solo NG' + 65% Brita	0,44	-0,25	1,05	0,04	0,95	
M3 = 30% Solo LG' + 70% Brita	0,27	-0,14	1,33	0,06	0,98	Norback (2018)
M4 = 30% Solo NG' + 70% Brita	0,24	-0,34	1,37	0,04	0,98	
M5 = 20% Solo NG' + 80% Brita	0,31	0,06	0,85	0,02	0,97	
M1 = 39% Solo + 61% Agregado britado	0,15	0,29	0,56	0,08	0,92	
M2 = 22% Solo + 78% Agregado britado	0,09	-0,06	0,90	0,08	0,94	Maria (2021)
M3 = 6% Solo + 94% Agregado britado	0,06	-0,36	1,00	0,13	0,95	
M1 = 25% RAP + 75% Solo	0,28	1,91	1,53	0,07	0,99	
M2 = 50% RAP + 50% Solo	0,17	-1,02	1,36	0,10	0,99	Lima <i>et al.</i> (2023)

Fonte: O autor (2025).

Os valores obtidos para Ψ_1 relacionam-se proporcionalmente com a deformação permanente, pois quanto maior este coeficiente maior será a resultante da deformação permanente. Já o coeficiente Ψ_4 está interligado ao número de ciclos de carregamento, reproduzindo as solicitações impostas à estrutura pela ação do tráfego.

Ainda, conforme citado por Maria (2021), o coeficiente Ψ_1 está relacionado indiretamente com a quantidade de agregado adicionado ao solo na mistura e o coeficiente Ψ_4 diretamente relacionado com a porção de agregado adicionado ao

solo. Isso fica evidente a partir dos resultados de DP desta pesquisa, onde, os valores do coeficiente $\Psi_1(0,85)$ e $\Psi_4 (0,04)$ para o solo puro são inversos ao comparar com os coeficientes $\Psi_1(0,30)$ e $\Psi_4 (0,07)$ da mistura M3.

Em relação ao coeficiente Ψ_2 , referente à tensão confinante, os estudos compilados na Tabela 12, demonstram variação entre os valores, positivos e negativos, indicando que o confinamento atua de forma diferenciada para os materiais granulares. Com o aumento do confinamento há diminuição da deformação permanente.

Os coeficientes Ψ_3 referem-se à tensão desvio e, conforme esperado todos os valores, são positivos, visto que a tensão desvio é aplicada verticalmente no corpo de prova, sendo a principal responsável pela deformação permanente.

4.7 ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE SHAKEDOWN

A análise da ocorrência de *shakedown* consiste em uma outra forma de abordagem da apresentação dos resultados de deformabilidade plástica. A partir dos dados obtidos no ensaio de deformação permanente são determinadas as taxas de acréscimo de deformação permanente, dado o número de ciclos. Estas taxas de acréscimo são relacionadas à deformação vertical acumulada de cada corpo de prova, que por sua vez foi submetido a determinados pares de tensões, conforme disposto por Werkmeister, Dawson e Wellner (2001).

4.7.1 Análise da ocorrência de *shakedown* no Solo

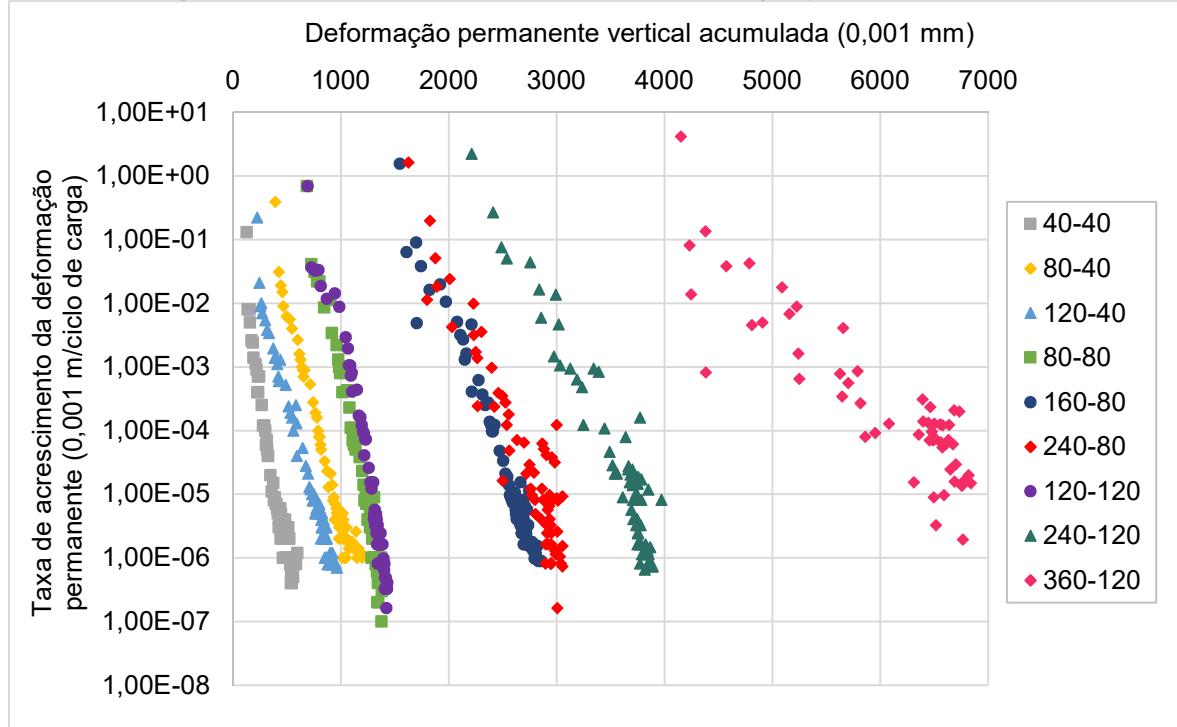
Para verificar se o solo apresentou a ocorrência de *shakedown* foi plotado um gráfico representado pela Figura 41, no qual é apresentada a DP total no eixo horizontal e a taxa de acréscimo dessa deformação no eixo vertical.

Para a análise da ocorrência de *shakedown* foram realizadas comparações do formato do gráfico apresentado na Figura 41 com as curvas exemplificadas por Guimarães (2009), demonstradas na Figura 5.

Para considerar a ocorrência de *shakedown* no material é necessário que as taxas de acréscimo da deformação permanente atinjam a magnitude de 10^{-7} metros por ciclo de aplicação de carga. Nesse caso, para o solo, apenas o quarto par de

tensões ($\sigma_3:80 / \sigma_d:80$) atingiu o limite estabelecido sendo classificado como comportamento tipo “A” denominado de *shakedown* ou acomodamento plástico.

Figura 41: Curva da taxa de acréscimo de deformação permanente do solo



Fonte: O autor (2025).

Para as amostras que não atingiram a taxa limite de acomodamento (10^{-7}), possivelmente a aplicação de um maior número de ciclos permitiria atingir tal nível, levando em consideração a tendência visível de acomodamento delas também no tipo “A”.

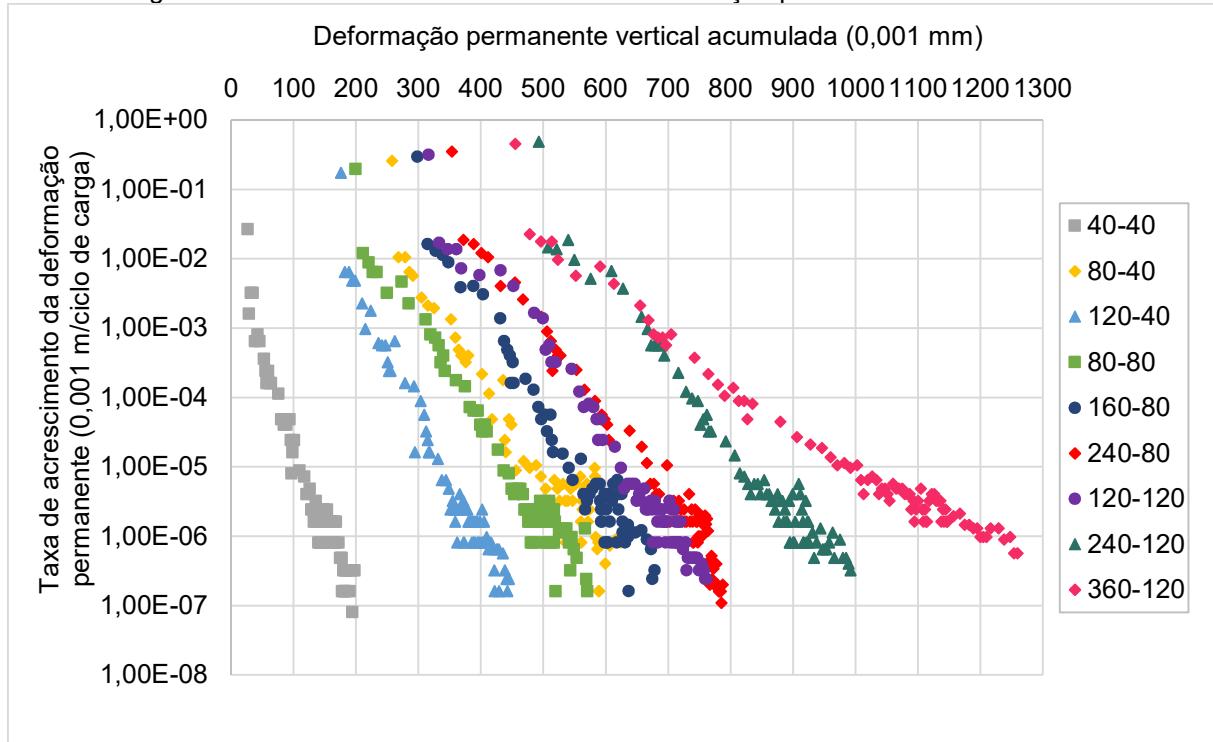
4.7.2 Análise da ocorrência de *shakedown* na Mistura M3 (30% solo + 70% RAP)

A verificação da ocorrência de *shakedown* na Mistura M3 foi realizada através de um gráfico representado pela Figura 42, no qual é apresentada a DP total no eixo horizontal e a taxa de acréscimo dessa deformação no eixo vertical.

Para considerar a ocorrência de *shakedown* no material é necessário que as taxas de acréscimo da deformação permanente atinjam a magnitude de 10^{-7} metros por ciclo de aplicação de carga. Nesse caso, para a Mistura M3, apenas o primeiro par de tensões ($\sigma_3: 40 / \sigma_d: 40$) e o sexto par de tensões ($\sigma_3: 40 / \sigma_d: 40$) atingiram o

limite estabelecido, sendo classificado como comportamento tipo “A” denominado de *shakedown* ou acomodamento plástico.

Figura 42: Curva da taxa de acréscimo de deformação permanente da mistura M1



Fonte: O autor (2025).

Os demais ensaios apresentaram taxa de deformação entre 10^{-6} e 10^{-7} , não sendo possível associar esse fato a intensidade das tensões a que foram submetidos, uma vez que foram submetidos a baixas e elevadas tensões.

As amostras que não atingiram o limite de acomodamento (10^{-7}), foram classificadas como tipo “A”, pois, possivelmente a aplicação de um maior número de ciclos permitiria atingir tal nível, levando em consideração a tendência visível de acomodamento das mesmas.

4.8 ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA (MÉTODO MeDiNa)

Após a obtenção dos resultados dos ensaios de MR e DP referente ao solo e à mistura M3, necessários para o dimensionamento pelo novo método nacional de dimensionamento de pavimentos, foi necessário arbitrar alguns dados referentes à camada de revestimento asfáltico a ser utilizada, bem como das camadas granulares que vão compor a estrutura de pavimento a ser dimensionada.

Foram definidas quatro composições de estrutura de pavimentos com duas características de tráfego, mesmo período de projeto e dois tipos de via, para que seja possível identificar em qual camada, se de base ou sub-base, a mistura M3 se comportou melhor.

A seguir são apresentados os dados referentes ao tráfego selecionado para o dimensionamento das estruturas:

- Estrutura 01 e 02 - Volume de tráfego meio pesado
 - N de tráfego = $3,10 \times 10^6$
 - Período de projeto = 10 anos;
 - Tipo de via = coletora primária

- Estrutura 03 e 04 – Volume de tráfego médio
 - N de tráfego = $6,80 \times 10^5$
 - Período de projeto = 10 anos;
 - Tipo de via = coletora secundária

A seguir são apresentadas as camada da estrutura 01 e da estrutura 03 com suas respectivas características que foram inseridas no software MeDiNa.

- Revestimento: mistura asfáltica convencional
 - Módulo de resiliência = 5500 MPa
 - Coeficiente de Poisson = 0,30
 - Fadiga = $N = 5,396 \times 10^{-11} (\varepsilon_r)^{-3,24}$

- Base: Mistura M3 (Solo + RAP)
 - Módulo de resiliência = $MR = 625,57 \sigma_3^{0,4} \sigma_d^{-0,17}$
 - Deformação permanente = $\varepsilon_p (\%) = 0,3(\sigma_3)^{0,42}(\sigma_d)^{0,41} N^{0,07}$
 - Coeficiente de Poisson = 0,35

- Sub-base: Macadam seco
 - Módulo de resiliência = 380 MPa
 - Coeficiente de Poisson = 0,35

- Subleito: Solo (desta pesquisa)
 - Módulo de resiliência = $MR = 75,37 \sigma_3^{0,13} \sigma_d^{-0,29}$

- Deformação permanente = $\varepsilon_p(\%) = 0,85(\sigma_3)^{0,42}(\sigma_d)^{1,17} N^{0,04}$
- Coeficiente de Poisson = 0,45

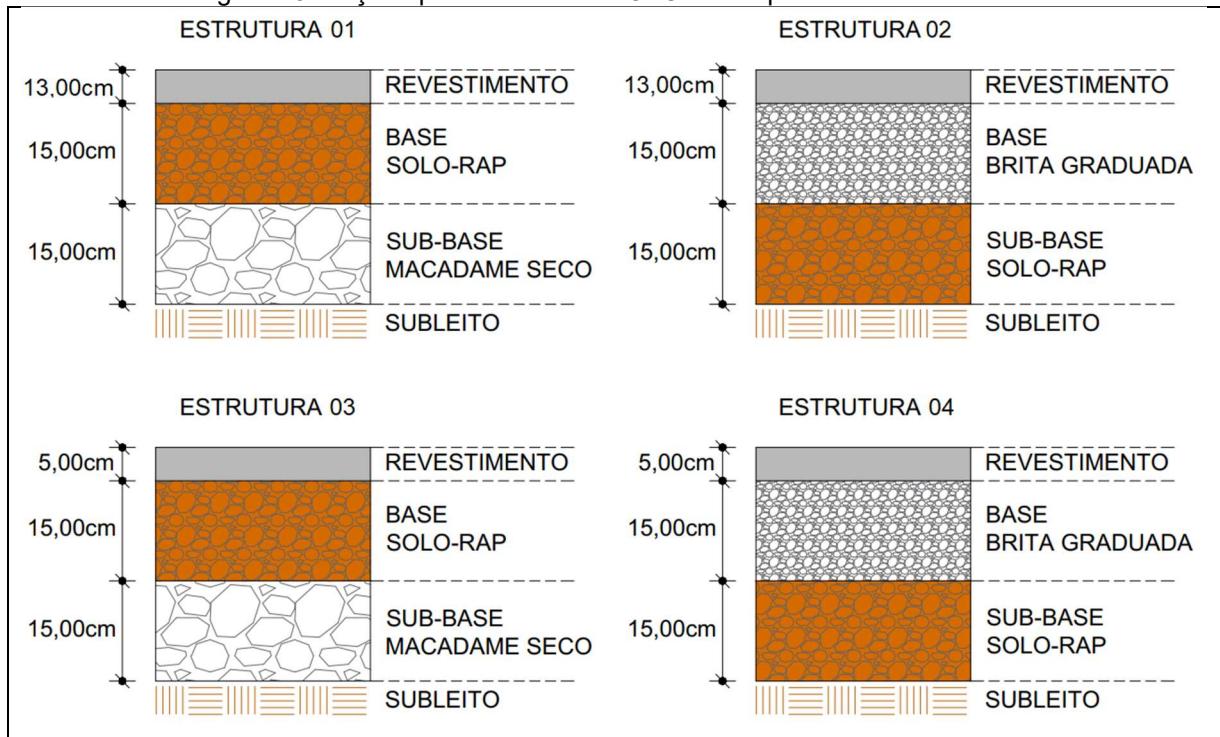
A seguir são apresentadas as camada da estrutura 02 e da estrutura 04 com suas respectivas características que foram inseridas no *software* MeDiNa.

- Revestimento: mistura asfáltica convencional
 - Módulo de resiliência = 5500 MPa
 - Coeficiente de Poisson = 0,30
 - Fadiga = $N = 5,396 \times 10^{-11} (\varepsilon_r)^{-3,24}$
- Base: Brita graduada
 - Módulo de resiliência = $MR = 3471,20\sigma_3^{1,127}\sigma_d^{-0,375}$
 - Deformação permanente = $\varepsilon_p(\%) = 0,01748(\sigma_3)^{-0,2032}(\sigma_d)^{1,0366} N^{0,1577}$
 - Coeficiente de Poisson = 0,35
- Sub-base: Mistura M3 (Solo + RAP)
 - Módulo de resiliência = $MR = 625,57\sigma_3^{0,4}\sigma_d^{-0,17}$
 - Deformação permanente = $\varepsilon_p(\%) = 0,3(\sigma_3)^{0,42}(\sigma_d)^{0,41} N^{0,07}$
 - Coeficiente de Poisson = 0,35
- Subleito: Solo (desta pesquisa)
 - Módulo de resiliência = $MR = 75,37\sigma_3^{0,13}\sigma_d^{-0,29}$
 - Deformação permanente = $\varepsilon_p(\%) = 0,85(\sigma_3)^{0,42}(\sigma_d)^{1,17} N^{0,04}$
 - Coeficiente de Poisson = 0,45

Após a definição de todos os dados de entrada a serem utilizados no dimensionamento das estruturas, os mesmos foram inseridos no *software* MeDiNa para obtenção dos resultados do dimensionamento das estruturas.

A Figura 43 representa as quatro estruturas dimensionadas a partir do *software* MeDiNa. Pode ser visualizada a divisão de cada camada, bem como, o material constituinte e a espessura calculada.

Figura 43: Seções pavimento com SOLO-RAP após dimensionamento



Fonte: O autor (2025).

Vale salientar que além do software informar se o dimensionamento está dentro dos parâmetros normatizados e quais os materiais constituintes de cada camada e suas espessuras, ele emite um relatório demonstrando as características comportamentais das estruturas referentes ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico e o afundamento por trilha de roda, oriundo da deformabilidade plástica das camadas granulares.

No Quadro 17 são apresentados os valores referentes ao trincamento e o afundamento por trilha de roda das duas estruturas caracterizadas como via coletora primária.

Quadro 17: Resultados dimensionamento das estruturas 01 e 02

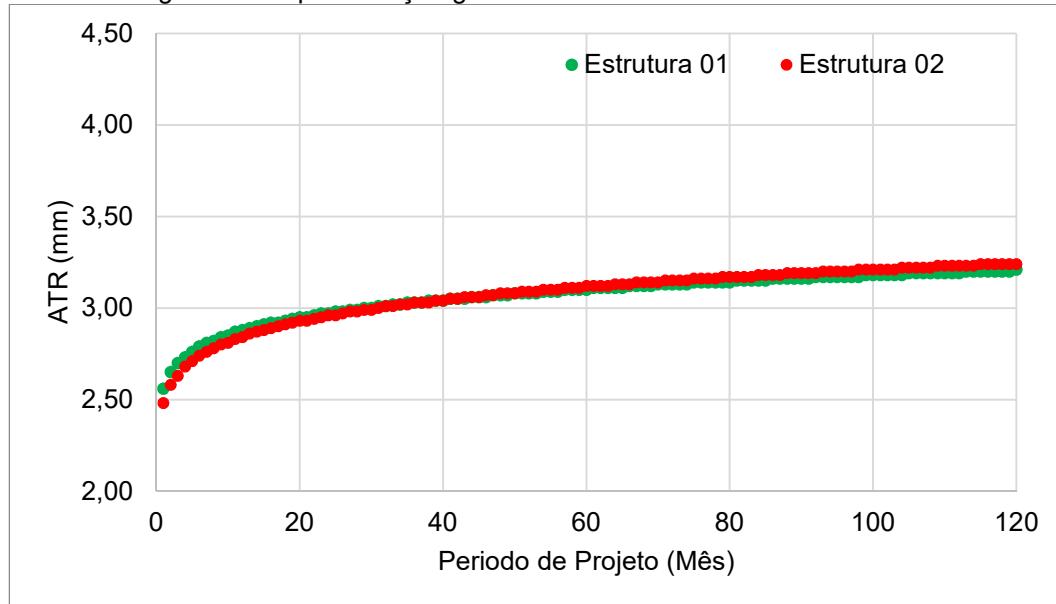
Período de Projeto (Mês)	Estrutura 01		Estrutura 02	
	Área Trincada (%)	ATR (mm)	Área Trincada (%)	ATR (mm)
1º	1,19	2,60	1,24	2,50
6º	2,38	2,80	2,49	2,70
12º	3,29	2,90	3,47	2,80
18º	4,11	2,90	4,36	2,90
24º	4,91	3,00	5,25	3,00
30º	5,72	3,00	6,17	3,00
36º	6,57	3,00	7,13	3,00
42º	7,46	3,10	8,15	3,10
48º	8,40	3,10	9,24	3,10
54º	9,40	3,10	10,41	3,10
60º	10,46	3,10	11,65	3,10
66º	11,58	3,10	12,97	3,10
72º	12,77	3,10	14,38	3,10
78º	14,03	3,10	15,88	3,20
84º	15,36	3,20	17,47	3,20
90º	16,76	3,20	19,14	3,20
96º	18,24	3,20	20,90	3,20
102º	19,78	3,20	22,75	3,20
108º	21,40	3,20	24,69	3,20
114º	23,09	3,20	26,70	3,20
120º	24,85	3,20	28,79	3,20

Fonte: O autor (2025).

Na Figura 44 estão plotados os dados referentes à evolução do ATR para as duas estruturas caracterizadas como via coletora primária até o final do período de projeto.

Ao comparar as duas estruturas pode ser observado que ambas apresentaram comportamento satisfatório quanto ao ATR, tanto na utilização do Solo RAP como base ou sub-base. Assim sendo, mesmo alterando as camadas, as deformações totais da estrutura ficaram dentro do limite máximo estabelecido de 13 mm conforme indicado por Franco e Motta (2020).

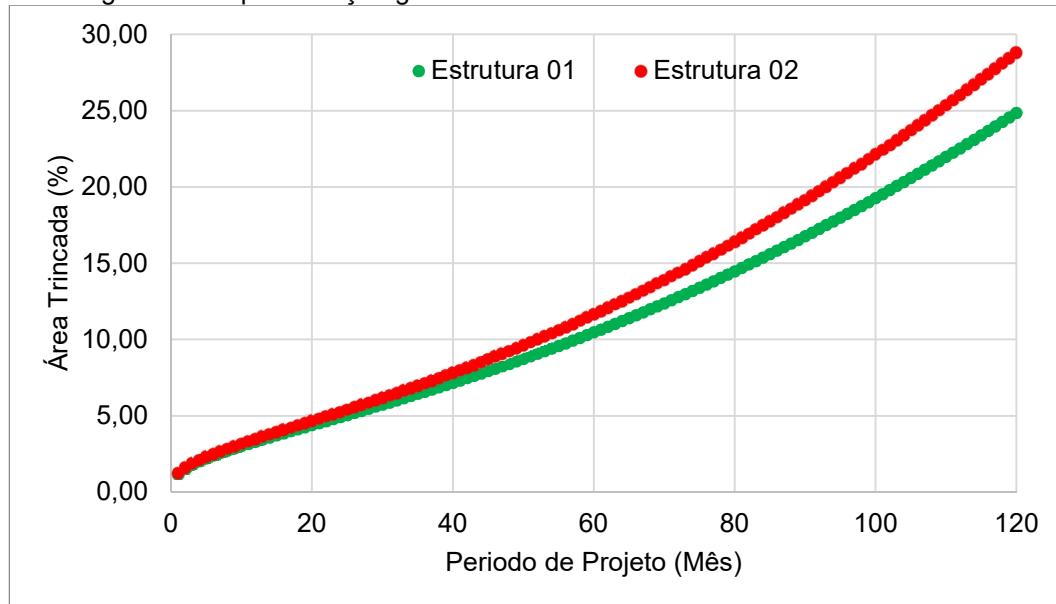
Figura 44: Representação gráfica do ATR das estruturas 01 e 02



Fonte: O autor (2025).

Na Figura 45 estão plotados os dados referentes à evolução da área trincada para as duas estruturas propostas neste estudo até o final do período de projeto.

Figura 45: Representação gráfica da Área Trincada das estruturas 01 e 02



Fonte: O autor (2025).

Em relação à área trincada, as duas estruturas apresentaram comportamento satisfatório, tanto na utilização do Solo RAP como base ou sub-base. Assim sendo, mesmo alterando as camadas, isto é, usando a mistura M3 na base ou na sub-base,

a porcentagem de área trincada da estrutura ficou dentro do limite máximo estabelecido de 30%, conforme indicado por Franco e Motta (2020).

Porém, a utilização do Solo-RAP na camada de base (estrutura 01) apresentou melhor comportamento, em relação à estimativa de área trincada, refletindo 15,85% menos área trincada ao comparar com a estrutura 02 ao final do período de projeto.

No Quadro 18 são apresentados os valores referentes ao trincamento e o ATR das duas estruturas caracterizadas como via coletora secundária.

Quadro 18: Resultados dimensionamento das estruturas 03 e 04

Período de Projeto (Mês)	Estrutura 03		Estrutura 04	
	Área Trincada (%)	ATR (mm)	Área Trincada (%)	ATR (mm)
1º	0,65	4,40	0,71	4,80
6º	1,23	4,80	1,44	5,30
12º	1,77	4,90	2,01	5,50
18º	2,18	5,00	2,52	5,60
24º	2,57	5,10	3,01	5,70
30º	2,95	5,10	3,50	5,70
36º	3,33	5,20	4,01	5,80
42º	3,72	5,20	4,54	5,90
48º	4,12	5,20	5,09	5,90
54º	4,53	5,30	5,67	5,90
60º	4,96	5,30	6,27	6,00
66º	5,40	5,30	6,91	6,00
72º	5,86	5,40	7,59	6,00
78º	6,34	5,40	8,29	6,10
84º	6,84	5,40	9,04	6,10
90º	7,36	5,40	9,82	6,10
96º	7,89	5,40	10,65	6,10
102º	8,45	5,40	11,51	6,10
108º	9,04	5,40	12,41	6,20
114º	9,64	5,50	13,36	6,20
120º	10,27	5,50	14,34	6,20

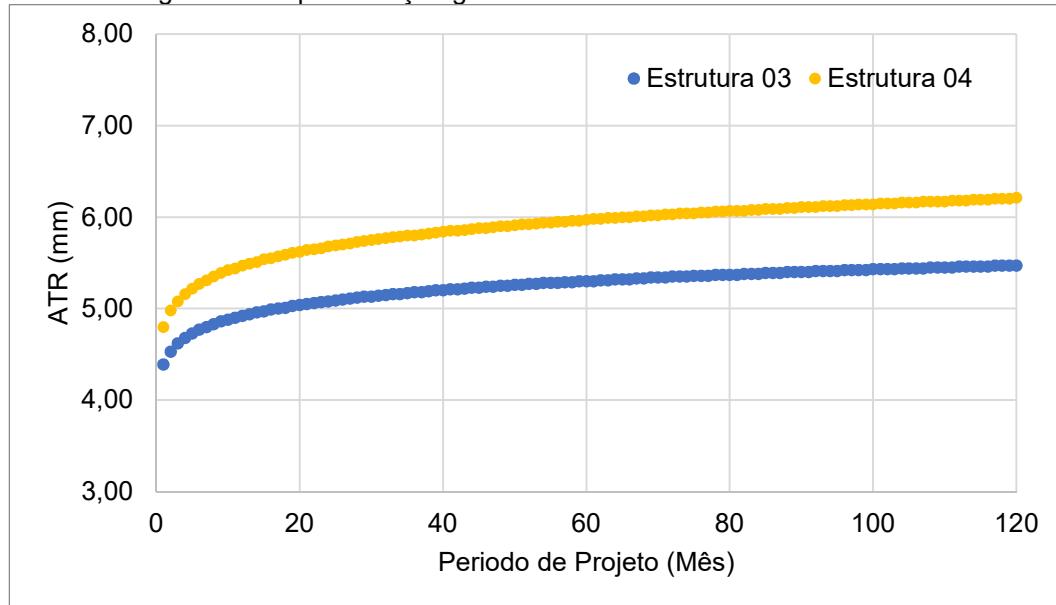
Fonte: O autor (2025).

Na Figura 46 estão plotados os dados referentes à evolução do ATR para as duas estruturas caracterizadas como via coletora secundária até o final do período de projeto.

Ao comparar as duas estruturas pode ser observado que ambas apresentaram comportamento satisfatório quanto ao ATR, tanto na utilização do Solo RAP como

base ou sub-base. Assim sendo, mesmo alterando as camadas, as deformações totais da estrutura ficaram dentro do limite máximo estabelecido de 20 mm conforme indicado por Franco e Motta (2020).

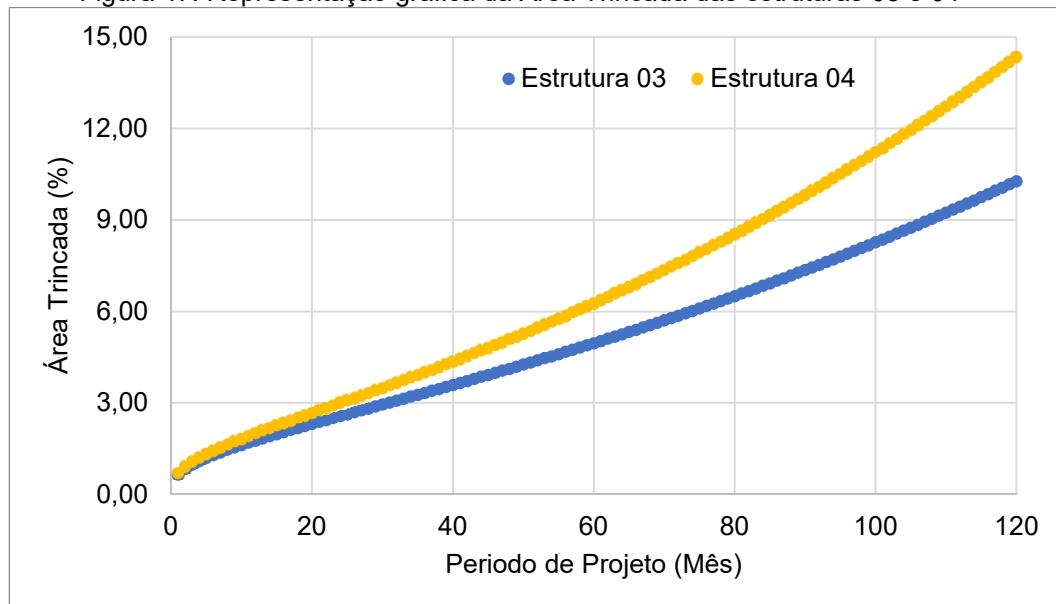
Figura 46: Representação gráfica do ATR das estruturas 03 e 04



Fonte: O autor (2025).

Na Figura 47 estão plotados os dados referentes à evolução da área trincada para as duas estruturas propostas neste estudo até o final do período de projeto.

Figura 47: Representação gráfica da Área Trincada das estruturas 03 e 04



Fonte: O autor (2025).

Em relação à área trincada, as duas estruturas apresentaram comportamento satisfatório, tanto na utilização do Solo RAP como base ou sub-base. Assim sendo, mesmo alterando as camadas, isto é, usando a mistura M3 na base ou na sub-base, a porcentagem de área trincada da estrutura ficou dentro do limite máximo estabelecido de 30%, conforme indicado por Franco e Motta (2020).

Porém, a utilização do Solo-RAP na camada de base (estrutura 03) apresentou melhor comportamento, tanto em relação ao ATR quanto à estimativa de área trincada, refletindo em 12,73% menos ATR e 39,63% menos área trincada ao comparar com a estrutura 04 ao final do período de projeto.

5 CONCLUSÃO

O objetivo desta dissertação foi estudar as características de deformabilidade de misturas de solo-brita com incorporação de RAP, para serem utilizadas como base e ou sub-base de pavimentos. Isso é importante para a diminuição do descarte e armazenamento inadequado do RAP, além de melhorar as propriedades mecânicas de um solo com baixa capacidade de suporte para compor a estrutura de pavimentos.

Ao longo desta pesquisa foram desenvolvidos diversos ensaios de caracterização dos materiais e das misturas, porém o foco principal foi o comportamento resiliente perante aos ensaios triaxiais de carga repetida para deformação permanente e módulo de resiliência.

Baseado em estudos realizados nas diferentes bibliografias e também nos resultados experimentais obtidos para os materiais e misturas desta pesquisa, pode-se definir as seguintes conclusões:

Em relação aos ensaios triaxiais de carga repetida para o ensaio de módulo de resiliência, o solo puro resultou em um MR médio de 105,7 MPa; a mistura M1 resultou em um MR médio de 269,07 MPa (aumento de 254% em relação ao solo puro); a mistura M2 resultou em um MR médio de 292,16 MPa (aumento de 276% em relação ao solo puro); a mistura M3 resultou em um MR médio de 291,48 MPa (aumento de 275% em relação ao solo puro). Fica evidente a melhora no desempenho do solo a partir da estabilização granulométrica utilizando a brita 1 e o RAP, pois houve um aumento significativo nos resultados de MR para as misturas desenvolvidas.

Em relação aos ensaios triaxiais de carga repetida para o ensaio de deformação permanente, o solo puro resultou em uma deformação permanente máxima de 6,77 mm sendo este o maior par de tensão do ensaio ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa). Em relação ao ensaio de DP da mistura M3 a deformação máxima encontrada foi de 1,26 mm para o maior nível de tensão, e os demais ensaios realizados apresentaram deformações permanentes máximas menores que 1,00 mm, consideradas baixas conforme citado por Norback (2018).

Fica evidente a melhora no desempenho do solo a partir da estabilização granulométrica utilizando a brita 1 e o RAP, pois houve uma diminuição de mais de 80% no resultado de DP para a mistura M3.

Para a análise da ocorrência de *shakedown* do solo puro, apenas o quarto par de tensões ($\sigma_3: 80 / \sigma_d: 80$) atingiu o limite estabelecido sendo classificado como comportamento tipo “A”, denominado de *shakedown* ou acomodamento plástico. Para os demais pares de tensão que não atingiram a magnitude de 10^{-7} metros por ciclo de aplicação de carga, possivelmente a aplicação de um maior número de ciclos permitiria atingir este nível, levando em consideração a tendência visível de acomodamento delas também no tipo “A”.

Em se tratando da ocorrência de *shakedown* da mistura M3, apenas o primeiro par de tensões ($\sigma_3: 40 / \sigma_d: 40$) e o sexto par de tensões ($\sigma_3: 40 / \sigma_d: 40$) atingiram o limite estabelecido, sendo classificado como comportamento tipo “A” denominado de *shakedown* ou acomodamento plástico. As amostras que não atingiram o limite de acomodamento (10^{-7}), também foram classificadas como tipo “A”, pois possivelmente a aplicação de um maior número de ciclos permitiria atingir tal nível, levando em consideração a tendência visível de acomodamento das mesmas.

A partir do dimensionamento das quatro estruturas (Solo RAP como base ou sub-base) utilizando o software MeDiNa para uma via coletora primária com um N de tráfego de $3,10 \times 10^6$ e uma via coletora secundária com um N de tráfego de $6,80 \times 10^5$ e período de projeto de 10 anos, todas as estruturas apresentaram comportamento satisfatório quanto ao ATR e a área trincada, porém, para a via coletora primária a utilização do Solo-RAP na camada de base (estrutura 01) apresentou melhor comportamento, principalmente, em relação à estimativa de área trincada, refletindo em 15,85% menos área trincada ao comparar com a estrutura 02 ao final do período de projeto.

Em relação à via coletora secundária a utilização do Solo-RAP na camada de base (estrutura 03) apresentou melhor comportamento, tanto em relação ao ATR quanto à estimativa de área trincada, refletindo em 12,73% menos ATR e 39,63% menos área trincada ao comparar com a estrutura 04 ao final do período de projeto.

O estudo desenvolvido confirma que a utilização de misturas de solo com RAP é uma alternativa técnica viável para o projeto e a execução de estruturas de pavimentos.

As misturas estudadas apresentaram grande potencial de uso em camadas de base e de sub-base de estruturas de pavimentos, com volumes de tráfego classificados em médio e meio pesado, avaliadas por meio das propriedades

deformacionais. Vale salientar que cada mistura deve ser estudada conforme seu emprego, de modo a obter o melhor desempenho possível, condicionado as características dos materiais a serem utilizados.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar ensaios de deformação permanente utilizando maiores números de ciclo de cargas para aferir os limites de *shakedown* das misturas;
- Comparar as diferentes frequências normatizadas para o ensaio triaxial de carga repetida de deformação permanente para aferir se há influência no resultado final do ensaio;
- Adotar porcentagens diferentes de RAP utilizado na pesquisa e variar a energia de compactação adotada;
- Verificar a possibilidade de utilização das misturas desenvolvidas como camada de revestimento primário em estradas vicinais.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181:** Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.
- ARAÚJO JUNIOR, Luiz Paulo Vieira de. **Estudo sobre estabilização de solo com material fresado de pavimentação asfáltica.** Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação em Engenharia Urbana – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2019.
- ARSHAD M.; AHMED M.F.; Potential use of reclaimed asphalt pavement and recycled concrete aggregate in base/subbase layers of flexible pavements. **Constr Build Mater.** P. 83–97. 2017.
- BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais projeto e restauração.** Oficina de Textos, 2007.
- BARROS, Larissa Montagner *et al.* Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. In: **33 Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET.** 2019. p. 1156-1167.
- BASSANI, M.; RIVIERA, P. P.; TEFA, L.; CHIAPPINELLI, G. Effects of quantity and plasticity of fine particles on the workability and resilient behaviour of aggregate-soil mixtures for granular pavement layers. **Road Materials and Pavement Design**, p. 444–463, 2019.
- BASTOS, Juceline Batista dos Santos. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza.** Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação em Engenharia de Transportes – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2013.
- BENNERT Thomas, MAHER Ali. **The development of a performance specification for granular base and subbase material.** New Jersey. Dept. of Transportation, 2005.
- BERNUCCI, Liedi Légi Bariani. *et al.* **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2007.
- BILODEAU, Jean-Pascal; GONZALEZ, Erdrick Leandro Perez. Permanent deformation analysis of base layers with recycled material: Effect of density and stress level. **Transportation Geotechnics**, v. 27, p. 100466, 2021.
- BONFIM, Valmir. **Fresagem de pavimentos asfálticos.** 3 ed. São Paulo. Exceção, 2010.

BORRÉ, Graciele. **Estudo das misturas de solo-agregado para uso em bases e sub-bases de pavimentos econômicos.** Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2013.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). **Pesquisa CNT de rodovias: Relatório de 2024.** Disponível em:
<https://pesquisarodovias.cnt.org.br/conteudo>. Acesso em: 14 dez. 2024.

COUTO, Jeferson Berni. **Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental.** Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2009.

DAWSON, Andrew; KOLISOJA Pauli. **Permanent Deformation.** ROADEX II, Northern Periphery, 2004.

DELGADO, Bruno Guimarães; GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues; DA MOTTA, Laura Maria Goretti. A Teoria do Shakedown Aplicada à Pavimentação com Solos Tropicais. In: **XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e VII Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, ABMS: Goiânia, Goiás, Brasil.** 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **ME 035:** Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

- _____ . **ME 053:** Misturas Betuminosas – Percentagem de Betume, 1994.
- _____ . **ME 081:** Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo, 1994.
- _____ . **ME 082:** Solos – Determinação do Limite de Plasticidade, 1994.
- _____ . **ME 083:** Agregados – Análise granulométrica, 1998.
- _____ . **ME 093:** Solos – Determinação da densidade real, 1994.
- _____ . **ME 122:** Solos – Determinação do Limite de Liquidez, 1994.
- _____ . **ME 152:** Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária, 1995.
- _____ . **CLA 259:** Solos – Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura, 2023.
- _____ . **ME 266:** Agregados – Determinação do teor de material pulverulento, 1997.
- _____ . **ME 425:** Pavimentação – Agregados – Determinação do índice de forma com paquímetro, 2020.

DIAS, Patricia Silva.; PINTO, Isaac Eduardo; COSTA, Cláuber. Contribuição ao estudo de materiais fresados incorporados a um solo argilosiltoso para o uso em camadas de pavimentos flexíveis. **44ª RAPv–Reunião anual de pavimentação e 18º ENACOR–Encontro Nacional de Conservação Rodoviária.** 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. DNIT, **Manual Restauração de Pavimentos Asfálticos.** Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Brasília, 2006.

_____. Norma DNIT **005/2003:** Pavimentos flexíveis – Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia. 2003.

_____. Norma DNIT **033/2021:** Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico reciclado em usina a quente – Especificação de serviço. 2021.

_____. Norma DNIT **134/2018:** Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de ensaio. 2018.

_____. Norma DNIT **179/2018:** Pavimentação – Solos – Determinação da Deformação Permanente – Instrução de Ensaio. 2018.

DOMINGOS, Pedro Miguel Guerra. **Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural.** Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2007.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav.** 2007. 315 f. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Manual para utilização do Método Mecanístico-Emprírico MeDiNa Apresentação dos programas.** Rio de Janeiro: UFRJ; DNIT, 2020.

GEORGE A. M.; BANERJEE A.; PUPPALA A. J.; SALADHI M. Performance evaluation of geocellreinforced reclaimed asphalt pavement (RAP) bases in flexible pavements. **Int J Pavement Eng.** p. 181–191. 2021.

GONÇALVES, Fernando José Pugliero. **Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados.** Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, 2002.

GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis.** Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2001.

GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues. **Um método Mecanístico-Empírico para previsão de deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos.** Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CASTRO, Carmen Dias. Permanent deformation parameters of fine-grained tropical soils. **Road Materials and Pavement Design**, 2018 v. 20, n. 7.

KNABBEN, R. M.; VILLENA, J.A. **Como usar o software medina.** O guia prático para a utilização do software medina de dimensionamento de pavimentos flexíveis. 2023.

LEKARP, Fredrick; ISACSSON, Ulf; DAWSON, Andrew. State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. **Journal of transportation engineering**, v. 126, n. 1, p. 66-75, 2000.

LIMA, Felipe Cordeiro de. **Uso de agregados de rochas calcárias para camadas de pavimentos estabilizadas granulometricamente.** Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação em Engenharia civil e Ambiental – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2015.

LIMA, Caroline Dias Amancio. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos.** Dissertação de mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2016.

LIMA, Caroline Dias Amancio; MOTTA, Laura Maria Goretti da; GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. Estudo da deformação permanente de britas granito-gnaisse para uso em base e sub-base de pavimentos. **Transportes** 2017, v. 25, n. 2.

LIMA, Lara Batista de, SILVA, João Paulo Souza, de REZENDE, Lilian Ribeiro de. Investigation of Resilient Modulus and Permanent Deformation of Tropical Soil with Reclaimed Asphalt Pavement. **Transportation Geotechnics**. 2023.

MACÊDO, José Afonso Gonçalves de. **Interpretação de ensaios deflectométricos para a avaliação estrutural de pavimentos flexíveis.** Tese de Doutorado. Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1996.

MANTALOVAS, Konstantinos; MINO, Gaetano di. The Sustainability of Reclaimed Asphalt as a Resource for Road Pavement Management through a Circular Economic Model. **Sustainability**, [S.L.], v. 11, n. 8, p. 2234, 13 abr. 2019. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/su11082234>. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2071-1050/11/8/2234>. Acesso em: 10 out. 2023.

MARIA, Régis Pinheiro. **Estudo das propriedades e fatores que influenciam o comportamento resiliente e a deformação permanente de misturas de solo-agregado granítico.** Dissertação de Mestrado. Programas de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2021.

MEDINA, Jacques de. **Mecânica dos pavimentos.** Editora UFRJ. Rio de Janeiro (1997).

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos pavimentos.**

3. ed. Rio de Janeiro: INTERCIÊNCIA, 2015. 638 p.

MEI, H.; SATVATI, S.; LENG, W.; Experimental study on permanent deformation characteristics of coarse-grained soil under repeated dynamic loading. **Railway Engineering Science**. P. 94–107. 2021.

MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis critério de confiabilidade e ensaios de carga repetida**. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

NIE, R.; MEI, H.; LENG, W.; RUAN, B.; CHEN, X.; Characterization of permanent deformation of fine-grained subgrade soil under intermittent loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 139, 2020.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. 1995.

NORBACH, Carine. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação de três solos e misturas solo-brita**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro 2018.

OLIVEIRA JÚNIOR, José Mamede Rebouças de; ARAÚJO, Carla Beatriz Costa de; AYRES, Thiago Moura da Costa. Estudo comparativo entre solo seixo e solo brita para fins de pavimentação. **Revista Tecnologia**, v. 39, n. 1, p. 1-17, 2018.

PINTO, Joana Isabel Baptista Rua. **Caracterização superficial de pavimentos rodoviários**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto. Porto 2003.

PIRES G.M.; SPECHT L.P.; PINHEIRO R.J.; PEREIRA D.S.; CONCEIÇÃO B.M. Estudo do material fresado estabilizado química e granulometricamente para aplicação em bases de pavimentos. In **Anais do Congresso Ibero-Latinoamericano de Asfalto**, 2013.

RAVINDRA, P. S.; SMALL, J. C. Shakedown analysis of road pavements. In: **the 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)**, Goa, India. 2008.

RIBEIRO, Madalena Maria Pereira. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2013.

ROZA, Ana Elza Dalla. **Contribuição para projeto mecanístico - empírico de pavimentos**. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2018.

SANTOS, Thaís Aquino dos. **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

SANTOS, Thaís Aquino dos. **A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: Efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos.** Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

SARIDE, Sireesh; AVIRNENI, Deepti; JAVVADI, Sarath Chandra; PUPPALA, Anand Jagadeesh; HOYOS, Laureano Rene. Evaluation of fly ash treated reclaimed asphalt pavement for base/subbase applications. **Indian Geotechnical Journal.** 2015.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação.** 2. ed. São Paulo: PINI, 2008.

SGB – Serviço Geológico do Brasil. **Mapa Pedológico de Santa Catarina.** 2023. Disponível em: <<https://geoportal.sgb.gov.br/geosgb>>. Acesso em: 20 de set. de 2023.

SOLANKI, Pranshoo; ZAMAN, Musharraf. Design of semi-rigid type of flexible pavements. **International Journal of Pavement Research and Technology.** 2017.

SPEIGHT, J. G. **Asphalt Materials Science and Technology** 2015.

SVENSON, Margareth. **Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos.** Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1980.

TAO, M.; MOHAMMAD, L.; NAZZAL, M.; ZHANG, Z.; WU, Z.; Application of Shakedown Theory in Characterizing Traditional and Recycled Pavement Base Materials. **Journal of Transportation Engineering.** 2010.

ULLAH S.; TANYU B.F.; Effect of Variation in moisture content on the mechanical properties of base course constructed with RAP-VA blends. In: **Geo-Congress 2020: Geotechnical Earthquake Engineering and Special Topics.** Reston, VA: American Society of Civil Engineers; p. 612–20. 2020.

WAGNER, S.; CATTLE, S.; SCHOLTEN, T.; Soil-aggregate formation as influenced by clay content and organic-matter amendment. **Journal of Plant Nutrition and Soil Science.** p. 173 - 180. 2007.

UZAN, Jacob. Characterization of granular material. **Transportation research record**, v. 1022, n. 1, p. 52-59, 1985.

WERKMEISTER, S.; DAWNSON, A. R.; WELLNER, F.; Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. **Transportation Research Record – Washington, DC**, 2001.

WERKMEISTER, S.; RALF, N.; DAWNSON, A. R.; Deformation behaviour of granular materials under repeated dynamic load. **Journal of Environmental Geomechanics-Monte Verità**, p. 215-223, 2002.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of unbound granular materials in pavement constructions.** Tese de doutorado, Universidade Técnica de Dresden, 2003.

WIRTGEN Group. **Manual de reciclagem a frio.** 1. ed. Windhagen: Alemanha, 2012.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design,** 1975.

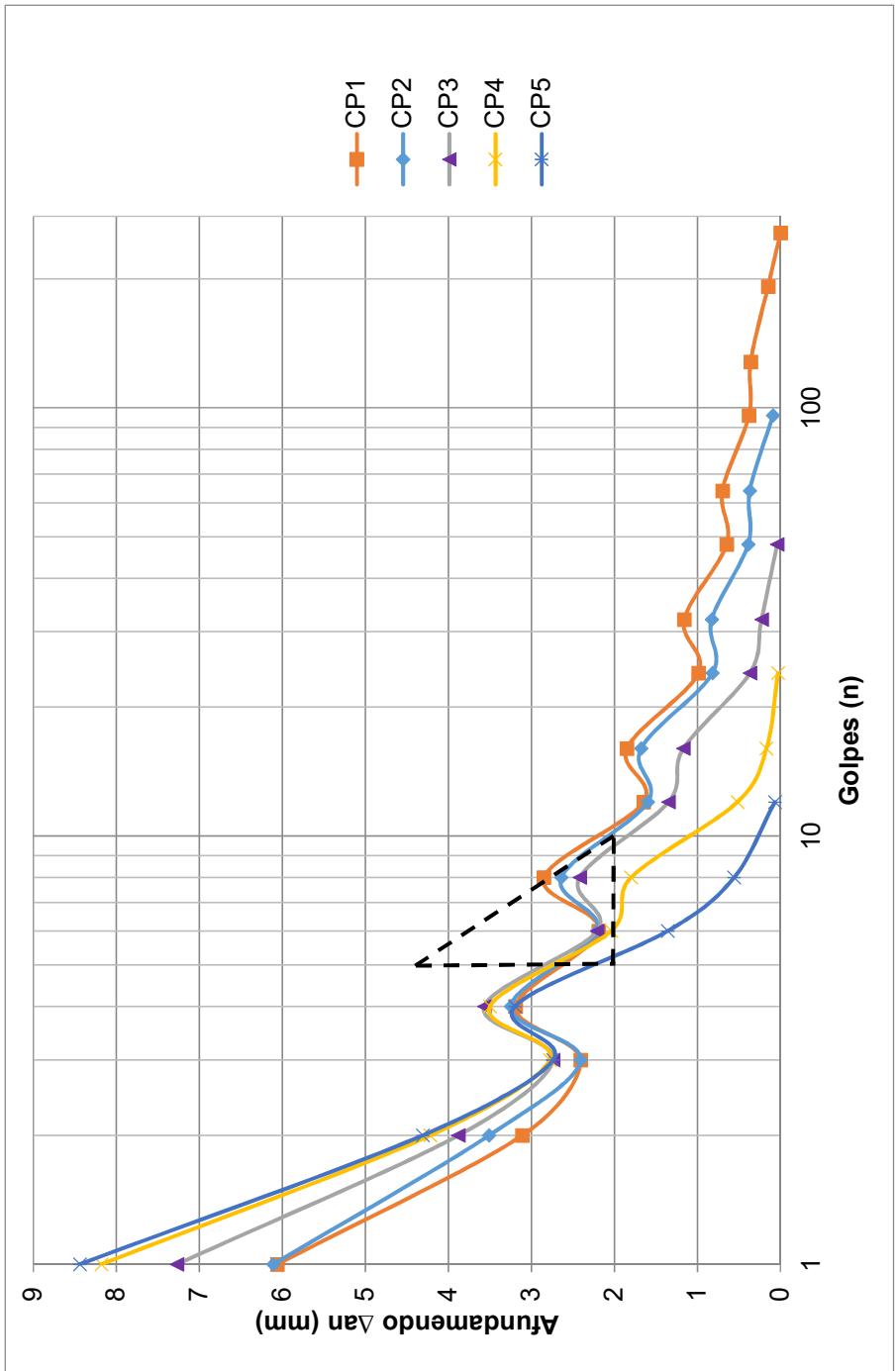
ZAGO, J. P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria-RS.** Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

APÊNDICE A - CÁLCULOS PARA A CLASSIFICAÇÃO MCT

CÁLCULO DOS AFUNDAMENTOS

Nº golpes (n)	CP1			CP2			CP3			CP4			CP5			
	$Hc = 23,64\%$			$Hc = 25,28\%$			$Hc = 27,22\%$			$Hc = 29,99\%$			$Hc = 32,32\%$			
An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	Δna (mm)	An (mm)	Δna (mm)	
0	93,04	14,23	91,26	13,98	91,76	14,45	91,75	15,34	91,13	16,32						
1	78,81	6,06	77,28	6,11	77,31	7,27	76,41	8,18	74,81	8,44						
2	72,75	3,11	71,17	3,51	70,04	3,88	68,23	4,22	66,37	4,31						
3	69,64	2,41	67,66	2,41	66,16	2,74	64,01	2,78	62,06	2,74						
4	67,23	3,19	65,25	3,25	63,42	3,57	61,23	3,50	59,32	3,20						
6	64,04	2,19	62,00	2,21	59,85	2,21	57,73	2,04	56,12	1,36						
8	61,85	2,85	59,79	2,64	57,64	2,42	55,69	1,80	54,76	0,56						
12	59,00	1,65	57,15	1,60	55,22	1,35	53,89	0,52	54,20	0,07						
16	57,35	1,85	55,55	1,68	53,87	1,17	53,37	0,17	54,13	0,03						
24	55,50	0,99	53,87	0,82	52,70	0,37	53,20	0,03	54,10	0,01						
32	54,51	1,16	53,05	0,83	52,33	0,23	53,17	0,05	54,09	54,09						
48	53,35	0,65	52,22	0,39	52,10	0,04	53,12	53,12								
64	52,70	0,70	51,83	0,37	52,06	52,06										
96	52,00	0,38	51,46	0,09												
128	51,62	0,36	51,37	51,37												
192	51,26	0,15														
256	51,11	0,00														

GRÁFICO DOS AFUNDAMENTOS

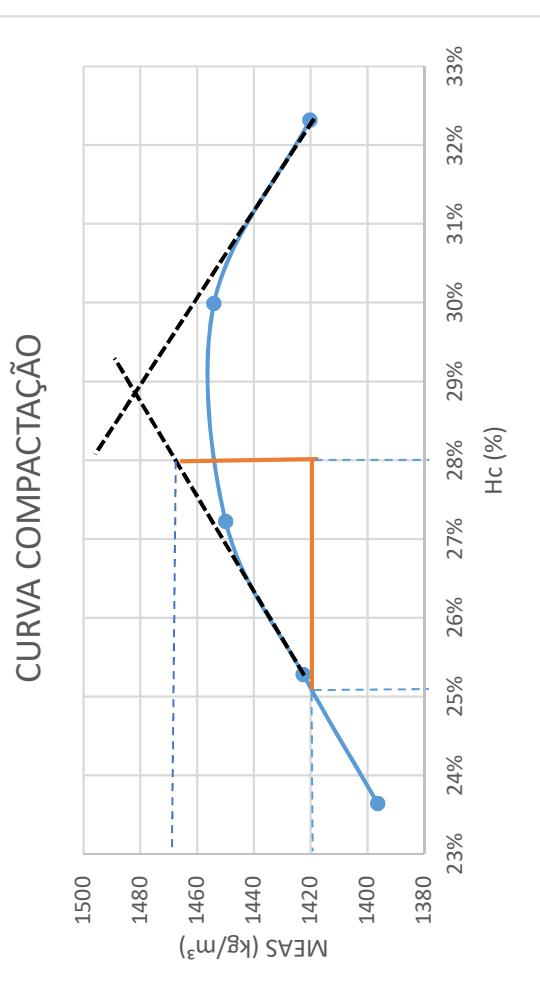


$\Delta a_n =$	2,4
$\Delta M_{ini} MCV =$	3,01029996

$C' =$	0,80
--------	------

MEAS (12 GOLPES)	
INF. CP 1	<p>Raio (cm)= 2,5 Área do (cm²)= 19,64 Altura final do (cm)= 5,9 Volume final do (cm³)= 115,85 Umidade de Comp. (Hc)= 23,64</p> <p>Ms= 161,76 MEAS= 1396 gramas</p>
INF. CP 2	<p>Raio (cm)= 2,5 Área do (cm²)= 19,64 Altura final do (cm)= 5,715 Volume final do (cm³)= 112,21 Umidade de Comp. (Hc)= 25,28</p> <p>Ms= 159,64 MEAS= 1423 gramas</p>
INF. CP 3	<p>Raio (cm)= 2,5 Área do (cm²)= 19,64 Altura final do (cm)= 5,522 Volume final do (cm³)= 108,42 Umidade de Comp. (Hc)= 27,22</p> <p>Ms= 157,21 MEAS= 1450 gramas</p>
INF. CP 4	<p>Raio (cm)= 2,5 Área do (cm²)= 19,64 Altura final do (cm)= 5,389 Volume final do (cm³)= 105,81 Umidade de Comp. (Hc)= 29,99</p> <p>Ms= 153,86 MEAS= 1454 gramas</p>
INF. CP 5	<p>Raio (cm)= 2,5 Área do (cm²)= 19,64 Altura final do (cm)= 5,42 Volume final do (cm³)= 106,42 Umidade de Comp. (Hc)= 32,32</p> <p>Ms= 151,15 MEAS= 1420 gramas</p>

CURVA DE COMPACTAÇÃO

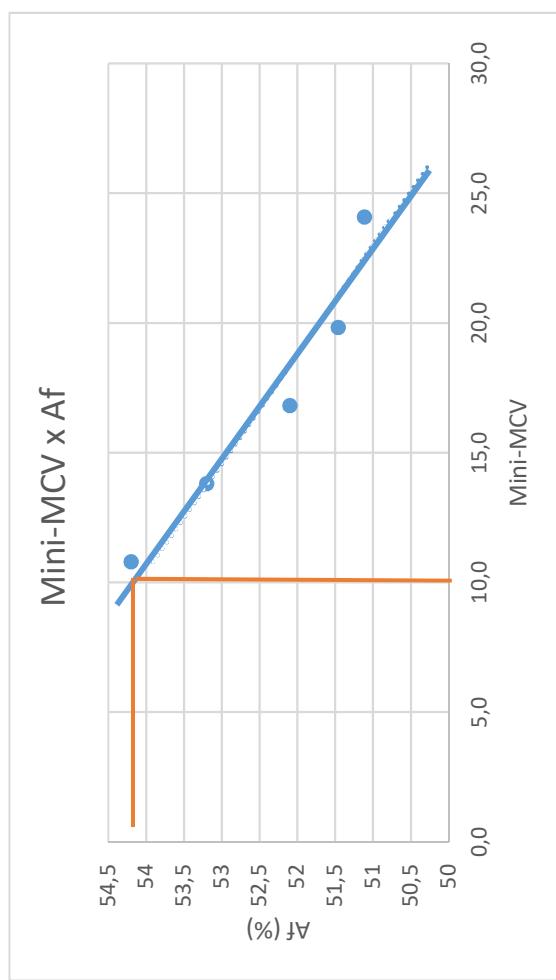


$$\begin{aligned}\Delta MEAS &= 44 \\ \Delta HC &= 2,9\end{aligned}$$

$$d' = 15,17$$

CÁLCULO MINI-MCV

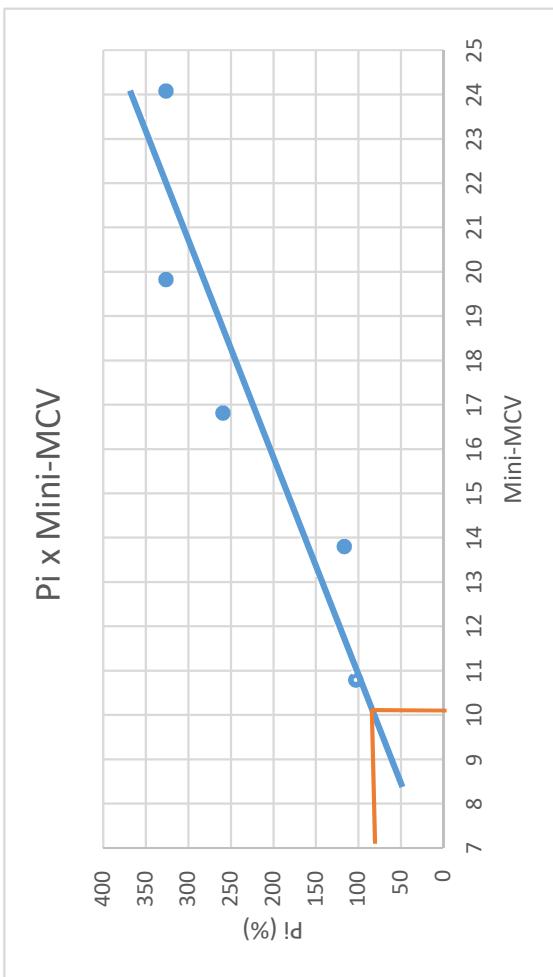
CP	Hc (%)	Golpes (n)	Mini-MCV = 10 log n	Af (%)
1	23,64	256	24,1	51,11
2	25,28	96	19,8	51,46
3	27,22	48	16,8	52,1
4	29,99	24	13,8	53,2
5	32,32	12	10,8	54,2



calculo Pi de cada CP					
INF. CP 1	Massa seca do CP pós compac. (g)= Altura do CP pós compac. (mm)= Altura do CP fora do molde (mm)= Fator de Correção (Fc)=	103,26 161,76 51,11 10,00 1,00	Pi=	326,26	%
INF. CP 2	Massa seca desprendida (g)= Massa seca do CP pós compac. (g)= Altura do CP pós compac. (mm)= Altura do CP fora do molde (mm)= Fator de Correção (Fc)=	101,27 159,64 51,46 10,00 1,00	Pi=	326,45	%
INF. CP 3	Massa seca desprendida (g)= Massa seca do CP pós compac. (g)= Altura do CP pós compac. (mm)= Altura do CP fora do molde (mm)= Fator de Correção (Fc)=	78,22 157,21 52,1 10,00 1,00	Pi=	259,22	%
INF. CP 4	Massa seca desprendida (g)= Massa seca do CP pós compac. (g)= Altura do CP pós compac. (mm)= Altura do CP fora do molde (mm)= Fator de Correção (Fc)=	33,69 153,86 53,2 10,00 1,00	Pi=	116,48	%
INF. CP 5	Massa seca desprendida (g)= Massa seca do CP pós compac. (g)= Altura do CP pós compac. (mm)= Altura do CP fora do molde (mm)= Fator de Correção (Fc)=	28,78 151,15 54,2 10,00 1,00	Pi=	103,20	%

GRÁFICO Pi X MINI MCV

CP	Miní mcv	Pi
1	24,1	326,26
2	19,8	326,45
3	16,8	259,22
4	13,8	116,48
5	10,8	103,20



CÁLCULO e'

Pi	80
D'	15,52

e'	1,28
----	------

APÊNDICE B – ROTINA EM R PARA O MODELO COMPOSTO

```

##Calcular os coeficientes K1, K2 e K3
#Inserir os dados
# Copiar e colar os dados de S3, SD e MR como vetor#
dados<-0
dados$S3<-c(inserir os pares de tensão da tensão confinante separados por ",")
dados$SD<-c(inserir os pares de tensão da tensão desvio separados por ",")
dados$MR<-c(inserir os dados obtidos no ensaio de MR)

# Transformar variáveis#
dados$x <- log(dados$S3)
dados$y <- log(dados$SD)
dados$z <- log(dados$MR)

# Ajustar modelo MQO#
mod.1 <- lm(z ~ x+y, data = dados)

# Extrair coeficientes#
K1 <- exp(coef(mod.1)[[1]])
K2 <- coef(mod.1)[[2]]
K3 <- coef(mod.1)[[3]]
K1
K2
K3

#extrair R²
R2<-round(summary(mod.1)$r.squared)
R2

#Construir a superfície
# Definir a função MR#
mr <- function(x, y) { K1 * (x^K2) * (y^(K3))}

# Preparar dados para gráfico#
da <- expand.grid(x = seq(0.02, 0.16, length.out = 40),
                   y = seq(0.02, 0.44, length.out = 40))
da$z <- with(da, mr(x, y))

x_grid <- seq(0.00, 0.16, length.out = 40)
y_grid <- seq(0.00, 0.44, length.out = 40)
z<- outer(x_grid, y_grid, mr)

# Converter para data. frame#
df <- expand.grid(x = x_grid, y = y_grid)
df$z <- as.vector(z)

# Construir gráfico#
#Caregar pacotes necessários
library(lattice)
library(colorRamps)

wireframe(z ~ x + y, data = df,
          xlab = "S3", ylab = "SD", zlab = "MR",
          screen = list(z = 15, x = -90, y = 120),
          colorkey = TRUE,
          drape = TRUE, scales = list(arrows = FALSE), col.regions =
matlab.like(100))

```

APÊNDICE C – RELATÓRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Análise do pavimento

Empresa: **UDESC**

Nome do Projeto:

Responsável pelo projeto: **RODRIGO SALLA**

Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Tipo de via: **Sistema Coletor Primário**

Nível de confiabilidade: **85%**

Período de projeto: **10** anos.

Análise realizada em **22/03/2025 às 22:27:52** no modo: **Pavimento Novo (Nível A)**

Área trincada prevista no pavimento no fim do período: **24,9%**

Afundamento de Trilha de Roda previsto no pavimento no fim do período: **3,2mm**

ATENÇÃO: O programa MeDiNa é apenas uma ferramenta de cálculo que auxilia o projetista no dimensionamento ou na avaliação de pavimentos, conforme descrito no Guia do Método Mecânico Empírico. O conhecimento das propriedades dos materiais a serem aplicados na estrutura do pavimento, por meio de ensaios de laboratório, assim como o conhecimento detalhado do tráfego são imprescindíveis para a elaboração do projeto. O sucesso do projeto somente será alcançado se as propriedades dos materiais consideradas no dimensionamento sejam aplicadas no campo e verificadas a partir de ensaios geotécnicos com um controle de qualidade rigoroso.

Portanto, **a responsabilidade pelo projeto é exclusivamente do engenheiro projetista**, que deve entender e avaliar criteriosamente os resultados gerados pelo programa, antes de aprovar o projeto para a execução no campo.

Estrutura do pavimento

Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coef de Poisson
1	CONCRETO ASFÁLTICO MISTURA ASFÁLTICA	13,0	Resiliente Linear MR = 6587 MPa	0,30
2	MATERIAL GRANULAR SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)	15,0	Resiliente Não Linear MR = 190 MPa (1º mês) k1 = 625,57 k2 = 0,400 k3 = -0,170 k4 = 0,000	0,35
3	MATERIAL GRANULAR MACADAME SECO	15,0	Resiliente Linear MR = 380 MPa	0,40
4	SUBLEITO SOLO BNU	SL	Resiliente Não Linear MR = 120 MPa (1º mês) k1 = 75,37 k2 = 0,130 k3 = -0,290 k4 = 0,000	0,45

Materiais

1 - CONCRETO ASFÁLTICO: MISTURA ASFÁLTICA

Propriedades	Modelos
Tipo de CAP = ...	Ensaio de Fadiga
Massa específica (g/cm ³) = 2,4	-Modelo: k1 .(et ^ k2)
Resistência à tração CD (MPa) = ...	-Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 3E-12
Teor de asfalto (%) = ...	-Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -3,373
Volume de vazios (%) = ...	-Classe de Fadiga: ≥ 0
Faixa Granulométrica = ...	-FFM (100μ a 250μ): ≥ 0,52
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Flow Number Mínimo
Norma ou Especificação = DNIT ES 31	- Condição de Tráfego Normal: ≥ 170 ciclos
	- Condição de Tráfego Severa: ≥ 473 ciclos

2 - MATERIAL GRANULAR: SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO RAP - 30% SOLO + 70% RAP	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,84	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = 12,48	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,30
Energia Compactação = Modificada	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Abrasão Los Angeles (%) =	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 0,41
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,07
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

3 - MATERIAL GRANULAR: MACADAME SECO

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = ...	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,45	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1):
Energia Compactação = ...	0,0000000000000001
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 1
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 1

4 - SUBLEITO: SOLO BNU

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO BNU	Ensaio de Deformação Permanente
Grupo MCT = NA'	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
MCT - Coeficiente c' = 0,80	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,85
MCT - Índice e' = 1,28	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Massa específica (g/cm ³) = 1,54	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,17
Umidade Ótima (%) = 29,2	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,04
Energia Compactação = Modificada	
Norma ou Especificação = DNIT ES 137	

Definição do tráfego

Volume Médio Diário no ano de abertura do tráfego: VMD (1º ano) = **850**

Fator de veículo no ano de abertura do tráfego: FV = **1,00**

Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano): **3,10e+05**

% Veículos na faixa de projeto: **100%**

Número de passagens anual do eixo padrão na faixa de projeto: **3,10e+05**

Taxa de crescimento do tráfego: **0,0%**

Número Equivalente total de passagens do eixo padrão na faixa de projeto: N Eq = **3,10e+06**

Eixo	Tipo	FE	Carga (ton)	FC	FVi
1	Eixo simples de roda dupla	100%	8,20	1,000	1,000

Evolução dos danos no pavimento

Mês	N Equiv	Área Trincada	ATR (mm)
1	2,585e+04	1,19%	2,6
6	1,551e+05	2,38%	2,8
12	3,103e+05	3,29%	2,9
18	4,654e+05	4,11%	2,9
24	6,205e+05	4,91%	3,0
30	7,756e+05	5,72%	3,0
36	9,308e+05	6,57%	3,0
42	1,086e+06	7,46%	3,1
48	1,241e+06	8,40%	3,1
54	1,396e+06	9,40%	3,1
60	1,551e+06	10,46%	3,1
66	1,706e+06	11,58%	3,1
72	1,862e+06	12,77%	3,1
78	2,017e+06	14,03%	3,1
84	2,172e+06	15,36%	3,2
90	2,327e+06	16,76%	3,2
96	2,482e+06	18,24%	3,2
102	2,637e+06	19,78%	3,2
108	2,792e+06	21,40%	3,2
114	2,947e+06	23,09%	3,2
120	3,103e+06	24,85%	3,2

Análise de Afundamento de Trilha de Roda

Cam Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1 CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2 MATERIAL GRANULAR	0,75
3 MATERIAL GRANULAR	0,00
4 SUBLEITO	2,45
Afundamento de Trilha de Roda (mm)	3,2

Deflexões

As bacias foram calculadas considerando as camadas aderidas e um fator de segurança, após avaliados dados de campo comparativos entre FWD e Viga Benkelman. Os resultados apresentados estão a favor do dimensionamento.

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: CONCRETO ASFÁLTICO - MISTURA ASFÁLTICA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	42	38	33	27	22	15	12	9	8
Carga = 8,2 ton									
FWD									
Raio = 15,0 cm	41	35	30	24	18	11	8	6	5
Carga = 4,0 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	77	56	44	31	24	17	14	11	10
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - MACADAME SECO

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	79	58	45	32	25	18	14	12	11
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SUBLEITO - SOLO BNU

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	102	64	47	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									

Dimensionamento do pavimento

Empresa: **UDESC**

Nome do Projeto:

Responsável pelo projeto: **RODRIGO SALLA**

Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Tipo de via: **Sistema Coletor Primário**

Nível de confiabilidade: **85%**

Período de projeto: **10** anos.

Análise realizada em **21/10/2024 às 21:17:35** no modo: **Pavimento Novo (Nível A)**

Área trincada prevista no pavimento no fim do período: **28,8%**

Afundamento de Trilha de Roda previsto no pavimento no fim do período: **3,2mm**

ATENÇÃO: O programa MeDiNa é apenas uma ferramenta de cálculo que auxilia o projetista no dimensionamento ou na avaliação de pavimentos, conforme descrito no Guia do Método Mecânico Empírico. O conhecimento das propriedades dos materiais a serem aplicados na estrutura do pavimento, por meio de ensaios de laboratório, assim como o conhecimento detalhado do tráfego são imprescindíveis para a elaboração do projeto. O sucesso do projeto somente será alcançado se as propriedades dos materiais consideradas no dimensionamento sejam aplicadas no campo e verificadas a partir de ensaios geotécnicos com um controle de qualidade rigoroso.

Portanto, **a responsabilidade pelo projeto é exclusivamente do engenheiro projetista**, que deve entender e avaliar criteriosamente os resultados gerados pelo programa, antes de aprovar o projeto para a execução no campo.

Estrutura do pavimento

Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coef de Poisson
1	CONCRETO ASFÁLTICO MISTURA ASFÁLTICA	13,0	Resiliente Linear MR = 6587 MPa	0,30
2	MATERIAL GRANULAR BRITA GRADUADA	15,0	Resiliente Não Linear MR = 82 MPa (1º mês) k1 = 3471,20 k2 = 1,127 k3 = -0,375 k4 = 0,000	0,35
3	MATERIAL GRANULAR SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)	15,0	Resiliente Não Linear MR = 202 MPa (1º mês) k1 = 625,57 k2 = 0,400 k3 = -0,170 k4 = 0,000	0,35
4	SUBLEITO SOLO BNU	SL	Resiliente Não Linear MR = 123 MPa (1º mês) k1 = 75,37 k2 = 0,130 k3 = -0,290 k4 = 0,000	0,45

Materiais

1 - CONCRETO ASFÁLTICO: MISTURA ASFÁLTICA

Propriedades	Modelos
Tipo de CAP = ...	Ensaio de Fadiga
Massa específica (g/cm ³) = 2,4	-Modelo: k1 .(et ^ k2)
Resistência à tração CD (MPa) = ...	-Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 3E-12
Teor de asfalto (%) = ...	-Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -3,373
Volume de vazios (%) = ...	-Classe de Fadiga: ≥ 0
Faixa Granulométrica = ...	-FFM (100μ a 250μ): ≥ 0,52
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Flow Number Mínimo
Norma ou Especificação = DNIT ES 31	- Condição de Tráfego Normal: ≥ 170 ciclos
	- Condição de Tráfego Severa: ≥ 473 ciclos

2 - MATERIAL GRANULAR: BRITA GRADUADA

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = ...	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,1	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,01748
Energia Compactação = ...	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): -0,2032
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,0366
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,1577
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

3 - MATERIAL GRANULAR: SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO RAP - 30% SOLO + 70% RAP	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,84	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = 12,48	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,30
Energia Compactação = Modificada	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 0,41
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,07
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

4 - SUBLEITO: SOLO BNU

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO BNU	Ensaio de Deformação Permanente
Grupo MCT = ...	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
MCT - Coeficiente c' = 0,63	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,85
MCT - Índice e' = 1,28	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Massa específica (g/cm ³) = 1,54	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,17
Umidade Ótima (%) = 29,2	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,04
Energia Compactação = Modificada	
Norma ou Especificação = DNIT ES 137	

Definição do tráfego

Volume Médio Diário no ano de abertura do tráfego: VMD (1º ano) = **850**

Fator de veículo no ano de abertura do tráfego: FV = **1,00**

Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano): **3,10e+05**

% Veículos na faixa de projeto: **100%**

Número de passagens anual do eixo padrão na faixa de projeto: **3,10e+05**

Taxa de crescimento do tráfego: **0,0%**

Número Equivalente total de passagens do eixo padrão na faixa de projeto: N Eq = **3,10e+06**

Eixo	Tipo	FE	Carga (ton)	FC	FVi
1	Eixo simples de roda dupla	100%	8,20	1,000	1,000

Evolução dos danos no pavimento

Mês	N Equiv	Área Trincada	ATR (mm)
1	2,585e+04	1,24%	2,5
6	1,551e+05	2,49%	2,7
12	3,103e+05	3,47%	2,8
18	4,654e+05	4,36%	2,9
24	6,205e+05	5,25%	3,0
30	7,756e+05	6,17%	3,0
36	9,308e+05	7,13%	3,0
42	1,086e+06	8,15%	3,1
48	1,241e+06	9,24%	3,1
54	1,396e+06	10,41%	3,1
60	1,551e+06	11,65%	3,1
66	1,706e+06	12,97%	3,1
72	1,862e+06	14,38%	3,1
78	2,017e+06	15,88%	3,2
84	2,172e+06	17,47%	3,2
90	2,327e+06	19,14%	3,2
96	2,482e+06	20,90%	3,2
102	2,637e+06	22,75%	3,2
108	2,792e+06	24,69%	3,2
114	2,947e+06	26,70%	3,2
120	3,103e+06	28,79%	3,2

Análise de Afundamento de Trilha de Roda

Cam Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1 CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2 MATERIAL GRANULAR	0,33
3 MATERIAL GRANULAR	0,70
4 SUBLEITO	2,21
Afundamento de Trilha de Roda (mm)	3,2

Controle por Deflexões

As bacias foram calculadas considerando as camadas aderidas e um fator de segurança, após avaliados dados de campo comparativos entre FWD e Viga Benkelman. Os resultados apresentados estão a favor do dimensionamento.

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: CONCRETO ASFÁLTICO - MISTURA ASFÁLTICA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	46	41	36	29	24	16	11	9	8
Carga = 8,2 ton									
FWD									
Raio = 15,0 cm	45	38	33	26	20	12	8	6	5
Carga = 4,0 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - BRITA GRADUADA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	89	61	46	32	24	17	14	12	10
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	87	60	45	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SUBLEITO - SOLO BNU

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	102	64	47	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									

Dimensionamento do pavimento

Empresa: **UDESC**

Nome do Projeto:

Responsável pelo projeto: **RODRIGO SALLA**

Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Tipo de via: **Sistema Coletor Secundário**

Nível de confiabilidade: **75%**

Período de projeto: **10** anos.

Análise realizada em **21/10/2024 às 21:01:51** no modo: **Pavimento Novo (Nível A)**

Área trincada prevista no pavimento no fim do período: **10,3%**

Análise encerrou por haver atingido a espessura mínima da camada.

Afundamento de Trilha de Roda previsto no pavimento no fim do período: **5,5mm**

ATENÇÃO: O programa MeDiNa é apenas uma ferramenta de cálculo que auxilia o projetista no dimensionamento ou na avaliação de pavimentos, conforme descrito no Guia do Método Mecânico Empírico. O conhecimento das propriedades dos materiais a serem aplicados na estrutura do pavimento, por meio de ensaios de laboratório, assim como o conhecimento detalhado do tráfego são imprescindíveis para a elaboração do projeto. O sucesso do projeto somente será alcançado se as propriedades dos materiais consideradas no dimensionamento sejam aplicadas no campo e verificadas a partir de ensaios geotécnicos com um controle de qualidade rigoroso.

Portanto, **a responsabilidade pelo projeto é exclusivamente do engenheiro projetista**, que deve entender e avaliar criteriosamente os resultados gerados pelo programa, antes de aprovar o projeto para a execução no campo.

Estrutura do pavimento

Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coef de Poisson
1	CONCRETO ASFÁLTICO MISTURA ASFÁLTICA	5,0	Resiliente Linear MR = 6587 MPa	0,30
2	MATERIAL GRANULAR SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)	15,0	Resiliente Não Linear MR = 210 MPa (1º mês) k1 = 625,57 k2 = 0,400 k3 = -0,170 k4 = 0,000	0,35
3	MATERIAL GRANULAR MACADAME SECO	15,0	Resiliente Linear MR = 380 MPa	0,40
4	SUBLEITO SOLO BNU	SL	Resiliente Não Linear MR = 102 MPa (1º mês) k1 = 75,37 k2 = 0,130 k3 = -0,290 k4 = 0,000	0,45

Materiais

1 - CONCRETO ASFÁLTICO: MISTURA ASFÁLTICA

Propriedades	Modelos
Tipo de CAP = ...	Ensaio de Fadiga
Massa específica (g/cm ³) = 2,4	-Modelo: k1 .(et ^ k2)
Resistência à tração CD (MPa) = ...	-Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 3E-12
Teor de asfalto (%) = ...	-Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -3,373
Volume de vazios (%) = ...	-Classe de Fadiga: ≥ 0
Faixa Granulométrica = ...	-FFM (100μ a 250μ): ≥ 0,52
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Flow Number Mínimo
Norma ou Especificação = DNIT ES 31	- Condição de Tráfego Normal: ≥ 100 ciclos - Condição de Tráfego Severa: ≥ 300 ciclos

2 - MATERIAL GRANULAR: SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO RAP - 30% SOLO + 70% RAP	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,84	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = 12,48	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,30
Energia Compactação = Modificada	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Abrasão Los Angeles (%) =	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 0,41
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,07
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

3 - MATERIAL GRANULAR: MACADAME SECO

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = ...	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,45	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,0000000000000001
Energia Compactação = ...	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 1
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 1
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

4 - SUBLEITO: SOLO BNU

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO BNU	Ensaio de Deformação Permanente
Grupo MCT = ...	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
MCT - Coeficiente c' = 0,63	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,85
MCT - Índice e' = 1,28	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Massa específica (g/cm ³) = 1,54	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,17
Umidade Ótima (%) = 29,2	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,04
Energia Compactação = Modificada	
Norma ou Especificação = DNIT ES 137	

Definição do tráfego

Volume Médio Diário no ano de abertura do tráfego: VMD (1º ano) = **185**

Fator de veículo no ano de abertura do tráfego: FV = **1,00**

Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano): **6,75e+04**

% Veículos na faixa de projeto: **100%**

Número de passagens anual do eixo padrão na faixa de projeto: **6,75e+04**

Taxa de crescimento do tráfego: **0,0%**

Número Equivalente total de passagens do eixo padrão na faixa de projeto: N Eq = **6,75e+05**

Eixo	Tipo	FE	Carga (ton)	FC	FVi
1	Eixo simples de roda dupla	100%	8,20	1,000	1,000

Evolução dos danos no pavimento

Mês	N Equiv	Área Trincada	ATR (mm)
1	5,627e+03	0,65%	4,4
6	3,376e+04	1,29%	4,8
12	6,753e+04	1,77%	4,9
18	1,013e+05	2,18%	5,0
24	1,351e+05	2,57%	5,1
30	1,688e+05	2,95%	5,1
36	2,026e+05	3,33%	5,2
42	2,363e+05	3,72%	5,2
48	2,701e+05	4,12%	5,2
54	3,039e+05	4,53%	5,3
60	3,376e+05	4,96%	5,3
66	3,714e+05	5,40%	5,3
72	4,052e+05	5,86%	5,3
78	4,389e+05	6,34%	5,4
84	4,727e+05	6,84%	5,4
90	5,064e+05	7,36%	5,4
96	5,402e+05	7,89%	5,4
102	5,740e+05	8,45%	5,4
108	6,077e+05	9,04%	5,4
114	6,415e+05	9,64%	5,5
120	6,753e+05	10,27%	5,5

Análise de Afundamento de Trilha de Roda

Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,14

Cam Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
3 MATERIAL GRANULAR	0,00
4 SUBLEITO	4,33
Afundamento de Trilha de Roda (mm)	5,5

Controle por Deflexões

As bacias foram calculadas considerando as camadas aderidas e um fator de segurança, após avaliados dados de campo comparativos entre FWD e Viga Benkelman. Os resultados apresentados estão a favor do dimensionamento.

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: CONCRETO ASFÁLTICO - MISTURA ASFÁLTICA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	75	56	44	31	24	16	13	11	10
Carga = 8,2 ton									
FWD									
Raio = 15,0 cm	88	60	44	28	20	12	9	7	6
Carga = 4,0 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	77	56	44	31	24	17	14	11	10
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - MACADAME SECO

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	79	58	45	32	25	18	14	12	11
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SUBLEITO - SOLO BNU

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	102	64	47	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									

Dimensionamento do pavimento

Empresa: **UDESC**

Nome do Projeto:

Responsável pelo projeto: **RODRIGO SALLA**

Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Tipo de via: **Sistema Coletor Secundário**

Nível de confiabilidade: **75%**

Período de projeto: **10** anos.

Análise realizada em **21/10/2024 às 21:00:21** no modo: **Pavimento Novo (Nível A)**

Área trincada prevista no pavimento no fim do período: **14,3%**

Análise encerrou por haver atingido a espessura mínima da camada.

Afundamento de Trilha de Roda previsto no pavimento no fim do período: **6,2mm**

ATENÇÃO: O programa MeDiNa é apenas uma ferramenta de cálculo que auxilia o projetista no dimensionamento ou na avaliação de pavimentos, conforme descrito no Guia do Método Mecânico Empírico. O conhecimento das propriedades dos materiais a serem aplicados na estrutura do pavimento, por meio de ensaios de laboratório, assim como o conhecimento detalhado do tráfego são imprescindíveis para a elaboração do projeto. O sucesso do projeto somente será alcançado se as propriedades dos materiais consideradas no dimensionamento sejam aplicadas no campo e verificadas a partir de ensaios geotécnicos com um controle de qualidade rigoroso.

Portanto, **a responsabilidade pelo projeto é exclusivamente do engenheiro projetista**, que deve entender e avaliar criteriosamente os resultados gerados pelo programa, antes de aprovar o projeto para a execução no campo.

Estrutura do pavimento

Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coef de Poisson
1	CONCRETO ASFÁLTICO MISTURA ASFÁLTICA	5,0	Resiliente Linear MR = 6587 MPa	0,30
2	MATERIAL GRANULAR BRITA GRADUADA	15,0	Resiliente Não Linear MR = 123 MPa (1º mês) k1 = 3471,20 k2 = 1,127 k3 = -0,375 k4 = 0,000	0,35
3	MATERIAL GRANULAR SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)	15,0	Resiliente Não Linear MR = 209 MPa (1º mês) k1 = 625,57 k2 = 0,400 k3 = -0,170 k4 = 0,000	0,35
4	SUBLEITO SOLO BNU	SL	Resiliente Não Linear MR = 101 MPa (1º mês) k1 = 75,37 k2 = 0,130 k3 = -0,290 k4 = 0,000	0,45

Materiais

1 - CONCRETO ASFÁLTICO: MISTURA ASFÁLTICA

Propriedades	Modelos
Tipo de CAP = ...	Ensaio de Fadiga
Massa específica (g/cm ³) = 2,4	-Modelo: k1 .(et ^ k2)
Resistência à tração CD (MPa) = ...	-Coeficiente de Regressão (k1): ≥ 3E-12
Teor de asfalto (%) = ...	-Coeficiente de Regressão (k2): ≥ -3,373
Volume de vazios (%) = ...	-Classe de Fadiga: ≥ 0
Faixa Granulométrica = ...	-FFM (100μ a 250μ): ≥ 0,52
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Flow Number Mínimo
Norma ou Especificação = DNIT ES 31	- Condição de Tráfego Normal: ≥ 100 ciclos - Condição de Tráfego Severa: ≥ 300 ciclos

2 - MATERIAL GRANULAR: BRITA GRADUADA

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = ...	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,1	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,01748
Energia Compactação = ...	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): -0,2032
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,0366
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,1577
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

3 - MATERIAL GRANULAR: SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO RAP - 30% SOLO + 70% RAP	Ensaio de Deformação Permanente
Massa específica (g/cm ³) = 2,84	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
Umidade Ótima (%) = 12,48	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,30
Energia Compactação = Modificada	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Abrasão Los Angeles (%) = ...	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 0,41
Faixa Granulométrica = ...	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,07
Norma ou Especificação = DNIT ES 141	

4 - SUBLEITO: SOLO BNU

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = SOLO BNU	Ensaio de Deformação Permanente
Grupo MCT = ...	Modelo: ep = psi1.(s3^psi2).(sd ^psi3).(N^psi4)
MCT - Coeficiente c' = 0,63	Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,85
MCT - Índice e' = 1,28	Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): 0,42
Massa específica (g/cm ³) = 1,54	Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,17
Umidade Ótima (%) = 29,2	Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,04
Energia Compactação = Modificada	
Norma ou Especificação = DNIT ES 137	

Definição do tráfego

Volume Médio Diário no ano de abertura do tráfego: VMD (1º ano) = **185**

Fator de veículo no ano de abertura do tráfego: FV = **1,00**

Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano): **6,75e+04**

% Veículos na faixa de projeto: **100%**

Número de passagens anual do eixo padrão na faixa de projeto: **6,75e+04**

Taxa de crescimento do tráfego: **0,0%**

Número Equivalente total de passagens do eixo padrão na faixa de projeto: N Eq = **6,75e+05**

Eixo	Tipo	FE	Carga (ton)	FC	FVi
1	Eixo simples de roda dupla	100%	8,20	1,000	1,000

Evolução dos danos no pavimento

Mês	N Equiv	Área Trincada	ATR (mm)
1	5,627e+03	0,71%	4,8
6	3,376e+04	1,44%	5,3
12	6,753e+04	2,01%	5,5
18	1,013e+05	2,52%	5,6
24	1,351e+05	3,01%	5,7
30	1,688e+05	3,50%	5,7
36	2,026e+05	4,01%	5,8
42	2,363e+05	4,54%	5,9
48	2,701e+05	5,09%	5,9
54	3,039e+05	5,67%	5,9
60	3,376e+05	6,27%	6,0
66	3,714e+05	6,91%	6,0
72	4,052e+05	7,59%	6,0
78	4,389e+05	8,29%	6,1
84	4,727e+05	9,04%	6,1
90	5,064e+05	9,82%	6,1
96	5,402e+05	10,65%	6,1
102	5,740e+05	11,51%	6,1
108	6,077e+05	12,41%	6,2
114	6,415e+05	13,36%	6,2
120	6,753e+05	14,34%	6,2

Análise de Afundamento de Trilha de Roda

Cam Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1 CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2 MATERIAL GRANULAR	0,59
3 MATERIAL GRANULAR	1,01
4 SUBLEITO	4,60
Afundamento de Trilha de Roda (mm)	6,2

Controle por Deflexões

As bacias foram calculadas considerando as camadas aderidas e um fator de segurança, após avaliados dados de campo comparativos entre FWD e Viga Benkelman. Os resultados apresentados estão a favor do dimensionamento.

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: CONCRETO ASFÁLTICO - MISTURA ASFÁLTICA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	89	64	48	32	24	16	13	11	10
Carga = 8,2 ton									
FWD									
Raio = 15,0 cm	103	69	49	30	20	12	9	7	6
Carga = 4,0 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - BRITA GRADUADA

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	89	61	46	32	24	17	14	12	10
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: MATERIAL GRANULAR - SOLO RAP (30% SOLO + 70% RAP)

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	87	60	45	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SUBLEITO - SOLO BNU

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman									
Raio = 10,8 cm	102	64	47	32	25	18	15	12	11
Carga = 8,2 ton									