

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Eduarda Fração Santos

**RECICLAGEM DE MATERIAIS FRESADOS DE DIFERENTES  
FONTES EM MISTURAS ESTABILIZADAS PARA USO EM CAMADAS  
GRANULARES DE PAVIMENTOS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Eduarda Fração Santos**

**RECICLAGEM DE MATERIAIS FRESADOS DE DIFERENTES FONTES EM  
MISTURAS ESTABILIZADAS PARA USO EM CAMADAS GRANULARES DE  
PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

**Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht**

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Finance Code 001

Santos, Eduarda Fração  
RECICLAGEM DE MATERIAIS FRESADOS DE DIFERENTES FONTES  
EM MISTURAS ESTABILIZADAS PARA USO EM CAMADAS GRANULARES  
DE PAVIMENTOS / Eduarda Fração Santos.- 2021.  
206 p.; 30 cm

Orientador: Luciano Pivoto Specht  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, RS, 2021

1. Base Granular 2. Módulo de resiliência 3. Deformação  
permanente 4. Ensaio triaxial de cargas repetidas 5.  
MeDiNa I. Specht, Luciano Pivoto II. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.


Declaro, EDUARDA FRAÇÃO SANTOS, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

**Eduarda Fração Santos**

**RECICLAGEM DE MATERIAIS FRESADOS DE DIFERENTES FONTES EM  
MISTURAS ESTABILIZADAS PARA USO EM CAMADAS GRANULARES DE  
PAVIMENTOS**

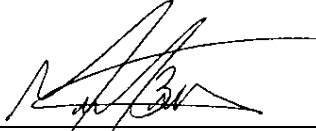
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

**Aprovado em 14 de julho de 2021**



---

**Luciano Pivoto Specht, PhD. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)



---

**Magnos Baroni, Dr. (UFSM)**



---

**Jorge Barbosa Soares, PhD. (UFC)**

## AGRADECIMENTOS

É um grande desafio resumir todos que contribuiriam direta ou indiretamente com esta pesquisa nestas poucas linhas, mas esta página tenta retribuir um pouco do que essa experiência me proporcionou. Agradeço e reconheço o privilégio de poder realizar esse curso de mestrado, em meio a tantas dificuldades que nossa sociedade enfrenta.

Primeiro agradeço à Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) e ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), pela excelência de seus serviços e zelo. Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de estudos, à Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) pelo importante apoio prestado ao grupo no desenvolvimento de pesquisas.

Esse trabalho não seria viável sem a orientação do Professor Luciano Specht, a quem agradeço muito por todo apoio, conhecimentos transmitidos e incentivo a seguir em busca de conhecimentos. Seu trabalho e dedicação inspiram a mim e muitos alunos da área.

Também agradeço imensamente a todos os colegas do GEPPASV (Grupo de Estudos e Pesquisa em Pavimentação e Segurança Viária) que tornaram as manhãs, tardes e noites no laboratório mais leves. Não poderia deixar de citar Ana Back, por dividir a agenda e problemas técnicos do equipamento; Régis Pinheiro, pelo auxílio durante os ensaios e incentivo; Haline Ceccato e Patrícia Falcão, pela ajuda e companhia para fechar o laboratório a noite; Paula Pascoal, Amanda Sagrilo e Thaís Aquino, por compartilharem seus conhecimentos e experiências; Leonardo de Mello, pelas músicas, histórias e motivação. Diego Pires, pelo incentivo e parceria durante os estudos; Sílvio Schuster e Pedro Almeida, pelas sugestões e ajuda na coleta dos sacos de fresados; E a todos que não foram citados, mas que contribuem para o desenvolvimento dessa pesquisa e do grupo.

Aos amigos de infância que mesmo distantes se fizeram presentes, sempre manifestando suas torcidas pelo sucesso dessa etapa. Especialmente a Thais Gomes, pelas conversas, conselhos, incentivos e por compartilhar os desafios da pós-graduação e Fabrício Maffini, pelo apoio, discussões sobre concessões e contratos e convites para visitas que infelizmente não foram possíveis.

Por fim agradeço aos meus pais, Luciane e Pedro, e a minha irmã, Augusta, pelo apoio durante esses anos. Por compreenderem minhas ausências ou atrasos nos almoços e finais de semana. Ter a certeza de encontra-los ao chegar em casa, muitas vezes com a mesa já posta, é um privilégio e conforto.

*“Você deve fazer as coisas que acha que não consegue fazer”*

Eleanor Roosevelt, (1884-1962)

## RESUMO

### RECICLAGEM DE MATERIAIS FRESADOS DE DIFERENTES FONTES EM MISTURAS ESTABILIZADAS PARA USO EM CAMADAS GRANULARES DE PAVIMENTOS

AUTORA: Eduarda Fração Santos  
ORIENTADOR: Luciano Pivoto Specht

A reciclagem de material fresado gerado principalmente em serviços de restauração em rodovias é uma técnica que permite a preservação de recurso financeiros e ambientais. Nesta pesquisa avaliou-se a utilização de dois tipos de fresado (RAP-RS400 e RAP-BR290) em misturas granulares empregadas em camadas de base e ou sub-base de pavimentos. Além dos materiais fresados foram utilizados agregados minerais virgens de riodacito, oriundos da pedreira Della Pasqua, localizada Itaara-RS. Ao todo foram produzidas nove misturas com diferentes granulometrias e teores de fresado: quatro utilizando o RAP-RS400, quatro com RAP-BR290 e uma mistura composta apenas de agregados virgens, sem adição de fresado (M0-100%AV). Todas as misturas foram submetidas a ensaios de para determinação de sua densidade máxima, máxima massa específica aparente seca e teor de umidade ótima, a fim de possibilitar o controle tecnológico da moldagem. Empregou-se o processo de compactação por impacto, adotando a energia modificada para todas as amostras. Todas as misturas foram submetidas a ensaios triaxiais para avaliação de seus módulos de resiliência (MR). Os resultados demonstraram que a adição do material fresado gerou uma tendência de crescimento significativo nos valores de MR. A partir de análises de regressão não linear foi possível determinar parâmetros para estimar o MR das misturas em diferentes níveis de tensões, de acordo com cinco modelos de previsão analisados. Em seguida, três misturas (M0-100%AV, M3-30%RAP-RS e M1-100%RAP-RS) foram submetidas a ensaios triaxiais para avaliação de deformação permanente (DP). Os resultados demonstraram desempenhos diferentes, para cada nível de tensão. A mistura M1-100%RAP-RS apresentou deformações inferiores que as demais para níveis intermediários de tensão, porém para níveis mais elevados apresentou os maiores valores de deformação. A partir dos resultados foi possível determinar parâmetros de regressão para estimativa de DP, de acordo com o modelo de Guimarães, obtendo boa correlação com os dados experimentais. Através dos resultados e análise mecanicista empregando o MeDiNa e diferentes níveis de tráfego, conclui-se que o emprego dos materiais fresados analisados nesta pesquisa em camadas granulares de pavimentos asfálticos foi capaz de melhorar o desempenho das estruturas, promovendo a durabilidade e economia de recursos. Contudo, ressalta-se a necessidade de analisar o desempenho dos materiais fresados para cada caso, pois esses apresentam uma alta variabilidade. Assim, pesquisas que analisem diferentes aplicações e tipos de materiais tornam-se relevantes para a promoção da reciclagem do fresado e todos os benefícios que essa técnica pode gerar a sociedade.

**Palavras-chave:** Base Granular. Módulo de resiliência. Deformação permanente. Ensaio triaxial de cargas repetidas. Medina.

## ABSTRACT

### RECYCLING OF RAP FROM DIFFERENT SOURCES IN STABILIZED MIXTURES FOR USE IN GRANULAR LAYERS OF PAVEMENTS

AUTHOR: Eduarda Fração Santos  
SUPERVISOR: Luciano Pivoto Specht

The recycling of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) materials generated in road restoration services is a technique that allows the preservation of financial and environmental resources. This research evaluated the use of two types of RAP (RAP-RS400 and RAP-BR290) in unbonding granular mixtures used in pavement base and/or sub-base layers. In addition to the RAPs, virgin aggregates from the Della Pasqua quarry, located in Itaara-RS, were used. In all, nine mixtures were produced with different grain sizes and RAP contents: four using RAP-RS400, four with RAP-BR290, and one mixture composed only of virgin aggregates, without RAP (M0-100%AV). All mixtures were submitted to tests to determine their maximum measured density, maximum dry bulk density, and optimum moisture content, to enable a satisfactory molding process. The impact compaction process was used, adopting the modified energy for all molded samples. All mixtures were then submitted to Repeat Load Triaxial (RLT) tests to estimate their resilient modulus (RM). The results showed that the addition of RAP generated a significant growth trend in the RM values. From the non-linear regression analysis, it was possible to determine parameters to estimate the MR of the mixtures for different stress levels, according to five analyzed forecast models. Then, three mixtures (M0-100%AV, M3-30%RAP-RS, and M1-100%RAP-RS) were submitted to RLT tests for evaluation of permanent deformation (PD). The results showed different performances for each stress level. The M1-100%RAP-RS mixture showed lower strains than the others for intermediate stress levels, but for higher stress levels it presented the highest strain values. From the results, it was possible to determine regression parameters to estimate PD, according to the Guimarães model, obtaining a good correlation with the experimental data. Through the results and mechanistic analysis using the MeDiNa and different levels of traffic, it is concluded that the use of RAP materials analyzed in this research in granular layers of asphalt pavements was able to improve the performance of structures, promoting durability and saving resources. However, it emphasizes the need to analyze the performance of the RAP materials for each case, as these present a high variability. Thus, researches that analyze different applications and types of materials become relevant for promoting the recycling of RAP and all the benefits that this technique can generate for society.

**Keywords:** Granular Mixture. Resilient modulus. Permanent deformation. Repeat Load Triaxial Tests. Medina



## LISTA DE FIGURA

Figura 1 - Ábaco para dimensionamento: Método DNER .....	26
Figura 2 - Influência da forma da onda de pulso de carregamento no módulo de resiliência ..	35
Figura 3 -Relação tensão-deformação em materiais granulares sob cargas repetidas.....	36
Figura 4 - Classificação de afundamentos plásticos.....	36
Figura 5 - Respostas a carregamento cíclico repetido .....	39
Figura 6 - Taxa de deformação permanente e conceito "Shakedown" para materiais granulares .....	40
Figura 7 - Comportamento à deformação permanente e análise de ocorrência de Shakedown	41
Figura 8 - Critério de verificação de "Shakedown" através do ângulo de deformação.....	42
Figura 9 - Rotação das tensões principais provocadas pela ação da carga de roda.....	43
Figura 10 - Módulos de resiliência versus tensão confinante.....	46
Figura 11 - Comportamento típico em relação a deformação permanente.....	48
Figura 12 - - Ensaio multi-estágios para deformação permanente: Malysz (2004).....	48
Figura 13 - Curvas granulométricas estudadas por Lima, Motta e Guimarães (2017).....	49
Figura 14 - Tipos de fresagem quanto a rugosidade da superfície resultante.....	53
Figura 15 - Cilindros de fresagem .....	53
Figura 16 - Máquinas fresadoras .....	54
Figura 17 - Consumo de energia e emissão de gases durante a produção de misturas asfálticas .....	57
Figura 18 - Câmera de mistura de uma máquina recicladora .....	59
Figura 19 - Configurações de CIR.....	60
Figura 20 - Construção de trecho experimental utilizando mistura de 70%RAP e 30% pó de pedra para reciclagem a frio in situ .....	61
Figura 21 - Usinas de reciclagem a frio.....	62
Figura 22 - Adaptações em usinas convencionais para uso de CCPR.....	63
Figura 23 - Reciclagem a frio total (FDR) .....	64
Figura 24 -Curvas de previsão de módulo de resiliência para as misturas com RAP estudadas .....	67
Figura 25 - Módulos retroanalísados versus estacas .....	67
Figura 26 -Segmentos experimentais e processo construtivo.....	69
Figura 27 - Influência da forma de compactação (Proctor modificada e giratória) no comportamento mecânico em misturas com RAP.....	70

Figura 28 - - Curvas tensão-deformação para diferentes métodos de compactação .....	71
Figura 29 - Comportamento do módulo de resiliência versus grau de compactação em mistura com 70% RAP / 30% Pó de pedra .....	72
Figura 30 - Influência do teor de RAP no CBR.....	73
Figura 31 - Variações da MR e CBR com o teor de RAP após 28 dias de cura .....	75
Figura 32 - Módulo de resiliência versus o teor de RAP em misturas com agregados minerais, para $\theta = 345$ kPa .....	76
Figura 33 -Valores de módulo de resiliência estimados por diferentes modelos para:.....	77
Figura 34 - Modelos de previsão de MR para misturas com RAP .....	78
Figura 35 - Módulos de resiliência para misturas com RAP.....	79
Figura 36 - Comportamento creep do RAP e materiais granulares .....	80
Figura 37 - Curvas granulométricas dos materiais fresados sem extração do betume .....	81
Figura 38 - Etapas da pesquisa .....	84
Figura 39 - Coleta, peneiramento e homogeneização do RAP RS400 .....	86
Figura 40 - Curvas granulométricas dos materiais fresados.....	86
Figura 41- Curvas mestras de módulo dos ligantes extraídos de cada fresado .....	88
Figura 42 - Curvas mestras de ângulo de fase dos ligantes extraídos de cada fresado .....	88
Figura 43 - Depósito de materiais pétreos no LMCC-UFSM .....	89
Figura 44 - Curvas granulométricas dos materiais pétreos.....	89
Figura 45 - Conjunto Rice Test.....	91
Figura 46 - Processo de compactação das amostras .....	93
Figura 47 - Equipamento triaxial de cargas repetidas .....	94
Figura 48 - Processo de montagem do ETCR .....	95
Figura 49 - Análise Mecanicista .....	100
Figura 50 - Produção das misturas estudadas .....	102
Figura 51 - Curvas granulométricas das misturas: Faixa C DNIT 141/2010-ES .....	103
Figura 52 - Efeito da adição de fresado na densidade das misturas .....	106
Figura 53 - Compactação da mistura com agregados pétreos (M0-100%AV).....	107
Figura 54 - Curvas de compactação das misturas com RAP-RS400.....	107
Figura 55 - Curvas de compactação das misturas com RAP-BR290 .....	108
Figura 56 - Efeito da adição de fresado na MEAS Máxima.....	109
Figura 57 - Coeficiente de determinação para os modelos e misturas estudadas.....	123
Figura 58 - Influência dos índices físicos e teor de RAP no MR das misturas .....	125
Figura 59 - Relação entre o Volume de Vazios e MR Médio das amostras.....	126

Figura 60 - Valores de módulo de resiliência das misturas estudadas.....	127
Figura 61 - Modelos "K- $\theta$ " para as misturas estudadas.....	128
Figura 62 - Correlação da equação de Thakur e Han (2015) para as misturas estudadas .....	129
Figura 63 - Análise da influência do teor de RAP no MR para $\theta = 0,345$ MPa .....	130
Figura 64 - Análise da influência do teor de RAP no MR Médio: Tendência linear.....	131
Figura 65 - Análise da influência do teor de RAP no MR Médio: Tendência exponencial....	132
Figura 66 - Deformação permanente acumulada: M0-100%AV .....	134
Figura 67 - Deformação permanente acumulada específica: M0-100%AV .....	134
Figura 68 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais - M0-100%AV .....	135
Figura 69 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M0-100%AV .....	137
Figura 70 - Deformação permanente acumulada: M3-30%RAP-RS .....	139
Figura 71 - Deformação permanente acumulada específica: M3-30%RAP-RS .....	140
Figura 72 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais – M3-30%RAP-RS.....	141
Figura 73 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M3-30%RAP-RS.....	143
Figura 74 - Deformação permanente acumulada: M1-100%RAP-RS .....	144
Figura 75 - Deformação permanente acumulada específica: M1-100%RAP-RS .....	145
Figura 76 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais – M1-100%RAP-RS.....	146
Figura 77 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M1-100%RAP-RS.....	148
Figura 78 - Influência do teor de RAP na deformação permanente acumulada.....	151
Figura 79 - Relação da diferença dos volumes de vazios e tensão desvio com a DP.....	153
Figura 80 - Efeito do aumento da tensão confinante (0,08 MPa para 0,12 MPa), para uma tensão desvio constante de 0,24 Mpa, na DP.....	153
Figura 81 - Relação dos índices Físicos, Tensões, MR e Teor de RAP com a DP .....	154
Figura 82 - Módulos de resiliência estimados pelo Modelo Composto: Para $\sigma_3 = 0,0345$ MPa e $\sigma_d = 0,1015$ MPa .....	155
Figura 83 - Curvas granulométricas das misturas com comportamento plástico analisado ...	156
Figura 84 - Deformações plásticas previstas pelo Modelo de Guimarães (2009):.....	156
Figura 85 - Taxa de acréscimo de deformação permanente: .....	158
Figura 86 - Influência do teor de RAP no desempenho a fadiga: Subleito "Solo JC" .....	162
Figura 87 - Influência do teor de RAP no desempenho a fadiga: Subleito "Solo Horizonte B" .....	162
Figura 88 - ATR estimado para os pavimentos dimensionados: Subleito "Solo JC" .....	163
Figura 89 -ATR estimado para os pavimentos dimensionados: Subleito "Solo Horizonte B" .....	164

Figura 90 - Influência do teor de RAP no ATR da camada de base: Subleito "Solo JC" .....	166
Figura 91-Influência do teor de RAP no ATR da camada de base: Subleito "Solo Horizonte B" .....	166
Figura 92 - Influência do teor de RAP na espessura do revestimento.....	170

## LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 - Espessura mínima de revestimento: Método DNER .....	26
Tabela 2 - Coeficiente de equivalência estrutural: Método DNER .....	27
Tabela 3 - Critérios e confiabilidade: Método MeDiNa .....	28
Tabela 4 - Classe de Fadiga recomendadas de acordo com o número N.....	29
Tabela 5 - Modelos constitutivos para módulo de resiliência de materiais granulares .....	32
Tabela 6 - Nomenclatura dos modelos estudados.....	33
Tabela 7 - Resumo dos modelos de previsão para módulo de resiliência obtidos por Marmitt, Casagrande e Ceratti (2010) .....	45
Tabela 8 -Parâmetros para o modelo de módulo de resiliência para britas de basalto obtidos por Malysz (2004).....	46
Tabela 9 - Coeficientes médios dos modelos testados de módulo de resiliência obtidos por Lima, Motta e Guimarães (2017).....	50
Tabela 10 -Parâmetros de regressão para modelo de previsão de deformação permanente obtidos por Lima, Motta e Guimarães (2017). .....	50
Tabela 11- Modelos de previsão de módulo de resiliência obtidos por Sagrilo (2020).....	51
Tabela 12-Coeficientes de regressão para o modelo de Guimarães obtidos por Sagrilo (2020) .....	52
Tabela 13 - Distribuição de toneladas anuais (em milhões de toneladas) na Europa, relativa à produção de misturas a quente, à disponibilidade de agregados fresados e sua utilização em novas mistura. ....	55
Tabela 14 - Resultados para as amostras de misturas com RAP obtidas antes da FDR .....	66
Tabela 15-Resultados para as amostras de misturas com RAP obtidas após FDR.....	66
Tabela 16 - Módulos retroanalizados .....	68
Tabela 17 – Relação entre CBR e teor de RAP .....	74
Tabela 18 - Modelos de previsão de módulo de resiliência.....	76
Tabela 19 – Modelo “K- $\theta$ ” para misturas de agregados com RAP .....	78
Tabela 20 - Modelos de regressão de Dong e Huang (2014).....	80
Tabela 21 - Caracterização de diferentes tipos RAP utilizados no Rio Grande do Sul .....	83
Tabela 22 - Granulometria dos materiais fresados .....	86
Tabela 23-Teor de asfalto dos fresados.....	87
Tabela 24- Densidade máxima medida e índice de forma dos fresados .....	87
Tabela 25 - Granulometria materiais pétreos.....	89

Tabela 26 - Propriedades dos agregados pétreos .....	90
Tabela 27 - Resultados AIMS -2.....	90
Tabela 28 - Método de compactação das amostras.....	92
Tabela 29 - Pares de tensões para ensaio de módulo de resiliência.....	96
Tabela 30 - Pares de tensões para avaliação de deformação permanente.....	97
Tabela 31 - Estruturas dimensionadas de acordo com o Método DNER .....	99
Tabela 32 - Dosagem das misturas granulares estudadas .....	102
Tabela 33 - Coeficientes das curvas granulométricas.....	104
Tabela 34 - Densidade Máxima Medida (DMM) das misturas - g/cm <sup>3</sup> .....	105
Tabela 35- Parâmetros de compactação das misturas.....	109
Tabela 36- Amostras válidas para a mistura M0-100%AV .....	111
Tabela 37 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M0-100%AV .....	112
Tabela 38 - Amostras válidas para as misturas com RAP-RS400 .....	113
Tabela 39 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M1-100%RAP-RS.....	114
Tabela 40 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M2-70%RAP-RS.....	115
Tabela 41 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M3-30%RAP-RS.....	116
Tabela 42 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M4-22%RAP-RS.....	117
Tabela 43 - Amostras válidas para as misturas com RAP-BR290.....	118
Tabela 44 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M5-100%RAP-BR.....	119
Tabela 45 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M6-70%RAP-BR.....	120
Tabela 46 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M7-20%RAP-BR.....	121
Tabela 47 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M8-21%RAP-BR.....	122
Tabela 48 - Modelo Composto das misturas e valores médios de MR.....	124
Tabela 49- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M0-100%AV .....	133
Tabela 50 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M0-100%AV .....	138
Tabela 51 - Análise de MR após DP: M0-100%AV .....	138
Tabela 52- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M3-30%RAP-RS.....	139
Tabela 53 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M3-30%RAP-RS.....	142
Tabela 54 - Análise de MR após DP: M3-30%RAP-RS .....	143
Tabela 55- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M1-100%RAP-RS.....	144
Tabela 56 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M1-100%RAP-RS.....	147
Tabela 57 - Análise de MR após DP: M1-100%RAP-RS .....	148
Tabela 58 - Parâmetros para o modelo de Guimarães (2009):Banco de dados. ....	149
Tabela 59 - Vida útil à fadiga em meses para cada material granular, situação e subleito .....	159

Tabela 60 - Tensões principais no nível médio da camada granular, no ponto central do eixo padrão (ESRD) calculadas pelo AEMC .....	165
Tabela 61 - ATR (mm) estimado pelo MeDiNa.....	167
Tabela 62 - Estruturas dimensionadas de acordo com o MeDiNa.....	168
Tabela 63 - Diferença em centímetros entre a espessura do revestimento necessária para a camada granular sem fresado (M0-100%AV) e demais misturas com fresado, para cada caso. ....	170

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

*AASHTO*: American Association of State Highway and Transportation Officials;  
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas;  
ATR: Afundamento de trilha de roda;  
AMP: Asfalto Modificado por Polímero;  
BGS: Brita graduada simples  
CA: Concreto Asfáltico  
CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo  
CBR: Índice de Suporte Califórnia;  
COPPE: Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia;  
DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem; DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem;  
DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes;  
DP: Deformação Permanente;  
GEPPASV: Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação Asfáltica e Segurança Viária;  
IE: Instrução de ensaio;  
IPT: Instituto de Pesquisas Tecnológicas;  
ISC: índice de Suporte Califórnia  
LMCC: Laboratório de Materiais de Construção Civil;  
LVDT: Linear Variable Differential Transformer;  
ME: Métodos de ensaio;  
M.E.A: massa específica aparente;  
MeDiNa: Método de Dimensionamento Nacional;  
MR: módulo de resiliência;  
N: número de ciclos de aplicação de cargas;  
NBR: Norma Brasileira;  
*NHCRP*: National Cooperative Highway Research Program;  
UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro;  
UFMS: Universidade Federal de Santa Maria;  
*RDT*: Rectilinear Displacement Transducer;  
RS: Rio Grande do Sul.  
TSD: Tratamento Superficial Duplo



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	Erro! Indicador não definido.
1.1 OBJETIVO GERAL.....	21
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	21
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>23</b>
2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	23
<b>2.1.1 Método DNER</b> .....	<b>24</b>
<b>2.1.2 Método MeDiNa</b> .....	<b>27</b>
2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GRANULARES .....	29
<b>2.2.1 Rigidez</b> 29	
<b>2.2.2 Fatores que afetam o comportamento resiliente de materiais granulares</b> .....	<b>33</b>
<b>2.2.3 Deformação Permanente</b> .....	<b>35</b>
<b>2.2.4 Fatores que afetam o comportamento plástico de materiais granulares</b> .....	<b>42</b>
<b>2.2.5 Pesquisas com materiais granulares pétreos</b> .....	<b>44</b>
2.3 FRESAGEM DE PAVIMENTOS .....	52
<b>2.3.1 Tipos de fresagem</b> .....	<b>52</b>
<b>2.3.2 Equipamentos de fresagem</b> .....	<b>53</b>
2.4 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS .....	54
<b>2.4.1 Formas de reciclagem de pavimentos</b> .....	<b>56</b>
<b>2.4.2 Reciclagem a frio</b> .....	<b>57</b>
2.4.2.1 <i>Reciclagem a frio in situ (CIR) parcial</i> .....	58
2.4.2.2 <i>Reciclagem a frio em usina (CCPR)</i> .....	61
2.4.2.3 <i>Reciclagem a frio total (FDR)</i> .....	63
2.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS RECICLADAS .....	65
<b>2.5.1 Influência da compactação</b> .....	<b>70</b>
<b>2.5.2 Influência do teor de RAP</b> .....	<b>72</b>
<b>2.5.3 Influência do RAP</b> .....	<b>81</b>
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>84</b>

3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	84
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS.....	85
<b>3.2.1</b>	<b>Materiais fresados.....</b>	<b>85</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Agregados minerais.....</b>	<b>88</b>
3.3	ensaios laboratoriais.....	91
<b>3.3.1</b>	<b>Massa específica: “Rice Test”.....</b>	<b>91</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Compactação.....</b>	<b>92</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Ensaio triaxiais de carga repetidas.....</b>	<b>93</b>
3.3.3.1	<i>Módulo de Resiliência.....</i>	95
3.3.3.2	<i>Deformação permanente.....</i>	96
3.4	ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES ESPERADAS.....	98
3.5	AVALIAÇÃO MECANICISTA.....	98
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>101</b>
4.1	ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	101
4.2	ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA.....	106
4.3	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	110
<b>4.3.1</b>	<b>Mistura M0-100%AV.....</b>	<b>111</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Misturas com RAP-RS400.....</b>	<b>113</b>
<b>4.3.3</b>	<b>Misturas com RAP-BR290.....</b>	<b>118</b>
<b>4.3.4</b>	<b>Análise comparativa de todas as amostras: Modelos de previsão de MR.....</b>	<b>123</b>
<b>4.3.5</b>	<b>Análise comparativa de todas as amostras: Influencia dos índices físicos e teor de fresado.....</b>	<b>124</b>
<b>4.3.6</b>	<b>Análise comparativa de todas as amostras: Teor de fresado vs. MR.....</b>	<b>126</b>
4.4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	132
<b>4.4.1</b>	<b>Mistura sem fresado: M0-100%AV.....</b>	<b>133</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Mistura com 30% de fresado: M3-30%RAP-RS.....</b>	<b>139</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Mistura 100% fresado: M1-100%RAP-RS.....</b>	<b>144</b>
<b>4.4.4</b>	<b>Análise comparativa de todas as misturas: Modelo de previsão.....</b>	<b>149</b>
<b>4.4.5</b>	<b>Análise comparativa de todas as misturas: Teor de fresado vs. DP.....</b>	<b>151</b>

<b>4.4.6 Análise comparativa de todas as misturas: Influencia dos índices físicos, tensões, módulo de resiliência e teor de fresado.....</b>	<b>152</b>
4.5 TENSÕES E DEFORMAÇÕES ESPERADAS .....	155
4.6 ANÁLISE MECANICISTA.....	158
<b>4.6.1 Propagação de área trincada: Fadiga.....</b>	<b>158</b>
<b>4.6.2 Deformação permanente plástica na superfície: ATR .....</b>	<b>162</b>
<b>4.6.3 Dimensionamento conforme o Método MeDiNa .....</b>	<b>167</b>
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>172</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>178</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>187</b>
<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>188</b>
<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>191</b>
<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>193</b>
<b>APÊNDICE E .....</b>	<b>198</b>
<b>APÊNDICE F .....</b>	<b>203</b>
<b>APÊNDICE G .....</b>	<b>204</b>
<b>APÊNDICE H .....</b>	<b>205</b>
<b>APÊNDICE I .....</b>	<b>206</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A busca por soluções técnicas que reduzam os custos de implantação e ou de manutenção das rodovias favorece o desenvolvimento econômico e sustentável do país. Neste contexto, a reciclagem de pavimentos é uma alternativa viável, permitindo a preservação dos recursos naturais e financeiros. Essa técnica surgiu em meados de 1915 e a partir de 1970, devido a inflação dos preços do petróleo provocada pelo embargo da *Organization of the Petroleum Exporting Countries* (OPEC), ganhou importância nos Estados Unidos e a forma como é conhecida hoje (SULLIVAN, 1996).

O termo RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) de origem americana é usado internacionalmente para identificar o material fresado. O fresado é obtido do processo de desgaste de pavimentos asfálticos e é composto por agregados envoltos por ligante envelhecido. Assim, a reciclagem de pavimento consiste em reutilizar o material fresado para compor novos pavimentos, evitando acúmulo de resíduos oriundos de serviços de manutenção e adequação de rodovias e reduzindo custos de aquisição de agregados virgens (BONFIM, 2007).

Há diferentes formas de utilização do RAP, ele pode ser incorporado nas misturas asfálticas que compõem o revestimento de pavimentos, em camadas de base e ou sub-base em substituição aos agregados virgens (COSENTINO; KALAJIAN, 2001). A reutilização dos fresados como revestimento em pavimentos representa maiores vantagens econômicas devido a possibilidade de redução dos teores de ligante asfáltico. Porém, devido ao alto nível de tensão a que essa camada é exposta, geralmente é necessário empregar estabilizantes químicos, como cimento ou emulsões asfálticas, a fim de proporcionar melhor desempenho às misturas recicladas. Esses aditivos, contudo, devem ser empregados com cautela, pois podem comprometer a viabilidade técnico-econômica dos projetos (ARRA, 2001; PIRES, 2014; WIRTGEN, 2012).

Ainda, outras técnicas para incorporação dos fresados em camadas asfálticas, como a reciclagem a quente, necessitam de equipamentos especiais para evitar o sobreaquecimento dos fresados, o que limita a capacidade de produção das misturas em usinas (LUZZI, 2019). Além disso, os policíclicos aromáticos (HPA) presentes nas misturas asfálticas são liberados durante o aquecimento e amplamente distribuídos na atmosfera. Esses compostos podem possuir potencial carcinogênico e/ou mutagênico, gerando impactos negativos a saúde e meio-ambiente (BOHN, 2017).

Assim, diante das dificuldades que podem limitar a reciclagem do RAP, o emprego dos fresados em camadas granulares de pavimentos torna-se uma técnica de reciclagem atrativa.

Nesses casos, o RAP poderia ser empregado apenas com estabilização mecânica através da compactação e/ou correção granulométrica, sem uso de aditivos ou aquecimento. Assim, permitindo a produção de misturas em campo, o que reduz gastos com transportes e tempo de execução. Porém, é necessário analisar o comportamento dessas misturas granulares recicladas, de forma a garantir sua adequabilidade para cada projeto.

Algumas pesquisas já comprovaram a viabilidade do emprego do RAP em camadas de base e ou sub-bases de pavimentos. Em análise laboratorial realizada em Omã foi constatada a viabilidade de emprego de misturas com teores de 60%, 40% e 20% de RAP em camadas de sub-base (TAHA et al., 1999). Em caso prático, foi realizada a construção de uma faixa adicional na rodovia BR386/RS, na região de Soledade/RS, utilizando uma mistura com 70% RAP e 30% de pó de pedra, os autores constataram medidas de deflexão baixas e estimam um bom desempenho do trecho monitorado (HERMES; ECHEVERRIA; SPECHT, 2016). Logo, o uso de RAP em substituição ao agregado virgem ou em misturas estabilizadas granulometricamente é uma alternativa viável que mais se aproxima da prática atual.

Portanto, o principal foco desta pesquisa está em avaliar o uso de materiais fresados de diferentes fontes, em substituição ao agregado virgem, compondo misturas estabilizadas para uso em camadas de base e sub-base de pavimentos. Assim, espera-se fomentar o emprego da reciclagem de pavimentos, contribuindo para um desenvolvimento sustentável e preservação de recursos naturais e financeiros.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa será avaliar o comportamento mecânico de misturas recicladas a frio com materiais fresados de diferentes fontes, em substituição a agregados virgens pétreos, visando a aplicação em camadas de base e sub base de pavimentos.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos podem ser resumidos em:

- Avaliar a influência do RAP no comportamento resiliente das misturas;
- Analisar o efeito da adição do RAP no comportamento plástico das misturas;
- Comparar o comportamento das misturas considerando as diferentes fontes e teores de RAP, composições granulométricas e índices físicos pertinentes;
- Estimar modelos de previsão representativos das misturas avaliadas;

- Prever o desempenho das misturas recicladas quando empregadas em camadas granulares de pavimento através de avaliação mecanicista;
- Contribuir para a caracterização avançada de acordo com o novo método de dimensionamento nacional de materiais fresados disponíveis no estado do Rio Grande do Sul;

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção são abordados temas relacionados com a pesquisa a fim de contribuir para a compreensão dos conceitos e discussão do trabalho. São tratados assuntos referentes ao dimensionamento de pavimentos flexíveis, comportamento mecânico de materiais granulares, fresagem e reciclagem de pavimentos, assim como o comportamento mecânico de misturas recicladas.

### 2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O dimensionamento de um pavimento consiste na escolha dos materiais e determinação das espessuras das camadas a fim de compor uma estrutura capaz de resistir às solicitações de cargas, sem a ocorrência de danos a cima dos limites aceitáveis para o período de projeto estipulado (BERNUCCI et al., 2008). Para isso, é fundamental conhecer características dos materiais utilizados, como suas propriedades físicas e mecânicas, as variações climáticas a que a estrutura estará sujeita, o tráfego atuante previsto, além de características do projeto como rede de drenagem e geometria da via (FRANCO, 2007).

Existem diversos métodos para dimensionamento de pavimentos vigentes no mundo, que, de maneira geral, podem ser classificados como empíricos ou mecanísticos-empíricos. Nos métodos empíricos, os materiais são caracterizados por índices de qualidade quanto aos seus desempenhos que estão relacionados a experiências anteriores (MOTTA, 1991). Assim, nestes métodos parte-se de parâmetros comparativos para estimar o desempenho da estrutura a ser projetada, o que limita sua aplicação a contextos semelhantes às situações estudadas anteriormente.

Já nos métodos mecanísticos-empíricos o desempenho dos materiais é estudado e representados por modelos matemáticos que tentam estimar seu comportamento. Logo, as análises matemáticas ajudam a isolar as variáveis de interferência, como o clima local e o estado de tensões a que o material estará submetido, possibilitando uma aplicação mais ampla desses métodos.

Essa abordagem só foi possível devido aos avanços em análise de dados advindos da criação de computadores e soluções numéricas de equações diferenciais, que permitiram a análise dos pavimentos como um sistema de camadas com parâmetros de deformabilidade conhecidos. Assim, o emprego de análises mecanísticas pode racionalizar os conhecimentos empíricos acumulados (MOTTA, 1991).

Contudo, mesmo com avanços na criação de modelos matemáticos e métodos de análise de dados por regressões, como ressalta Motta,

“[...] é tão complexa a interação veículo-pavimento e são tão variáveis os parâmetros estruturais e geométricos que não se pode dispensar a calibração do modelo matemático da estrutura em camadas com observações e medições de trechos experimentais.” (MOTTA, 1991, p. 1).

Portanto, a parcela empírica dos métodos mecanísticos-empíricos reside principalmente no entendimento de como os modelos matemáticos empregados se relacionam com os fenômenos observados em campo, possibilitando a validação das previsões estudadas através de um fator “campo-laboratório”.

Além disso, para o dimensionamento dos pavimentos, o conceito de ruptura é um fator essencial. Existem dois tipos de ruptura que limitam a vida útil de um pavimento, a ruptura estrutural e a funcional. A ruptura estrutural é o colapso real do pavimento, tornando a estrutura incapaz de suportar qualquer carga atuante. Já a ruptura funcional pode ser entendida como a perda do conforto e segurança a utilização, englobando defeitos que não comprometem a estrutura do pavimento, mas que diminuem sua eficiência, como o aparecimento de trincas e deformações excessivas (BERNUCCI et al., 2008; FRANCO, 2007).

Desta forma, os métodos de dimensionamento mais empíricos tendem a considerar apenas o colapso estrutural como um critério de ruptura, protegendo o subleito e as demais camadas granulares da ruptura por cisalhamento. Enquanto que métodos mais avançados permitem a análise da ruptura funcional do pavimento, utilizando modelos de previsão que tentam estimar o aparecimento de trincas devido ao processo de fadiga e afundamentos plásticos.

### **2.1.1 Método DNER**

O método DNER, desenvolvido pelo Eng. Murillo Lopes de Souza em 1981 é considerado um método empírico para dimensionamento de pavimentos. Esse método foi baseado no trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*" desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e nas conclusões obtidas pela AASHTO e é o método atual empregado no Brasil (DNIT, 2006a).

O principal índice utilizado para estimar o desempenho dos materiais nesse método é o ISC (Índice de Suporte Califórnia) ou CBR (*California Bearing Ratio*) que é um valor de



resistência à penetração de um determinado material, usando como valor de referência ou “valor padrão” a relação da resistência de britas ou pedregulhos graduados que usualmente é de 100%.

O critério básico utilizado no método é dimensionar as camadas granulares de maneira a proteger o subleito da ruptura por cisalhamento. O método consiste, basicamente, em obter a espessura das camadas sobre o subleito conhecendo-se o CBR do mesmo (BALBO, 2007). Para isso, é preciso que os materiais utilizados no dimensionamento possuam algumas condições e restrições básicas. Como resume Bezerra (2004), são elas:

- Material do Subleito:  $CBR \geq 2\%$  e Expansão menor que 2%;
- Material para reforço de subleito: CBR maior que o do subleito e Expansão menor que 1%;
- Material para sub-base:  $CBR \geq 20\%$ , Expansão menor que 1% e Índice de Grupo (IG) = 0;
- Material para a base:  $CBR \geq 80\%$ , Expansão menor que 0,5%,  $LL \leq 25\%$ ,  $IP \leq 6\%$ .

De forma resumida, o dimensionamento do método DNER é realizado através do ábaco ( Figura 1) ou Equação 2.0, determinando uma espessura total para o pavimento a partir do CBR do material do subleito. Em seguida é possível determinar a espessura mínima para a camada de revestimento através da Tabela 1 e encontrar as espessuras das demais camadas solucionando um sistema de inequações (Equações 2.0 a 2.3) e adotando coeficientes de equivalência estrutural de acordo com a Tabela 2.

Portanto, percebe-se que o Método DNER possibilita o dimensionamento de rodovias a partir da análise do subleito local. Esse originou-se da demanda de expansão das pistas de aeroportos durante a Segunda Guerra Mundial que gerou a necessidade de encontrar um método de rápida execução que não exigisse equipamentos muito sofisticados para sua aplicação no próprio canteiro de obras. Sua extrapolação para uso em aeroportos, com cargas maiores, gerou a criação de importantes conceitos como a “*ESWL-Equivalent Single Wheel Load*” (carga de roda equivalente), permitindo avanços na mecânica de pavimentos (COUTINHO, 2011).

Assim, conclui-se que o Método DNER possibilitou o dimensionamento de rodovias seguras e adequadas ao contexto da época, considerando o volume de veículos e materiais disponíveis. Hoje, a ruptura estrutural de uma rodovia, ocasionada pelo cisalhamento do subleito é um fenômeno incomum. Contudo, os pavimentos veem apresentando outros danos que comprometem a segurança e conforto ao tráfego dos usuários, como o surgimento de trincas e afundamentos plásticos, demonstrando a necessidade de métodos que considerem esses mecanismos, promovendo aumento da durabilidade dos pavimentos.

$$H_t = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \text{ (para } N > 10^6 \text{)} \quad (2.0)$$

$$RK_R + BK_B \geq H_{20} \quad (2.1)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S \geq H_n \quad (2.2)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_nK_{Ref} \geq H_m \quad (2.3)$$

Onde:

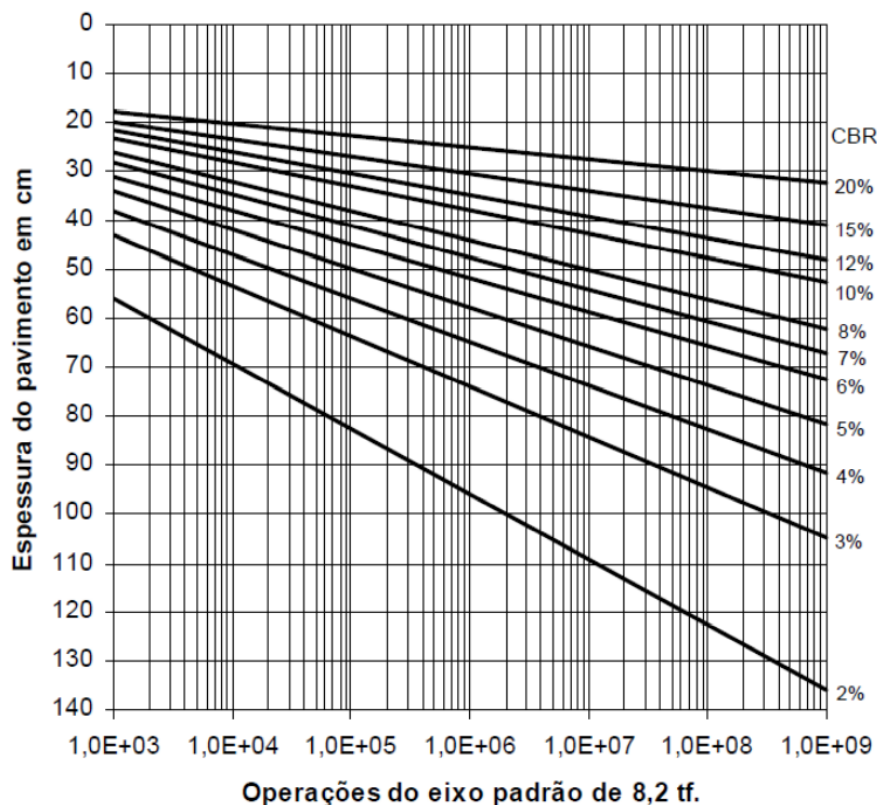
$H_t$ : espessura total do pavimento;  $R$ : espessura do revestimento;  $B$ : espessura da camada de base granular;  $h_{20}$ : espessura da camada de sub-base granular;  $h_n$ : espessura da camada de reforço de subleito;  $K_R$ ;  $K_B$ ;  $K_S$ ;  $K_{Ref}$ : Coeficiente de equivalência estrutural para o revestimento, base, sub-base e reforço de subleito respectivamente.

Tabela 1 - Espessura mínima de revestimento: Método DNER

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimento betuminoso com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

N= número equivalente de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período de projeto escolhido  
Fonte: (DNIT, 2006a)

Figura 1 - Ábaco para dimensionamento: Método DNER



Fonte: SOUZA (1981 *apud* BEZERRA NETO, 2004)

Tabela 2 - Coeficiente de equivalência estrutural: Método DNER

<b>Componentes do pavimento</b>	<b>Coeficiente K</b>
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento de pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento de pré-misturado denso a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
<b>Camadas Granulares</b>	<b>1,00</b>
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm	1,70
Idem com resistência à compressão a 7 dias entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem com resistência à compressão a 7 dias entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: (DNIT, 2006a)

### 2.1.2 Método MeDiNa

Devido à crescente evolução do tráfego de veículos que impõe esforços às rodovias, essas apresentam um alto grau de deterioração, evidenciado principalmente pelo surgimento de afundamentos e trincas precoces. Assim, constatou-se a necessidade de elaborar um novo método de dimensionamento que contemplasse a manifestação de patologias relacionadas ao processo de fadiga e deformação plástica dos materiais.

Logo, através de um convênio entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (DNIT/IPR) e a Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) iniciado em 2014, surgiu o “MeDiNa”. Cujo nome representa as siglas para o termo “Método de Dimensionamento Nacional” e também presta homenagem ao professor Jacques de Medina, precursor da mecânica dos pavimentos no Brasil (BRASIL 2020; LIMA, 2020).

Diferente do antigo Método DNER, o MeDiNa é um método mecanístico-empírico. Sua análise é realizada “a partir do cálculo das tensões, deformações e deslocamentos do sistema de camadas em relação ao carregamento aplicado, e através da verificação das características dos materiais empregados, obtidas em ensaios de laboratório” (BRASIL, 2020).

O programa computacional empregado pelo MeDiNa é originário do SisPav, desenvolvido por Franco (2007), em sua tese de doutorado na COPPE/UFRJ. O software emprega a teoria da elasticidade por meio da análise simplificada linear e não-linear (LIMA, 2020). Nele são incorporados modelos de previsão, como o Modelo de Guimarães (2009) e Modelo Composto, utilizados para descrever o comportamento mecânico de materiais empregados em pavimentos, tema que será melhor abordado nos tópicos seguintes.

Além disso, um grande diferencial do novo método é a possibilidade de prever o desempenho da estrutura projetada. O software gera um relatório da evolução mensal dos danos, durante o período de projeto escolhido, simulando a propagação da área trincada e acúmulo de afundamento plástico na superfície (ATR). Assim, o projetista pode analisar se a estrutura atende ao comportamento esperado, de acordo com os limites estipulados para cada grau de confiabilidade e tipo de rodovia, expressos na Tabela 3.

De forma resumida, o dimensionamento de um pavimento novo utilizando o MeDiNa consiste em informar parâmetros do tráfego estimado para o local, definir as espessuras iniciais das camadas e características dos materiais empregados. A partir desses dados, o software faz a análise da estrutura e caso ela não atenda aos critérios é possível solicitar que o programa altere as espessuras das camadas e ou o usuário deverá alterar a estrutura, incorporando novas camadas ou substituindo materiais (FRANCO; MOTTA, 2018).

Tabela 3 - Critérios e confiabilidade: Método MeDiNa

TIPO DE VIA	CONFIABILIDADE	ÁREA TRINCADA	ATR
Sistema arterial principal	95%	30%	10 mm
Sistema arterial primário	85%	30%	13 mm
Sistema arterial secundário	75%	30%	20 mm
Sistema coletor primário	85%	30%	13 mm
Sistema coletor secundário	75%	30%	20 mm
Sistema local	65%	30%	20 mm

Fonte: (FRANCO; MOTTA, 2018)

A fim de auxiliar os projetistas na tomada de decisões para o correto dimensionamento dos pavimentos, o DNIT publicou recentemente a instrução de serviço IS-247 (DNIT, 2021). Nessa são definidos e especificados estudos que devem ser realizados em projetos de implantação rodoviária. Com relação ao uso de britas graduadas em camadas de base, são recomendados ensaios triaxiais de módulo de resiliência e deformação permanente, o que ratifica a importância desses testes que serão abordados nesta pesquisa, para a aplicação do MeDiNa.

Já, com relação ao emprego de misturas asfálticas, a instrução IS-247 (DNIT, 2021) sugere a adoção de quatro classes de desempenho à fadiga de acordo com o tráfego estimado, como mostrado na Tabela 4. As classes de desempenho quanto a fadiga foram definidas através

de simulações, considerando o efeito conjunto do fator de fadiga da mistura (FFM) e de seu Módulo de Resiliência (MR) na performance do pavimento (DNIT, 2021).

Portanto, de maneira geral, pode-se dizer que o método MeDiNa permite representar o comportamento dos materiais de maneira mais fidedigna, de forma que o concreto asfáltico empregado, por exemplo, apresente módulos de rigidez e desempenho à fadiga distintos de acordo com suas características. Diferindo do método antigo que engloba essas características em um coeficiente estrutural único, equivalente a 2,0 para concreto betuminoso. Assim, as propriedades dos materiais passam a ter influência no dimensionamento final da estrutura, alterando relações de custo-benefício dos projetos.

Tabela 4 - Classe de Fadiga recomendadas de acordo com o número N

Classe	Repetições do Eixo Padrão
1	$4,5 \times 10^6 \leq N < 6,0 \times 10^6$
2	$6,0 \times 10^6 \leq N < 7,5 \times 10^6$
3	$7,5 \times 10^6 \leq N < 1,0 \times 10^7$
4	$N \geq 1,0 \times 10^7$

Fonte: (DNIT, 2021)

## 2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MATERIAIS GRANULARES

O pavimento asfáltico é uma estrutura composta por camadas e projetada para receber e transmitir esforços provocados pelo tráfego e pelo clima, proporcionando condições de rolamento com conforto, segurança e economia (BERNUCCI et al., 2008).

Nesses pavimentos, a camada de revestimento é constituída basicamente por agregados e ligante asfáltico, apoiada sobre camadas de base e sub-bases geralmente compostas de materiais granulares. As respostas que esses materiais apresentam quando submetidos a tensões ou deformações definem seu comportamento mecânico, assim, para se efetuar uma análise da deformabilidade dessa estrutura é necessário conhecer as relações tensão-deformação desses materiais. (MOTTA, 1991).

### 2.2.1 Rigidez

A rigidez é um parâmetro do material que indica sua capacidade de resistir as deformações (BERNUCCI et al., 2008). Quando essas deformações são recuperáveis, são chamadas de elásticas ou resilientes. O termo deformação resiliente passou a ser empregado

por Hveem na década de 40 como uma forma de diferenciar as deformações elásticas sofridas nos pavimentos das deformações que ocorrem em sólidos elásticos (MOTTA, 1991).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.4)$$

O módulo de resiliência ( $M_R$ ) expressa a relação entre a tensão de carregamento aplicado, chamada de tensão desvio ( $\sigma_d$ ), e a deformação resilientes ( $\varepsilon_r$ ), como mostrado na Equação 2.4. O conhecimento dos valores de módulo de resiliência de materiais empregados em pavimentos permite uma melhor análise de previsão do seu comportamento. É possível inferir que quanto maior o  $M_R$  de um material usado para base, maior sua resistência às solicitações repetidas das cargas impostas pelo tráfego, inibindo a formação de trincas por fadiga (MARMITT; CASAGRANDE; CERATTI, 2010).

A relação expressa pelo módulo de resiliência estabelece um comportamento elástico. Sabe-se que a maioria dos materiais empregados em pavimentação não possuem comportamento elástico, onde se pressupõe que toda a deformação é recuperável quando cessa o efeito da carga, mas sofrem alguma deformação permanente após cada aplicação do carregamento. Contudo, para um carregamento repetitivo abaixo da resistência do material, a deformação sob cada repetição é quase completamente recuperável e proporcional à carga, podendo ser considerado o comportamento elástico (HUANG, 1993).

Diferente dos materiais cimentados que apresentam coesão interna, nos materiais granulares a determinação do  $M_R$  implica na aplicação de uma tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ), gerando um estado de tensões que influencia nos valores de módulos obtidos. Assim, o comportamento desses materiais sob carregamento repetido é definido como elástico não linear e é analisado por modelos de tensão-deformação que expressam o módulo resiliente ( $M_R$ ) em função da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e/ou da tensão desvio ( $\sigma_d$ ) (MOTTA, 1991).

Hicks (1970) avaliou fatores que influenciam no comportamento resiliente de materiais granulares utilizados em pavimentos. O autor empregou o modelo “K- $\sigma_3$ ” que relaciona o módulo de resiliência com a tensão de confinamento, apresentado pela Equação 2.5, em que as constantes  $k_1$  e  $k_2$  foram obtidas experimentalmente.

$$M_R = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \quad (2.5)$$

Posteriormente, Svenson (1980) propôs um modelo em que a tensão desvio é utilizada como uma variável independente. Esse modelo é recomendado para solos coesivos e é conhecido como modelo “K- $\sigma_d$ ” e representado na Equação 2.6.

$$M_R = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \quad (2.6)$$

Outro modelo, nomeado “K- $\theta$ ”, foi proposto por Yoder e Witzak (1975), no qual o estado de tensões foi expresso pelo somatório das tensões principais, ou seja, pelo primeiro invariante de tensões " $\theta$ " ( $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ), conforme mostrado na Equação 2.7. No caso de um material sujeito a compressão triaxial, o invariante de tensões será  $\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$ . Assim, esse modelo considera a influência conjunta das tensões principais, sendo internacionalmente mais utilizado por acreditar que descreve melhor o comportamento dos materiais granulares. (MARMITT; CASAGRANDE; CERATTI, 2010).

$$M_R = k'_1 \times \theta^{k'_2} \quad (2.7)$$

Posteriormente, Pezo et. al (1992) propôs um novo modelo conhecido como modelo composto, semelhante ao analisado por Hicks, porém com acréscimo da influência da tensão desvio, como mostrado na Equação 2.8.

$$M_R = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (2.8)$$

Hoje, o novo método de dimensionamento nacional, “MeDiNa”, apresenta em seu manual uma equação genérica para representação do módulo resiliente de materiais granulares (Equação 2.9). São utilizadas quatro constantes (K1, K2, K3 e K4) que podem ou não serem nulas, visando caracterizar o material pelo modelo constitutivo que melhor representar seu comportamento, conforme a Tabela 5.

$$M_R = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \times \theta^{k_4} \quad (2.9)$$

Tabela 5 - Modelos constitutivos para módulo de resiliência de materiais granulares

Comportamento	Parâmetros
Dependente da tensão confinante	K3=0, K4=0
Dependente da tensão desvio	K2=0, K4=0
Dependente do Invariante de tensões	K2=0, K3=0
Modelo composto	K4=0

Fonte: (FRANCO; MOTTA, 2018)

Já o guia para dimensionamento mecanicista-empírico de pavimentos, “*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*” (MEPDG), desenvolvido pela AASHTO recomenda o uso do modelo apresentado na Equação 2.10. Diferente dos demais, esse considera a pressão atmosférica ( $p_a$ ) e utiliza três constantes de regressão ( $k_1, k_2$  e  $k_3$ ), além dos parâmetros “ $\theta$ ” e “ $\tau_{oct}$ ” que são o primeiro invariante de tensões e a tensão cisalhante octaédrica, respectivamente (HASAN; TAREFDER, 2018).

$$M_R = k_1 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.10)$$

Onde:

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} |\sigma_1 - \sigma_3| \quad \text{Para compressão triaxial: } \tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_d$$

Nesse modelo desenvolvido pela AASHTO, chamado de “modelo universal” por ser mais usado internacionalmente, o “ $k_1$ ” sempre possui valor positivo e está relacionado com valores de módulo médios. Já o coeficiente “ $k_3$ ” costuma apresentar um valor negativo, pois valores maiores de tensão confinante tendem a reduzir o desempenho resiliente dos materiais.

Para a avaliação multivariável por regressão linear, a Equação 2.10 deve ser transformada para sua forma linear, apresentada na Equação 2.11 (PUPPALA *et al*, 2011, apud BRADSHAW; COSTA; GIAMPA, 2016).

$$\log \left( \frac{M_R}{p_a} \right) = \log(k_1) + k_2 \log \left( \frac{\theta}{p_a} \right) + k_3 \log \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right) \quad (2.11)$$

Nesta pesquisa foram utilizados cinco modelos distintos para previsão do módulo de resiliência de materiais granulares, nomeados de acordo com a Tabela 6. Para verificação da



aderência dos dados experimentais, foi utilizado o software “STATISCA 10” que permite a análise de regressão não linear.

Tabela 6 - Nomenclatura dos modelos estudados

<b>Modelo</b>	<b>Equação</b>	<b>Nomenclatura</b>
Modelo dependente da tensão confinante	2.5	$K - \sigma_3$
Modelo dependente da tensão desvio	2.6	$K - \sigma_d$
Modelo dependente do invariante de tensões	2.7	$K - \theta$
Modelo composto	2.8	Composto
Modelo da AASHTO	2.10	Universal

Fonte: Autora

### 2.2.2 Fatores que afetam o comportamento resiliente de materiais granulares

Como apresentado no tópico anterior, a resposta elástica de materiais granulares quando submetidos a carregamentos cíclicos está relacionada a maneira que esses materiais distribuem os esforços. Assim, fatores inerentes as tensões atuantes, forma, densidade, umidade, granulometria, tipo do agregado e entre outros podem afetar seu comportamento resiliente (LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000a).

Dentre os diversos fatores que podem afetar o módulo de resiliência de materiais granulares, o efeito da tensão é o que possui o maior impacto. Muitas pesquisas relataram que o módulo de resiliência cresce com aumento na tensão, especialmente da tensão de confinamento que afeta significativamente os valores de rigidez de materiais granulares (HICKS; MONISMITH, 1971; ZAMAN; CHEN; LAGUROS, 1995; LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000a; GUIMARÃES, 2009; JI et al., 2014).

A densidade também apresenta influência nos valores de módulo de resiliência. Conforme explica Kolisoja (1997, *apud* LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000a), geralmente ganhos de densidade provocam aumento no número de contatos entre as partículas, devido a maior compactação do material. Assim, há uma redução da tensão de contato média provocada pela ação de um carregamento externo, resultando em deformações menores e módulos de resiliência maiores. Porém, esse feito poderá ser mais ou menos significativo dependendo das características do material.

Uma característica de materiais granulares é sua granulometria, ou seja, a proporção de partículas de tamanhos nominais distintos. Como relatam Lekarp, Isacsson e Dawson (2000a), o efeito da quantidade de finos na resiliência dos materiais não é muito claro, porém a rigidez tende a reduzir com a adição de finos. Isso ocorre pois o excesso de finos interfere no contato entre as partículas, fazendo desses os responsáveis por resistir aos esforços do carregamento o que prejudica a capacidade resiliente dos materiais.

A granulometria também interfere no efeito que a água provoca no comportamento dos materiais granulares. Isso ocorre, pois, materiais bem graduados com alto teor de finos tendem a reter mais água nos poros, provocando aumento da poro pressão e conseqüentemente uma redução da tensão efetiva e rigidez (RAAD; MINASSIAN; GARTIN, 1992; PLAISTOW, 1994, *apud*, LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000a).

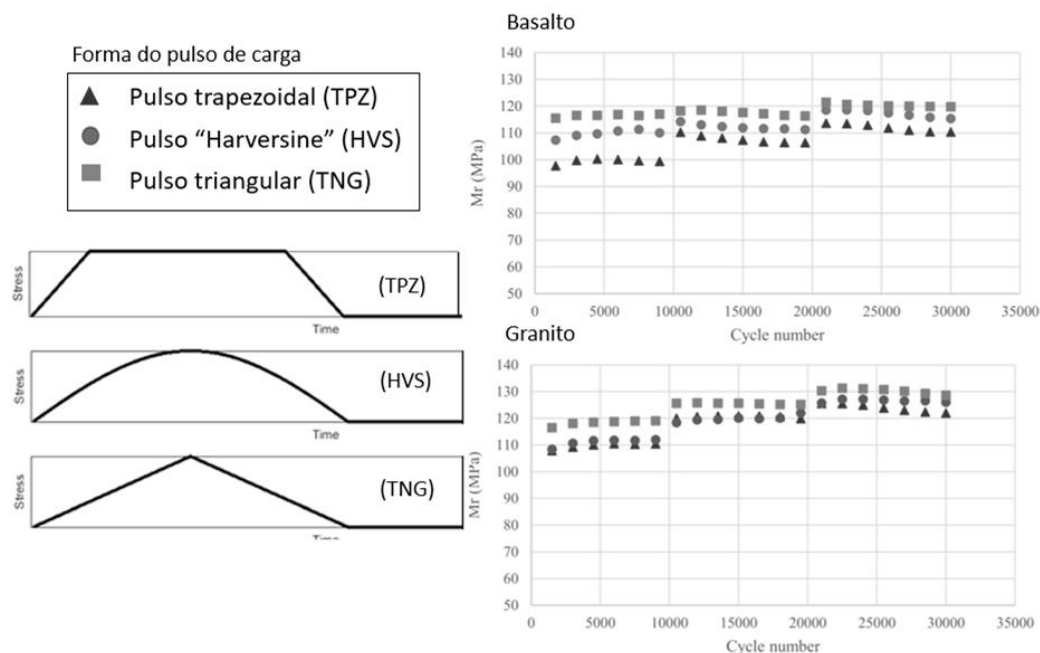
Além das características dos materiais, fatores do próprio método de avaliação interferem nos valores de módulo de resiliência. Geralmente é empregado o ensaio triaxial de carga repetida para avaliar o comportamento resiliente dos materiais granulares. Nesse ensaio, geralmente a tensão confinante é constante e somente a tensão de desvio é pulsante.

Brown (1975) comparou o estado de tensões existentes em ensaios com tensão confinante ( $\sigma_3$ ) pulsante e constante. A análise concluiu que o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) cresce com a tensão desvio para  $\sigma_3$  constantes e decresce para  $\sigma_3$  cíclica. Segundo Motta (1991) isso ocorre pois, “ sendo  $\sigma_3$  constante as deformações volumétricas são pequenas enquanto as de cisalhamento são grandes, portanto, ao calcular o coeficiente de Poisson, aparecem valores elevados” (MOTTA, 1991, p.14).

Contudo, o módulo de resiliência não foi significativamente afetado pela condição de ensaio, mas sim pela tensão normal média ( $p_m$ ). Assim, os resultados dos ensaios com  $\sigma_3$  constante e pulsante podem ser compatíveis quando analisadas as tensões e deformações volumétricas (MOTTA, 1991).

Outro aspecto relacionado ao método de ensaio que influencia os resultados obtidos é a forma do pulso de carregamento. Alnedawi, Nepal e Al-Ameri (2019) realizaram um estudo usando ondas de forma trapezoidal (TPZ), *haversine* (HVS) e triangular (TNG), verificou-se que ondas de pulso trapezoidais resultaram em valores menores de módulo do que ondas *haversine* e triangulares, nos ensaios com rochas britadas de origem basáltica e granítica, como mostrado na Figura 2. Salienta-se que para realizar esse tipo de análise é necessário um equipamento capaz de ajustar diferentes formas de pulso de carga, processo que pode interferir na calibração padrão de algumas máquinas.

Figura 2 - Influência da forma da onda de pulso de carregamento no módulo de resiliência



Fonte: (ALNEDAWI; NEPAL; AL-AMERI, 2019a) Adaptado

### 2.2.3 Deformação Permanente

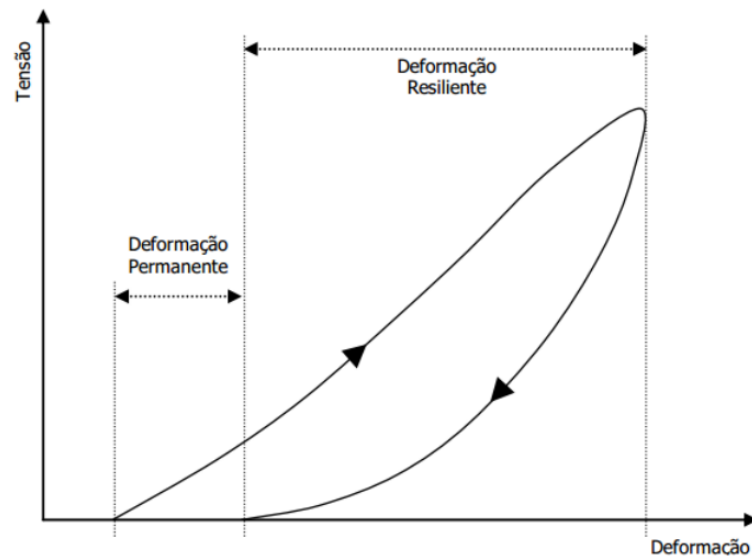
A deformação permanente ou plástica ( $\epsilon_p$ ) é a parcela da deformação total que não é recuperável, ou seja, a camada não retorna a sua posição inicial após sofrer sollicitação de carga. Esse tipo de deformação está relacionada com um dos defeitos mais comuns em pavimentos asfáltico, o afundamento de trilha de roda (ATR), que pode ocorrer por densificação ou por ruptura ao cisalhamento (BERNUCCI et al., 2008).

Na Figura 3 é possível identificar as deformações resiliente e permanente que um material granular sofre após aplicação de um carregamento cíclico. Como comprovaram Werkmeister *et al.* (2002) a relação tensão-deformação para materiais granulares é dada por uma curva não linear e não há retorno idêntico ao caminho de carregamento após o alívio das tensões, fenômeno chamado de histerese.

A deformação permanente ainda pode ser dividida em dois tipos, à referente as misturas asfálticas e a referente aos acúmulos de deformações nas camadas abaixo do revestimento, onde existe a contribuição das camadas granulares.

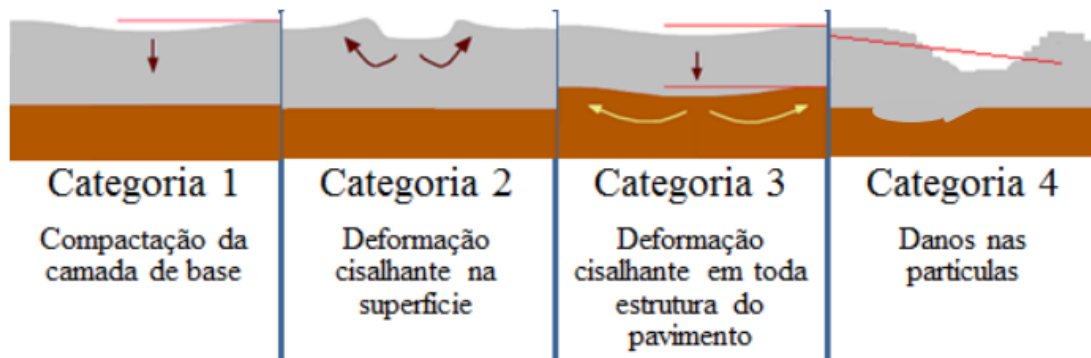
Dawson e Kolisoja (2004) propuseram uma forma de classificação dos afundamentos de trilha de roda referentes a camadas granulares sem ou com revestimentos pouco espessos. Os autores apresentaram quatro modos de ocorrência de ATR, mostrados na Figura 4 a seguir.

Figura 3 -Relação tensão-deformação em materiais granulares sob cargas repetidas



Fonte: (LIMA, 2016)

Figura 4 - Classificação de afundamentos plásticos



Fonte: (LIMA, 2016)

Na categoria 1 o ATR ocorre devido a uma densificação da camada granular após solicitações provocadas pelo tráfego. Esse tipo de afundamento pode ser evitado com a correta compactação durante a construção da estrutura.

Na categoria 2 os esforços cisalhantes provocam o afundamento, que pode ocorrer devido a deficiência na resistência ao cisalhamento dos materiais granulares ou por dosagem inadequada do revestimento asfáltico. Para evitar esse tipo de defeito, deve-se limitar as tensões impostas, melhorando propriedades dos agregados e ou reforçando a estrutura do subleito.

Na categoria 3 o mecanismo é o mesmo da categoria 2, contudo ele engloba todas as camadas do pavimento, incluindo o subleito. E na categoria 4 o afundamento pode ser consequência de algum dano, relacionado as propriedades do agregado como atrito e abrasão.

Para prever a manifestação de deformações permanente em pavimentos, deve-se considerar que qualquer camada pode contribuir para o afundamento, tratando-se, então, de um problema complexo. Ainda, essa análise envolve não apenas a caracterização do comportamento dos diferentes materiais, mas também o impacto das condições ambientais a que a estrutura estará exposta durante toda sua vida útil, como chuvas, temperatura ambiente, umidade, condição de drenagem e entre outros (LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000b).

Em laboratório é utilizado o ensaio triaxial de cargas repetidas para analisar a deformação permanente dos materiais granulares. Como visto anteriormente, nesses ensaios os corpos-de-prova são submetidos a uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e uma tensão desvio ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ), que é a diferença entre a tensão vertical total ( $\sigma_1$ ) e a tensão confinante. Assim, a deformação permanente obtida através de testes triaxiais relaciona-se diretamente a tensão desvio aplicada e possui relação inversa com a tensão confinante (GUIMARÃES, 2009; WERKMEISTER; DAWSON; WELLNER, 2001).

Além das tensões aplicadas, o número de ciclos também afeta a deformação permanente. Segundo Marangon e Motta (2006), a natureza do carregamento cíclico na estrutura gera a necessidade de verificar a deformação permanente após um determinado número de solicitações, a fim de analisar se a estrutura tende a atingir a ruptura ou estabilizar.

Para tentar estimar a evolução das deformações plásticas são empregados modelos matemáticos. De acordo com Guimarães (2009), o modelo de previsão de deformação permanente mais adotado no Brasil é o modelo de Monismith (Equação 2.12), contudo esse não considera o estado de tensões e tem acurácia reduzida com o aumento no número de ciclos. Logo, Guimarães (2009) propôs um novo modelo obtido após análise de resultados de ensaios triaxiais com cargas repetidas e vários níveis de tensão, apresentado na Equação 2.13.

$$\varepsilon_p = AN^B, \quad (2.12)$$

Onde:

$\varepsilon_p$ : Deformação plástica;

A e B: Parâmetros experimentais;

N: Número de repetições de carga

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} N^{\psi_4}, \quad (2.13)$$

Onde:

$\varepsilon_p$ : Deformação plástica;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3$  e  $\psi_4$ : Parâmetros de regressão;

$\sigma_3$ : tensão confinante;

$\sigma_d$ : tensão desvio;

$\rho_0$ : tensão atmosférica;

N: Número de repetições de carga.

Para cálculo dos parâmetros do modelo de Guimarães, como destaca Lima (2016), são necessários no mínimo seis resultados de ensaios de deformação permanente utilizando corpos de prova individuais no equipamento triaxial de cargas repetidas e emprego da técnica de regressão não-linear múltipla para determinar as constantes.

Na análise das deformações permanente também é empregada a teoria do *Shakedown*. O conceito de *Shakedown* é utilizado para descrever o comportamento de estruturas sob carregamento cíclico repetido. Conforme Lekarp e Dawson (1998), muitos pesquisadores observaram que para níveis de carregamento baixos a deformação permanente atingia uma condição de equilíbrio, enquanto que para níveis de carregamento altos a deformação crescia rapidamente resultando eventualmente na ruptura. Logo, percebeu-se a possibilidade de existência de um nível de carregamento crítico que separasse a condição estável da instável.

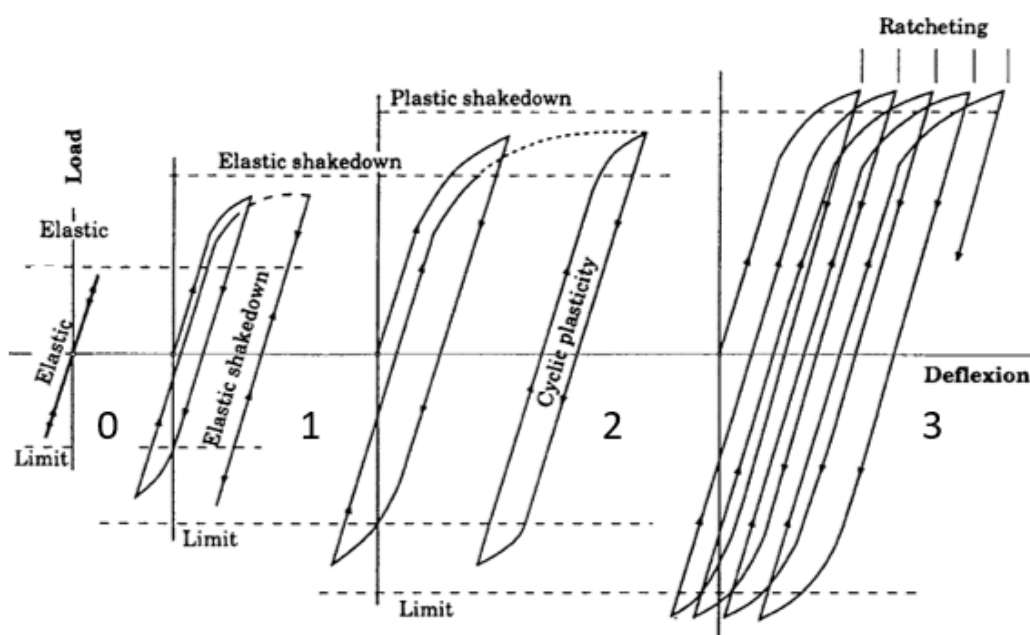
Através desse conceito podemos dizer que um pavimento tende a apresentar afundamentos plásticos devido ao acúmulo de deformações permanentes adquiridas sob carregamento repetido, se a magnitude do carregamento exceder um valor limite (WERKMEISTER; DAWSON; WELLNER, 2001).

A teoria *Shakedown* clássica foi concebida em estudos com ligas metálicas. Johnson (1986) observou quatro níveis de resposta de materiais submetidos a carregamentos repetidos: 0: puramente elástico; 1: *shakedown* elástico; 2: *shakedown* plástico e 3: colapso incremental, como mostrado na Figura 5.

Na resposta puramente elástica o carregamento é suficientemente pequeno para que nenhum elemento do material entre em escoamento e as deformações são inteiramente recuperáveis. Já no *shakedown* elástico o carregamento aplicado é um pouco menor do que o necessário para produzir o *shakedown* plástico e o material apresenta deformações permanentes até estabilizar após certo número de aplicações de carga.

No *shakedown* plástico o carregamento aplicado é menor do que o necessário para ocorrer o colapso. Nesse estado o material está em acomodamento plástico e as deformações crescem rapidamente até atingir o equilíbrio. Enquanto que no colapso incremental o carregamento é maior e uma zona significativa do material está em escoamento até ser atingida a ruptura.

Figura 5 - Respostas a carregamento cíclico repetido

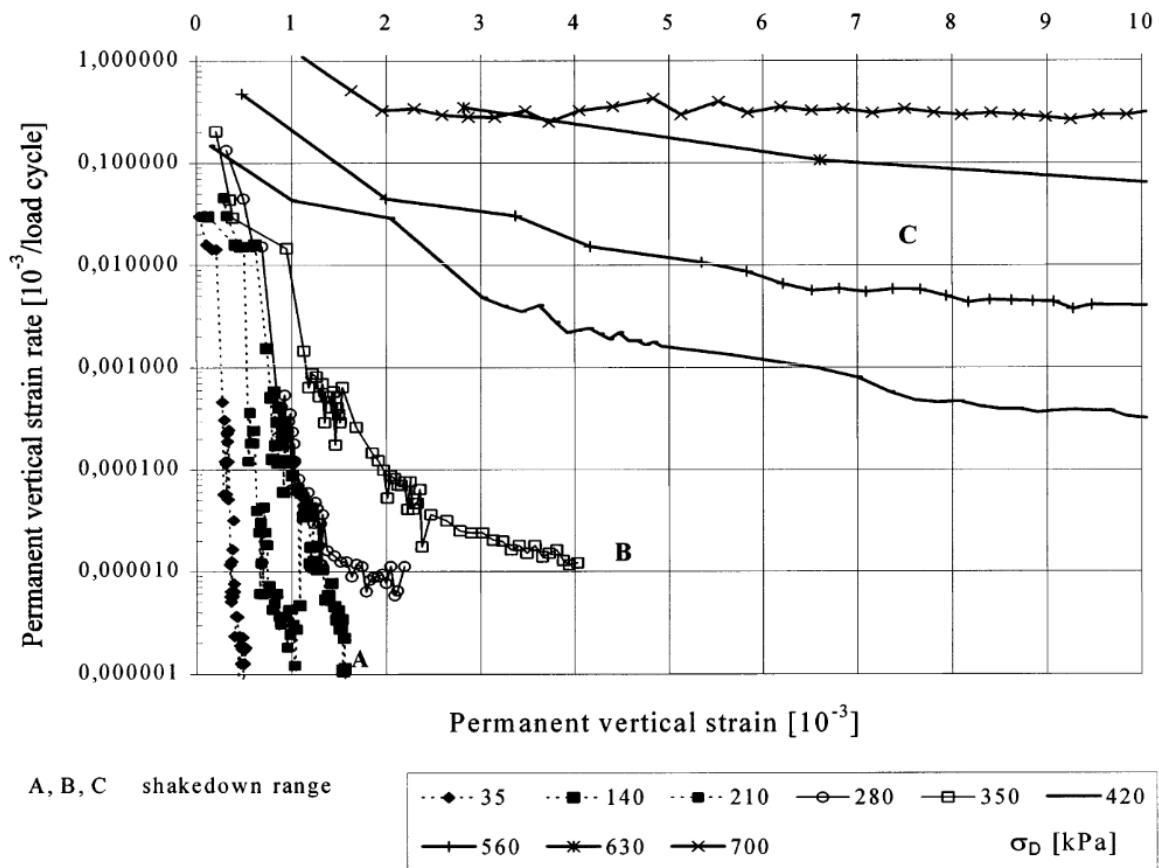


Fonte: (WERKMEISTER; DAWSON; WELLNER, 2001)

Já em estudos utilizando materiais granulares submetidos à testes triaxiais de cargas repetidas, Dawson e Wellner (1999) observaram três tipos de comportamento e propuseram a classificação: A “*plastic shakedown*”; B “*plastic creep*” e C “*Incremental collapse*”, como mostra a Figura 6.

Conforme Guimarães (2009) esclarece, a situação de *shakedown* elástico é a mais comum para materiais empregados na pavimentação. Nela o material apresenta deformações permanentes até certo número de solicitações em que as deformações se tornam constantes e o material assume um comportamento totalmente elástico. Já o comportamento puramente elástico, relatado em estudos em ligas metálicas, provavelmente não ocorre em pavimentos, pois o tráfego implica em uma consolidação inicial após a compactação (MALYSZ, 2004).

Figura 6 - Taxa de deformação permanente e conceito "Shakedown" para materiais granulares



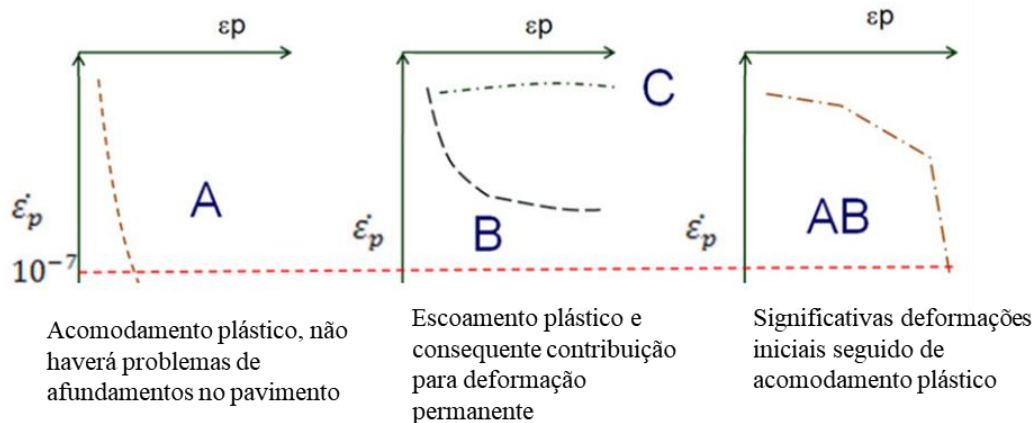
Fonte: (WERKMEISTER; DAWSON; WELLNER, 2001)

Com relação aos níveis de *shakedown* para materiais granulares, cada classe representa um tipo de comportamento identificado. No nível “A” a taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga deverá é mínima, da ordem de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Nesse estágio, as deformações crescem rapidamente, mas não contribuem muito para o afundamento no pavimento, uma vez que ocorre a acomodação do material que tende a estabilizar. Já em “B” ocorre o escoamento plástico e não é possível afirmar se o material estabilizará ou terá colapso, enquanto que em “C” a deformação aumenta a cada ciclo de carga podendo provocar a ruptura do pavimento (LIMA, 2016; WERKMEISTER; DAWSON; WELLNER, 2001).

Ainda, Guimarães (2001) observou um quarto tipo de comportamento denominado “AB”, no qual as deformações iniciais são bem significativas e o acomodamento plástico ocorre na sequência, como pode ser observado na Figura 7.



Figura 7 - Comportamento à deformação permanente e análise de ocorrência de Shakedown



Fonte: Adaptado de DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018)

Contudo, há casos em que a taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga não atinge o valor de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  metros por ciclo e o material demonstra uma tendência de comportamento do tipo “A” ou “AB”, ou seja, tende a entrar em acomodamento plástico. Isso ocorre pois o número de ciclos de aplicação de carga, definido em 150 mil em DNIT 179/2018-IE, pode não ser suficiente para atingir o limite fixado.

Logo, Lima (2020) propôs um novo critério de classificação, de forma que o comportamento do material é considerado do tipo “AB” se a deformação permanente acumulada em 150 mil ciclos ultrapassar 1% da altura do corpo de prova e o formato da curva for característico, atingindo a taxa de acréscimo de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  m/ciclo. Já o nível “B” é definido se a curva tende a se tornar paralela ao eixo horizontal e a taxa de acréscimo não atinge o limite de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  m/ciclo. Caso o material apresente curva paralela ao eixo das ordenadas e a taxa atinja  $10^{-6} \times 10^{-3}$  m/ciclo será do tipo “A” e o tipo “C” ocorre quando a curva tem tendência a ser paralela ao eixo horizontal, e a taxa de acréscimo não atinge  $10^{-4} \times 10^{-3}$  m/ciclo.

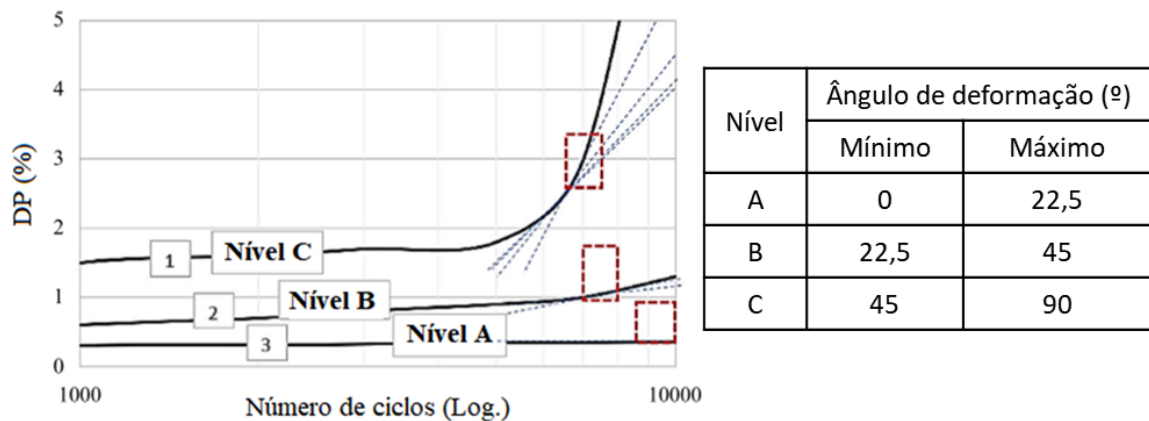
Ainda, para definir o limite de *shakedown* que separa os comportamentos “A”, “B” e “C”, Werkmeister (2003) sugere calcular a diferença entre a deformação permanente acumulada em 5000 ciclos e 3000 ciclos. Segundo o autor, se essa diferença for inferior a  $4,5 \times 10^{-5}$  e a taxa de acréscimo de deformação for da ordem de  $10^{-7}$  metros por ciclo, o material está no nível “A” para *shakedown*. Caso a diferença seja superior a  $4,5 \times 10^{-5}$  e inferior a  $4,0 \times 10^{-4}$ , estará no estágio “B” e para valores maiores que  $4,0 \times 10^{-4}$ , caracteriza-se o comportamento “C”.

Já para Gu et. al (2017), que também definiu os limites de comportamento pelo cálculo da diferença ( $\Delta DP$ ) de deformação permanente acumulada em 5000 e 3000 ciclos, os intervalos que limitam cada nível seriam:  $\Delta DP < 6,0 \times 10^{-5}$  para “A”;  $6,0 \times 10^{-5} < \Delta DP < 6,0 \times 10^{-4}$  para “B” e  $\Delta DP > 6,0 \times 10^{-4}$  para “C”.

Porém, como ressalta Lima (2020), a partir de 150 mil ciclos de aplicações de carga é interessante empregar outras classificações do que o limite da diferença das deformações em 3.000 e 5.000 ciclos. Isso devido ao fato de que, para alguns materiais, a tendência quanto ao acúmulo de deformações permanentes não ocorre nesse intervalo, podendo o material ainda estar em sobrecompactação, sem atingir um bom empacotamento. Assim as classificações propostas por Werkmeister (2003) e Gu et. al (2017) não seriam adequadas para prever o comportamento de materiais que apresentam grandes deformações iniciais.

Outro critério para verificação de ocorrência de *shakedown* foi proposto por Alnedawi, Nepal e Al-Ameri (2019b). Os autores analisaram o comportamento plástico de materiais granulares e definiram limites a partir do ângulo formado pela curva de deformações permanente no decorrer do número de ciclos de carregamento, conforme ilustra a Figura 8. Todos os critérios de classificação para os níveis de comportamento da teoria “*Shakedown*” utilizados nesta pesquisa são resumidos no Apêndice A.

Figura 8 - Critério de verificação de “Shakedown” através do ângulo de deformação



Fonte: (ALNEDAWI; NEPAL; AL-AMERI, 2019b) Adaptado.

#### 2.2.4 Fatores que afetam o comportamento plástico de materiais granulares

Como brevemente apresentado anteriormente, há alguns fatores que podem afetar o desempenho dos materiais granulares com relação a deformação permanente. Segundo Lekarp, Isacsson e Dawson (2000b) esses são resumidos em: tensão atuante, número de ciclos de carregamento, reorientação das tensões principais, histórico de tensões, densidade, umidade, granulometria, tipo de agregado e forma das partículas.

A influência de alguns fatores ocorre de forma análoga ao discutido no tópico 2.1.2 que tratou o comportamento resiliente de materiais granulares. Ganhos de densidade tendem a

aumentar a resistência às deformações plásticas, enquanto o excesso de finos e de umidade tendem a diminuir seu desempenho. De maneira geral, como explica Guimarães (2009), fatores que provocam uma diminuição da resistência ao cisalhamento tendem a aumentar a deformação permanente em materiais submetidos à ação do tráfego.

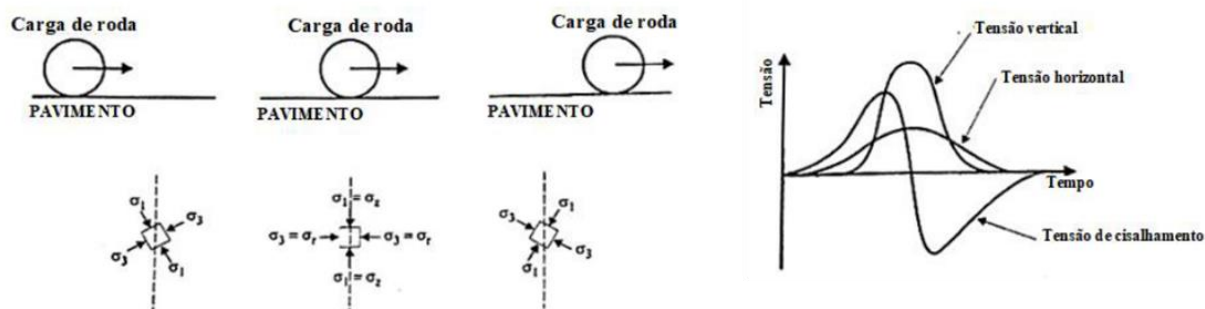
A reorientação das tensões atuantes também é um fator que se relaciona a resistência ao cisalhamento. Quando os materiais granulares são submetidos a solicitações do tráfego, algumas partículas tendem a sofrer uma rotação, gerando a reorientação das tensões e o surgimento de tensões cisalhantes (Figura 9). Porém esse efeito é de difícil análise, pois o ensaio triaxial de cargas repetidas restringe as variações de direção das tensões principais (GUIMARÃES, 2009; LEKARP; ISACSSON; DAWSON, 2000b).

O tempo de repouso e a frequência de carregamento também são fatores inerentes a forma de avaliação que podem afetar o desempenho frente a deformação permanente. Solos argilosos que tendem a aumentar a resistência quando os corpos-de-prova permanecem em repouso por determinado período após a compactação. Isso ocorre devido ao fenômeno da tixotropia que está associado a propriedades físico-química das partículas coloidais. Assim, como ressalta Guimarães (2009):

“(...) Há rochas sedimentares, como os arenitos, nas quais os agentes cimentantes são exatamente estes minerais, e este efeito cimentante pode influir na deformabilidade, embora haja dúvida se estas reações são suficientes rápidas para se desenvolver ao longo do período de ensaio de deformação permanente, em geral dois dias com frequência de 1Hz.”

(GUIMARÃES, 2009, p.18)

Figura 9 - Rotação das tensões principais provocadas pela ação da carga de roda



Fonte: Werkmeister (2009). Adaptado.

### 2.2.5 Pesquisas com materiais granulares pétreos

Com o objetivo de avaliar quais propriedades dos agregados contribuem para o comportamento resiliente de pavimentos, Hicks e Monismith (1971) utilizaram dois materiais pétreos, um cascalho parcialmente britado e uma pedra britada, empregados em obras rodoviárias no estado da Califórnia (EUA) e definiram três principais fatores de influência descritos nos tópicos abaixo.

- Densidade de acordo com a ASTM D 2049 64T, em três níveis (baixa, média e alta);
- Granulometria de acordo com a quantidade de material passante na peneira nº2000, em três níveis: grosseira (2 a 3%), média (5 a 6%) e fina (8 a 10%);
- Grau de saturação: Seco, parcialmente saturado e saturado.

Utilizando o equipamento triaxial de carga repetida e amostras devidamente preparadas e compactadas, os autores puderam estabelecer relações numéricas entre os fatores descritos anteriormente e os parâmetros de resiliência dos materiais ( $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k'_1$  e  $k'_2$ ) das equações 2.2 e 2.3.

Hicks e Monismith (1971) relataram que as constantes  $k_1$  e  $k'_1$  cresceram com acréscimos na densidade, enquanto  $k_2$  e  $k'_2$  permaneceram relativamente constantes. Já a porcentagem de finos, ou seja, a quantidade de material passante na peneira nº200, também afetou os valores de  $k_1$  e  $k_2$  (também aplicável a  $k'_1$  e  $k'_2$ ), mas de formas distintas. Para os agregados parcialmente britados,  $k_1$  decresceu com aumento da quantidade de finos, enquanto que nos agregados britados,  $k_1$  cresceu com o aumento da quantidade de finos. E embora o efeito sobre  $k_2$  não ter sido bem definido, a constante apresentou um pequeno decréscimo com aumento da quantidade de finos. Ainda, com relação ao efeito do grau de saturação, em todos os casos, os autores verificaram uma redução no  $k_1$  com aumento do teor de água, em termos de tensões totais.

Assim, de maneira geral, podemos concluir que para um dado nível de carregamento, aumentos na angularidade ou rugosidade da superfície, ganhos de densidade e diminuição da saturação e da porcentagem de finos geram ganhos no módulo de resiliência dos materiais granulares (HICKS; MONISMITH, 1971).

Alguns valores referentes a módulos de resiliência de materiais granulares foram obtidos em um estudo que analisou a influência da variação da umidade no comportamento resiliente de agregados. Marmitt, Casagrande e Ceratti (2010) realizaram a caracterização de três britas

graduadas (granito e dois tipos de basalto), utilizadas como base e sub-base nos pavimentos na região sul do país. Os resultados encontrados para o granito mostraram influência da umidade, provocando uma redução do módulo resiliente com o aumento dos teores de água presente. Já para as amostras de basalto não foi possível realização da moldagem dos corpos de prova a cima da umidade ótima, como mostrado na Tabela 7 (MARMITT; CASAGRANDE; CERATTI, 2010).

Tabela 7 - Resumo dos modelos de previsão para módulo de resiliência obtidos por Marmitt, Casagrande e Ceratti (2010)

Material	Umidade	Nº de CPs	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2}$		$M_R = k'_1 \theta^{k'_2}$	
			$k_1$	$k_2$	$k'_1$	$k'_2$
Granito	Ótima	14	920 a 2290	0,32 a 0,58	590 a 1150	0,32 a 0,60
	Acima da ótima	6	930 a 1710	0,41 a 0,59	550 a 880	0,43 a 0,62
	Abaixo da ótima	4	590 a 1630	0,34 a 0,51	380 a 900	0,35 a 0,52
Basalto 01	Ótima	10	539 a 1280	0,29 a 0,58	370 a 680	0,30 a 0,60
	Abaixo da ótima	16	700 a 1920	0,45 a 0,74	340 a 880	0,47 a 0,77
Basalto 02	Ótima	9	780 a 1860	0,41 a 0,69	400 a 870	0,42 a 0,87
	Abaixo da ótima	14	1110 a 2050	0,40 a 0,78	510 a 900	0,41 a 0,81

Fonte: (MARMITT; CASAGRANDE; CERATTI, 2010)

Os autores ainda comentaram a influência da presença de finos nos ensaios de resiliência, justificando como sendo esse um dos fatores que dificultou a moldagem dos corpos de prova (CPs) de basalto

“A presença de finos é extremamente importante nos ensaios de resiliência, pois os materiais Basalto 01 e Basalto 02 não puderam ser analisados na umidade acima da ótima, por possuir uma umidade ótima muito elevada e pouca porcentagem de finos na sua composição, dificultando a moldagem dos CPs para o ensaio triaxial.”

(MARMITT; CASAGRANDE; CERATTI, 2010, p.6)

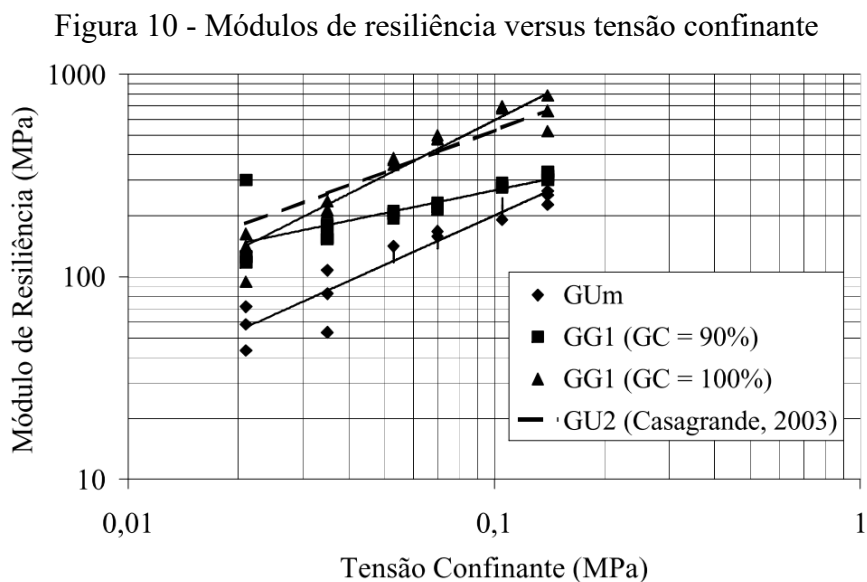
Outro estudo utilizando britas empregadas em pavimentação foi realizado por Malysz (2004) que avaliou o comportamento de britas de basalto provenientes de uma pedreira localizada no km 30 da rodovia BR-290, no trecho entre Osório e Porto Alegre/RS. O autor

avaliou três composições: “GG1” com granulometria dentro da Faixa “A” do DNIT , “GU2” com deficiência na quantidade de agregado miúdo e também avaliada por Casagrande (2003, apud MALYSZ, 2004); “GUm” com tamanho máximo nominal de 3/4” (19 mm) empregada em um pavimento permeável experimental. Os resultados encontrados pelo autor e por Casagrande para os parâmetros do modelo de módulo de resiliência são expressos na Tabela 8 e ilustrados na Figura 10.

Tabela 8 -Parâmetros para o modelo de módulo de resiliência para britas de basalto obtidos por Malysz (2004)

Modelo:	$Mr = k_1(\sigma_3)^{k_2}$		$Mr$ (MPa)
Variáveis	" $k_1$ "	" $k_2$ "	$\sigma_3 = 0,07$ MPa
GG1 (GC=100%)	4842	0,91	431
GG1 (GC=90%)	635	0,38	231
GU2 (Casagrande, 2003)	2525	0,68	414
GUm	1305	0,81	151

Legenda: GC=Grau de compactação  
Fonte: (MALYSZ, 2004) Adaptado.



Fonte: (MALYSZ, 2004)

Observando a Figura 10 percebe-se que os maiores módulos são referentes a composição “GG1 (GC=100%)” e os menores a “GUm”. Também é possível notar que os módulos da brita “GG1 (GC=100%)” foram muito semelhantes aos da “GU2”, porém quando

o grau de compactação da brita “GG1” diminui para 90% essa passou a apresentar um comportamento não satisfatório quanto as deformações permanentes, assim como a brita “GU2” (MALYSZ, 2004).

Já a deformação permanente para as quatro britas foi testada utilizando o ensaio triaxial de cargas repetidas em multi-estágios, ou seja, aplicando vários níveis de tensão desvio em um mesmo corpo de prova, com 80.000 repetições de carga. A tensão confiante para esses testes foi calculada para diversas configurações de pavimento e definida em 21 kPa como a média das tensões horizontais atuantes no plano médio da camada granular. Já as tensões desvio foram estipuladas em frações da tensão de ruptura ( $\sigma_{1,f}$ ) calculada de acordo com a Equação 2.14, utilizando parâmetros obtidos em ensaios triaxiais estáticos adensados e drenados (MALYSZ, 2004).

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \text{sen}\phi') \times \sigma'_3 + 2c' \times \text{cos}\phi'}{(1 - \text{sen}\phi')} \quad (2.14)$$

Onde:

$c'$ : Intercepto coesivo;

$\phi'$ : Ângulo de atrito interno efetivo;

$\sigma'_3$ : Tensão confinante efetiva;

Malysz (2004) apresentou a evolução típica das deformações permanentes medidas em ensaios triaxiais de carga repetida, onde foram observadas três fases de comportamento: deformações permanentes iniciais ( $\varepsilon_{pi}$ ), velocidade de deformações permanente (VDP) constantes e incremento de VDP, como mostrado na Figura 11. Tanto a “VDP” quanto a “ $\varepsilon_{pi}$ ” variam de acordo com a tensão desvio aplicada ( $\sigma_d$ ) e podem ser estimadas de acordo com os modelos apresentados nas equações 2.15 e 2.16. Os gráficos da deformação específica em relação ao número de aplicações de carga encontrados por Malysz (2004) são apresentados na Figura 12

$$\varepsilon_{pi} = a \times e^{b \times \sigma_d}, \quad (2.15)$$

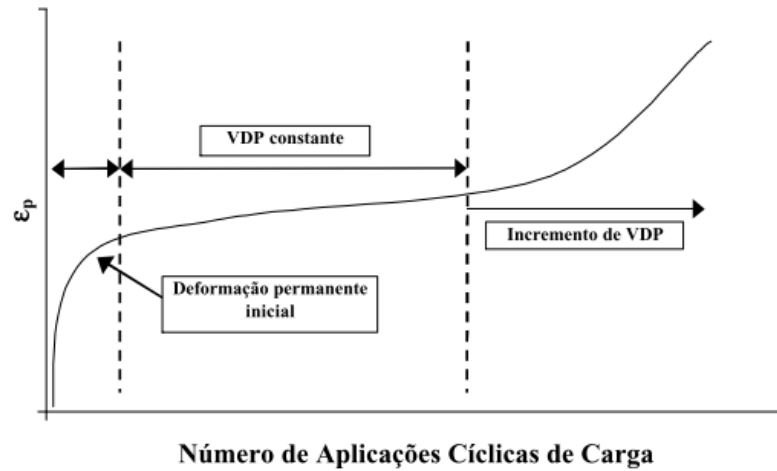
$$VDP = c \times e^{d \times \sigma_d}, \quad (2.16)$$

Onde:

$a, b, c, d$ : Parâmetros dos modelos

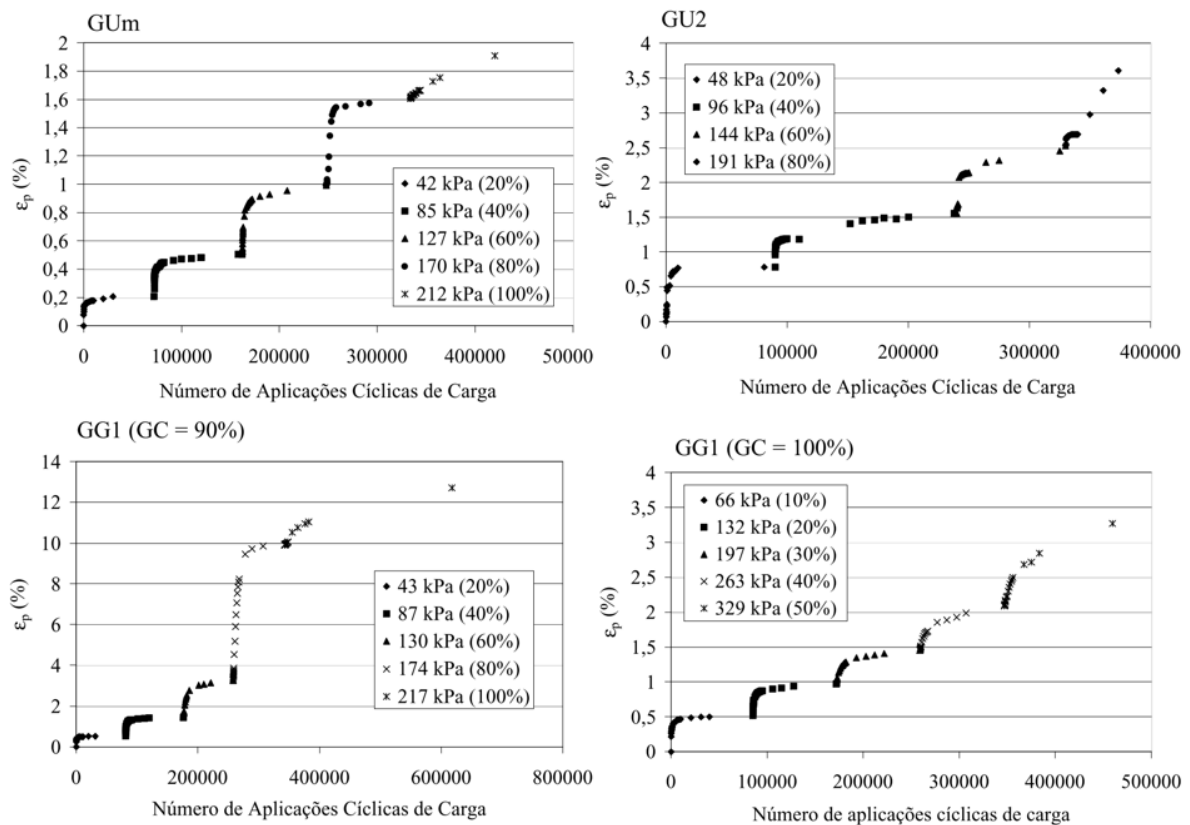
$e$ : Base do logaritmo natural (2,7183...)

Figura 11 - Comportamento típico em relação a deformação permanente



Fonte: (MALYSZ, 2004)

Figura 12 - - Ensaios multi-estágios para deformação permanente: Malysz (2004)



Fonte: (MALYSZ, 2004) Adaptado.

Através dos resultados apresentados por Malysz (2004) é possível perceber o efeito da compactação no comportamento mecânico das britas, tanto ao comparar a brita GG1 com grau de compactação 100% e 90% e as britas com granulometria uniforme, que apresentam excesso



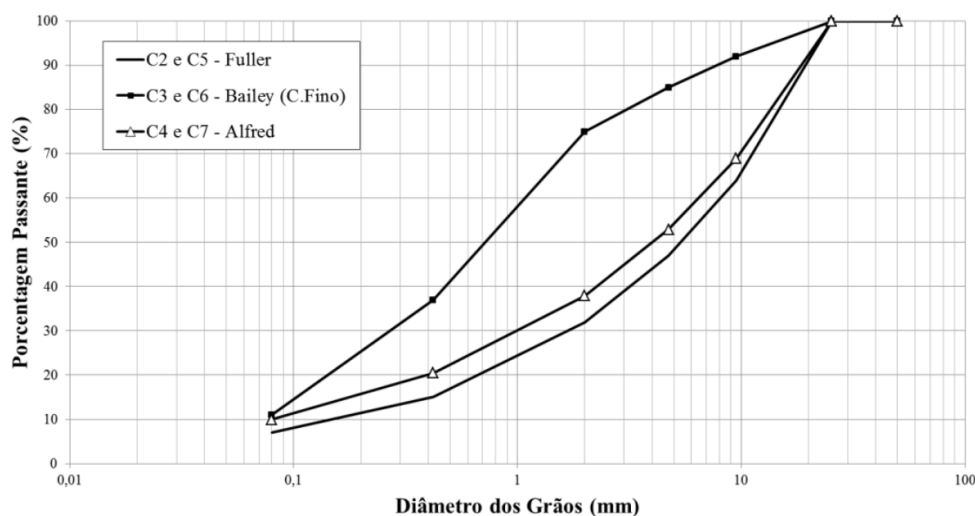
de partículas graúdas, dificultando a compactação. O autor conclui que as britas GU2 e GG1(GC=90%) apresentaram comportamento não satisfatório quanto as deformações permanentes.

Já em estudo realizado por Lima, Motta e Guimarães (2017) foi avaliado o comportamento mecânico de britas granito-gnaisse. Foram analisadas três diferentes distribuições granulométricas utilizando duas britas, uma utilizada em obra da via TransCarioca (C2, C3 e C4) e outra da pedraira Petra Agregados (C5, C6 e C7). Para cada tipo de brita, foram empregados três métodos para realização das composições granulométricas, o método de Fuller, Bailey e Alfred.

As curvas granulométricas obtidas são mostradas na Figura 13, os resultados encontrados para a média de três ensaios de módulo de resiliência são apresentados na Tabela 9 e os parâmetros do modelo de Guimarães para a deformação permanente na Tabela 10 (LIMA; MOTTA; GUIMARÃES, 2017).

Através da análise dos resultados foi possível verificar que os menores valores de módulo foram obtidos pelas composições C3 e C6, com maior teor de finos. Já, com relação a avaliação das deformações plásticas, as composições apresentaram, de forma geral, níveis baixos de deformação, estimando-se uma contribuição pequena das camadas granulares nos afundamentos em trilho de roda previstos, se utilizada uma espessura de 20 cm de camada (LIMA; MOTTA; GUIMARÃES, 2017).

Figura 13 - Curvas granulométricas estudadas por Lima, Motta e Guimarães (2017).



Fonte: (LIMA; MOTTA; GUIMARÃES, 2017)

Tabela 9 - Coeficientes médios dos modelos testados de módulo de resiliência obtidos por Lima, Motta e Guimarães (2017).

$Mr = k_1(\sigma_3)^{k_2}$						
Variáveis	C2	C3	C4	C5	C6	C7
$k_1$	1176	711	1077	1178	631	919
$k_2$	0,51	0,35	0,44	0,40	0,29	0,36
$R^2$	0,91	0,78	0,84	0,51	0,55	0,81
$Mr = k_1(\sigma_3)^{k_2}(\sigma_d)^{k_3}$						
$k_1$	1283	786	1202	1149	695	1033
$k_2$	0,49	0,45	0,50	0,53	0,47	0,44
$k_3$	0,06	-0,09	-0,02	-0,18	-0,19	-0,05
$R^2$	0,872	0,522	0,872	0,443	0,622	0,834

Fonte: (LIMA; MOTTA; GUIMARÃES, 2017)

Tabela 10 -Parâmetros de regressão para modelo de previsão de deformação permanente obtidos por Lima, Motta e Guimarães (2017).

	LA	EA	Wót.	MEAS	D <sub>10</sub>	CNU	CC	$\varepsilon_p(\%) = \psi_1(\sigma_3)^{\psi_2}(\sigma_d)^{\psi_3}N^{\psi_4}$				
	(%)	(%)	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	-	-	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	R <sup>2</sup>
C2	41	68	4,9	2,288	0,17	47,06	2,38	0,0968	-0,1685	0,7326	0,0863	0,895
C3	41	68	7,0	2,111	0,07	15,43	1,04	0,1276	-0,4085	1,0500	0,0735	0,946
C4	41	68	5,4	2,296	0,08	80,00	1,76	0,1010	-0,1825	0,9091	0,0753	0,840
C5	43	71	5,0	2,223	0,17	47,06	2,38	0,0868	-0,2801	0,8929	0,0961	0,934
C6	43	71	7,5	2,025	0,07	15,43	1,04	0,1294	-0,0647	1,1000	0,0735	0,926
C7	43	71	5,7	2,244	0,08	80,00	1,76	0,0775	-0,2304	1,1428	0,0857	0,951

Legenda: LA: Índice de Abrasão Los Angeles; EA: Equivalente de Areia; Wót.: Teor de umidade ótima; MEAS: Massa específica aparente seca máxima; D<sub>10</sub>: Diâmetro efetivo; CNU: Coeficiente de não uniformidade e CC: Coeficiente de curvatura.

Fonte: (LIMA; MOTTA; GUIMARÃES, 2017)

O comportamento de britas graduadas simples utilizadas em camadas de base para pavimentos também foi estudado por Sagrilo (2020). A autora avaliou as deformações resilientes e plásticas em rochas de diferentes litologias, utilizando curvas granulométricas ajustadas em laboratório e empregadas em obras.

As britas nomeadas de “DPA Ajuste”, “509 Obra” e “KM3 Obra” foram constituídas de riocacito oriundo da pedreira Della Pasqua (DPA), localizada em Itaara, na região central do Rio Grande do Sul. As curvas utilizadas em obras foram enquadradas dentro da faixa A do

DNIT (DNIT,2006), enquanto a brita “DPA Ajuste” foi composta em laboratório atendendo à faixa C do DNIT e tamanho máximo de  $\frac{3}{4}$ ” (SAGRILLO, 2020).

Essas composições supracitadas foram produzidas com rochas de riódacito, originárias da mesma pedra dos agregados virgens utilizados nesta pesquisa. Através dos testes triaxiais com cargas repetidas, Sagrilo (2020) observou que a mistura “KM3 Obra”, com granulometria mais grossa, apresentou módulos médios inferiores a “509 Obra”, divergindo do esperado para materiais granulares. Contudo, os valores obtidos relacionaram-se com a massa específica aparente seca das misturas, onde densidades maiores ocasionaram módulos superiores.

Com relação a deformação permanente, foram estudadas curvas ajustadas em laboratório, atendendo à faixa C do DNIT e tamanho máximo de  $\frac{3}{4}$ ”, nomeadas de “DPA Ajuste”, “SJ Ajuste” e “SBS Ajuste” constituídas de riódacito, basalto e sienogranito respectivamente. Ao comparar os resultados obtidos para essas composições, o riódacito apresentou um comportamento intermediário quanto a deformação permanente e o menor valor de módulo de resiliência médio.

Os modelos obtidos por Sagrilo (2020) para as composições mencionadas são resumidos na Tabela 11 e 12 a seguir. Percebe-se que os modelos obtiveram um ótimo ajuste com os dados experimentais obtidos nos ensaios.

Tabela 11- Modelos de previsão de módulo de resiliência obtidos por Sagrilo (2020)

<b>“KM3 Obra” (riódacito)</b>		
Modelo k- $\sigma_3$	$M_R = 1992,7 \cdot \sigma_3^{0,7658}$	$R^2 = 0,9223$
Modelo k- $\sigma_d$	$M_R = 816,95 \cdot \sigma_d^{0,5736}$	$R^2 = 0,7655$
Modelo k- $\theta$	$M_R = 574,34 \cdot \theta^{0,784}$	$R^2 = 0,9373$
Modelo Composto	$M_R = 1947,6 \cdot \sigma_3^{0,629} \cdot \sigma_d^{0,163}$	$R^2 = 0,9755$
<b>“DPA Ajuste” (riódacito)</b>		
Modelo k- $\sigma_3$	$M_R = 1828 \cdot \sigma_3^{0,7725}$	$R^2 = 0,9461$
Modelo k- $\sigma_d$	$M_R = 742,88 \cdot \sigma_d^{0,5782}$	$R^2 = 0,7841$
Modelo k- $\theta$	$M_R = 520,94 \cdot \theta^{0,7546}$	$R^2 = 0,9606$
Modelo Composto	$M_R = 1983,87 \cdot \sigma_3^{0,665} \cdot \sigma_d^{0,18}$	$R^2 = 0,9905$
<b>“SBS Ajuste” (sienogranito)</b>		
Modelo k- $\sigma_3$	$M_R = 2048 \cdot \sigma_3^{0,7685}$	$R^2 = 0,9596$
Modelo k- $\sigma_d$	$M_R = 826,64 \cdot \sigma_d^{0,5701}$	$R^2 = 0,7813$
Modelo k- $\theta$	$M_R = 585,8 \cdot \theta^{0,784}$	$R^2 = 0,9685$
Modelo Composto	$M_R = 1896,11 \cdot \sigma_3^{0,612} \cdot \sigma_d^{0,164}$	$R^2 = 0,9913$

Fonte: (SAGRILLO, 2020). Adaptado.

Tabela 12-Coeficientes de regressão para o modelo de Guimarães obtidos por Sagrilo (2020)

Material	UF	$\varepsilon_p(\%) = \psi_1(\sigma_3)^{\psi_2}(\sigma_d)^{\psi_3}N^{\psi_4}$				$R^2$	Fonte
		$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$		
Basalto SJ Ajuste	RS	0,048	-0,622	1,188	0,138	0,968	Sagrilo (2020)
Riodacito DPA Ajuste	RS	0,040	-0,892	1,311	0,169	0,983	Sagrilo (2020)
Sienogranito SBS Ajuste	RS	0,019	-0,908	1,816	0,226	0,994	Sagrilo (2020)

Fonte: (SAGRILO, 2020) Adaptado.

Por fim, de maneira geral, através da revisão dos estudos anteriores que analisaram o comportamento de diferentes rochas em composições granulares distintas, visando a aplicação em pavimentos, percebe-se a importância dos ensaios triaxiais para estimar o desempenho desses materiais. Essas pesquisas auxiliam na escolha assertiva dos materiais disponíveis e evitam casos de aplicação incorreta, identificando fatores que podem afetar a durabilidade das estruturas projetadas.

### 2.3 FRESAGEM DE PAVIMENTOS

Com a exposição ao crescente volume de veículos e intemperes climáticas os pavimentos necessitam de constantes cuidados a fim de preservar sua estrutura. O surgimento de defeitos como trincas e afundamentos comprometem a segurança e conforto dos usuários e podem exigir que obras de restauração sejam realizadas.

A fresagem é uma técnica frequentemente utilizada em serviços de restauração de vias, ela pode ser entendida como o corte ou desbaste de camadas de pavimentos, a uma espessura determinada, através de processos mecânicos, com ou sem aquecimento. O uso dessa técnica evita a propagação de trincas e o alteamento de calçadas e drenagens pluviais (BONFIM, 2011).

#### 2.3.1 Tipos de fresagem

A técnica de fresagem pode ser realizada a quente ou a frio e é classificada, quanto a espessura, em fresagem superficial, rasa ou profunda. Ainda, conforme a rugosidade da superfície resultante, poderá ser nomeada como uma fresagem padrão, fina ou microfresagem

(BONFIM, 2011). As principais diferenças entre essas técnicas podem ser resumidas nas diferentes rugosidades da superfície obtida, como ilustra a Figura 14.

Figura 14 - Tipos de fresagem quanto a rugosidade da superfície resultante

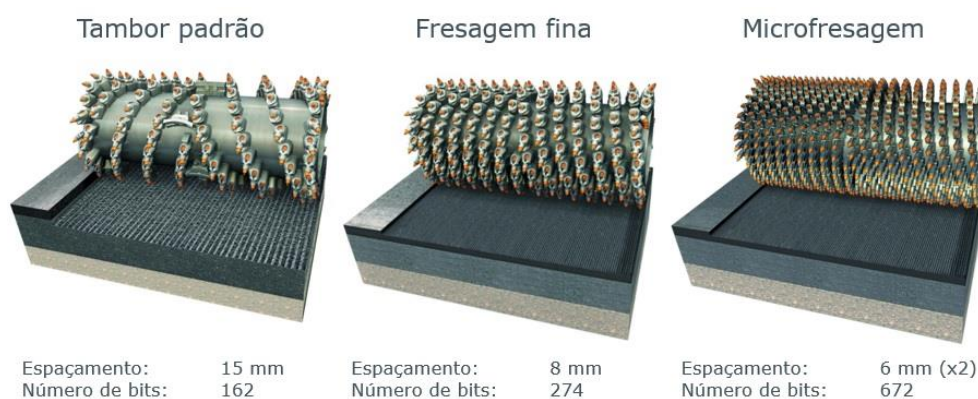


Fonte: (BONFIM, 2011) Adaptado.

### 2.3.2 Equipamentos de fresagem

De maneira geral, os principais componentes de uma máquina fresadora, ilustrada na Figura 16, são: cilindro fresador, dentes de corte, raspador, correia transportadora, sistemas de controle e de apoio. O cilindro ou tambor fresador (Figura 15) é constituído de aço especial onde os dentes de cortes (“bits”) são fixados, nele é aplicada uma rotação que permite o desbaste do pavimento. O padrão de fixação dos dentes no cilindro, geralmente em forma de “V”, conduz o material fresado para o centro da caixa do tambor, facilitando seu transporte pela correia (BONFIM, 2011).

Figura 15 - Cilindros de fresagem



Fonte: (GEWEHR, 2017)

No processo de desbaste, o ataque direto é realizado pelos dentes de corte fixos no tambor de fresagem, essas peças são forjadas em aço e possuem um material mais duro na ponta, de carboneto de tungstênio e cobalto. O desgaste imposto sobre os dentes dependerá da dureza

e qualidade dos materiais, temperatura ambiente e principalmente o grau de degradação do pavimento (BONFIM, 2011).

Além dos componentes empregados no processo de corte, as fresadoras em geral possuem raspadores que atuam sobre a superfície da pista aplicando certa pressão para retirar o máximo de material granular e pó possível. Já a correia transportadora permite o alteamento do material, com carregamento simultâneo em caminhões basculantes (BONFIM, 2011).

Ainda, as fresadoras possuem sistemas de controle de velocidade e de espessura de corte. Assim, é possível aplicar inclinações e trabalhar com diferentes espessuras de cortes, o que pode ser realizado por controle manual ou eletrônico, dependendo do equipamento. Já o sistema de apoio é responsável por distribuir o peso do equipamento, podendo ser de pneus maciços ou esteiras (BONFIM, 2011).

Portanto, podemos concluir que o tipo de equipamento influencia na técnica de fresagem usada. As máquinas fresadoras podem ser de pequeno, médio e grande porte com dentes de corte e tamanho de cilindros variáveis. Logo a escolha do equipamento de fresagem correto deve considerar aspectos da obra, como prazo, localização, equipe disponível e entre outros.

Figura 16 - Máquinas fresadoras



Legenda: **A:** Fresadora de pequeno porte Wirtgen W 35 DC; **B:** Fresadora de médio porte Wirtgen W 1000; **C:** Fresadora de grande porte Caterpillar PM-465.

Fonte: (BONFIM, 2011) Adaptado

## 2.4 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

A reciclagem de pavimentos pode ser entendida como o uso do material fresado para compor novas vias, recuperando as condições de segurança e conforto ao tráfego dos usuários. Segundo Momm e Domingues (1995), trata-se da reutilização total ou parcial dos materiais existentes no revestimento, ou base ou da sub-base, em que os materiais são remisturados no estado em que se encontram após a desagregação ou tratados por energia térmica, aditivados ou não com ligantes novos ou rejuvenescedores, com ou sem recomposição granulométrica.

A reciclagem ganhou ênfase em meados de 1970, nos Estados Unidos, devido a necessidade de redução de custos provocada pelo embargo da OPEC. Assim, a FHWA lançou o DP 39 *Recycling Asphalt Pavements* em junho de 1976, que serviu como base para demais projetos que fomentaram o uso da reciclagem visando a conservação dos recursos não renováveis, sem prejuízo a qualidade da estrutura dos pavimentos (SULLIVAN, 1996).

Atualmente o fresado é o material mais reciclado nos Estados Unidos, atingindo percentuais de 99% de reutilização. Assim, o país conseguiu economizar recursos permitindo a manutenção de sua malha viária que possui uma densidade de 438,1 km por 1.000 km<sup>2</sup> de área, enquanto o Brasil possui 24,8 km de rodovias por 1000 km<sup>2</sup> de área (CNT, 2017).

Na Europa a reciclagem de pavimentos também se desenvolveu, mas de forma heterogênea, como representado na Tabela 13. Países como Alemanha e Holanda consideram os princípios da reciclagem como um modo de vida, já no sul da Europa que inclui países como Itália, Espanha e Grécia essa consciência ainda não é totalmente difundida (BROSSEAUD, 2011).

Na França a reciclagem teve início nos anos 1980 com desenvolvimento lento devido a abundância de recursos naturais. Contudo a partir de 1990, devido a imposições legais que impedia descarte de materiais que poderiam ser reutilizados, essa técnica ganhou importância principalmente nas áreas mais urbanizadas (BROSSEAUD, 2011).

No Brasil a reciclagem de pavimentos foi aplicada pela primeira vez em 1960 no Rio de Janeiro, na ocasião o material asfáltico de ruas foi removido com marteladas e transportado até usinas para nova mistura. Porém apenas em 1980 que foi realizada a reciclagem da primeira rodovia, a Via Anhanguera no trecho entre São Paulo e Campinas.

Tabela 13 - Distribuição de toneladas anuais (em milhões de toneladas) na Europa, relativa à produção de misturas a quente, à disponibilidade de agregados fresados e sua utilização em novas mistura.

HMA	Alemanha	França	Itália	Holanda	Outros	Total
	55	40	35	10	180	320
RAP disponível	14	7	12	5	12	50
RAP utilizado em HMA	11	3	2	3	2	25
Taxa de RAP utilizado (%)	80	42	17	70	17	50

Fonte: (BROSSEAUD, 2011)

### 2.4.1 Formas de reciclagem de pavimentos

As técnicas de reciclagem podem ser classificadas, de forma geral, em duas categorias que são a reciclagem a quente e a frio. Ambas podem ser realizadas no próprio local da obra (in situ) ou em usina adequada (COSTA; PINTO, 2011).

A associação ARRA dos Estados Unidos classifica as técnicas de reciclagem em cinco categorias: Reciclagem a frio (*Cold recycling*); Reciclagem a frio in situ (*Cold in-place recycling*); Reciclagem a quente (*Hot recycling*); Reciclagem a quente in situ (*Hot in-place recycling*) e Reciclagem profunda (*Full depth reclamation*) (ARRA, 2001).

Como esclarece Pires (2014), o termo “a quente” não se refere a forma como o pavimento antigo é removido que pode ser realizada com aquecimento do pavimento até determinada profundidade desejada e posterior remoção ou sem aquecimento através da fresagem. Esse termo faz referência a temperatura em que ocorre os processos de mistura e compactação dos materiais.

A reciclagem a quente ainda é um processo relativamente novo e devido à alta variabilidade dos materiais, existem incertezas quanto ao desempenho das misturas e aplicação em camadas de rolamento ainda não é significativa no Brasil. Além disso, são necessários cuidados adicionais na usinagem, pois o material fresado não deve ser diretamente exposto ao calor da chama, mas deve estar suficientemente aquecido e seco para produzir uma mistura homogênea com o novo ligante e/ou agente rejuvenescedor (DNIT, 2006b).

Luzzi (2019) realizou estudo para adaptação de usina para reciclagem à quente de material fresado em misturas asfálticas. O processo proposto de implementação foi positivo e sem dificuldades de instalação, porém a pesquisa evidencia a necessidade de controle tecnológico adequado para obter resultados satisfatórios.

Além disso, a reciclagem a frio, quando comparada a reciclagem a quente, apresenta vantagens em termos de efeito ambiental, tecnologia de construção e segurança, aspectos técnicos e econômicos. Nesse tipo de reciclagem a maioria dos materiais podem ser reciclados no local, o que reduz a necessidade de transporte realizado por veículos pesados e conseqüentemente diminui os níveis de ruído e emissão de monóxido de carbono além de consumir menos energia, já que não é necessário empregar o aquecimento (XIAO et al., 2018).

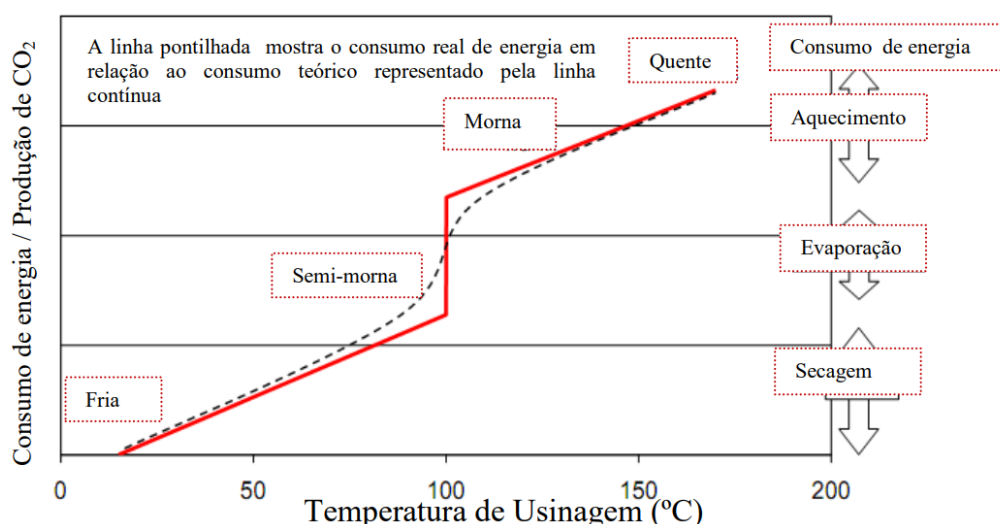
Outro aspecto vantajoso da reciclagem a frio é a redução da emissão de fumaças e vapores pela massa asfáltica. Os policíclicos aromáticos (HPA) presentes na massa são liberados durante o aquecimento. Esses compostos químicos são amplamente distribuídos na atmosfera e podem possuir potencial carcinogênico e/ou mutagênico (PANIZ, 2015 apud



BOHN, 2017). Logo, a possibilidade de utilizar processos que evitem ou reduzam a emissão de vapores é de grande importância. Na Figura 17 é apresentado um comparativo entre as misturas a frio, semi-mornas, mornas e a quente. É possível perceber que à medida que a temperatura aumenta, a emissão de monóxido de carbono e o consumo de energia também crescem.

Portanto, dentre as formas de reciclagem disponíveis, a reciclagem a frio apresenta vantagens econômicas e ambientais atrativas. Além disso, segundo a Wirtgen (2012), empresa líder em reciclagem de pavimentos, esse é o método universalmente preferencial para a recuperação estrutural de pavimentos existentes. Assim, a reciclagem a frio será a técnica explorada nesta pesquisa e é abordada com mais detalhes no tópico a seguir.

Figura 17 - Consumo de energia e emissão de gases durante a produção de misturas asfálticas



Fonte: (WARGHA FILHO, 2013)

#### 2.4.2 Reciclagem a frio

Reciclagem a frio (*“cold recycling”* – CR) é o termo usado para o processo de recuperação e reutilização de materiais de um pavimento existente, sem necessidade de aquecimento. O campo de utilização desta técnica é amplo e permite várias aplicações, empregando camadas relativamente finas de revestimento até camadas espessas que incluem materiais diferentes (WIRTGEN, 2012).

Esse tipo de reciclagem pode ser classificado de acordo com seu processo construtivo e espessura em *“cold in-place recycling”* (CIR), *“cold central plant recycling”* (CCPR) e *“full depth reclamation”* (FDR). O primeiro termo faz referência ao processo de reciclagem a frio realizado no local da obra, o segundo quando esse ocorre em usina e o último refere-se ao

processo de reciclagem a frio que incorpora além da camada asfáltica, a camada granular do pavimento (WIRTGEN, 2012; XIAO et al., 2018).

Há autores que ainda utilizam outro tipo de classificação, considerando a forma FDR como um tipo de reciclagem a frio *in situ* e dividindo essa categoria em CIR parcial e CIR total, de acordo com a espessura de reciclagem (XIAO et al., 2018).

Os Estados Unidos lideraram o uso de técnicas de CR. O Departamento de Trânsito de Ohio (ODT) iniciou os estudos referentes a essa forma de reciclagem em 1984. Por volta do final de 1985 cerca de 90 projetos usando CR foram concluídos pelo Departamento de Transportes da Pensilvânia, com o objetivo de gerar especificações para bases recicladas a frio e guias para projetos. Conseqüentemente, outros departamentos de transportes começaram a utilizar técnicas de CR em seus projetos, incluindo Novo México, Kansas, Iowa e Nevada que realizou a construção de uma pista de aeroporto com CIR, em 1997 que ainda está em uso e sem sinais visíveis de deterioração (XIAO et al., 2018).

Países europeus também demonstraram interesse em utilizar a reciclagem a frio. Na Espanha, o emprego da CR iniciou em 1990, com três trechos experimentais com CIR implementados em 2009 para avaliação de formas de compactação. Na Itália também surgiram estudos com CIR utilizando altos teores de RAP (XIAO et al., 2018).

No Brasil, o primeiro caso de utilização da técnica de reciclagem a frio *in situ* (CIR) foi na rodovia BR-393/RJ, no trecho entre Além Paraíba e Sapucaia. O projeto foi realizado pelo DNER, antigo DNIT, em novembro de 1993 (COSTA; PINTO, 2011).

Portanto, à medida que as necessidades econômicas e ambientais surgem, as técnicas de CR passaram a ganhar importância, com uso de equipamentos e processos que permitem o bom desempenho dos pavimentos projetados. As principais diferenças e aspectos entre as formas de empregar a reciclagem a frio serão abordadas a seguir.

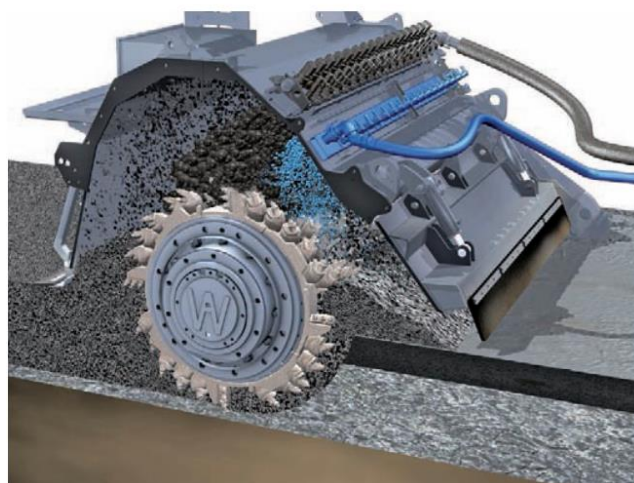
#### *2.4.2.1 Reciclagem a frio in situ (CIR) parcial*

Na técnica de CIR os materiais existentes no pavimento antigo são reutilizados no próprio local da obra. A mistura desses componentes é geralmente realizada através de máquinas recicladoras, que evoluíram das máquinas fresadoras e estabilizadoras de solos (DAVID, 2006; WIRTGEN, 2012).

As recicladoras permitem reciclar camadas espessas de pavimentos. Esses equipamentos possuem um cilindro de corte que é envolvido por uma câmara de mistura, onde

é injetado fluidos através de uma série de bicos espaçados de forma equidistante sobre uma barra de aspersão, como ilustrado na Figura 18 (WIRTGEN, 2012).

Figura 18 - Câmera de mistura de uma máquina recicladora



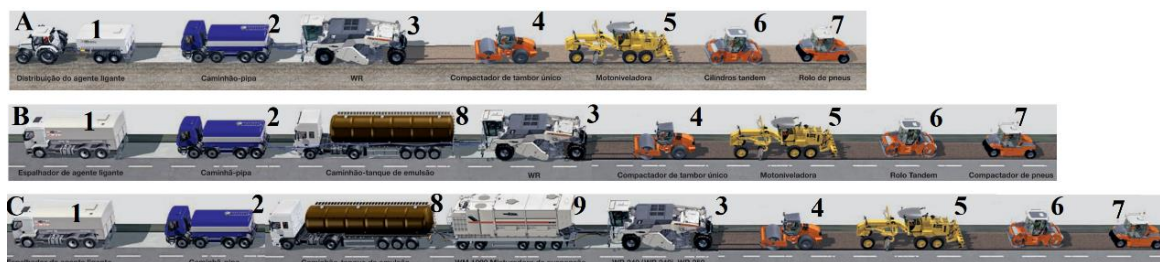
Fonte: (WIRTGEN, 2012)

A reciclagem CIR pode ser realizada com diferentes configurações de equipamentos acoplados a recicladora, de acordo com a aplicação específica e com o tipo de agente estabilizador. A configuração mais simples consiste em uma recicladora acoplada a um caminhão-pipa que fornece água para a mistura. A quantidade de água é controlada por um microprocessador que monitora a barra de aspersão e os agentes estabilizadores em pó (cimento ou cal hidratada) são geralmente espargidos na superfície do pavimento, à frente da operação, como mostrado em “A” na Figura 19 (WIRTGEN, 2012).

Contudo, caso seja empregado um agente estabilizador betuminoso, como emulsões ou espumas asfáltica, é necessário um segundo sistema de injeção com uma barra de aspersão separada, assim a configuração será alterada para uma semelhante à mostrada em “B” (Figura 19). Também é necessário o uso de uma unidade de mistura especial se o agente em pó for misturado a água, gerando uma lama que é injetada na câmara de mistura, como em “C” na Figura 19 (WIRTGEN, 2012).

Conforme a configuração de equipamentos utilizados, a ARRA (1997, apud PIRES, 2014) define dois métodos diferentes CIR, o método máquina única single-pass e o método trem de equipamentos single-pass. No primeiro método o sistema consiste em basicamente uma unidade recicladora e outra pavimentadora. Logo, o desbaste do pavimento, mistura dos materiais e adição de agentes é realizado com uma máquina, a recicladora.

Figura 19 - Configurações de CIR



## LEGENDA:

A: CIR com cimento previamente espalhado na pista

B: CIR com cimento previamente espalhado na pista e emulsão asfáltica

C: CIR com cimento previamente espalhado na pista e espuma asfáltica

1: Espalhador de estabilizante (cimento); 2: caminhão-pipa; 3: Recicladora Wirtgen WR; 4: Compactador de tambor único; 5: Motoniveladora; 6: Rolo Tandem; 7: Rolo de pneus; 8: Caminhão-tanque de emulsão; 9: Misturadora de suspensão Wirtgen WM

Fonte: (WIRTGEN, 2013) Adaptado

Já no método do trem de equipamentos o desbaste do pavimento é realizado com uma fresadora, seguida de um britador/peneirador móvel, uma unidade de mistura e uma unidade pavimentadora. Os equipamentos de britagem e peneiramento evitam a ocorrência de partículas de tamanho indesejáveis e deposita o material na unidade de mistura, onde é adicionado o agente estabilizante. A seguir, a mistura é diretamente depositada na unidade misturadora ou recolhida de leiras (ARRA, 1997 apud PIRES, 2014).

Ainda, há casos em que a mistura dos materiais é realizada em pátio utilizando pá carregadeira, sem emprego de britador/peneirador e com desbaste do pavimento realizado por máquina fresadora. Nesse tipo de situação é necessário controle preciso da granulometria do material fresado obtido, com amostragem das pilhas e monitoramento da velocidade de fresa. Essa prática foi a empregada por Silva (2012) na construção de um trecho experimental com 50m de extensão, no município de Bozano-RS, como mostrado na Figura 20.

Portanto, pela sua grande versatilidade, a reciclagem a frio in situ é uma técnica que possibilita aplicação em larga escala. E segundo Pires (2014)

“A reciclagem a frio in situ, diferentemente das técnicas de reciclagem a quente, possui atualmente uma importância significativa no cenário nacional, sendo aplicada em maior escala. No âmbito socioeconômico, a técnica se enquadra como uma maneira racional para resolver problemas de pavimentação de diversas naturezas com eficiência e gastos minimizados de energia, principalmente no caso in situ, em que não há necessidade de transporte até usinas estacionárias, economizando energia proveniente dos combustíveis. Não existe também o processo de aquecimento de materiais, o que resulta em economia de recursos e de capital aplicados.”

(PIRES, 2014, p.50-51)

Figura 20 - Construção de trecho experimental utilizando mistura de 70%RAP e 30% pó de pedra para reciclagem a frio in situ



Fonte: (SILVA, 2012) Adaptado

#### 2.4.2.2 Reciclagem a frio em usina (CCPR)

A reciclagem a frio em usina permite que os materiais obtidos de um pavimento existente sejam selecionados e tratados previamente, diminuindo o grau de incerteza gerado pela variabilidade dos materiais. A utilização desse método é menos comum do que a CIR e pode ser realizada com o uso de usinas estacionárias ou móveis (XIAO et al., 2018).

As principais vantagens desse método de reciclagem a frio podem ser resumidas no controle dos insumos, estocagem e na qualidade final da mistura. O uso da usinagem prévia permite a combinação precisa de diferentes proporções de agregados que pode ser alterada quando necessário. Assim, é possível trabalhar com estoques de materiais e ajustes de mistura, eliminando a interdependência do processo de mistura e pavimentação, permitindo que a fabricação da mistura possa ocorrer de forma ininterrupta (WIRTGEN, 2012).

As usinas estacionárias de reciclagem a frio são geralmente compostas por uma unidade de peneiramento e britagem para controlar o tamanho máximo nominal do RAP, ou de uma tela de escalpelamento para remover os grumos de tamanho indesejado. Ainda, essas devem conter um sistema de alimentação de RAP constituído por esteiras com sistema de pesagem que conduzem os materiais até o misturador. No misturador é feita a homogeneização dos materiais e também pode ser adicionado agentes estabilizadores como emulsão asfáltica e cimento. A taxa

de dosagem dos agentes estabilizadores é controlada por um sistema computadorizado que mede com precisão a quantidade de aditivos, considerando a massa de RAP aferida na esteira (ARRA, 2001).

As usinas móveis permitem o deslocamento da planta para um local mais próximo a obra. Para CCPR podem ser utilizadas as mesmas usinas empregadas para misturas de solo, britas, solo-cimento, britas tratadas com cimento e pré-misturados a frio. A Figura 21 ilustra uma usina estacionária (A) e outra móvel (B), ambas usadas na CCPR.

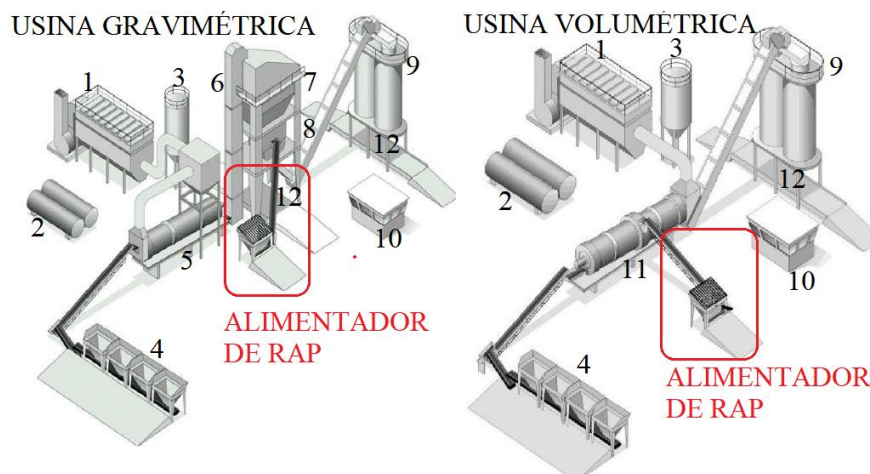
Figura 21 - Usinas de reciclagem a frio



Fonte: (BERNUCCI et al., 2008) Adaptado

Além disso, também é possível utilizar usinas convencionais a quente para reciclagem a frio. Assim, não é necessário acionamento dos aquecedores, porém deve-se realizar algumas adaptações caso deseje-se empregar aquecimento. No caso de usinas gravimétricas, basta incluir um sistema de inserção do RAP no misturador, incluindo uma grade para eliminar grumos indesejados. Já nas usinas volumétricas, a inserção do RAP deve ser feita em tambor misturador adequado, evitando contato direto do fresado com a chama. A Figura 22 ilustra essas alterações.

Figura 22 - Adaptações em usinas convencionais para uso de CCPR



LEGENDA: 1: Sistema de controle e filtragem de gases e pó; 2: Tanques de ligante asfáltico; 3: Silo de finos; 4: Silos frios; 5: Secador/Aquecedor; 6: Elevador quente; 7: Peneirador/Separador; 8: Misturador; 9: Silos quentes de mistura; 10: Sala de controle; 11: Tambor secador e misturador; 12: Área de carregamento

Fonte: (PAVEMENTE INTERACTIVE,2019) Adaptado.

### 2.4.2.3 Reciclagem a frio total (FDR)

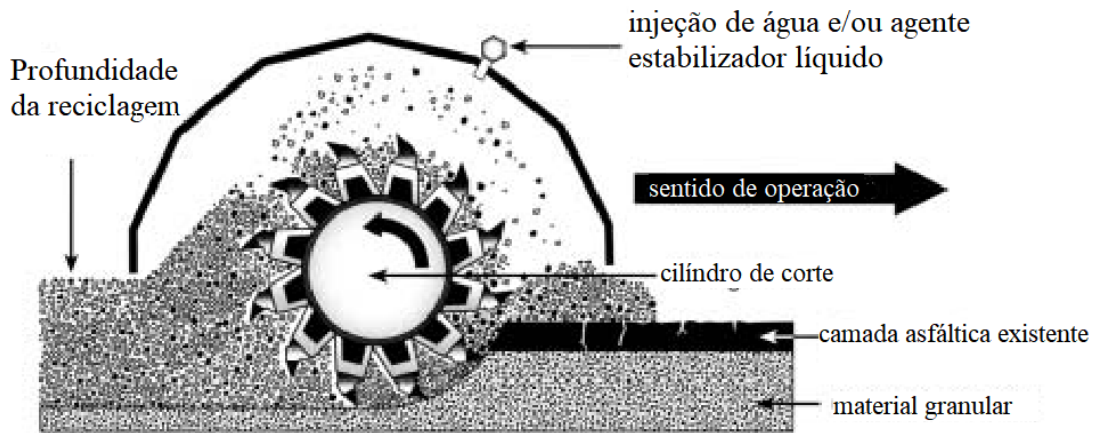
A reciclagem a frio total é uma técnica de restauração em que a espessura total do revestimento e parte da espessura da camada de base são reutilizadas para a produção de uma mistura homogênea, como ilustra a Figura 23. Frequentemente, apenas essa mistura, sem o uso de aditivos estabilizantes, é suficiente para agir como uma nova camada de base. Porém, caso seja necessário é possível utilizar técnicas de estabilização mecânica e/ou com aditivos químicos e betuminosos (ARRA, 2001).

A estabilização mecânica é realizada com adição de materiais granulares virgens, ou concreto de cimento Portland britado. A estabilização química é atingida com emprego de aditivos como cal hidratada, cimento, cinza volante e outros. Já a estabilização por betume é feita com o uso de emulsões asfálticas e/ou espuma de asfalto. Além disso, ainda é possível combinar diferentes tipos de estabilização (ARRA, 2001).

Além de diferentes formas de estabilização, também é possível reciclar diferentes profundidades da camada de base. Segundo a ARRA (2001), a decisão de quanto da camada granular misturas na reciclagem depende de características como:

- Espessura da camada asfáltica em relação a base, sub-base ou subleito;
- Granulometria e propriedades físicas da camada asfáltica;
- Granulometria e propriedades físicas da camada granular;
- Tipo e condição do solo do subleito;
- Emprego ou não de agentes estabilizadores;
- Resultado esperado para o processo FDR.

Figura 23 - Reciclagem a frio total (FDR)



Fonte: (ARRA, 2001) Adaptado

Conforme a FHWA (1997, apud SANTOS et al., 2017) as principais vantagens da reciclagem profunda são a melhoria significativa da estrutura, sem alteração da geometria do pavimento; a eliminação de afundamentos, buracos, irregularidades e áreas trincadas; redução do custo de produção e conservação de materiais e energia. Nota-se que essas vantagens também são associadas a outros métodos de reciclagem a frio, contudo na FDR há reutilização dos materiais granulares, reduzindo ainda mais os custos.

Contudo, algumas limitações impedem a aplicação da FDR. A principal delas é a falta de experiências práticas e dosagem correta da mistura. Além disso, a aplicação dessa técnica é significativamente afetada pelo clima e condições ambientais locais (XIAO et al., 2018).

Portanto, de maneira geral, a escolha da técnica de reciclagem a frio mais adequada deve incluir a análise de fatores como tipo de solicitações aplicadas no pavimento, qualidade da mistura reciclada e expectativa de desempenho da obra (XIAO et al., 2018). Além disso, segundo o manual da Wirtgen (2012)

“Cada obra de recuperação de estradas é diferente em termos da estrutura do pavimento existente, da qualidade dos materiais nas várias camadas do pavimento e dos requisitos de vida útil. O método com a melhor relação de custo e benefício de recuperação sempre dependerá de cada obra. Por isso, é importante definir a solução mais adequada para cada obra, sendo que essa solução pode não ser necessariamente com base na reciclagem.”

(WIRTGEN, 2012, p.97)



## 2.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS RECICLADAS

Algumas pesquisas já foram realizadas utilizando materiais fresados, essas visam obter dados a respeito do comportamento mecânico desses materiais em comparação a materiais granulares usuais. Assim, de maneira geral, os trabalhos buscaram avaliar as possibilidades de emprego dos fresados na pavimentação, considerando fatores que podem modificar sua resistência e desempenho.

Bradshaw, Costa e Giampa (2016) investigaram o módulo de resiliência de duas misturas diferentes de RAP e agregados obtidas de um trecho da rodovia “Route 165”, em Rhode Island nos Estados Unidos. Dessas, uma foi coletada após um serviço de restauração feito em 1980 que recompôs a camada de sub-base com mistura reciclada a frio de RAP e agregados e a outra foi obtida após um serviço de reciclagem profunda (FDR) feito em 2013 no mesmo trecho, compondo uma mistura da camada do revestimento asfáltico existente com uma porção de da camada subjacente da mistura reciclada anterior. Além disso, foram usados diferentes tipos de estabilizantes (cloreto de cálcio, emulsão asfáltica e cimento Portland) com a mistura reciclada por FDR para construção de seções testes. Os resultados encontrados e o modelo matemático usados são apresentados nas Tabela 14 e Tabela 15 e ilustrados na Figura 24.

Para as misturas sem aditivos (RAP-1 a RAP-6) os valores de módulo de resiliência variaram dentro do intervalo de 120 a 502 Mpa, enquanto que para a mistura obtida após a FDR (“FDR-NoTreat e FDR-NoTreat-R”) os valores variaram entre 171 e 578 Mpa. Para a mistura “FDR -CaCl<sub>2</sub>-24h” com cloreto de cálcio a variação foi de 236 a 568 Mpa, na mistura com emulsão asfáltica “FDR-Emuls-5D” os valores ficaram entre 177 e 371 Mpa e para a misturas com cimento, “FDR-PC-4h” e “FDR-PC-7D”, o intervalo de variação foi de 386 a 749 Mpa (BRADSHAW; COSTA; GIAMPA, 2016).

Percebe-se que os valores de módulos obtidos para as misturas com RAP sem uso de estabilizantes químicos foram semelhantes aos obtidos para britas graduadas simples analisadas por Sagrilo (2020). A autora obteve valores de módulo que ficaram entre 20 a 500 MPa para uma mistura, dentro da Faixa A -DNIT, composta com agregados de riodacito oriundos da pedreira Della Pasqua e utilizada como camada de base na rodovia RS 509, no município de Santa Maria.

Tabela 14 - Resultados para as amostras de misturas com RAP obtidas antes da FDR

Características das amostras				
Amostra	Teor de RAP (%)	MEAS-máx. (kN/m <sup>3</sup> )	Wót. (%)	MEAS (kN/m <sup>3</sup> )
RAP-1	23	21,0	3,6	20,0
RAP-2	14	21,0	3,7	20,4
RAP-3	23	21,5	3,2	20,6
RAP-3R	25	21,5	3,2	20,5
RAP-4	26	20,9	5,4	20,0
RAP-5	19	21,3	4,7	20,6
RAP-6	39	21,0	4,4	19,9
Parâmetros do modelo: $M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$				
Amostra	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
RAP-1	1,427	0,56	0,03	0,99
RAP-2	1,356	0,60	-0,18	1,00
RAP-3	1,562	0,52	-0,07	0,99
RAP-3R	1,825	0,58	-0,13	0,99
RAP-4	1,397	0,55	-0,16	1,00
RAP-5	1,586	0,53	0,05	0,97
RAP-6	1,655	0,60	-0,17	1,00
Mean	1,544	0,56	-0,09	-
COV	0,11	0,06	1,07	-

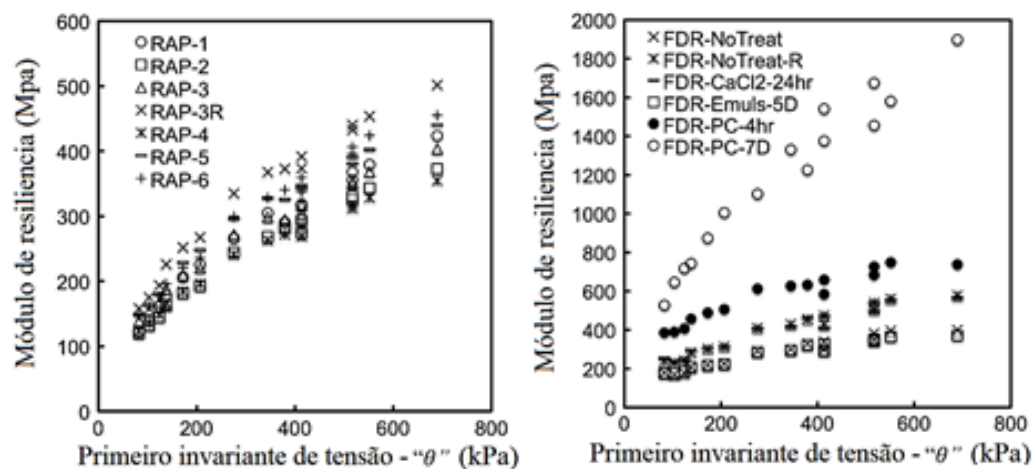
LEGENDA: MEAS-máx.: Massa específica aparente seca máxima; MEAS: Massa específica aparente seca; Wót.: Teor de umidade ótima; COV: Coeficiente de variação; Mean: Média  
 Fonte: (BRADSHAW; COSTA; GIAMPA, 2016). Adaptado

Tabela 15-Resultados para as amostras de misturas com RAP obtidas após FDR

Características das amostras				
Amostra	Teor de RAP (%)	MEAS-máx. (kN/m <sup>3</sup> )	Wót. (%)	MEAS (kN/m <sup>3</sup> )
FDR-NoTreat	63	21,2	3,9	20,4
FDR-NoTreat-R	63	21,2	3,9	20,4
FDR-CaCl <sub>2</sub> -24h	71	21,2	3,4	20,6
FDR-Emuls-5D	57	20,5	4,0	19,8
FDR-PC-4h	61	20,7	3,4	20,0
FDR-PC-7D	61	20,7	3,4	20,0
Parâmetros do modelo: $M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$				
Amostra	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
FDR-NoTreat	1,843	0,54	-0,36	0,98
FDR-NoTreat-R	2,478	0,55	-0,30	0,99
FDR-CaCl <sub>2</sub> -24h	2,560	0,54	-0,37	0,98
FDR-Emuls-5D	1,870	0,47	-0,30	0,99
FDR-PC-4h	4,159	0,42	-0,29	0,98
FDR-PC-7D	5,957	0,48	0,36	0,99

LEGENDA: MEAS-máx.: Massa específica aparente seca máxima; MEAS: Massa específica aparente seca; Wót.: Teor de umidade ótima.  
 Fonte: (BRADSHAW; COSTA; GIAMPA, 2016). Adaptado

Figura 24 -Curvas de previsão de módulo de resiliência para as misturas com RAP estudadas

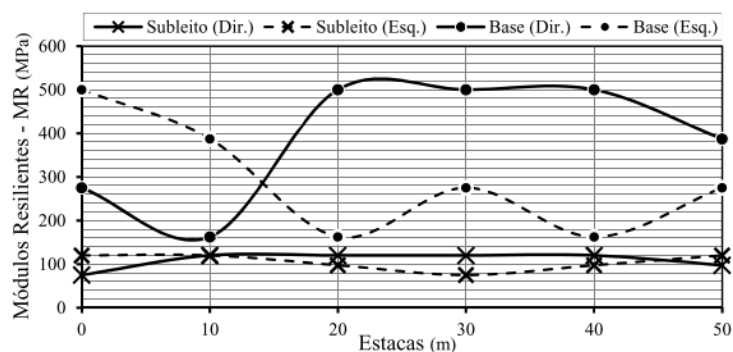


Fonte: (BRADSHAW; COSTA; GIAMPA, 2016). Adaptado

Outras pesquisas realizaram a verificação do comportamento de misturas recicladas em emprego prático. Silva (2012) utilizou uma mistura reciclada para a execução de uma camada de 15 cm de base em um trecho experimental construído em uma rua lateral a BR-285, no município de Bozano-RS. A mistura empregada foi composta com 70% de material fresado proveniente de uma camada de revestimento de concreto asfáltico (Faixa C-DNIT) de um trecho (km 196 ao km 201) da rodovia BR-158, em Cruz Alta, com 30% de pó de pedra de rocha basáltica.

O autor utilizou a técnica de retroanálise das bacias de deflexão para estimar o módulo de resiliência da camada de base executada, com dados obtidos por levantamento defletométrico com viga Benkelman de 10 em 10 metros. De forma geral, os módulos obtidos para a camada de base foram de em média 340,6 MPa e a mistura mostrou-se uma solução ambientalmente correta, técnica e economicamente viável. Os módulos de resiliência obtidos em sua pesquisa são apresentados na Tabela 16 e Figura 25.

Figura 25 - Módulos retroanalizados versus estacas



Fonte: (SILVA, 2012)

Tabela 16 - Módulos retroanalizados

Lado	Estaca (m)	MR Base (MPa)	MR Subleito (MPa)
Direito	0	275,0	75,0
	10	162,5	120,0
	20	500,0	120,0
	30	500,0	120,0
	40	500,0	120,0
	50	387,5	97,5
	<b>Média</b>	<b>387,5</b>	<b>108,8</b>
Esquerdo	0	500,0	120,0
	10	387,5	120,0
	20	162,5	97,5
	30	275,0	75,0
	40	162,5	97,5
	50	275,0	120,0
	<b>Média</b>	<b>293,8</b>	<b>105,0</b>
<b>Média da pista</b>		<b>340,6</b>	<b>106,9</b>

Fonte: (SILVA, 2012)

Outro caso de aplicação de mistura reciclada foi relatado pelo estudo de Specht et al. (2016), em um trecho experimental de 1240m executado em uma rua lateral da BR-290, no município de Eldorado do Sul. O trecho foi construído com três segmentos diferentes, o primeiro segmento (“A”) utilizou material fresado na camada de base, o segundo (“B”) com base de brita graduada simples e o último segmento (“C”) com base de uma mistura com material fresado, como mostrado na Figura 26.

A mistura reciclada empregada foi constituída de 70% de material fresado obtido durante os serviços de manutenção da pista Norte na BR-290, 15% de brita 3/4” e 15% de pó de pedra. A escolha dessa dosagem foi feita após várias tentativas para enquadrar a mistura na faixa “A” do DNIT, considerando os custos dos materiais (SPECHT et al., 2016).

Ao comparar esses casos de aplicação percebe-se que a proporção de 70% de material fresado e 30% de agregados virgens é viável para uso em obras de pavimentação. Segundo estudo feito por Moreira, Gomes e Pereira (2006), que avaliou a resistência a compressão simples de misturas com diferentes teores de RAP e pó de pedra, “A mistura de pó de pedra promove o aumento da capacidade resistente do material. Adicionando 30% de pó de pedra obtém-se uma mistura de materiais com um comportamento próximo ao de um solo”

(MOREIRA; GOMES; PEREIRA, 2006, p.10). Porém, como é possível perceber comparando os estudos, alguns materiais fresados podem necessitar ainda de adições de agregados virgens para seu emprego em misturas. Logo, a escolha dos teores de RAP deve ser avaliada com cautela em cada caso, visto que esse material apresenta uma grande variabilidade.

Figura 26 -Segmentos experimentais e processo construtivo



Fonte: (SPECHT et al., 2016) Adaptado

A questão da variabilidade do fresado também limita comparações entre pesquisas como ressalta McGarrah (2007) em seu estudo de revisão. As pesquisas com misturas recicladas avaliam diferentes propriedades, com tipos de RAP e agregados virgens distintos. Esses diferentes materiais e processos produzem variações nas propriedades avaliadas. Logo, nenhum estudo pode ser comparado diretamente ao outro, porém é possível verificar algumas tendências de comportamento.

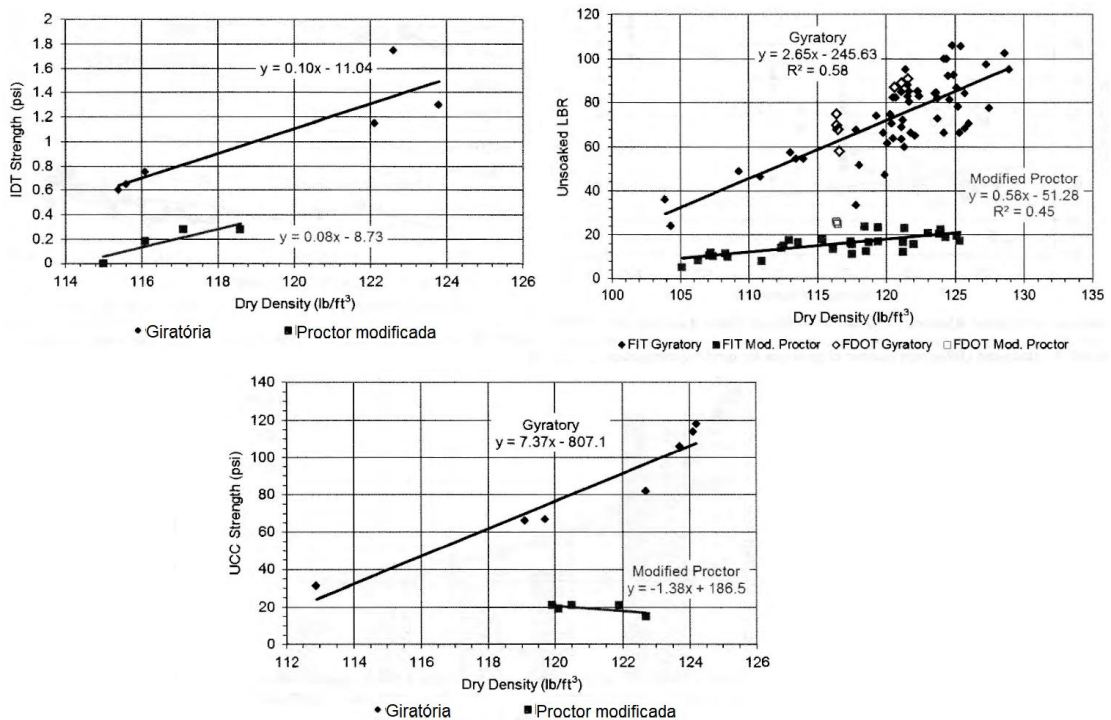
A seguir alguns fatores de influência são abordados, apresentando a tendência de comportamento verificada em pesquisas. Contudo, vale salientar que exceções podem ocorrer, dependendo das misturas e métodos de avaliação utilizados.

### 2.5.1 Influência da compactação

Cosentino *et al.*(2013) avaliou técnicas laboratoriais de compactação com quatro fontes diferentes de materiais fresados. Foram empregadas a compactação Proctor com energia modificada, giratória e por vibração. Posteriormente as amostras compactadas foram submetidas a ensaios de LBR (*Limerock Bearing Ratio*), compressão sem confinamento UCC (*Unconfined compression*) e tensão indireta IDT (*Indirect tensile*).

O uso da técnica de compactação por vibração não se mostrou eficiente para o RAP, resultando em amostras com massa específica seca (*dry density*) baixas. A compactação giratória melhorou o desempenho das amostras nos testes LBR, IDT e UCC como mostrado na Figura 27, atingindo valores maiores para a mesma massa específica seca obtida na Proctor.

Figura 27 - Influência da forma de compactação (Proctor modificada e giratória) no comportamento mecânico em misturas com RAP



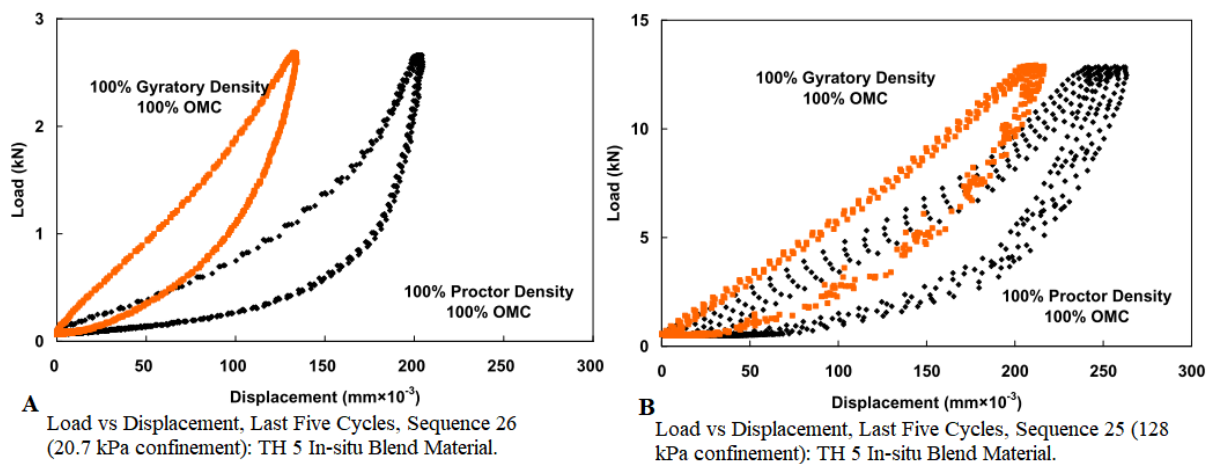
Fonte: (COSENTINO et al., 2013) Adaptado

Assim, podemos concluir que a forma de compactação é um fator que influencia o comportamento mecânico desses materiais. Pode-se obter misturas com melhor desempenho apenas alterando a forma com a qual esqueleto mineral é intertravado, mantendo-se uma mesma massa específica seca (COSENTINO et al., 2013).

Kim, Labuz e Dai (2007) também avaliaram diferentes métodos de compactação em uma mistura de agregados britados com RAP obtida de um serviço de reciclagem profunda nomeada “TH 5 In-situ Blend Material”. Os autores realizaram a compactação giratória (“*Gyratory compaction tests*” - GCT) e Proctor (“*Proctor compaction tests*” - PCT) em laboratório e compararam com dados obtidos da compactação em campo, através do método frasco de areia (4 in. e 6 in.). Os valores de máxima densidade e teor de umidade ótima obtidos para a compactação giratória mostraram-se mais próximos aos estimados em campo.

Para analisar o efeito da compactação no módulo de resiliência, foram realizados testes utilizando o protocolo NCHRP 1-28A, com 30 seqüências de tensão, modificado pelo uso de 3 LVDTs. Os resultados mostraram que as amostras compactadas seguindo os parâmetros do PCT não atingiram densidade suficiente, ocorrendo um enrijecimento com o aumento da tensão desvio e deformação permanente significativa. Já as amostras que sofreram compactação giratória tiveram um melhor comportamento, foi percebida uma resposta mais rígida e menor deformação permanente. Na Figura 28 são mostradas as curvas tensão-deformação obtidas para os cinco últimos ciclos de carregamento, em “A” na seqüência 26 (20,7 kPa de tensão confinante) e “B” na seqüência 25 (128 kPa de tensão confinante).

Figura 28 - - Curvas tensão-deformação para diferentes métodos de compactação

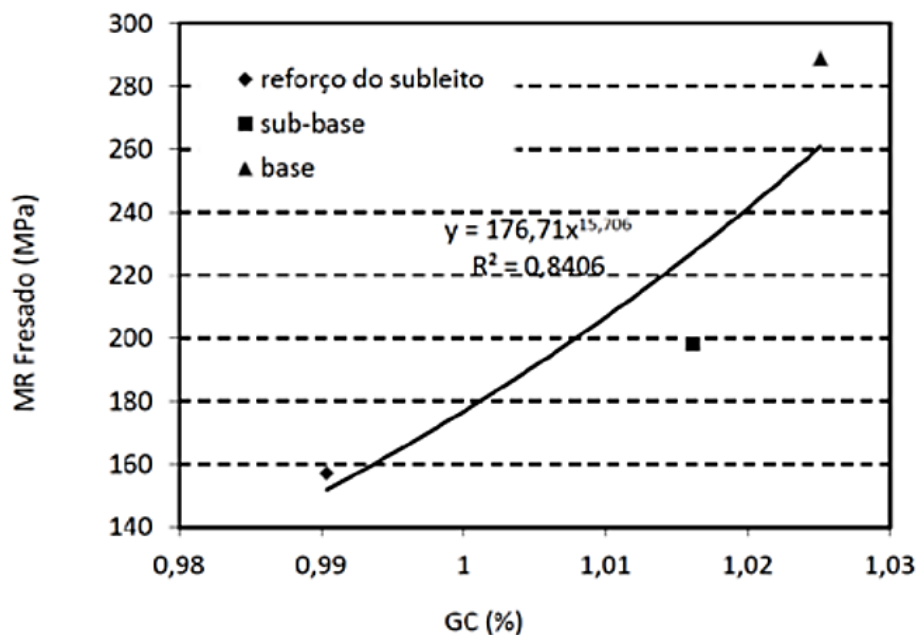


Fonte: (KIM; LABUZ; DAI, 2007). Adaptado

Em caso prático de utilização de mistura reciclada, a importância da compactação também foi constatada. Durante execução de uma faixa adicional com mistura reciclada contendo 70% RAP e 30% pó de pedra, em Tio Hugo, foi necessário realizar uma nova compactação com remoção do material, pois o grau de compactação (GC) exigido não foi atendido no primeiro processo. Assim, os autores puderam relacionar posteriormente a influência desse parâmetro no

módulo de resiliência obtido por retroanálise, comprovando que energias maiores de compactação aumentam o módulo de resiliência da mistura, em condições próximas do teor de umidade ótima e massa específica máxima, como mostrado na Figura 29 (HERMES; ECHEVERRIA; SPECHT, 2016).

Figura 29 - Comportamento do módulo de resiliência versus grau de compactação em mistura com 70% RAP / 30% Pó de pedra



Fonte: (HERMES; ECHEVERRIA; SPECHT, 2016)

### 2.5.2 Influência do teor de RAP

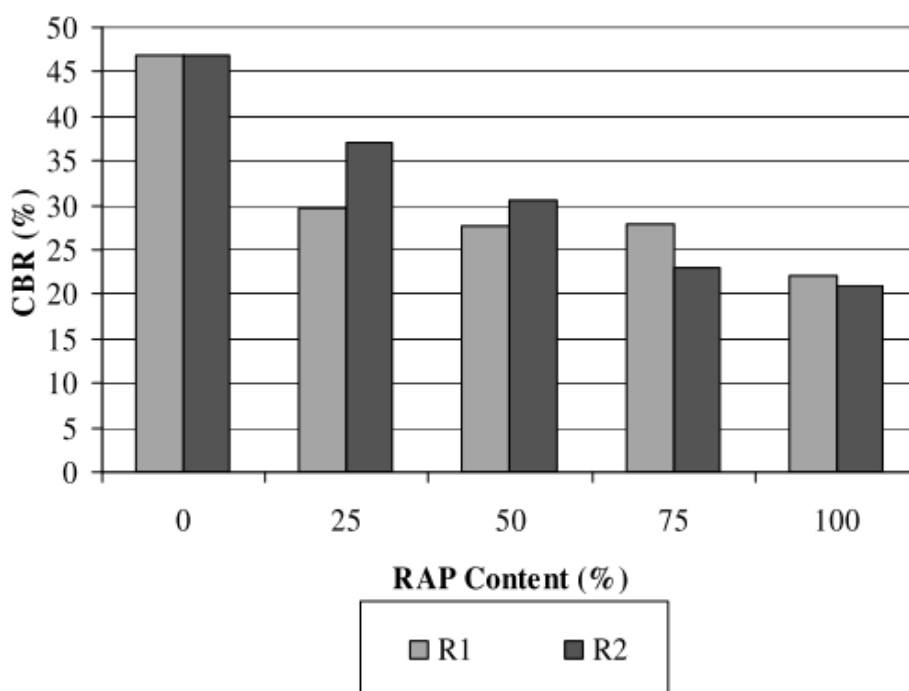
Cooley (2005) estudou o efeito do RAP nas propriedades mecânicas de bases granulares. O autor utilizou duas fontes de material fresado (R1 e R2) e dois tipos de agregados minerais, com teores de RAP de 0, 25, 50, 75 e 100%. O índice de suporte Califórnia (“*California bearing ratio*” – CBR) foi usado para determinar a resistência das misturas e os dados obtidos indicaram uma diminuição do CBR com o aumento do teor de RAP, como mostra a Figura 30.

O material fresado R1 foi doado pelo departamento de transportes de Utah (UDOT) e o R2 foi obtido do serviço de fresagem de um estacionamento, realizada por uma companhia local. Ambos os fresados foram classificados como granulares (A-1-a), bem graduados e apresentaram características semelhantes. Porém o R2 apresentou apenas 0,45% de partículas passantes na peneira N° 200, enquanto o R1 obteve aproximadamente 8% (COOLEY, 2005).



Ainda, é importante destacar que o efeito do RAP sobre a resistência das misturas pode estar associado a outros fatores como a quantidade e o tipo de ligante asfáltico presente no RAP, angularidade dos agregados e a granulometria da mistura (COOLEY, 2005).

Figura 30 - Influência do teor de RAP no CBR



Fonte: (COOLEY, 2005)

A utilização do ensaio de CBR para avaliar o desempenho de misturas granulares com material fresado também foi relatada por Saha e Mandal (2017). Os autores realizaram testes em amostras não saturadas e saturadas de misturas sem agregados virgens (100% RAP) e misturas com pedra britada, “Crushed Stone Aggregates”, (75%RAP+25%CSA, 50%RAP+50%CSA e 25%RAP+75%CSA), com adição de diferentes teores de cimento (de 0% a 6%). Os resultados encontrados mostraram que houve um significativo aumento no CBR quando foi adicionado agregados britados nas misturas, o que foi ainda mais perceptível nos testes com amostras saturadas (SAHA; MANDAL, 2017). Os valores de CBR atingidos para as misturas sem adição de cimento são resumidos na Tabela 17.

Tabela 17 – Relação entre CBR e teor de RAP

Mistura	%CBR	%CBR
	não saturado	saturado
100% RAP	6,47	19,85
75% RAP+25% CSA	9,2	13,6
50% RAP+50% CSA	18,0	28,3
25% RAP+75% CSA	18,0	35,0
100% CSA	53	95

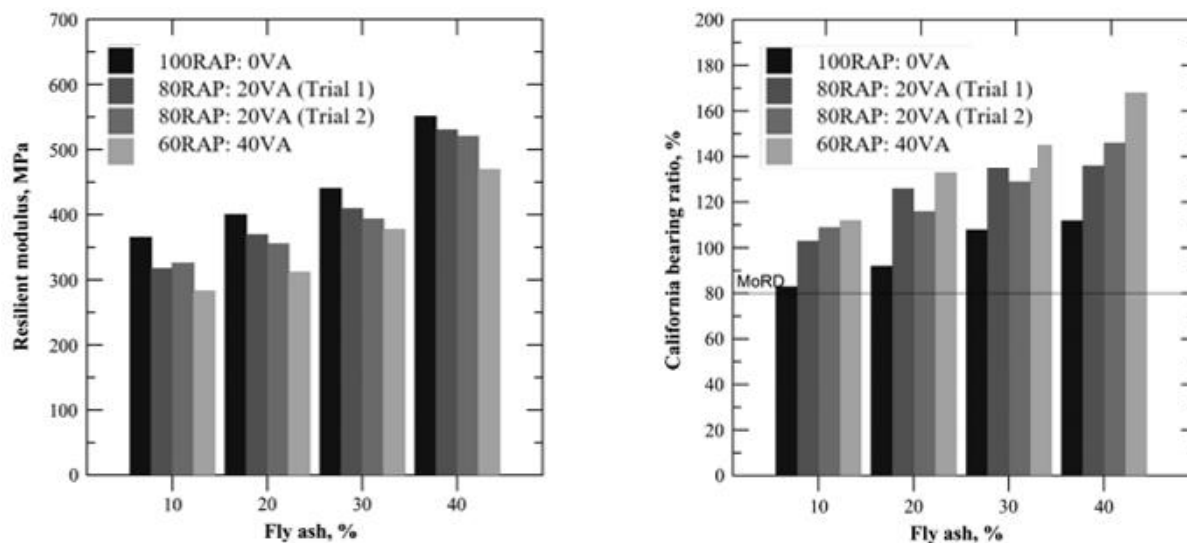
Fonte: (SAHA; MANDAL, 2017) Adaptado.

A utilização do RAP em substituição aos agregados “virgens” (“*virgins aggregates*” – VA) também foi avaliada em uma pesquisa na Índia. Os autores realizaram misturas com diferentes teores de RAP (100, 80, 60 e 40%) utilizando adições de cinza volante (“*Fly ash*”), para uso 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 ( $M_r$ ) (SARIDE; AVIRNENI; JAVVADI, 2016).

A Figura 31 a seguir apresenta os resultados obtidos para o  $M_r$  das misturas. É possível verificar que teores de RAP maiores, para uma mesma porcentagem de adição de cinza volante, resultaram em  $M_r$  mais elevados. Segundo os autores essa variação pode ser explicada devido ao fato do RAP apresentar um comportamento resiliente superior aos agregados, já que esse material já foi exposto a um número de solicitações durante sua vida útil (SARIDE; AVIRNENI; JAVVADI, 2016).

Com relação aos resultados obtidos para o CBR, assim como nos trabalhos anteriores, podemos verificar um decréscimo nos valores com o aumento do teor de RAP. Esse comportamento foi atribuído a uma possível melhor distribuição de esforços obtida com a adição dos agregados “virgens” (SARIDE; AVIRNENI; JAVVADI, 2016).

Figura 31 - Variações da MR e CBR com o teor de RAP após 28 dias de cura



Fonte: (SARIDE; AVIRNENI; JAVVADI, 2016) Adaptado

Outras pesquisas também verificaram o aumento do módulo de resiliência com acréscimos no teor de material fresado. Thakur e Han (2015) apresentaram uma proposta de equação que representasse esse fenômeno utilizando dados de pesquisas anteriores. Os autores utilizaram o modelo “K- $\theta$ ”, apresentado na Equação 2.17, e estabeleceram  $\theta = 345$  kPa para correlacionar os valores de  $M_r$  obtidos por diferentes estudos, com o teor de RAP.

A Figura 32 ilustra a relação obtida, apresentada na Equação 2.17. É possível verificar que o módulo resiliente das misturas cresce linearmente com o teor de RAP. Os parâmetros A e B da Equação 2.17 foram definidos como 1,59 e 189 respectivamente, obtendo um coeficiente de determinação  $R^2 = 0,85$  (THAKUR; HAN, 2015)

$$M_r = A(\text{Teor de RAP}) + B \quad (2.17)$$

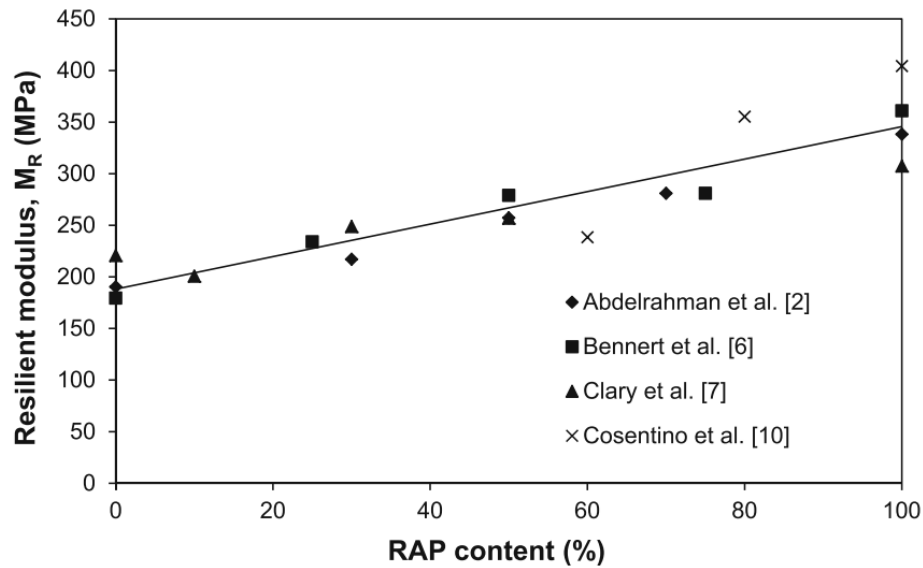
Onde:

$$A = 1,5$$

$$B = 189$$

$$R^2 = 0,85$$

Figura 32 - Módulo de resiliência versus o teor de RAP em misturas com agregados minerais, para  $\theta = 345$  kPa



Fonte: (THAKUR; HAN, 2015)

O efeito do uso do RAP em misturas granulares também foi estudado por Attia e Abdelrahman (2011). Os autores utilizaram diversos modelos matemáticos, resumidos na Tabela 18, para avaliar o comportamento resiliente de misturas recicladas com diferentes teores de material fresado.

Os resultados obtidos para o módulo de resiliência das diferentes misturas mostraram que a adição do fresado promoveu um ganho de rigidez, atingindo valores mais elevados de módulo. Os autores também concluíram que as misturas com RAP foram menos sensíveis ao “bulk stress” (primeiro invariante de tensões) e mais sensíveis a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) do que a mistura com agregados virgens. Na Figura 33 é possível verificar os valores de módulo atingidos para as diferentes misturas analisadas.

Tabela 18 - Modelos de previsão de módulo de resiliência

(continua)

Nome do modelo	ID	Equação
Confining pressure	1	$M_R = K_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{K_2}$
K- $\theta$	2	$M_R = K_3 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{K_4}$
Uzan-deviator stress	3	$M_R = K_5 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{K_6} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{K_7}$

(conclusão)

Uzan -octahedral shear stress	4	$M_R = K_8 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{K_9} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a}\right)^{K_{10}}$
Pezo	5	$M_R = K_{11} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{K_{12}} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{K_{13}}$
Tam and Brown	6	$M_R = K_{14} \cdot \left(\frac{P}{\sigma_d}\right)^{K_{15}}$
Itani	7	$M_R = K_{16} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{3p_a}\right)^{K_{17}} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{K_{18}} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{K_{19}}$
MEPDG	8	$M_R = K_{20} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{K_{21}} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a} + 1\right)^{K_{22}}$
Witczak 5 parameters model	9	$M_R = K_{23} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta - 3K_{26}}{p_a}\right)^{K_{24}} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a} + K_{27}\right)^{K_{25}}$ $K_{23}, K_{24} \geq 0$ $K_{25}, K_{26} \leq 0$ $K_{27} \geq 1$

Em todos os modelos as tensões foram normalizadas de acordo com a pressão atmosférica ( $p_a$ )

Onde:  $\sigma_d$ = tensão desvio (psi);  $\sigma_3$ = pressão confinante (psi);

$\theta$ = primeiro invariante de tensões=  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$  (psi);  $p_a$ = Pressão atmosférica = 14,7 psi (101,5 kPa)

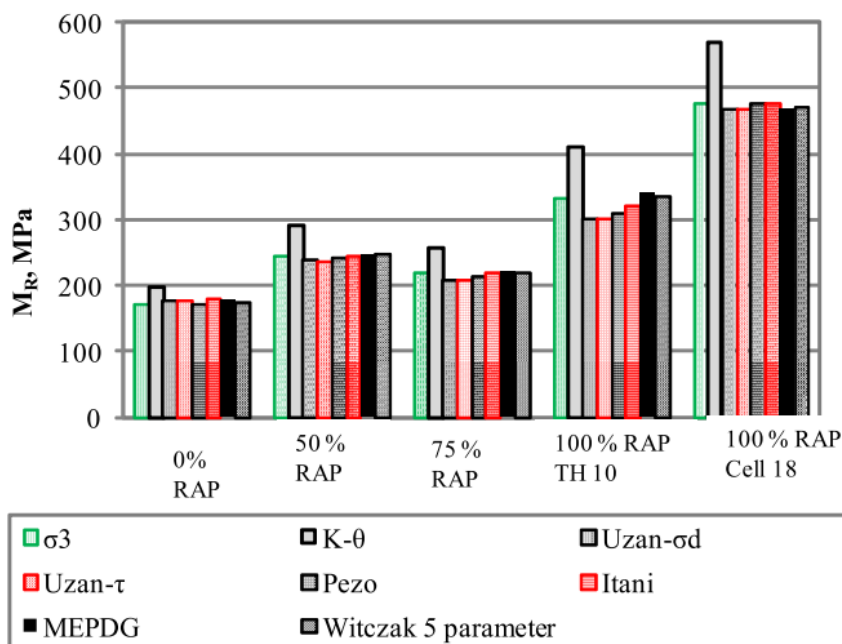
P = tensão normal média=  $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = (\sigma_d)/3 + \sigma_3$  (psi);

$\tau_{OCT}$ = tensão cisalhante octaédrica =  $\frac{1}{3}\sqrt{\{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2\}}$  (psi);  $K_i$ = constante de regressão.

Fonte: (ATTIA; ABDELRAHMAN, 2011) Adaptado

Figura 33 -Valores de módulo de resiliência estimados por diferentes modelos para:

$$\sigma_3 = 34,5 \text{ kPa e } \sigma_d = 101,5 \text{ kPa}$$



Fonte: (ATTIA; ABDELRAHMAN, 2011)

Outro estudo do efeito da adição de RAP no comportamento resiliente de misturas granulares foi conduzido por Abdelrahman, Alam e Zollars (2011). O material fresado utilizado era proveniente de serviços de restauração e os agregados foram os mesmos utilizados como camada de base pelo MnDOT, classificado como “Class 6”.

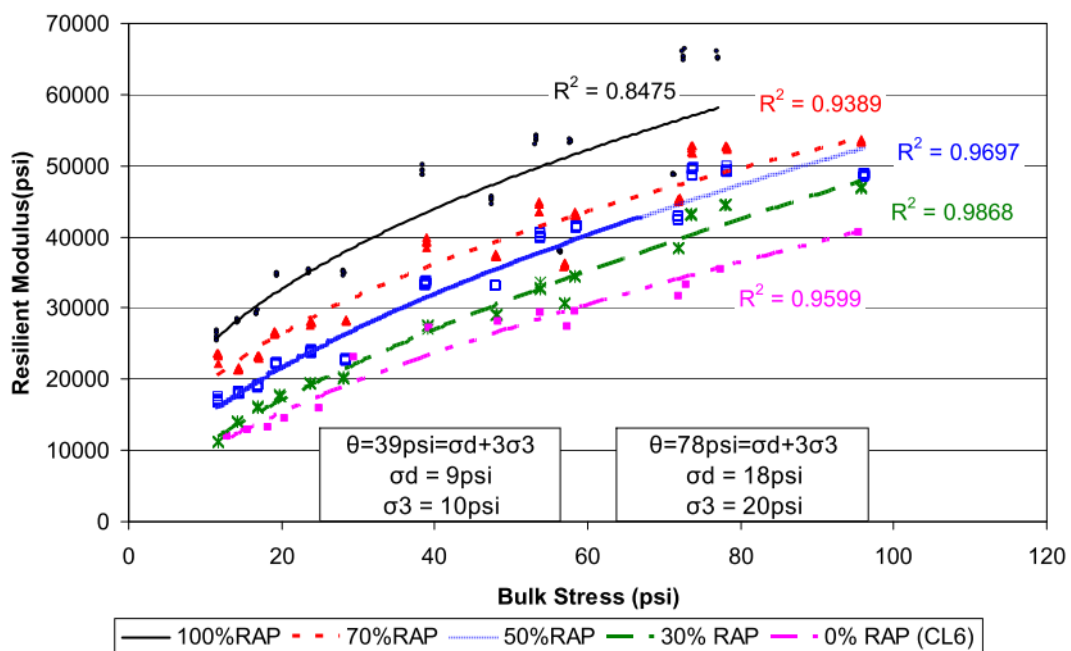
Os testes de módulo de resiliência foram realizados seguindo uma variação do protocolo LTPP P-46, usando três LVDTs para aferição dos deslocamentos. Os resultados foram avaliados utilizando o modelo “K- $\theta$ ” e demonstraram que a adição do RAP gerou aumento da rigidez das misturas, evidenciando o efeito da presença do ligante asfáltico no comportamento resiliente. Os modelos encontrados pelos autores são resumidos na Tabela 19 e ilustrados na Figura 34 (ABDELRAHMAN; ALAM; ZOLLARS, 2011).

Tabela 19 – Modelo “K- $\theta$ ” para misturas de agregados com RAP

Mistura	$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$	R <sup>2</sup>
0% RAP (CL6)	$M_R = 2347 \times \theta^{0,625}$	0,96
30% RAP	$M_R = 2380 \times \theta^{0,66}$	0,99
50%RAP	$M_R = 4010 \times \theta^{0,57}$	0,97
70%RAP	$M_R = 6734 \times \theta^{0,46}$	0,94
100%RAP	$M_R = 9117 \times \theta^{0,43}$	0,85

Fonte: (ABDELRAHMAN; ALAM; ZOLLARS, 2011). Adaptado

Figura 34 - Modelos de previsão de MR para misturas com RAP

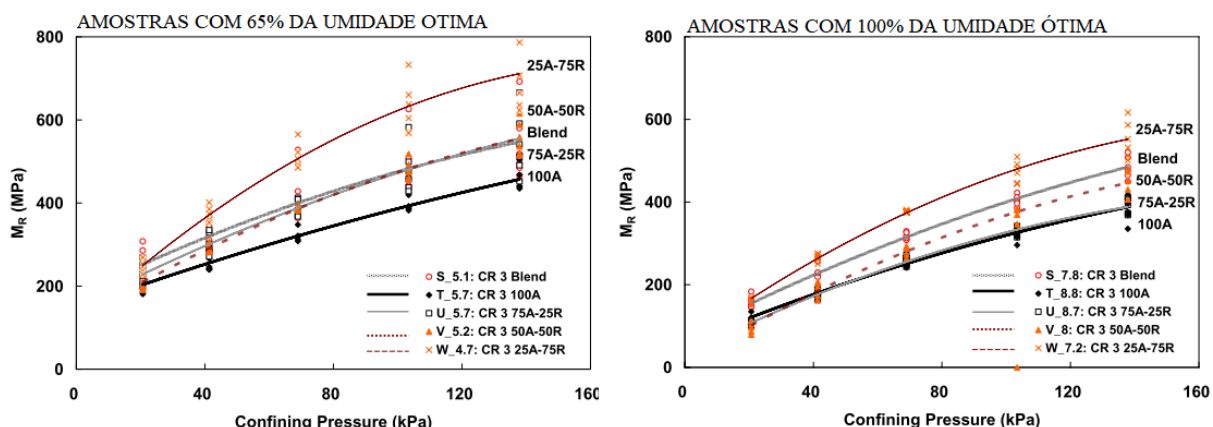


Fonte: (ABDELRAHMAN; ALAM; ZOLLARS, 2011).

Kim, Labuz e Dai (2007) também verificaram um aumento do módulo de resiliência em misturas granulares com o aumento do teor de RAP. Os autores realizaram testes com quatro misturas RAP/agregados (0/100, 25/75, 50/50 e 75/25) e uma mistura extraída de campo, após um serviço de reciclagem profunda realizado na Country Road (CR) 3 no Minnesota. As amostras também foram avaliadas com umidades diferentes, atingindo 100% e 65% da umidade ótima. A Figura 35 ilustra os valores de módulo obtidos para as amostras.

Conforme os autores supracitados, os resultados de módulo demonstraram que as amostras mais secas (65% da umidade ótima) foram consideravelmente mais rígidas que as amostras com 100% de umidade ótima. Além disso, a mistura 50% RAP-50% agregados atingiu valores de rigidez equivalente a mistura sem fresado (100A) em tensões baixas. Enquanto que para as tensões altas, as misturas com mais RAP foram superiores. Contudo, as deformações verificadas na fase de condicionamento foram maiores nas misturas com RAP, demonstrando a necessidade de mais testes para compreensão desse fenômeno (KIM; LABUZ; DAI, 2007).

Figura 35 - Módulos de resiliência para misturas com RAP



Fonte: (KIM; LABUZ; DAI, 2007) Adaptado.

Dong e Huang (2014) também verificaram uma maior tendência a deformação do RAP quando comparado a materiais granulares virgens. Os autores realizaram ensaios de módulo de resiliência e testes de creep triaxial estático para três misturas (“limestone”, “gravel” e “RAP”), utilizando uma única composição granulométrica.

Os valores de módulo de resiliência obtidos para os materiais foram analisados empregando o modelo universal (Equação 2.7) e demonstraram que o RAP obteve módulos superiores que os materiais granulares virgens. Os modelos obtidos por Dong e Huang (2014) são apresentados na Tabela 20.

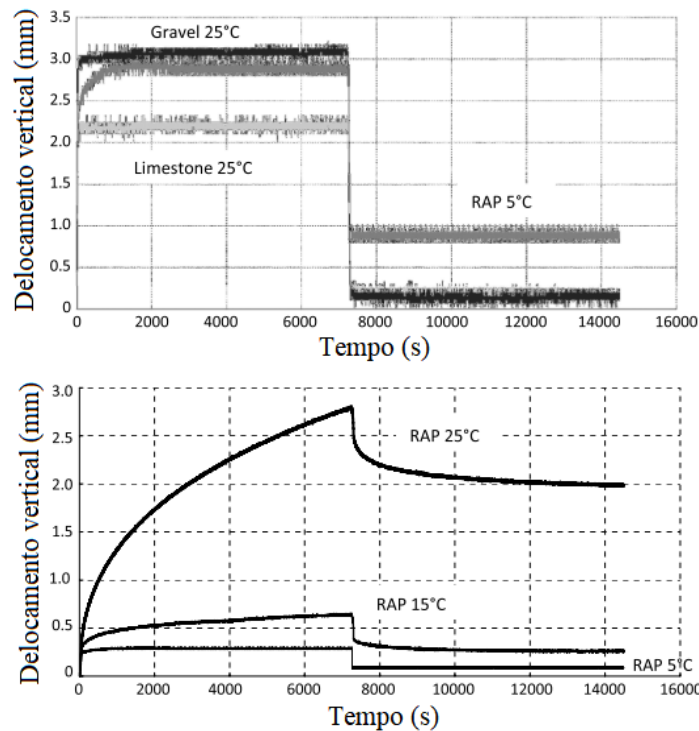
Já nos testes de creep realizados, o RAP apresentou deformações permanentes significativas devido a seu comportamento viscoso herdado do ligante asfáltico. Os ensaios foram realizados em três temperaturas (5, 15 e 25°C) com uma pressão confinante de 138 kPa. Após 4 horas de condicionamento, as amostras eram submetidas a uma carga de 2,23 kN, aplicada a uma taxa de 0,223 kN/s e mantida constante por duas horas. Em seguida, o descarregamento era realizado a 0,22 kN/s e a amostra era mantida em repouso por duas horas. As curvas de deformação produzidas por Dong e Huang (2014) são mostradas na Figura 36.

Tabela 20 - Modelos de regressão de Dong e Huang (2014)

Material	Modelo de regressão	R <sup>2</sup>
RAP (25°C)	$M_R = 1.449,6 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{0,980} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a} + 1\right)^{-0,0930}$	0,98
Limestone	$M_R = 1.091,1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{0,696} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a} + 1\right)^{0,0383}$	0,98
Gravel	$M_R = 794,2 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{0,681} \cdot \left(\frac{\tau_{OCT}}{p_a} + 1\right)^{0,396}$	0,97

Fonte: (DONG; HUANG, 2014) Adaptado

Figura 36 - Comportamento creep do RAP e materiais granulares



Fonte: (DONG; HUANG, 2014) Adaptado



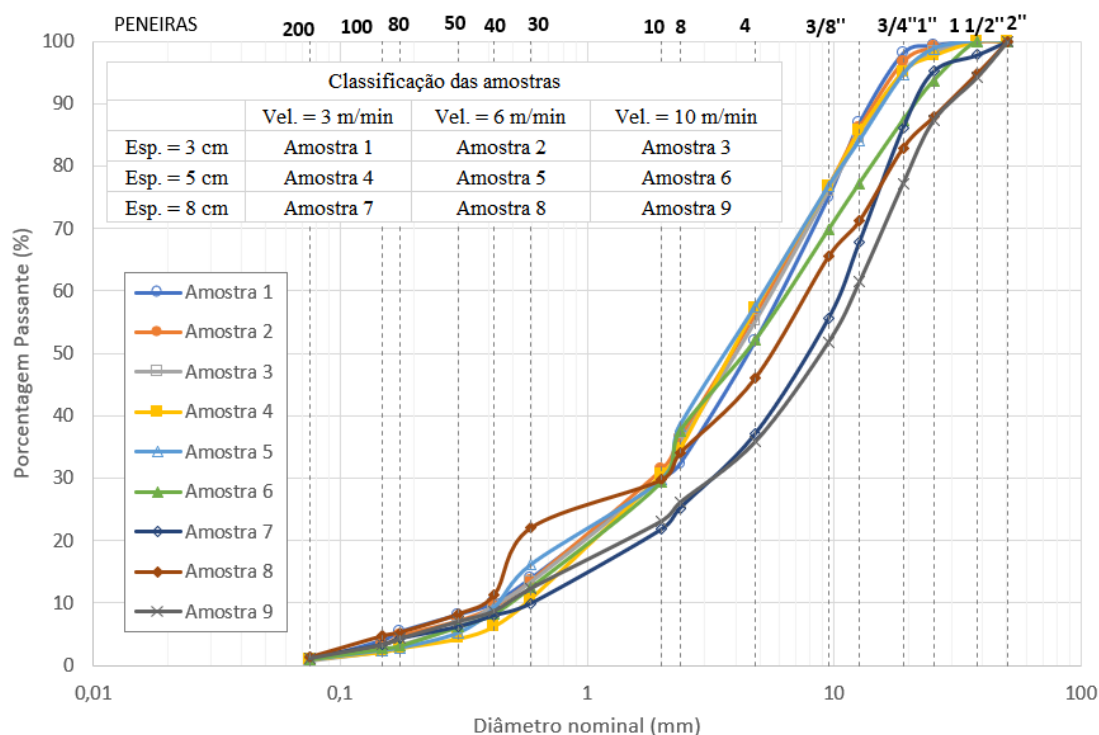
### 2.5.3 Influência do RAP

Assim como a quantidade equivalente de RAP utilizada nas misturas recicladas, características do próprio fresado também podem afetar o comportamento mecânico das misturas recicladas. Como visto anteriormente, existem diferentes tipos de fresagem que podem proporcionar granulometrias distintas que influenciarão nas propriedades mecânicas avaliadas.

Bonfim (2011) apresenta em seu livro a influência da fresagem na granulometria do material fresado obtido. Foram realizadas análises granulométricas para nove amostras, variando-se a velocidade do equipamento e a espessura do corte. O equipamento utilizado foi a fresadora de grande porte, modelo 2000 VC da Wirtgen, com 180 dentes de corte e atuando em temperatura ambiente de aproximadamente 11 °C. Os resultados obtidos para as curvas granulométricas sem extração do betume são apresentados na Figura 37.

Analisando os dados apresentados pelo autor percebe-se que as frações de partículas passantes na peneira nº 200 ficaram entre 0,7 e 1,3% e enquanto as demais amostras apresentaram partículas 100% passantes na peneira correspondente a uma abertura de 38,1 mm ( $1\frac{1}{2}$ " ), as amostras 7,8 e 9 apresentaram 97,8%, 94,8 e 94,2%, respectivamente. Assim, podemos verificar alterações na presença de grumos e finos (BONFIM, 2011).

Figura 37 - Curvas granulométricas dos materiais fresados sem extração do betume



Fonte: (BONFIM, 2011) Adaptado

Para a determinação da espessura de corte e velocidade do equipamento de fresagem, ainda é necessário considerar fatores como o tipo de equipamento, grau de oxidação e degradação do pavimento. Assim, a velocidade efetiva de trabalho só pode ser determinada com medidas reais em campo, considerando as condições de operação e necessidades do projeto (BONFIM, 2011).

Essas alterações granulométricas podem ser significativas para o comportamento mecânico de misturas granulares. Abdelrahman, Alam e Zollars (2011), avaliaram a influência da granulometria de misturas granulares com RAP através da relação entre o módulo de finura e módulo de resiliência. Utilizando a técnica de regressão múltipla, através do modelo expresso na Equação 2.18, foi constatado um efeito positivo do módulo de finura e do teor de asfalto das misturas no módulo de resiliência.

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \epsilon \quad (2.18)$$

Onde:

$y$  = Módulo de resiliência;

$x_1$  = Módulo de finura;

$x_2$  = Teor de asfalto.

O módulo de finura está relacionado com a granulometria dos materiais granulares, que, no caso do fresado, é afetada pelo método de desbaste. Portanto, o processo de fresagem influencia no comportamento mecânico do material fresado, ou seja, RAP's obtidos de fresagem distintas podem apresentar desempenhos diferentes. Logo, o emprego de diferentes tipos de materiais fresados pode gerar misturas recicladas mais ou menos adequadas para uso em pavimentos.

Além da granulometria, outras características tecnológicas dos materiais fresados são alteradas com sua tipologia. Pasche et. al (2014) caracterizaram diferentes tipos de RAP utilizados no estado do Rio Grande do Sul e obtiveram resultados distintos para o teor de umidade ótima ( $w$ ), massa específica máxima ( $\rho_d$ ) e Índice de Suporte Califórnia (ISC), como mostrado na Tabela 21. Ainda, é interessante destacar que o fresado BR-158, apesar de apresentar maior massa específica máxima, obteve um menor ISC que o fresado BR-290. Esse fato pode estar relacionado a diversos fatores como granulometria dos materiais, origem, exposição ao tráfego etc.

Tabela 21 - Caracterização de diferentes tipos RAP utilizados no Rio Grande do Sul

RAP	w (%)	$\rho_d$ (Kg/m <sup>3</sup> )	ISC (%)	Expansão (%)
BR-158	3,98	2106	30,29	0,00
BR-290	7,20	1940	56,00	0,00
RS-509	10,8	1856	20,97	0,00

Fonte: (PASCHE et al., 2014)

Cooley (2005) também avaliou a influência do tipo do RAP nas propriedades mecânicas de materiais de base para pavimentos. O autor realizou análise estatística com uso do teste ANOVA e os resultados obtidos em ensaios de CBR, TST (*'tube suction test'*), FFRC (*'free-free resonant column test'*) usando dois tipos de fresado (R1 e R2) e concluiu que

“Com base nas médias dos mínimos quadrados obtidos pelo teste ANOVA, foi observado um ligeiro aumento nos valores dielétricos e CBR associados ao R2 quando comparado ao R1, mas nenhuma diferença significativa.

Para as outras variáveis de resposta, a tendência foi um aumento nos valores associados a R1 sobre R2, embora apenas três das cinco diferenças foram significativas. A maioria das tendências podem estar relacionadas ao fato que R1 apresentou maior teor de finos que R2.” (COOLEY, 2005, p.57-58) *Tradução livre*

Assim, as análises feitas por Cooley (2005) corroboram para o fato que materiais fresados podem apresentar comportamento mecânico diferentes, dependendo de suas propriedades e principalmente da sua granulometria.

### 3 METODOLOGIA

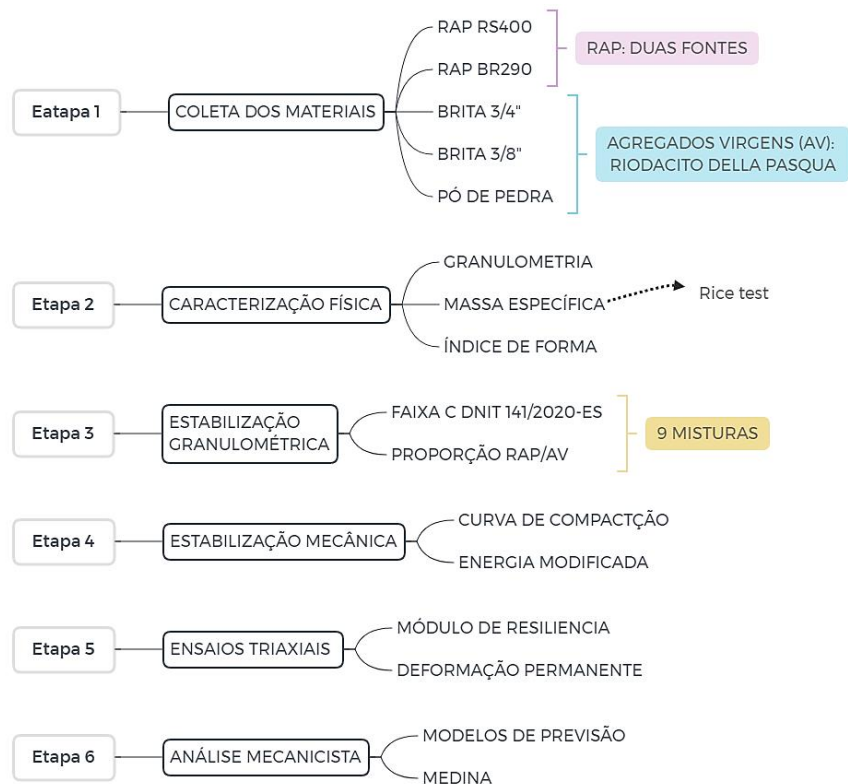
Neste capítulo serão abordados assuntos referentes ao planejamento da pesquisa, bem como os materiais, métodos de ensaios adotados. Esses aspectos foram descritos nos tópicos a seguir.

#### 3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A fim de gerar dados e contribuir com a avaliação da técnica da reciclagem a frio utilizada no estado, a pesquisa fez uso da estabilização granulométrica e mecânica utilizando duas fontes de materiais fresados distintas. Assim, pretende-se fornecer uma contribuição técnica para melhor aproveitamento das características do RAP, identificando quais fatores de influência possuem maior relevância no desempenho desses materiais quando usados para compor camadas granulares de pavimentos flexíveis.

Para isso, foram definidas etapas de pesquisa que englobam a caracterização física dos materiais utilizados, estabilização granulométrica e mecânica, análise de desempenho através da avaliação do módulo de resiliência e da deformação permanente das misturas produzidas e análise mecanicista. A Figura 38 apresenta as etapas previstas para a pesquisa.

Figura 38 - Etapas da pesquisa



Fonte: Autora

## 3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

### 3.2.1 Materiais fresados

Nesta pesquisa foram utilizados dois materiais fresados provenientes de obras de restauração de rodovias no estado do Rio Grande do Sul. Esses encontram-se armazenados em pilhas cobertas por lonas, no Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMCC) da UFSM.

O material denominado “RAP-RS400” foi obtido da fresagem de um trecho da rodovia RS-400, localizada no município de Candelária. O tipo de ligante asfáltico presente nesse fresado é o CAP 50/70. Já o “RAP-BR290” é proveniente do desbaste de dois trechos da BR-290, *Freeway*. Esse material apresenta agregados do tipo basáltico e ligante do tipo AMP 60/85.

Para ambos materiais fresados, a “Faixa C – DNIT 031/2006” para misturas betuminosas usinadas a quente foi a que obteve melhor aproximação com suas curvas granulométricas. Porém, percebe-se que a quantidade de finos foi insuficiente para atender aos limites da faixa, o que é comum no caso de materiais fresados já que os finos são incorporados pelo ligante asfáltico. Além disso, para o RAP-BR290, houve excesso de algumas partículas mais grossas, o que também pode ser explicado pela presença do ligante asfáltico envelhecido que envolve os agregados.

É importante salientar que devido a utilização de corpos de prova de 10 cm de diâmetro, fez-se necessário eliminar os grumos e partículas retidos na peneira 3/4 (19,1 mm) presentes nos fresados. Assim, respeitando a proporção de diâmetro máximo das amostras e dimensão do corpo de prova de 1:4. Na Figura 39 é possível visualizar os grumos descartados após peneiramento do material fresado “RAP-RS400”, enquanto que para a segunda fonte de fresado essa etapa não foi necessária devido à ausência dessas partículas.

Para a composição das amostras primeiramente foram coletados cerca de 350 kg de material fresado para cada fonte. Posteriormente esses materiais foram secos em estufa a 40°C por 48h, homogeneizados e quarteados em porções menores, armazenadas em sacos plásticos com cerca de 30 kg. Assim, foi reduzido o efeito de variabilidade das amostras produzidas, com o controle da granulometria das misturas realizado por amostragem.

Na Figura 40 e Tabela 22 é possível visualizar as curvas granulométricas dos materiais fresados “RAP-RS400” e “RAP-BR290”, obtidas da média de três amostras ensaiadas por peneiramento manual. Além disso é apresentada a curva “RAP-RS400\*” referente ao material fresado RAP RS-400 com a presença de grumos. Percebe-se que o material fresado originário da BR-290 apresentou uma granulometria mais fina e uniforme do que o RAP-RS400.

Figura 39 - Coleta, peneiramento e homogeneização do RAP RS400



Legenda: A: Pilha de fresado RAP RS400; B: Grumos retidos na peneira 3/4; C: Homogeneização e quartejamento

Fonte: Autora

Figura 40 - Curvas granulométricas dos materiais fresados

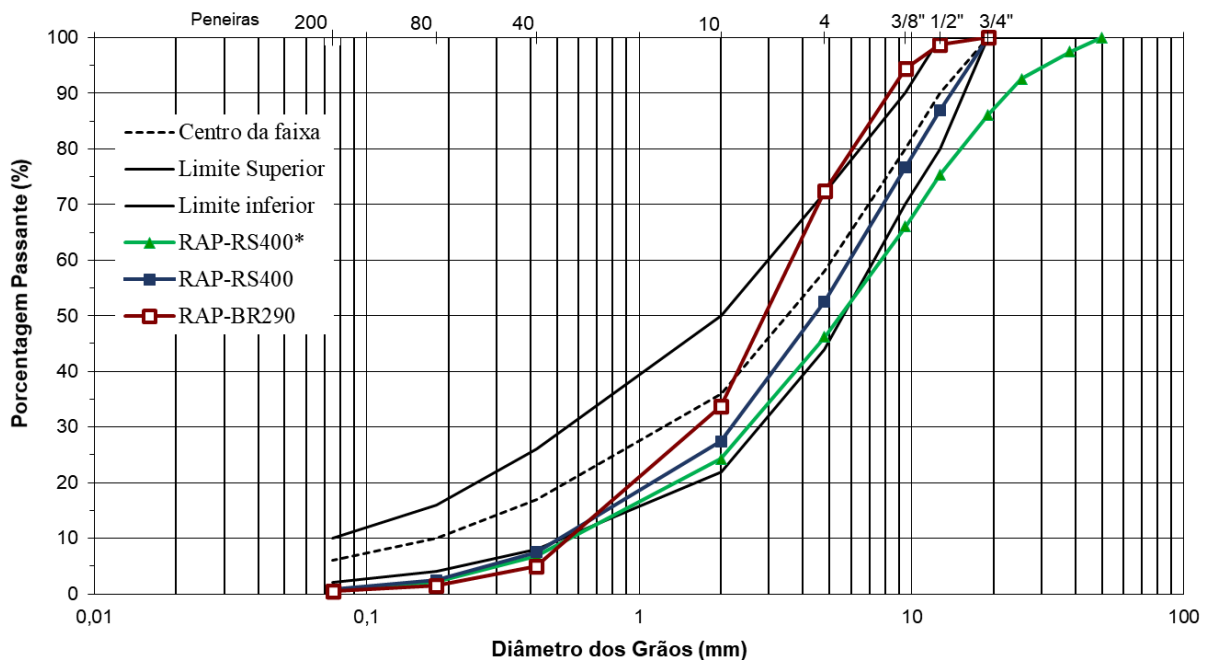


Tabela 22 - Granulometria dos materiais fresados

Peneira	mm	FAIXA C DNIT031/2006-ES			RAP-BR290	RAP-RS400*	RAP-RS400
		Lim. Inf.	Lim. Sup.	Centro			
2"	50	100	100	100	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	38,1	100	100	100	100,00	97,44	100,00
1"	25,4	100	100	100	100,00	92,56	100,00
3/4"	19,1	100	100	100	100,00	86,13	100,00
1/2"	12,7	80	100	90	98,68	75,31	86,87
3/8"	9,5	70	90	80	94,52	66,01	76,70
n° 4	4,8	44	72	58	72,38	46,22	52,57
n° 10	2,0	22	50	36	33,69	24,27	27,45
n° 40	0,42	8	26	17	4,93	6,86	7,52
n° 80	0,18	4	16	10	1,48	2,21	2,47
n° 200	0,075	2	10	6	0,43	0,72	0,79

Fonte: Autora

Para determinação do teor de ligante asfáltico presente nos materiais fresados foram realizados ensaios de extração por centrifugação com o Rotarex elétrico e forno de ignição, conduzidos na pesquisa desenvolvida por Almeida (2022). Os valores obtidos para cada amostra são resumidos na Tabela 23.

Outros parâmetros avaliados para os fresados foram sua densidade e forma. Para isso, utilizou-se o teste Rice, descrito no tópico 3.3.1 a seguir, e calculou-se o índice de forma empregando partículas retidas na peneira 3/8 (9,5 mm) pelo método do paquímetro, conforme a norma NBR 7809:2019. A partir dos resultados, resumidos na Tabela 24, percebe-se que o RAP-BR290 apresentou uma menor densidade do que o RAP-RS400, fato que pode estar relacionado a diferença de densidade dos agregados presentes nestes materiais.

Tabela 23-Teor de asfalto dos fresados

Fresado	Método	AM-1	AM-2	AM-3	Média
RAP-RS400	Forno	5,28	5,25	5,29	5,27
	Rotarex	5,40	5,42	5,32	5,38
RAP-BR290	Forno	5,94	-	-	5,94
	Rotarex	5,76	5,78	5,74	5,76

Fonte: Almeida (2021). Adaptado

Tabela 24- Densidade máxima medida e índice de forma dos fresados

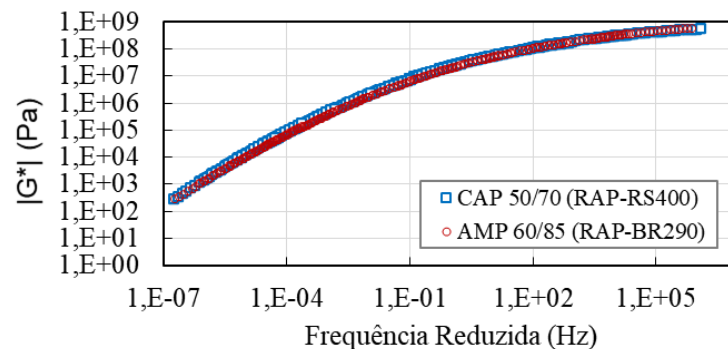
Fresado	Densidade máxima medida (DMM) – g/cm <sup>3</sup>				Índice de forma
	AM-1	AM-2	AM-3	Média	
RAP-RS400	2,681	2,667	2,682	2,677	2,50
RAP-BR290	2,557	2,564	2,542	2,554	3,53

Fonte: Autora

Ainda, com o objetivo de verificar a diferença no comportamento dos ligantes dos fresados, Almeida (2022) realizou ensaios de módulo com os ligantes extraídos de cada RAP. Na Figura 41 são ilustradas as curvas mestras de módulo para cada material. É possível notar que o CAP 50/70, presente no RAP-RS400, apresentou uma curva ligeiramente acima da do AMP 60/85, encontrado no RAP-BR290. Para uma temperatura de 25°C e frequência de 1,08 Hz o módulo complexo ( $|G^*|$ ) atingido pelo CAP 50/70 foi de 2,49E+07 Pa, enquanto que o AMP 60/85 atingiu 1,91E+07 Pa nas mesmas condições. Assim, pode-se concluir que o ligante presente no RAP-RS400 apresentou uma rigidez superior ao do ligante modificado do RAP-BR290, o que pode indicar um maior grau de envelhecimento desse material.

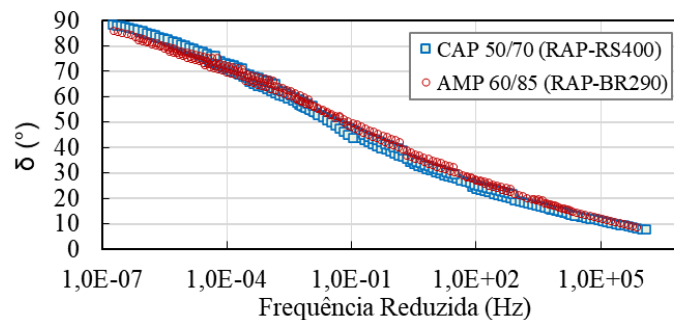
Outro indicador da maior viscosidade do CAP 50/70 em relação ao AMP 60/85 é o ângulo de fase ( $\delta^\circ$ ). Na Figura 42 são mostradas as curvas mestras de ângulo de fase obtidas por Almeida (2022), para cada ligante asfáltico. É possível notar que o CAP 50/70 apresentou uma curva a baixo à do AMP 60/85, para frequências superiores à 0,0001 Hz. Para uma temperatura de 25°C e frequência de 1,08 Hz ângulo de fase atingido pelo CAP 50/70 foi de 37,76°, enquanto que o AMP 60/85 atingiu 40,60°. Logo, pode-se dizer que o ligante AMP 60/85 apresentou um comportamento mais viscoso e menos rígido do que o CAP 50/70, demonstrando novamente um maior envelhecimento do CAP 50/70.

Figura 41- Curvas mestras de módulo dos ligantes extraídos de cada fresado



Fonte: Almeida (2021), Adaptado.

Figura 42 - Curvas mestras de ângulo de fase dos ligantes extraídos de cada fresado



Fonte: Almeida (2021), Adaptado.

### 3.2.2 Agregados minerais

Os agregados minerais utilizados nesta pesquisa são provenientes do município de Itaara e fornecidos pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construções LTDA, classificados como um Riodacito de origem vulcânica. Foram utilizadas as frações: brita 3/4", brita 3/8" e pó de pedra que se encontram armazenados no LMCC (Laboratório de materiais de construção civil) da Universidade Federal de Santa Maria (Figura 43). As curvas granulométricas dos materiais



pétreos são apresentadas na Figura 44 e Tabela 25 e foram obtidas em um estudo anterior realizado por Possebon (2018).

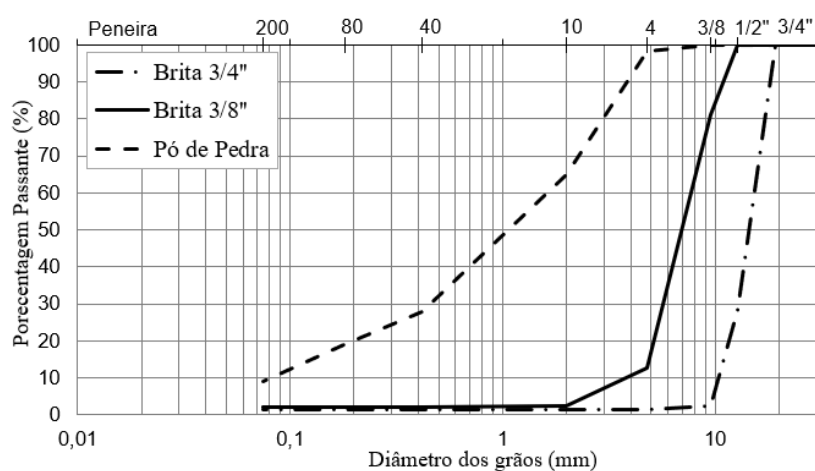
Além da granulometria, ensaios preliminares também foram realizados no laboratório de materiais de construção civil (LMCC) da UFSM e a análise da morfologia por imagem (“Aggregate Image Measurement System 2” – AIMS 2) foi executada pela COPPE na UFRJ. Esses resultados são resumidos nas Tabela 26 e Tabela 27 a seguir e foram apresentados por Possebon (2018).

Figura 43 - Depósito de materiais pétreos no LMCC-UFSM



Fonte: (POSSEBON, 2018) Adaptado

Figura 44 - Curvas granulométricas dos materiais pétreos



Fonte: (POSSEBON, 2018) Adaptado.

Tabela 25 - Granulometria materiais pétreos

Peneira	mm	Brita 3/4''	Brita 3/8''	Pó de Pedra
1 1/2 ''	38,1	100,0	100,0	100,0
1 ''	25,4	100,0	100,0	100,0
3/4 ''	19,1	100,0	100,0	100,0
1/2 ''	12,7	28,2	100,0	99,9
3/8 ''	9,5	2,4	81,1	99,8
nº4	4,8	1,6	12,7	98,1
nº 10	2,0	1,6	2,4	64,9
nº40	0,42	1,5	2,3	27,9
nº 80	0,18	1,5	2,2	19,0
nº 200	0,075	1,4	2,1	9,0

Fonte: (POSSEBON, 2018)

Tabela 26 - Propriedades dos agregados pétreos

Propriedades	Norma	Limites DNIT	Resultados
Abrasão "Los Angeles" (%)	DNER-ME 035/98	$\leq 50$	13
Índice de forma	DNER-ME 086/94	$> 0,50$	3/4": 0,94   3/8":0,78
Sanidade (%)	DNER-ME 089/94	$< 12$	0,44
Equivalente de areia (%)	DNER-ME 054/97	$\geq 55$	80,04
Índice de Lamelaridade	DAER/RS-EL 108/01	-	3/4": 9,20   3/8": 27,4
Absorção (%)	DNER-ME 195/97	-	2,9306
Massa específica agregado miúdo (g/cm <sup>3</sup> )	ASTM C 127/2007	-	2,667
Massa unitária (Kg/m <sup>3</sup> )	NBR NM45/2006	-	3/4": 1388,88   3/8": 1417,75   Pó: 1523,07
Índice de vazios (%)	NBR NM45/2006	-	3/4": 48,16   3/8": 46,56   Pó: 42,89
Adesividade	DNER-ME 078/94	-	Satisfatória

Fonte: (POSSEBON, 2018)

Tabela 27 - Resultados AIMS -2

Agregado	Esfericidade	Angularidade	Flat & Enlogated	Textura	Forma 2D
3/4"	Alta	moderada	$\geq 1:1 = 98,3\%$	moderada	-
			$> 1:2 = 26,1\%$		
			$> 1:3 = 0,4\%$		
3/8"	Extrema	moderada	$\geq 1:1 = 67,2\%$	moderada	moderada
			$> 1:2 = 5,4\%$		
Pó de pedra	-	moderada	-	-	moderada

Fonte: (POSSEBON, 2018)

### 3.3 ENSAIOS LABORATORIAIS

A fim de compreender o comportamento das misturas recicladas produzidas, foram realizados ensaios de caracterização e desempenho. Os principais procedimentos laboratoriais são resumidos nos tópicos a seguir.

#### 3.3.1 Massa específica: “Rice Test”

Para determinar a densidade máxima medida (DMM) das misturas recicladas, materiais fresados e BGS foram realizados ensaios seguindo a metodologia “Rice Test”. Para isso, adotou-se o procedimento descrito na norma ABNT NBR15619:2012 e a Equação 3.0. Na Figura 45 é ilustrado o aparato utilizado para realização dos ensaios.

$$DMM = \frac{B}{(B + A - C)} \times 0,99707 \quad (3.0)$$

Onde:

DMM: densidade máxima medida (g/cm<sup>3</sup>);

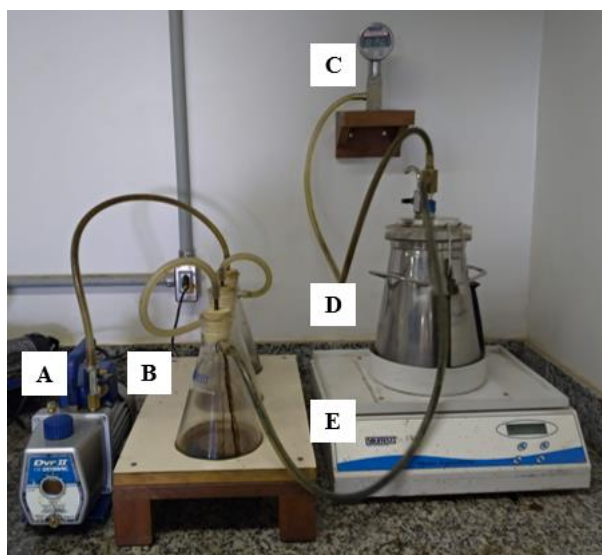
A: massa do recipiente (cone metálico) com volume completo com água a 25°C (g);

B: massa da amostra seca ao ar (g);

C: massa do recipiente (cone metálico) contendo a amostra e com volume completo com água a 25°C (g);

0,99707: densidade da água a 25°C (g/cm<sup>3</sup>).

Figura 45 - Conjunto Rice Test



Legenda: A: Bomba de vácuo; B: três frascos kitazatos; C: Manômetro; D: cone metálico; E: mesa agitadora

Fonte: Autora

### 3.3.2 Compactação

O processo de compactação pode ser entendido como a redução rápida dos vazios presentes em um material por meio da expulsão do ar aplicando determinada energia de compressão (MASSAD, 2016). Através desse processo é possível determinar a curva de compactação do material que relaciona a massa específica aparente seca com o teor de umidade presente na amostra.

Para obtenção das curvas de compactação são utilizadas amostras deformadas compactadas em um molde cilíndrico metálico padronizado. A massa específica aparente úmida do material compactado é determinada pela relação entre o peso e o volume do corpo de prova (CP). Para a correção da massa específica aparente úmida para seca é utilizado o teor de umidade, no caso de solos a umidade é determinada por uma parcela de material retirado do interior da amostra. O procedimento é repetido para diferentes teores de umidade, com ou sem reuso de material a fim de obter os pontos necessários para estimar o traçado da curva de compactação.

Considerando que a curva de compactação fornece parâmetros importantes para a correta moldagem dos corpos de prova que serão submetidos aos ensaios triaxiais de carga repetida, optou-se por seguir o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010) para a execução desses ensaios. Assim, as amostras foram compactadas com o mesmo cilindro tripartido utilizado nas moldagens, empregando a energia modificada, com 56 golpes, conforme indicado na Tabela 28.

Tabela 28 - Método de compactação das amostras

Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Volume (cm <sup>3</sup> )	Energia (kgf.cm/cm <sup>3</sup> )		Nº de camadas	Altura de queda (cm)	Peso do soquete (kgf)	Nº de golpes por camada
10	20	1570,8	Modificada	27,3	10	30,5	2,5	56
						45,7	4,53	21
						30,5	4,53	31
						45,7	2,5	38

Fonte: Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010)

Além disso, para evitar influência da possível quebra das partículas durante o processo de compactação por impacto, foi realizado o ensaio sem reuso de material. Para cada mistura, as frações de fresado, brita 3/4", brita 3/8" e pó de pedra eram pesadas e misturadas a fim de se

obter cerca de 5 kg de material. As amostras homogeneizadas eram, então, hidratadas no dia anterior a realização do procedimento e armazenadas em sacos plásticos fechados.

Para a aferição do teor de umidade eram retiradas cinco cápsulas do material excedente de cada amostra, além da umidade fornecida após secagem do corpo de prova em estufa a 40°C (Figura 46). De posse desses dados e com os teores de água adicionada, os valores eram verificados para cada ponto da curva, descartando teores discrepantes que poderiam estar relacionados ao fenômeno de exsudação comum em materiais granulares.

Por fim, as curvas de compactação foram traçadas através da relação da massa específica aparente seca e da umidade. Para isso, foram plotadas linhas de tendências representadas por uma reta ascendente do ramo seco e uma reta descendente do ramo úmido, unidas com uma curva parabólica (PINTO, 2006).

Figura 46 - Processo de compactação das amostras



Legenda: A: Compactador; B: Cilindro tripartido; C: CPs e cápsulas  
Fonte: Autora

### 3.3.3 Ensaios triaxiais de carga repetidas

Para a realização dos ensaios triaxiais se fez uso do equipamento triaxial de cargas repetidas (ETCR) disponível no laboratório pertencente ao Grupo de Estudos e Pesquisa em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) da Universidade Federal de Santa Maria.

Esse equipamento permite a realização de ensaios para avaliação do módulo de resiliência e deformação permanente de materiais granulares. Nesses, o processo de preparo das

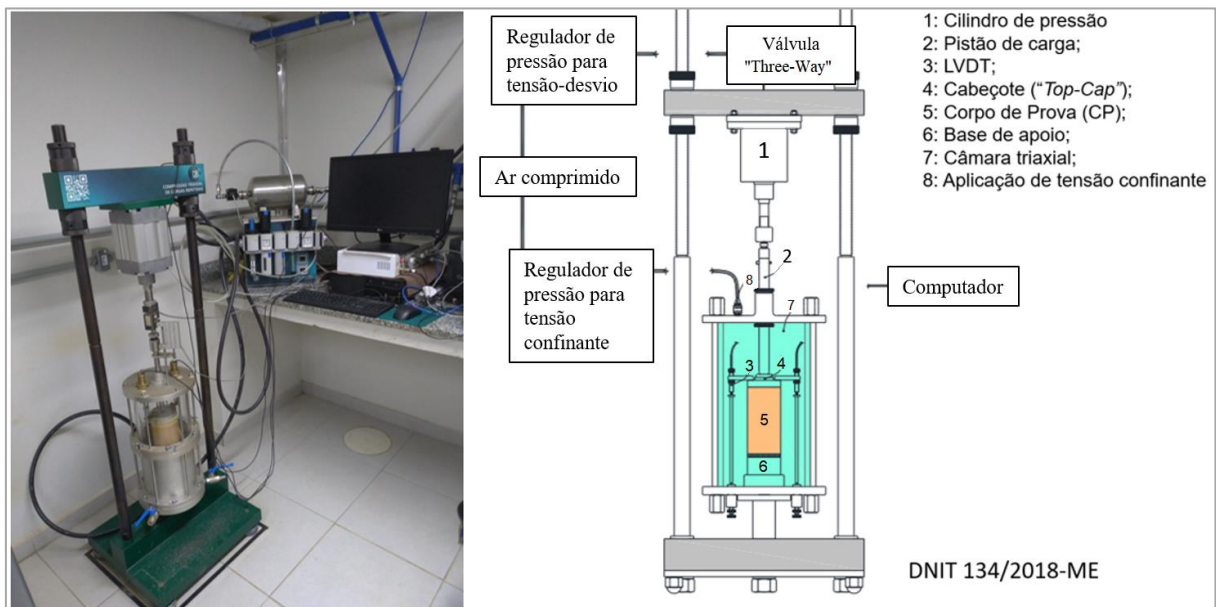
amostras e moldagem é o mesmo, porém os procedimentos possuem métodos distintos que são resumidos nos tópicos seguintes.

De maneira resumida o princípio de funcionamento do ETCR consiste na aplicação de uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) através a injeção de ar comprimido em uma câmara. A amostra confinada é, então, submetida a uma tensão desvio ( $\sigma_d$ ) que aplica uma força de compressão cíclica, atingindo um valor máximo e com um intervalo de repouso. Esse carregamento é repetido várias vezes a fim de simular o comportamento das cargas móveis do tráfego de veículos.

Durante esse processo, as leituras de deslocamentos são realizadas através de dois LVDT, “*Linear Variable Differential Transformer*” e os módulos são calculados pela relação entre as tensões e a deformação resiliente ( $\epsilon_r$ ). Já, na análise de deformação permanente, também é utilizado um “*Rectilinear Displacement Transduce*” (RDT) que permite a obtenção de leituras de até 25 mm.

O controle das cargas aplicadas é realizado automaticamente através de um computador, com o programa SEEPAV 14200 (Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação) que atua em conjunto com o sistema de ar comprimido e o ETCR. Esse software foi desenvolvido pela DBI Indústria de Equipamentos Eletrônicos LTDA e permite a aquisição dos dados. Na Figura 47 é possível visualizar o ETCR utilizado nesta pesquisa e identificar seus componentes.

Figura 47 - Equipamento triaxial de cargas repetidas

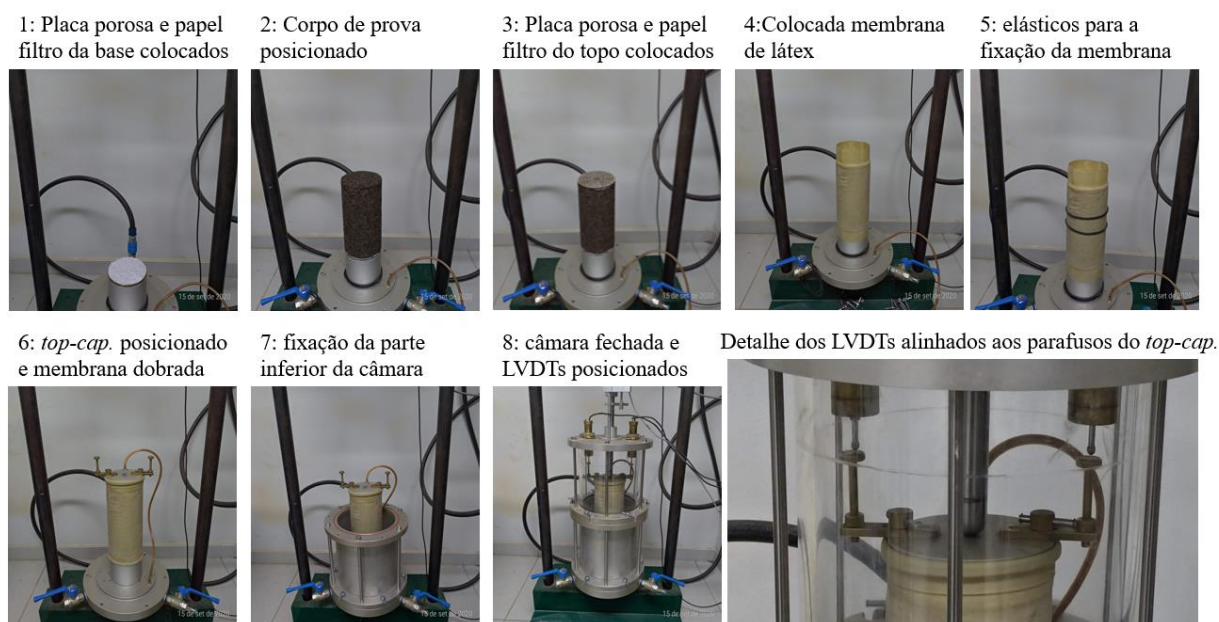


Fonte: Autora

O processo de moldagem dos corpos de prova foi realizado através da compactação com energia modificada. Para isso, de maneira análoga ao ensaio de compactação, as amostras eram preparadas e hidratadas previamente. A moldagem foi considerada satisfatória quando o grau de compactação atingiu valores entre 99% e 101% e a umidade variou em até 1% em relação a umidade ótima.

Após a moldagem, os corpos de prova eram pesados, medidos e imediatamente submetidos aos ensaios triaxiais de carga repetidas. O processo de posicionamento das amostras e montagem da câmara de confinamento é ilustrado na Figura 48.

Figura 48 - Processo de montagem do ETCR



Fonte: Autora

### 3.3.3.1 Módulo de Resiliência

Para avaliação do módulo de resiliência das misturas foram realizados ensaios triaxiais de carga repetida seguindo o método descrito em DNIT- ME 134/2018. Os corpos de prova foram moldados na umidade ótima e com energia modificada. Foram usados 3 corpos de prova (triplicata) por mistura.

Durante o ensaio de módulo de resiliência foram aplicados dezoito pares de tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) e tensão desvio ( $\sigma_d$ ), após a fase de condicionamento do corpo de prova. O ciclo de carga tem duração de 1s com 0,1s de aplicação de carga e frequência de 1 Hz (60 ciclos por minuto).

Na fase de condicionamento os corpos de prova foram submetidos a três pares de tensões e 500 ciclos de carregamento por par. Em seguida, foram aplicados os 18 pares de tensão com 100 ciclos de carga por par, resultando em 3.300 ciclos por ensaio. Na Tabela 29 são apresentados os valores das tensões aplicadas.

Tabela 29 - Pares de tensões para ensaio de módulo de resiliência

Fase de condicionamento			
Par nº	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3/\sigma_1$
01	70	70	2
02	70	210	4
03	105	315	4
Fase de carregamento			
Par nº	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3/\sigma_1$
01	20	20	2
02		40	3
03		60	4
04	35	35	2
05		70	3
06		105	4
07	50	50	3
08		100	2
09		150	3
10	70	70	2
11		140	3
12		210	4
13	105	105	2
14		210	3
15		315	4
16	140	140	2
17		280	3
18		420	4

Fonte: DNIT 134/2018-ME. Adaptado

### 3.3.3.2 Deformação permanente

Para avaliação da deformação permanente foram seguidos os procedimentos descritos pela norma DNIT 179/2018-IE. Da mesma forma que na avaliação de módulo, os corpos de prova foram moldados com energia modificada e na umidade ótima.

Neste ensaio, os corpos de prova são submetidos a um único par de tensão com um grande número de ciclos de carga. O ciclo de carregamento foi empregado com frequência de



2 Hz, com 0,1 segundos de duração do pulso de carga. Assim, cada ensaio teve uma duração média de 21 horas.

Durante a fase de condicionamento as amostras foram submetidas a 100 ciclos de carga com 30 kPa de tensão confinante e tensão desvio. Após essa etapa foram aplicados no mínimo 150.000 ciclos de carga utilizando um dos pares de tensões propostos, a fim de se obter leituras intermediárias em intervalos que permitam a avaliação da variação da deformação em relação ao número de ciclos de carga.

A norma DNIT 179/2018-IE propõem que sejam utilizados 9 pares de tensões para avaliação da deformação permanente em materiais granulares. Porém, de acordo com Guimarães (2009), o procedimento permite uma redução para 6 pares de tensões, sem comprometer a análise dos dados obtidos. Logo, é possível empregar somente os pares 01, 03, 04, 06, 08 e 09 destacados na Tabela 30.

Assim, devido ao tempo limitado de disponibilidade do ETCR, foram empregados 6 pares de tensões para análise de deformação permanente e limitou-se o número de misturas estudadas. A determinação dos seis níveis de tensão baseou-se no estudo de Lima (2016), possibilitando a obtenção de modelos de previsão representativos. Além disso, como sugerido por Guimarães (2009), foram realizados ensaios de módulo de resiliência após a aplicação dos 150.000 ciclos de carga, em cada corpo prova. Com essas informações foi possível avaliar da ocorrência de “*Shakedown*” e a aderência ao modelo de previsão de Guimarães (2009).

Tabela 30 - Pares de tensões para avaliação de deformação permanente

Par nº	Pares de tensões		
	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3/\sigma_1$
<b>01</b>	<b>40</b>	<b>40</b>	<b>2</b>
02		80	3
<b>03</b>		<b>120</b>	<b>4</b>
<b>04</b>	<b>80</b>	<b>80</b>	<b>2</b>
05		160	3
<b>06</b>		<b>240</b>	<b>4</b>
07	<b>120</b>	120	2
<b>08</b>		<b>240</b>	<b>3</b>
<b>09</b>		<b>360</b>	<b>4</b>

Fonte: DNIT 179/2018-IE. Adaptado.

### 3.4 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES ESPERADAS

Após realizados os ensaios para análise do comportamento resiliente e plástico das misturas, foi possível estabelecer modelos de previsão cuja variável estimada (módulo de resiliência ou deformação permanente) é dependente das tensões a que os materiais estão submetidos. Assim, percebeu-se a necessidade de estimar o desempenho mecânico desses materiais para um nível de tensão característico.

Contudo, o nível de tensão a que uma camada de base estará submetida dependerá de características geométricas do pavimento, como a espessura das camadas granulares e do revestimento, assim como de características desses materiais, como seu módulo de resiliência e densidade. Além disso, as tensões nas camadas intermediárias também dependerão da rigidez do subleito, ou seja, da capacidade que a camada de fundação terá para absorver e distribuir as tensões ocasionadas pelas camadas superiores. Portanto, é justo concluir que determinar um nível característico de tensão a que uma camada de base poderá estar submetida é uma tarefa desafiadora quando o projeto em questão e materiais utilizados ainda não estão definidos.

A fim de fornecer um padrão para análises o protocolo NCHRP 1-28A, desenvolvido pelo Conselho de Pesquisa em Transporte (TRB -“*Transportation Research Board*”) dos Estados Unidos, sugere que os valores de módulo de resiliência para bases granulares sejam calculados e apresentados para uma tensão confinante,  $\sigma_3 = 5 \text{ psi} = 34,5 \text{ kPa}$  e tensão desvio  $\sigma_d = 15 \text{ psi} = 101,5 \text{ kPa}$  (Witczak, 2004). Assim, adotou-se esses valores para as análises comparativas dos materiais estudados, considerando o Modelo Composto para previsão de módulo de resiliência e o Modelo de Guimarães (2009) para deformações permanentes.

### 3.5 AVALIAÇÃO MECANICISTA

A fim de verificar o comportamento das misturas quando utilizadas como camada granular em um pavimento asfáltico, foi realizada uma avaliação mecanicista empregando o MeDiNa, versão v.1.1.5.0, disponibilizada em dezembro de 2020.

Para isso, foram adotados os parâmetros de regressão estimados para cada composição, considerando o comportamento resiliente e plástico através do Modelo Composto e Modelo de Guimarães (2009), utilizados pelo novo método nacional. Foram definidas cinco situações (A, B, C, D e E) com níveis de tráfego e tipo de revestimento distintos, no Apêndice B são resumidos os dados empregados nas análises.

As estruturas foram dimensionadas primeiramente considerando os critérios do Método DNER, empregando o ISC característico dos solos adotados como subleito, para cada nível de

tráfego. Os solos “Solo JC” e “Solo Horizonte B”, analisados por Zago (2016) e Pascoal (2020), respectivamente, foram empregados nesta pesquisa e representam materiais reais encontrados no estado do Rio Grande Sul (Brasil). Na Tabela 31 são resumidas as estruturas dimensionadas de acordo com método DNER para cada subleito e nível de tráfego. Ainda, vale ressaltar que o coeficiente estrutural para as misturas foi considerado como 1,0, ou seja, como um material granular padrão.

Tabela 31 - Estruturas dimensionadas de acordo com o Método DNER

Situação	Subleito: Solo JC (ZAGO, 2016) ISC=11%			Subleito: Solo Horizonte B (PASCOAL, 2020) ISC=16,6%		
	Revestimento	Camada Granular	Estrutura (Nº)	Revestimento	Camada Granular	Estrutura (Nº)
A: $N=5,0 \times 10^5$	2 cm	33 cm	1	2 cm	25 cm	6
B: $N=5,0 \times 10^6$	5 cm	29 cm	2	5 cm	21 cm	7
C: $N=1,0 \times 10^7$	7,5 cm	26 cm	3	7,5 cm	17 cm	8
D: $N=2,5 \times 10^7$	10 cm	23 cm	4	10 cm	15 cm	9
E: $N=5,0 \times 10^7$	10 cm	24 cm	5	10 cm	15 cm	10

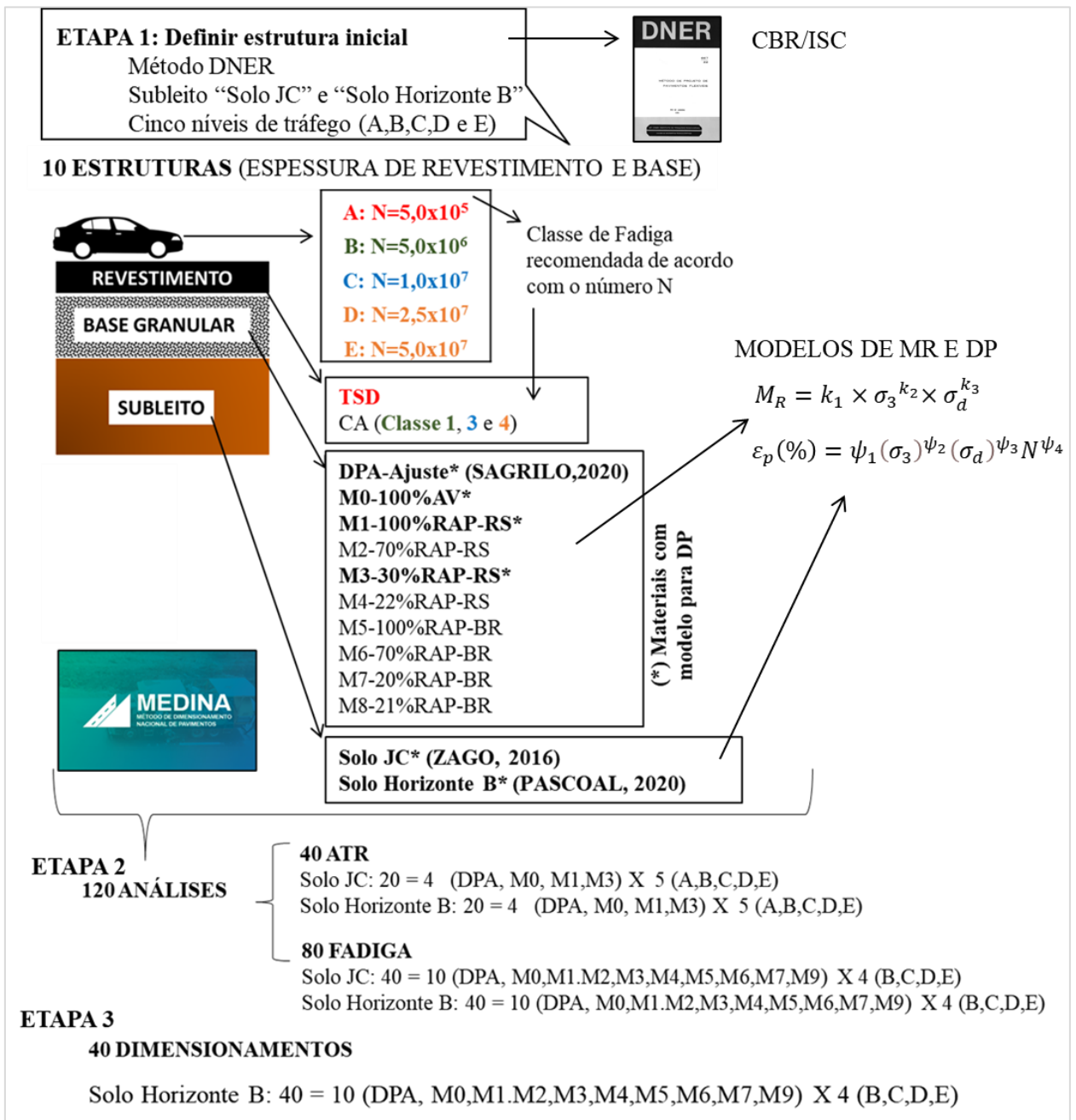
Fonte: Autora

Após definidas as espessuras para as camadas granulares e revestimento, para cada situação e subleito, conforme a Tabela 1, as estruturas foram analisadas pelo MeDiNa. Para isso, foram empregados materiais do próprio banco de dados do software como revestimento, considerando a classificação sugerida pela instrução IS-247 (DNIT, 2021), expressas na Tabela 4.

Ao todo foram realizadas 44 análises nesta etapa, para cada tipo de subleito. Dessas, 4 considerando a situação A, com um nível de tráfego baixo e revestimento do tipo TSD; 10 para a situação B, com um revestimento asfáltico classe 1; 10 para a situação C, com CAP Classe 3; 10 para a situação D e mais 10 para a situação E, ambas com CAP Classe 4. Percebe-se, portanto, que para cada situação e subleito, foram empregados dez materiais como camada granular (DPA, M0, M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7 e M8), com exceção da situação A, em que não é considerada a ruptura por fadiga, sendo utilizados apenas materiais com comportamento plástico caracterizado (DPA, M0, M1 e M3). Ainda, salienta-se que a mistura “DPA” corresponde a composição ajustada de riodacito estudada por Sagrilo (2020).

Por fim, em uma segunda etapa, foram dimensionadas estruturas conforme os critérios do novo método de dimensionamento MeDiNa. Para isso, foi empregado o solo “Solo Horizonte B” como material de subleito, sendo fixadas as espessuras das camadas granulares definidas anteriormente e alterando as espessuras dos revestimentos. Na Figura 49 abaixo são ilustradas as etapas desenvolvidas na análise mecanicista desta pesquisa.

Figura 49 - Análise Mecanicista



Fonte: Autora

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados e discussões das etapas de estabilização granulométrica e mecânica das misturas produzidas. Também são abordados os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, assim como a análise mecanicista das estruturas de pavimento estudadas, seguindo a metodologia mecanística-empírica do novo método de dimensionamento nacional, MeDiNa.

### 4.1 ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA

A estabilização granulométrica consiste em empregar os materiais disponíveis (fresados e agregados virgens) de maneira a atender especificações técnicas. Nesta pesquisa optou-se por empregar a especificação de base estabilizada granulometricamente do Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes DNIT 141/2010 -ES, adotando-se a “Faixa C” como referência.

A partir da composição granulométrica dos materiais disponíveis, foram dosadas misturas que melhor atendessem aos critérios definidos e que produzissem composições próximas a fim de permitir uma análise comparativa. Para isso, atentou-se para a quantidade de material fresado e materiais virgens, considerando aspectos econômicos e ambientais.

Existem diversas possibilidades para composição de misturas granulares, desde utilizando frações previamente selecionadas por peneiramento ou trabalhando-se com pilhas. Em primeiro momento cogitou-se o emprego de partículas selecionadas dos materiais, porém esse método exige um processo de seleção longo que se distancia da prática atual. Logo, após inúmeras tentativas de dosagem, optou-se pelo emprego de frações totais de material fresado, brita 3/4, brita 3/8 e pó de pedra.

Para as misturas com o RAP-RS400 foram definidas quatro composições: a primeira empregando 100% de material fresado, a segunda com 70% de fresado e 30% de pó de pedra, a terceira composição dentro da “Faixa C” com 30% de fresado e a quarta mistura, mais grossa, com 22% de fresado.

De maneira semelhante, também foram selecionadas quatro composições com o RAP-BR290. Uma com 100% de fresado, outra com 70% fresado e 30% pó de pedra, a terceira mistura dentro da “Faixa C” com 20% de fresado e uma composição mais grossa com 21% de fresado.

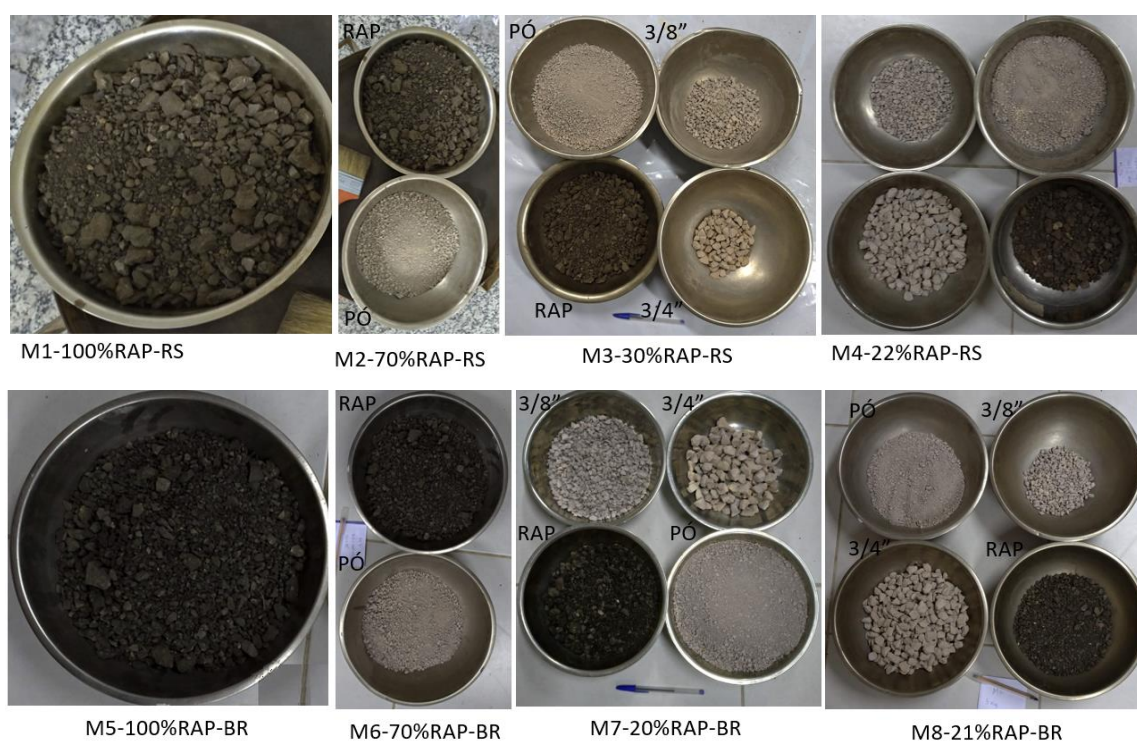
Além dessas composições descritas, também foi produzida uma mistura sem a presença de fresado, com 100% de agregados virgens (AV) e dentro dos limites da Faixa C. Assim, no total, foram produzidas 9 misturas que foram nomeadas de acordo com a Tabela 32. Na Figura 50 é possível visualizar as quantidades de materiais necessárias para compor uma amostra de cerca de 5 Kg para cada uma das misturas com RAP-RS400 e RAP-BR290.

Tabela 32 - Dosagem das misturas granulares estudadas

Nº	Sigla	RAP-RS400	RAP-BR290	Brita 3/4	Brita 3/8	Pó de pedra
1	M0-100%AV	-	-	25%	24%	51%
2	M1-100%RAP-RS	100%	-	-	-	-
3	M2-70%RAP-RS	70%	-	-	-	30%
4	M3-30%RAP-RS	30%	-	6%	16%	49%
5	M4-22%RAP-RS	22%	-	41%	8%	29%
6	M5-100%RAP-BR	-	100%	-	-	-
7	M6-70%RAP-BR	-	70%	-	-	30%
8	M7-20%RAP-BR	-	20%	15%	16%	49%
9	M8-21%RAP-BR	-	21%	45%	9%	25%

Fonte: Autora

Figura 50 - Produção das misturas estudadas



Fonte: Autora

As curvas granulométricas das misturas são apresentadas na Figura 51. Como comentado anteriormente, as misturas M4-22%RAP-RS e M8-21%RAP-BR foram as que apresentaram mais partículas graúdas e obtiveram curvas muito próximas.

Já as composições que se enquadraram na Faixa C da especificação DNIT 141/2010, M3-30%RAP-RS e M7-20%RAP-BR, necessitaram da adição de 49% de pó de pedra. Esse teor relativamente alto se justifica devido a necessidade de atender ao limite mínimo de 5% de partículas passantes na peneira nº200 (0,075 mm) e ao fato de ambos os fresados apresentarem teor inferior a 1% dessas partículas (Tabela 22, p.86). As curvas dessas misturas também foram próximas, ocorrendo sobreposição com a M2-70%RAP-RS, que não atende a quantidade mínima de finos.

As misturas produzidas pela proporção 70% fresado e 30% pó apresentaram curvas distintas. Ambas as misturas não atenderam aos limites da Faixa C, com teor insuficiente de partículas passantes na peneira nº40 (0,42 mm). Contudo, no caso da mistura M6-70%RAP-BR, ainda houve excesso de partículas retidas na peneira nº 10 (2,0 mm), enquanto que a M2-70RAP-RS obedeceu a esses limites.

Com relação a mistura sem presença de material fresado, M0-100%AV, a curva atendeu aos limites da Faixa C DNIT 141/2010-ES, estando mais próxima ao centro da faixa do que as demais misturas.

Figura 51 - Curvas granulométricas das misturas: Faixa C DNIT 141/2010-ES

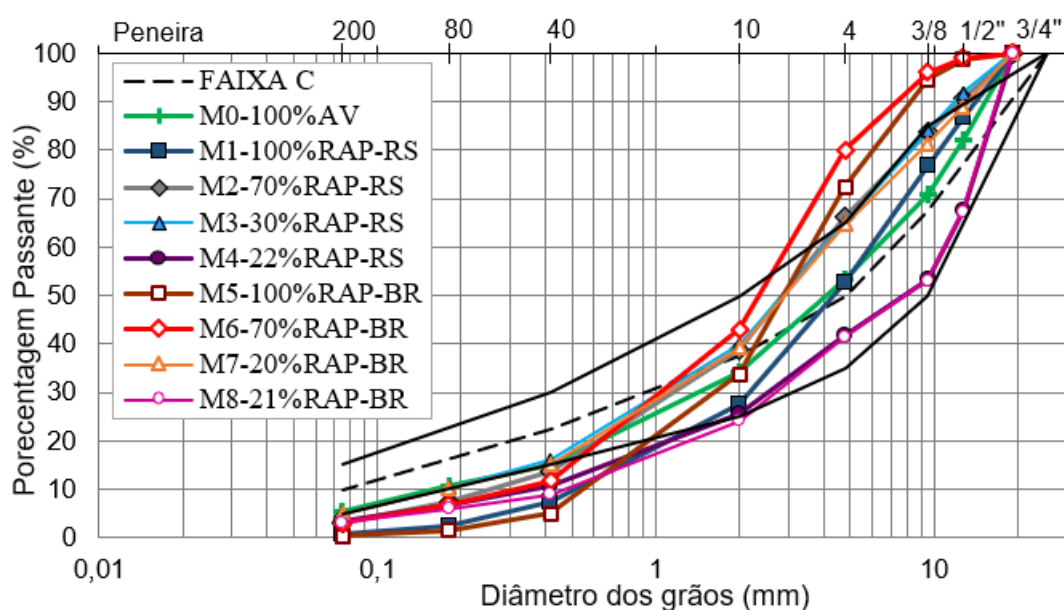


Tabela 33 - Coeficientes das curvas granulométricas

MISTURA	D10	D60	D30	CNU	CC	Superfície Específica (m <sup>3</sup> /Kg)
M0-100%AV	0,16	6,0	1,5	37,50	2,34	9,73
M1-100%RAP-RS	0,50	6,0	2,1	12,00	1,47	2,74
M2-70%RAP-RS	0,25	4,0	1,2	16,00	1,44	6,85
M3-30%RAP-RS	0,17	4,0	1,0	23,53	1,47	9,36
M4-22%RAP-RS	0,36	11,0	2,5	30,56	1,58	6,55
M5-100%RAP-BR	0,55	3,6	1,7	6,55	1,46	2,35
M6-70%RAP-BR	0,30	3,0	1,0	10,00	1,11	6,62
M7-20%RAP-BR	0,17	4,0	1,1	23,53	1,78	9,41
M8-21%RAP-BR	0,46	11,0	2,7	23,91	1,44	5,90

Fonte: Autora

A partir das curvas granulométricas, foram calculados os coeficientes de não uniformidade (CNU) e o coeficiente de curvatura (CC) para cada mistura, os resultados são resumidos na Tabela 33. Percebe-se que os valores encontrados para os coeficientes de curvatura ficaram entre 1 e 3. Logo, todas as misturas podem ser classificadas como bem graduadas.

Com relação ao coeficiente de não uniformidade, as misturas sem adição de agregados britados (apenas fresado com ou sem pó de pedra), M1, M5 e M6 foram classificadas como medianamente uniformes ( $15 < \text{CNU} < 5$ ), enquanto que a M2 foi considerada desuniforme ( $\text{CNU} > 15$ ). Percebe-se que para a mistura M2, a adição do pó de pedra resultou em um CNU superior a 15, enquanto que para a M6 esse valor não foi atingido, porém a adição do pó também promoveu aumento no coeficiente de 6,55 para 10,00.

Ainda, com as densidades máximas obtidas no “*Rice Test*” e as curvas granulométricas foi possível estimar a superfície específica para cada mistura, através da Fórmula de Vogt, apresentada na Equação 4.0. Percebe-se que as misturas enquadradas na Faixa C da especificação DNIT 141/2010-ES (M0-100%AV; M3-30%RAP-RS e M7-20%RAP-BR) apresentaram as maiores superfícies específicas, devido a maior presença de finos nessas composições. Já as misturas correspondentes aos fresados puros (M1-100%RAP-RS e M5-100%RAP-BR) apresentaram os menores valores, o que demonstra a ausência de finos nesses materiais.



Portanto, pode-se concluir que a adição de agregados virgens nesses materiais fresados contribuiu para a obtenção de misturas desuniformes. Essa característica é desejada, pois promove um melhor intertravamento entre as partículas, dificultando a ocorrência de deformações permanentes (LIMA, 2016).

$$100\Sigma = 0,07P_4 + 0,14P_3 + 0,33P_2 + 0,81P_1 + 2,7S_3 + 9,15S_2 + 21,9S_1 + 135F \quad (4.0)$$

Onde:

$P_4$ : fração entre as peneiras 50-25 mm (2''-1'')

$P_3$ : fração entre as peneiras 25-12,5 mm (1''-1/2'')

$P_2$ : fração entre as peneiras 12,5-4,76 mm (1/2''-n°4)

$P_1$ : fração entre as peneiras 4,76-2,00 mm (n°4- n°10)

$S_3$ : fração entre as peneiras 2,00-0,42 mm (n°10-n°40)

$S$ : fração entre as peneiras 0,42-0,117 mm (n°40-n°80)

$S_1$ : fração entre as peneiras 0,117-0,074 mm (n°80 – n°200)

F: fração passando na peneira 0,074 mm (n°200)

Superfície Específica=  $\Sigma x$  (fator de correção em função da densidade)

#### 4.1.2 Densidade máxima medida: “Rice Test”

Após definidas as frações necessárias para compor cada mistura, foram realizadas análises de suas massas específicas, através da metodologia Rice. Para isso, produziu-se misturas com cerca de 6 kg que foram quarteadas em amostras de aproximadamente 1,5Kg. As amostras foram submetidas a análise e os resultados encontrados são apresentados na Tabela 34.

Tabela 34 - Densidade Máxima Medida (DMM) das misturas - g/cm<sup>3</sup>

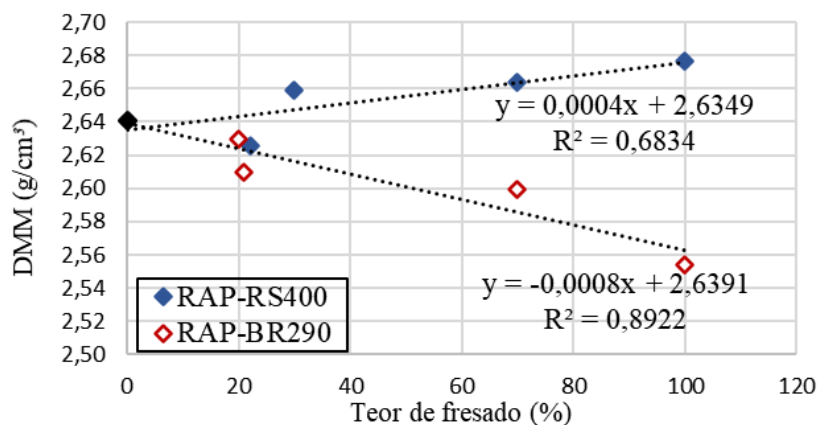
MISTURA	AM-1	AM-2	AM-3	DESV. PAD.	MÉDIA
M0-100%AV	2,643	2,641	2,638	0,0015	2,641
M1-100%RAP-RS	2,681	2,667	2,682	0,0068	2,677
M2-70%RAP-RS	2,667	2,655	2,670	0,0065	2,664
M3-30%RAP-RS	2,662	2,657	2,658	0,0022	2,659
M4-22%RAP-RS	2,623	2,626	2,628	0,0021	2,626
M5-100%RAP-BR	2,557	2,564	2,542	0,0092	2,554
M6-70%RAP-BR	2,601	2,602	2,569	0,0153	2,599
M7-20%RAP-BR	2,630	2,628	2,631	0,0012	2,630
M8-21%RAP-BR	2,609	2,611	2,608	0,0012	2,609

Fonte: Autora

Analisando os valores de densidade obtidos, verificou-se que a adição do fresado produziu efeitos diferentes. Para as misturas com RAP-RS400, que possui ligante asfáltico do tipo 50/70,

o aumento do teor de fresado resultou em maiores densidades. Enquanto que para as misturas com RAP-BR290 o efeito foi contrário, ou seja, a adição do fresado resultou em densidades menores, conforme ilustra a Figura 52. Esse comportamento está relacionado às diferenças de densidade dos agregados e viscosidade do ligante asfáltico presente nos fresados.

Figura 52 - Efeito da adição de fresado na densidade das misturas



Fonte: Autora

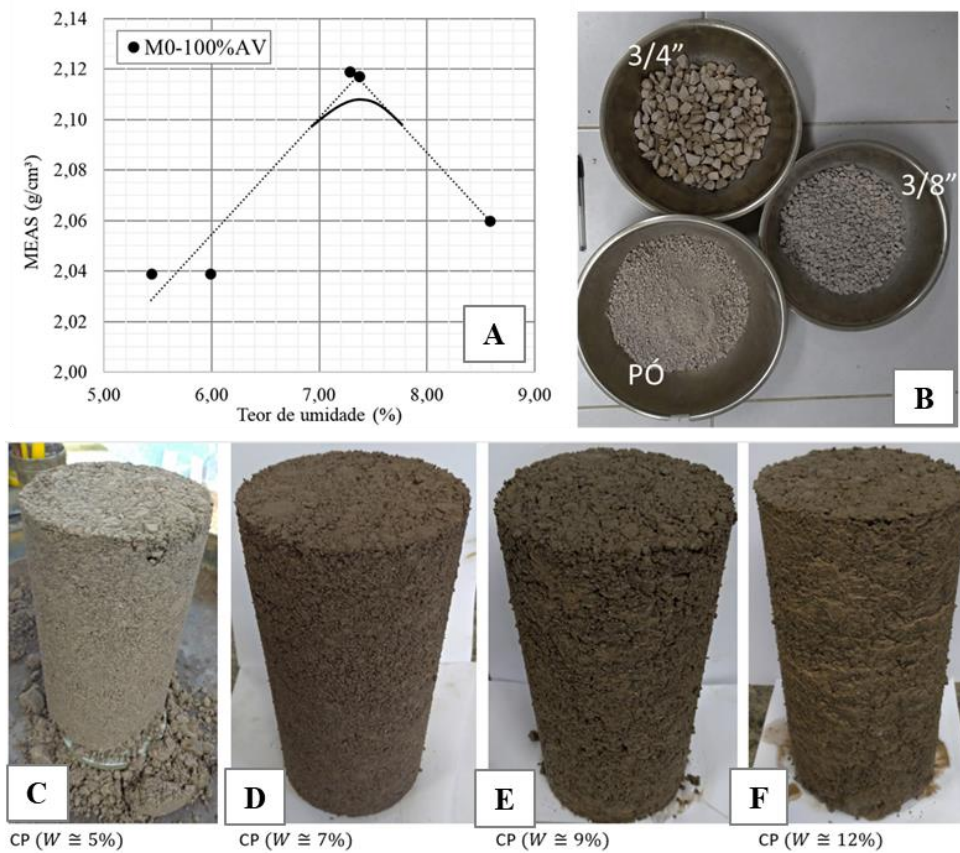
## 4.2 ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA

O processo de estabilização mecânica das misturas selecionadas ocorreu através da compactação. Esse método proporciona ganho de resistência dos materiais com a densificação, através do processo mecânico que possibilita a redução do volume de vazios. As misturas foram compactadas empregando a energia modificada e o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010), como esclarecido no tópico 3.3.2 (p.92).

Para a mistura M0-100%AV, sem adição de fresado, o teor de umidade ótima foi estabelecido em 7,3% e a massa específica aparente seca (MEAS) atingiu o valor máximo de 2,110 g/cm³. A curva de compactação para essa mistura, assim como alguns dos corpos de prova moldados, são mostrados na Figura 53.

As curvas de compactação encontradas para as misturas com o fresado RAP-RS400 são apresentadas na Figura 54 a seguir. Percebe-se que a mistura M1-100%RAP-RS apresentou maior MEAS do que as demais, o que se relaciona com a maior densidade do fresado.

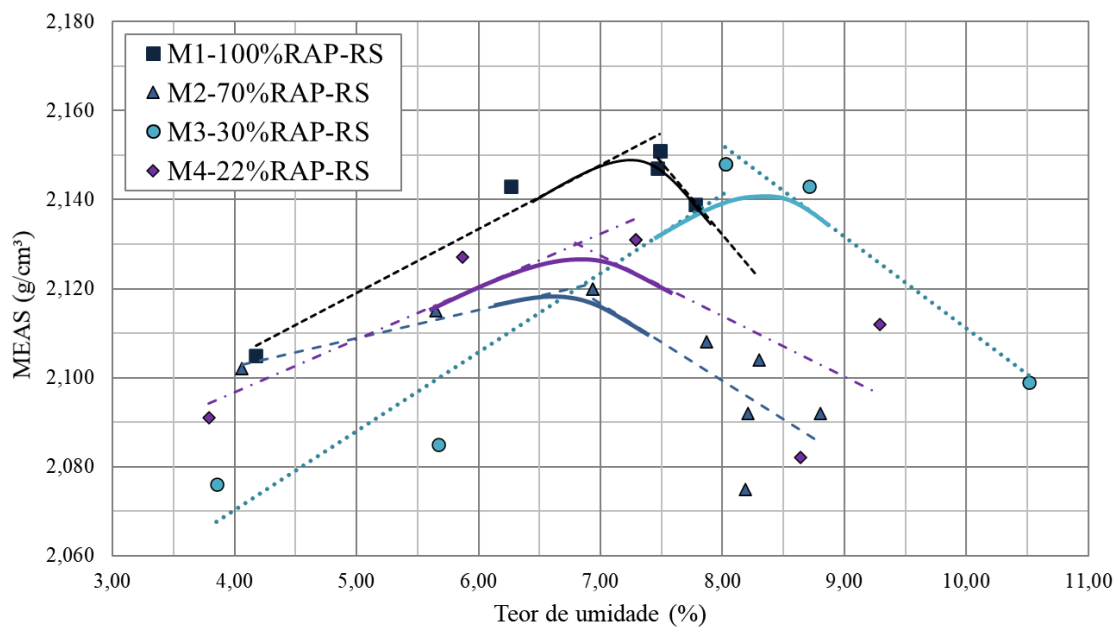
Figura 53 - Compactação da mistura com agregados pétreos (M0-100%AV)



Legenda: A: curva de compactação; B: Produção de cerca de 5 Kg da mistura; C: Corpo de prova compactado abaixo da umidade ótima; D: Corpo de prova compactado próximo a umidade ótima; E e F: Corpos de prova compactados a cima da umidade ótima

Fonte: Autora

Figura 54 - Curvas de compactação das misturas com RAP-RS400



Fonte: Autora.

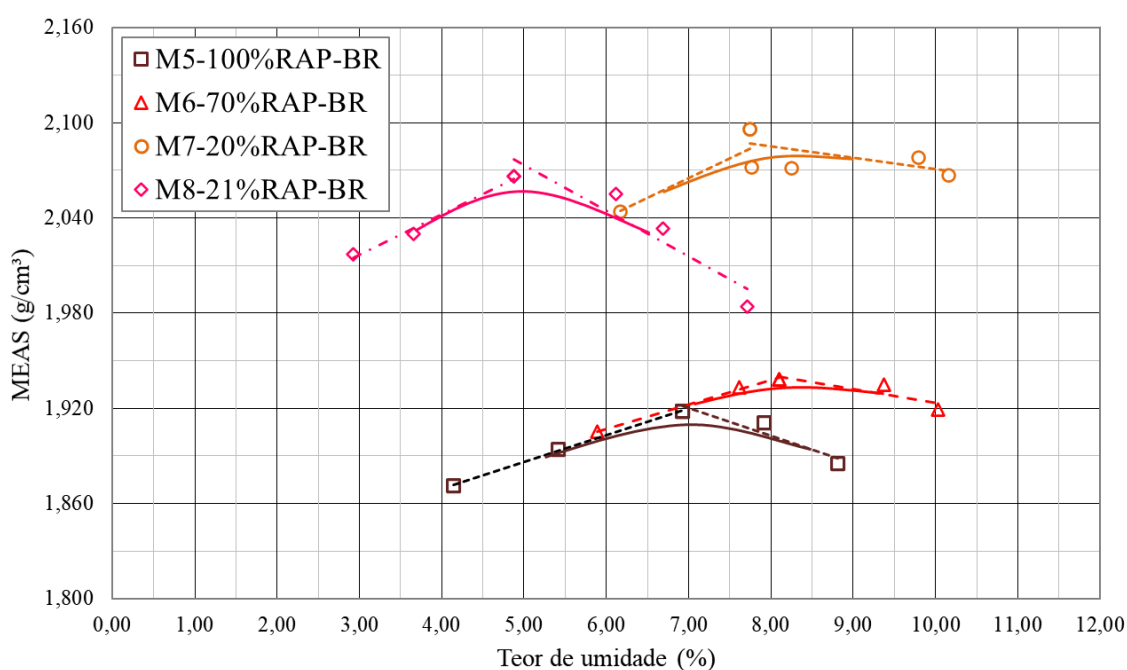
Além disso, ao comparar as curvas de compactação das misturas M1-100%RAP-RS e M2-70%RAP-RS percebe-se que houve uma redução da densidade máxima e do teor de umidade ótima. Esse comportamento diverge do esperado, já que a adição do pó de pedra, material fino, tende a aumentar esses parâmetros. Contudo, acredita-se que esse efeito possa ser melhor explicado pela maior densidade desse fresado em relação a mistura com apenas agregados virgens.

Já as curvas de compactação para as misturas com RAP-BR290 são apresentadas na Figura 55. Verifica-se que a mistura M5-100%RAP-BR apresentou a menor MEAS do grupo, o que é explicado pelo fato desse fresado apresentar uma menor densidade.

Diferente do observado para as misturas com o fresado RAP-RS400, ao comparar as curvas M5-100%RAP-BR e M6-70%RAP-BR, verificou-se um ganho de densidade e aumento no teor de umidade ótima. Essa divergência também pode estar relacionada a propriedades dos fresados, uma vez que o RAP-BR290 apresentou menor densidade.

Os valores máximos de massa específica aparente seca e seus respectivos teores de umidade ótima, para cada mistura, são resumidos na Tabela 35. Nota-se que o efeito do teor dos fresados na densidade máxima medida foi o mesmo encontrado para a massa específica aparente seca máxima, como ilustra a Figura 56.

Figura 55 - Curvas de compactação das misturas com RAP-BR290



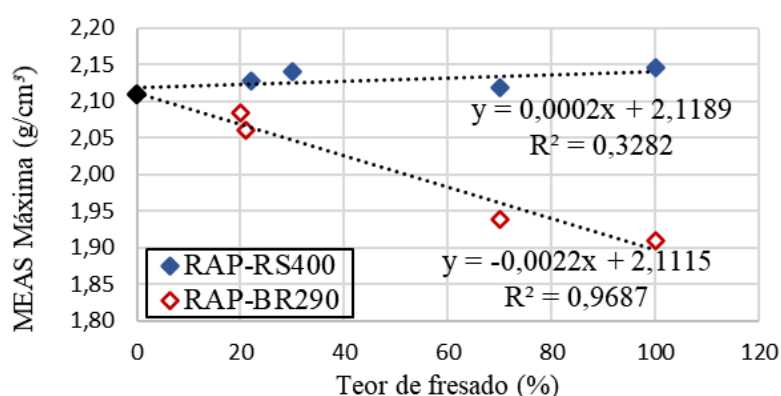
Fonte: Autora.

Tabela 35- Parâmetros de compactação das misturas

	MEAS Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade ótima (%)	Volume de Vazios (%)	Grau de Saturação (%)
M0-100%AV	2,110	7,30	20,11	71,02
M1-100%RAP-RS	2,146	7,10	19,84	71,36
M2-70%RAP-RS	2,118	6,80	20,50	65,49
M3-30%RAP-RS	2,140	8,20	19,52	82,53
M4-22%RAP-RS	2,128	6,80	18,96	71,12
M5-100%RAP-BR	1,910	7,00	25,22	49,31
M6-70%RAP-BR	1,938	8,20	25,43	57,36
M7-20%RAP-BR	2,085	7,80	20,72	72,36
M8-21%RAP-BR	2,060	5,20	21,04	48,26

Fonte: Autora

Figura 56 - Efeito da adição de fresado na MEAS Máxima



Fonte: Autora.

Silva (2012) realizou testes de compactação com energia modificada para o material fresado (MF) advindo de um trecho da BR-158 e misturas de fresado e pó de pedra (PDP). Para o MF foi verificada uma massa específica máxima de 2,115 g/cm<sup>3</sup> para um teor de umidade ótima de 8,18%. Já a mistura 70MF/30PDP atingiu uma densidade máxima de 2,247 g/cm<sup>3</sup> para um teor de umidade de 7,16% e a mistura 30MF/70PDP apresentou densidade máxima de 2,344 g/cm<sup>3</sup> com teor de umidade de 7,56%.

Já Pires (2014) determinou os parâmetros de compactação para dois materiais fresados, um coletado em um trecho da BR-290 e outro na ERS-509, além de duas misturas granulares, a 70/30-BR290, enquadrada na Faixa A (DNIT 141/2010-ES), com 70% fresado BR-290, 15% brita 3/4" e 15% pó de pedra e a 70/30-ERS509, dentro da Faixa C, com 70% fresado ERS-509 e 30% pó de pedra. Para o fresado BR-290 a densidade máxima encontrada foi de 2,023 g/cm<sup>3</sup> para um teor de umidade de 7,20%, já para o ERS-509 a densidade máxima foi de 1,827 g/cm<sup>3</sup>

para uma umidade de 9,2%. Para a mistura 70/30-BR290 esses valores foram de 2,092 g/cm<sup>3</sup> e 8,2%, enquanto que para a mistura 70/30-ERS509 a densidade máxima foi de 1,963 g/cm<sup>3</sup> para uma umidade de 8,8%.

Silva (2016) também realizou testes de compactação empregando material fresado coletado no BR-287 em misturas com diferentes proporções de fresado/pó de pedra e adição de 6% de cimento (CPIV-32). Para a mistura 100% fresado a densidade máxima foi de 1,980 g/cm<sup>3</sup> para um teor de umidade de 8,3%, para a composição 80/20 a densidade máxima foi de 2,054 g/cm<sup>3</sup> para uma umidade de 8,2% e para a mistura 20/80 a densidade máxima foi de 2,115 g/cm<sup>3</sup> e teor de umidade ótima de 8,5%.

Posteriormente, em outra pesquisa, Silva (2018) realizou ensaios de compactação utilizando material fresado oriundo da BR-392. Foi definida uma mistura com 70% fresado e 30% pó de pedra que apresentou densidade máxima de 1,90; 2,0 e 2,1 g/cm<sup>3</sup> para energias normal, intermediária e modificada de compactação, respectivamente. O teor de umidade ótima foi de em média 8% para as três energias.

Ao comparar os resultados obtidos nesta pesquisa com os demais trabalhos citados, percebe-se que os valores determinados foram semelhantes. Em geral, as massas específicas máximas variam entre 1,8 e 2,3 g/cm<sup>3</sup> dependendo das características dos materiais e o teor de umidade ótima variam em média entre 7% e 8%.

Também é oportuno destacar que variações de até 1% nos teores de umidade são capazes de alterar significativamente as massas específicas, devido ao formato das curvas encontradas. Contudo, a normativa DNIT134/2018 para determinação do módulo de resiliência de materiais granulares permite variações de 1% em relação ao teor ótimo e ressalta que “(...) No caso de solo pedregulhoso ou brita, a curva de compactação utilizada para definição da umidade ótima deve ser definida em cilindro de mesma dimensão da realização do ensaio de MR. (DNIT,2018 p. 5)”.

#### 4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Todas as misturas produzidas foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência, conforme as orientações descritas na normativa DNIT 134/2018-ME. Os testes foram conduzidos em amostras moldadas conforme descrito na metodologia desta dissertação.

A partir dos valores de módulo obtidos, foi possível analisar a aderência aos modelos de previsão empregando o coeficiente de determinação (R<sup>2</sup>). As análises não lineares foram realizadas através do software “*Statistica*”, versão 10, de maneira individual, para cada uma das

amostras, e conjunta. Assim, os resultados obtidos recebem a numeração (1,2 ou 3) quando representam apenas uma das três amostras.

Considerando as três análises individuais, também é apresentado os valores médios e coeficiente de variação (C.V) para cada um dos parâmetros de cada modelo. Vale salientar que os valores médios representam a média dessas três amostras, enquanto os valores obtidos para o conjunto consideraram o grupo total, diferindo da média dos resultados. A seguir são apresentados os modelos obtidos para cada mistura e posteriormente, as informações são comparadas e analisadas.

#### 4.3.1 Mistura M0-100%AV

Para a mistura sem a presença de fresado, M0-100%AV, foram moldados corpos de prova cilíndricos que foram submetidos aos ensaios de módulo de resiliência. Na Tabela 36 são apresentadas as características das amostras moldadas, o teor de umidade foi determinado pela secagem do corpo de prova e cápsulas em estufa.

Tabela 36- Amostras válidas para a mistura M0-100%AV

Amostra	D (cm)	H (cm)	MEAS (g/cm <sup>3</sup> )	G. C (%)	W (%)	V.V (%)	MR Médio (MPa)
MR-1	9,99	20,07	2,102	99,15	6,89	20,41	225
MR-2	9,96	20,14	2,102	99,15	7,65	20,41	205
MR-3	10,02	20,04	2,140	100,94	7,44	18,97	225

Legenda: D: Diâmetro médio do corpo de prova; H: Altura média do corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: Grau de compactação; W: Teor de umidade; V.V: volume de vazios; MR: Módulo de Resiliência

Fonte: Autora

Os valores de módulo resultantes para os pares de tensões são apresentados no Apêndice C, assim como a representação gráfica dos modelos que melhor representaram o comportamento da mistura, considerando a análise conjunta das amostras. Os parâmetros de regressão obtidos para cada análise e modelo empregado são resumidos na Tabela 37 .

Através das regressões realizadas, percebe-se que o modelo  $K - \sigma_d$  foi o que pior representou o comportamento resiliente do material, com um coeficiente de determinação de 0,769. Assim, conforme esperado, demonstrando que a influência da tensão desvio não é muito significativa em materiais granulares, em comparação ao efeito da tensão confinante.

Os modelos Composto e Universal foram os que obtiveram melhor aproximação com coeficientes de determinação de 0,989 e 0,987 respectivamente. Ainda, o valor negativo encontrado para o parâmetro “K3” do modelo universal demonstra uma diminuição da resposta resiliente da mistura quando a tensão de confinamento cresce, característico em materiais granulares.

Tabela 37 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M0-100%AV

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	2011,163	0,817	-	0,972
	MR-2	2290,623	0,907	-	0,971
	MR-3	2152,141	0,844	-	0,975
	MÉDIA	2151,309	0,856	-	-
	C.V	0,065	0,054	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2139,022</b>	<b>0,853</b>	-	<b>0,965</b>
MODELO K- $\sigma_d$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	725,074	0,563	-	0,782
	MR-2	726,25	0,614	-	0,772
	MR-3	739,587	0,573	-	0,772
	MÉDIA	730,304	0,583	-	-
	C.V	0,011	0,046	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>729,519</b>	<b>0,582</b>	-	<b>0,769</b>	
MODELO K- $\theta$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	520,638	0,772	-	0,979
	MR-2	509,398	0,853	-	0,977
	MR-3	531,079	0,794	-	0,977
	MÉDIA	520,372	0,807	-	-
	C.V	0,021	0,052	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>520,043</b>	<b>0,805</b>	-	<b>0,97</b>	
MODELO COMPOSTO	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	1822,881	0,659	0,157	0,997
	MR-2	2066,219	0,738	0,169	0,996
	MR-3	1958,711	0,691	0,152	0,998
	MÉDIA	1949,27	0,696	0,159	-
	C.V	0,063	0,057	0,053	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>1938,633</b>	<b>0,694</b>	<b>0,159</b>	<b>0,989</b>	
MODELO UNIVERSAL	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	839,498	1	-0,459	0,997
	MR-2	671,773	1,091	-0,461	0,993
	MR-3	809,996	1,025	-0,458	0,995
	MÉDIA	773,755	1,039	-0,459	-
	C.V	0,116	0,046	-0,003	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>773,671</b>	<b>1,036</b>	<b>-0,458</b>	<b>0,987</b>	

Fonte: Autora



### 4.3.2 Misturas com RAP-RS400

As quatro misturas produzidas com a presença do fresado RAP-RS400 foram submetidas aos testes triaxiais de carga repetidas, de forma análoga ao descrito no tópico anterior. Os valores de módulo de resiliência obtidos para os pares de tensão e a representação gráfica dos modelos que melhor descreveram o comportamento das misturas, considerando a análise conjunta das amostras, são apresentados no Apêndice D. Na Tabela 38 são apresentadas as características das amostras moldadas para cada mistura.

Tabela 38 - Amostras válidas para as misturas com RAP-RS400

Mistura	Amostra	D (cm)	H (cm)	MEAS (g/cm <sup>3</sup> )	G. C (%)	W (%)	V.V (%)	MR Médio (MPa)
M1-100%RAP-RS	MR-1	9,97	20,01	2,150	100,09	7,16	19,69	399
	MR-2	9,99	20,04	2,169	100,98	6,85	18,98	367
	MR-3	9,99	19,95	2,159	100,51	7,75	19,35	395
M2-70%RAP-RS	MR-1	9,98	20,04	2,106	99,43	7,68	20,95	253
	MR-2	10,00	20,01	2,117	99,95	6,89	20,53	281
	MR-3	10,00	20,12	2,103	99,29	6,71	21,06	293
M3-30%RAP-RS	MR-1	9,99	20,08	2,157	100,79	8,08	18,88	246
	MR-2	10,00	20,12	2,133	100,05	8,50	19,78	239
	MR-3	10,00	20,00	2,153	100,61	8,00	19,03	240
M4-22%RAP-RS	MR-1	9,96	20,18	2,113	99,30	7,16	19,54	226
	MR-2	9,95	20,09	2,107	99,01	5,88	19,76	211
	MR-3	9,97	20,22	2,141	100,61	7,35	18,47	254

Legenda: D: Diâmetro médio do corpo de prova; H: Altura média do corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: Grau de compactação; W: Teor de umidade; V.V: volume de vazios; MR: Módulo de Resiliência  
Fonte: Autora

Para mistura composta apenas com o fresado RAP-RS400, M1-100%RAP-RS, após a eliminação dos grumos maiores que 19 mm (retidos na peneira 3/4”), as análises de regressão resultaram nos parâmetros expressos na Tabela 39. Assim como para a mistura M0-100%AV, o modelo  $K - \sigma_d$  apresentou o menor coeficiente de correlação de 0,677, enquanto que os modelos Composto e Universal foram os que melhor representaram o comportamento resiliente da mistura, com coeficientes na ordem de 0,974 e 0,977 respectivamente.

Tabela 39 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M1-100%RAP-RS

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	3516,398	0,812	-	0,975
	MR-2	3799,985	0,874	-	0,98
	MR-3	3105,351	0,764	-	0,978
	MÉDIA	3473,911	0,817	-	-
	C.V	0,101	0,067	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>3448,198</b>	<b>0,815</b>	-	<b>0,972</b>
	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_d$	MR-1	1152,219	0,506	-	0,667
	MR-2	1171,838	0,556	-	0,696
	MR-3	1108,744	0,489	-	0,68
	MÉDIA	1144,267	0,517	-	-
	C.V	0,028	0,067	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>1142,838</b>	<b>0,516</b>	-	<b>0,677</b>
	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\theta$	MR-1	887,124	0,731	-	0,916
	MR-2	867,974	0,79	-	0,932
	MR-3	853,154	0,694	-	0,922
	MÉDIA	869,418	0,738	-	-
	C.V	0,02	0,066	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>868,863</b>	<b>0,737</b>	-	<b>0,918</b>
	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO COMPOSTO	MR-1	3413,311	0,765	0,047	0,978
	MR-2	3640,302	0,807	0,065	0,984
	MR-3	3031,936	0,727	0,037	0,98
	MÉDIA	3361,85	0,766	0,049	-
	C.V	0,091	0,053	0,284	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>3339,847</b>	<b>0,765</b>	<b>0,049</b>	<b>0,974</b>
	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO UNIVERSAL	MR-1	1516,191	1,11	-0,758	0,97
	MR-2	1281,663	1,213	-0,843	0,99
	MR-3	1627,316	1,086	-0,824	0,989
	MÉDIA	1475,056	1,136	-0,808	-
	C.V	0,12	0,059	-0,055	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>1473,198</b>	<b>1,133</b>	<b>-0,806</b>	<b>0,977</b>

Fonte: Autora

Para a mistura M2-70%RAP-RS, composta com o mesmo fresado RAP-RS400 e 30% de pó de pedra, a aderência dos dados obtidos aos modelos ocorreu de maneira semelhante. A Tabela 40 resume os parâmetros resilientes obtidos nas análises de regressão múltipla não linear realizadas.

Assim como nas misturas anteriores, percebe-se que o modelo  $K - \sigma_d$  apresentou o menor coeficiente de determinação de 0,752. Os modelos que apresentaram melhor ajuste aos dados foram o Composto e Universal, com coeficientes de determinação de 0,973 e 0,966 respectivamente.

Tabela 40 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M2-70%RAP-RS

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	2048,309	0,779	-	0,961
	MR-2	2279,312	0,778	-	0,988
	MR-3	2196,62	0,749	-	0,958
	MÉDIA	2174,747	0,769	-	-
	C.V	0,054	0,022	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2173,203</b>	<b>0,768</b>	-	<b>0,95</b>
MODELO K- $\sigma_d$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	781,519	0,542	-	0,777
	MR-2	821,87	0,512	-	0,724
	MR-3	886,947	0,532	-	0,803
	MÉDIA	830,112	0,529	-	-
	C.V	0,064	0,029	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>829,566</b>	<b>0,528</b>	-	<b>0,752</b>	
MODELO K- $\theta$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	568,967	0,747	-	0,977
	MR-2	619,744	0,721	-	0,958
	MR-3	644,28	0,723	-	0,986
	MÉDIA	610,997	0,73	-	-
	C.V	0,063	0,02	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>610,869</b>	<b>0,729</b>	-	<b>0,954</b>	
MODELO COMPOSTO	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	1865,722	0,618	0,165	0,991
	MR-2	2160,812	0,69	0,088	0,997
	MR-3	1974,212	0,57	0,18	0,996
	MÉDIA	2000,249	0,626	0,144	-
	C.V	0,075	0,096	0,343	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>1996,426</b>	<b>0,626</b>	<b>0,144</b>	<b>0,973</b>	
MODELO UNIVERSAL	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	991,4327	0,8753	-0,259	0,983
	MR-2	1118,52	1,003	-0,578	0,991
	MR-3	1192,958	0,837	-0,234	0,991
	MÉDIA	1100,97	0,905	-0,357	-
	C.V	0,093	0,096	-0,538	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>1100,978</b>	<b>0,906</b>	<b>-0,36</b>	<b>0,966</b>	

Fonte: Autora

Para a mistura M3-30%RAP-RS, composta com 30% de RAP-RS400, 6% de brita 3/4", 16% de brita 3/8" e 49% de pó de pedra, enquadrada na Faixa C da especificação DNIT 141/2010-ES, o desempenho dos modelos testados também seguiu a mesma tendência. Os parâmetros resilientes obtidos nas análises são resumidos na Tabela 41.

De acordo com os resultados obtidos, o modelo  $K - \sigma_d$  foi o que pior representou o comportamento resiliente da mistura, com um coeficiente de correlação de 0,739. Já os modelos Composto e Universal foram os que mostraram maior aderência aos dados, obtendo coeficientes de correlação de 0,993 e 0,991 respectivamente.

Tabela 41 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M3-30%RAP-RS

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	2124,392	0,803	-	0,99
	MR-2	2238,466	0,834	-	0,984
	MR-3	2099,456	0,809	-	0,97
	MÉDIA	2154,105	0,815	-	-
	C.V	0,034	0,02	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2153,363</b>	<b>0,815</b>	-	<b>0,981</b>
MODELO K- $\sigma_d$	MR-1	729,563	0,52	-	0,708
	MR-2	753,94	0,55	-	0,735
	MR-3	765,8	0,558	-	0,779
	MÉDIA	749,768	0,543	-	-
	C.V	0,025	0,038	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>749,309</b>	<b>0,543</b>	-	<b>0,739</b>
MODELO K- $\theta$	MR-1	550,348	0,736	-	0,949
	MR-2	553,892	0,771	-	0,958
	MR-3	552,079	0,768	-	0,979
	MÉDIA	552,107	0,758	-	-
	C.V	0,003	0,025	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>552,039</b>	<b>0,758</b>	-	<b>0,961</b>
MODELO COMPOSTO	MR-1	2034,871	0,733	0,07	0,995
	MR-2	2098,086	0,731	0,102	0,994
	MR-3	1907,821	0,65	0,159	0,997
	MÉDIA	2013,593	0,705	0,11	-
	C.V	0,048	0,067	0,41	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2012,018</b>	<b>0,705</b>	<b>0,11</b>	<b>0,993</b>
MODELO UNIVERSAL	MR-1	947,9004	1,0701	-0,681	0,992
	MR-2	879,3864	1,0907	-0,645	0,995
	MR-3	904,1532	0,9618	-0,389	0,993
	MÉDIA	910,48	1,041	-0,572	-
	C.V	0,038	0,067	-0,278	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>910,037</b>	<b>1,042</b>	<b>-0,574</b>	<b>0,991</b>

Fonte: Autora

Para a mistura M4-22%RAP-RS que apresentou uma granulometria mais grossa, composta com 22% de RAP-RS400, 41% de brita 3/4", 8% de brita 3/8" e 29% de pó de pedra, as análises resultaram nos parâmetros resumidos na Tabela 42.

De acordo com os resultados obtidos e mantendo a tendência das misturas anteriores, para a composição M4-22%RAP-RS o modelo dependente da tensão desvio apresentou pior correlação com os dados de resiliência, atingindo um  $R^2$  de 0,750 e os modelos Composto e Universal foram os que melhor representaram seu comportamento, com coeficientes de correlação de 0,972 e 0,968 respectivamente.

Tabela 42 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M4-22%RAP-RS

		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$		MR-1	2492,476	0,9	-	0,967
		MR-2	2762,159	0,971	-	0,963
		MR-3	3030,853	0,933	-	0,98
		MÉDIA	2761,829	0,935	-	-
		C.V	0,097	0,038	-	-
		<b>MR-1+2+3</b>	<b>2752,784</b>	<b>0,933</b>	-	<b>0,947</b>
		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_d$		MR-1	810,005	0,618	-	0,786
		MR-2	807,222	0,655	-	0,775
		MR-3	901,241	0,614	-	0,749
		MÉDIA	839,49	0,629	-	-
		C.V	0,064	0,035	-	-
		<b>MR-1+2+3</b>	<b>838,886</b>	<b>0,628</b>	-	<b>0,75</b>
		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\theta$		MR-1	563,416	0,853	-	0,982
		MR-2	552,954	0,914	-	0,976
		MR-3	638,029	0,865	-	0,968
		MÉDIA	584,8	0,877	-	-
		C.V	0,079	0,037	-	-
		<b>MR-1+2+3</b>	<b>584,583</b>	<b>0,875</b>	-	<b>0,951</b>
		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO COMPOSTO		MR-1	2225,327	0,715	0,185	0,997
		MR-2	2455,962	0,777	0,194	0,994
		MR-3	2777,649	0,791	0,142	0,998
		MÉDIA	2486,313	0,761	0,174	-
		C.V	0,112	0,053	0,16	-
		<b>MR-1+2+3</b>	<b>2478,283</b>	<b>0,762</b>	<b>0,172</b>	<b>0,972</b>
		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO UNIVERSAL		MR-1	748,287	1,069	-0,419	0,995
		MR-2	628,711	1,149	-0,441	0,989
		MR-3	803,482	1,167	-0,582	0,993
		MÉDIA	726,827	1,128	-0,48	-
		C.V	0,123	0,046	-0,184	-
		<b>MR-1+2+3</b>	<b>726,779</b>	<b>1,129</b>	<b>-0,485</b>	<b>0,968</b>

Fonte: Autora

### 4.3.3 Misturas com RAP-BR290

Assim como para as misturas anteriores, foram moldados corpos de prova cilíndricos para cada uma das quatro misturas produzidas com o fresado RAP-BR290. Para isso, foram seguidos os procedimentos descritos na norma DNIT 134/2018-ME e os critérios de moldagem definidos. Na Tabela 43 são resumidas as características das amostras moldadas para cada mistura.

Tabela 43 - Amostras válidas para as misturas com RAP-BR290

Mistura	Amostra	D (cm)	H (cm)	MEAS (g/cm <sup>3</sup> )	G. C (%)	W (%)	V.V (%)	MR Médio (MPa)
M5-100%RAP-BR	MR-1	9,99	19,99	1,927	100,78	7,82	24,55	364
	MR-2	9,99	20,05	1,927	100,78	7,83	24,55	354
	MR-3	9,96	20,01	1,927	100,78	7,92	24,55	347
M6-70%RAP-BR	MR-1	9,96	20,02	1,946	100,41	7,97	25,13	266
	MR-2	9,97	20,07	1,923	99,23	8,90	26,01	261
	MR-3	9,97	20,13	1,955	100,88	8,70	24,78	291
M7-20%RAP-BR	MR-1	9,98	20,05	2,070	99,04	8,32	21,29	219
	MR-2	9,96	19,96	2,078	99,43	8,36	20,99	220
	MR-3	9,95	19,96	2,100	100,53	7,38	20,15	226
M8-21%RAP-BR	MR-1	9,97	19,96	2,047	99,37	4,47	21,54	231
	MR-2	9,96	19,97	2,048	99,42	4,29	21,50	264
	MR-3	9,96	20,06	2,044	99,22	4,59	21,66	279

Legenda: D: Diâmetro médio do corpo de prova; H: Altura média do corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: Grau de compactação; W: Teor de umidade; V.V: volume de vazios; MR: Módulo de Resiliência

Fonte: Autora

Os resultados obtidos nos testes triaxiais das misturas desse grupo e a representação gráfica dos modelos que melhor representaram seu comportamento resiliente, considerando análise conjunta das amostras, são resumidos no Apêndice E.

Os parâmetros resilientes obtidos para a mistura M5-100%RAP-BR, composta somente com o fresado RAP-BR290, são resumidos na Tabela 44 a seguir. Percebe-se que o modelo  $K - \sigma_d$  foi o que apresentou o menor coeficiente de correlação de 0,680. Assim, evidencia-se a baixa relação entre o módulo de resiliência e a tensão desvio em relação aos demais modelos que envolvem a tensão confinante como uma variável dependente.

Já os modelos Composto e Universal foram os que demonstraram maior proximidade com os dados experimentais, atingindo coeficientes de determinação de 0,986 e 0,987 respectivamente.

Tabela 44 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M5-100%RAP-BR

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma$ 3	MR-1	2166,184	0,657	-	0,991
	MR-2	2702,645	0,753	-	0,986
	MR-3	2164,567	0,676	-	0,994
	MÉDIA	2344,466	0,696	-	-
	C.V	0,132	0,073	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2331,587</b>	<b>0,696</b>	-	<b>0,985</b>
MODELO K- $\sigma$ d	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	868,279	0,409	-	0,641
	MR-2	1010,884	0,499	-	0,727
	MR-3	869,476	0,434	-	0,679
	MÉDIA	916,213	0,447	-	-
	C.V	0,089	0,104	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>914,057</b>	<b>0,447</b>	-	<b>0,68</b>	
MODELO K- $\theta$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	707,964	0,591	-	0,91
	MR-2	765,2778	0,6969	-	0,954
	MR-3	692,277	0,619	-	0,935
	MÉDIA	721,84	0,636	-	-
	C.V	0,053	0,086	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>721,349</b>	<b>0,635</b>	-	<b>0,928</b>	
MODELO COMPOSTO	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	2182,316	0,669	-0,012	0,991
	MR-2	2569,03	0,673	0,079	0,993
	MR-3	2131,337	0,651	0,025	0,995
	MÉDIA	2294,228	0,664	0,031	-
	C.V	0,104	0,018	1,477	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>2286,827</b>	<b>0,664</b>	<b>0,031</b>	<b>0,986</b>	
MODELO UNIVERSAL	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	1743,926	0,964	-0,81	0,993
	MR-2	1464,316	1,007	-0,649	0,997
	MR-3	1605,629	0,935	-0,682	0,992
	MÉDIA	1604,624	0,968	-0,713	-
	C.V	0,087	0,038	-0,119	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>1601,099</b>	<b>0,968</b>	<b>-0,713</b>	<b>0,987</b>	

Fonte: Autora

Para a mistura M6-70%RAP-BR, composta com o mesmo fresado e 30% de pó de pedra, foram obtidos os parâmetros resilientes resumidos na Tabela 45. Percebe-se que o desempenho dos modelos testados para essa combinação foi semelhante ao observado anteriormente.

O modelo  $K - \sigma_d$  foi o que apresentou o menor coeficiente de correlação de 0,681. Já os modelos Composto e  $K - \sigma_3$  foram os que obtiveram os maiores coeficientes de determinação de 0,975 e 0,978, respectivamente, seguidos do modelo Universal com um coeficiente de 0,970.

Ainda, nota-se que as análises individuais das amostras para os modelos Composto, Universal e  $K - \sigma_3$  resultaram em coeficientes de determinação significativamente maiores do que os obtidos para os conjuntos. Contudo, a análise conjunta tende a representar melhor o material, diminuindo a possibilidade de erros com o aumento da quantidade de dados analisados.

Tabela 45 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M6-70%RAP-BR

	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	1611,249	0,665	-	0,992
	MR-2	1778,989	0,711	-	0,989
	MR-3	1723,745	0,656	-	0,988
	MÉDIA	1704,661	0,678	-	-
	C.V	0,05	0,044	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>1700,152</b>	<b>0,676</b>	-	<b>0,975</b>
MODELO K- $\sigma_d$	MR-1	673,56	0,44	-	0,712
	MR-2	686,494	0,459	-	0,695
	MR-3	703,319	0,416	-	0,667
	MÉDIA	687,791	0,438	-	-
	C.V	0,022	0,049	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>687,16</b>	<b>0,437</b>	-	<b>0,681</b>
MODELO K- $\theta$	MR-1	529,753	0,618	-	0,954
	MR-2	537,902	0,654	-	0,942
	MR-3	567,472	0,596	-	0,923
	MÉDIA	545,042	0,623	-	-
	C.V	0,036	0,047	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>544,798</b>	<b>0,621</b>	-	<b>0,925</b>
MODELO COMPOSTO	MR-1	1555,109	0,606	0,06	0,997
	MR-2	1721,145	0,657	0,054	0,993
	MR-3	1703,481	0,638	0,019	0,989
	MÉDIA	1659,912	0,633	0,044	-
	C.V	0,055	0,041	0,506	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>1655,628</b>	<b>0,633</b>	<b>0,043</b>	<b>0,978</b>
MODELO UNIVERSAL	MR-1	1238,692	0,866	-0,533	0,989
	MR-2	1142,463	0,935	-0,589	0,982
	MR-3	1381,103	0,925	-0,706	0,987
	MÉDIA	1254,086	0,909	-0,609	-
	C.V	0,096	0,041	-0,145	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>1254,286</b>	<b>0,908</b>	<b>-0,612</b>	<b>0,970</b>

Fonte: Autora



Para a mistura M7-20%RAP-BR, composta com 20% RAP-BR290, 15% de brita 3/4", 16% de brita 3/8" e 49% de pó de pedra, enquadrada na Faixa C da especificação DNIT 141/2010-ES, foram obtidos os parâmetros resumidos na Tabela 46.

De acordo com os resultados obtidos, o modelo  $K - \sigma_d$  foi o que pior representou o comportamento resiliente da mistura, com o menor coeficiente de determinação de 0,753. Já os modelos Composto e Universal foram os que demonstraram melhor desempenho, com coeficientes de determinação de 0,992 e 0,990, respectivamente.

Tabela 46 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M7-20%RAP-BR

		AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1		2004,263	0,826	-	0,974
	MR-2		2502,909	0,913	-	0,973
	MR-3		2180,659	0,846	-	0,984
	MÉDIA		2229,277	0,862	-	-
	C.V		0,113	0,053	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>		<b>2216,671</b>	<b>0,861</b>	-	<b>0,975</b>
MODELO K- $\sigma_d$	MR-1		713,175	0,568	-	0,772
	MR-2		773,032	0,608	-	0,757
	MR-3		721,877	0,556	-	0,735
	MÉDIA		736,028	0,578	-	-
	C.V		0,044	0,047	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>		<b>735,336</b>	<b>0,577</b>	-	<b>0,753</b>
MODELO K- $\theta$	MR-1		511,504	0,782	-	0,977
	MR-2		546,766	0,851	-	0,968
	MR-3		529,125	0,781	-	0,96
	MÉDIA		529,131	0,805	-	-
	C.V		0,033	0,05	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>		<b>528,858</b>	<b>0,804</b>	-	<b>0,966</b>
MODELO COMPOSTO	MR-1		1832,201	0,676	0,151	0,997
	MR-2		2274,391	0,758	0,154	0,994
	MR-3		2040,954	0,74	0,105	0,995
	MÉDIA		2049,182	0,725	0,137	-
	C.V		0,108	0,06	0,201	-
	<b>MR-1+2+3</b>		<b>2038,085</b>	<b>0,724</b>	<b>0,136</b>	<b>0,992</b>
MODELO UNIVERSAL	MR-1		807,648	1,002	-0,444	0,995
	MR-2		716,187	1,13	-0,538	0,99
	MR-3		817,646	1,1	-0,638	0,995
	MÉDIA		780,494	1,077	-0,54	-
	C.V		0,072	0,062	-0,179	-
	<b>MR-1+2+3</b>		<b>780,407</b>	<b>1,076</b>	<b>-0,539</b>	<b>0,990</b>

Fonte: Autora

Para a mistura M8-21%RAP-BR, com a granulometria mais grossa, composta com 21% de RAP-BR290, 45% de brita 3/4", 9% de brita 3/8" e 25% de pó de pedra, foram obtidos os parâmetros apresentados na Tabela 47.

Assim como observado para as demais composições, o modelo  $K - \sigma_d$  foi o que obteve menor coeficiente de determinação de 0,732, aproximando-se menos do comportamento resiliente observado. Já os modelos Composto e Universal foram os que demonstraram melhor aderência, atingindo coeficientes de correlação de 0,965 e 0,963 respectivamente.

Tabela 47 - Modelos de previsão de módulo de resiliência para M8-21%RAP-BR

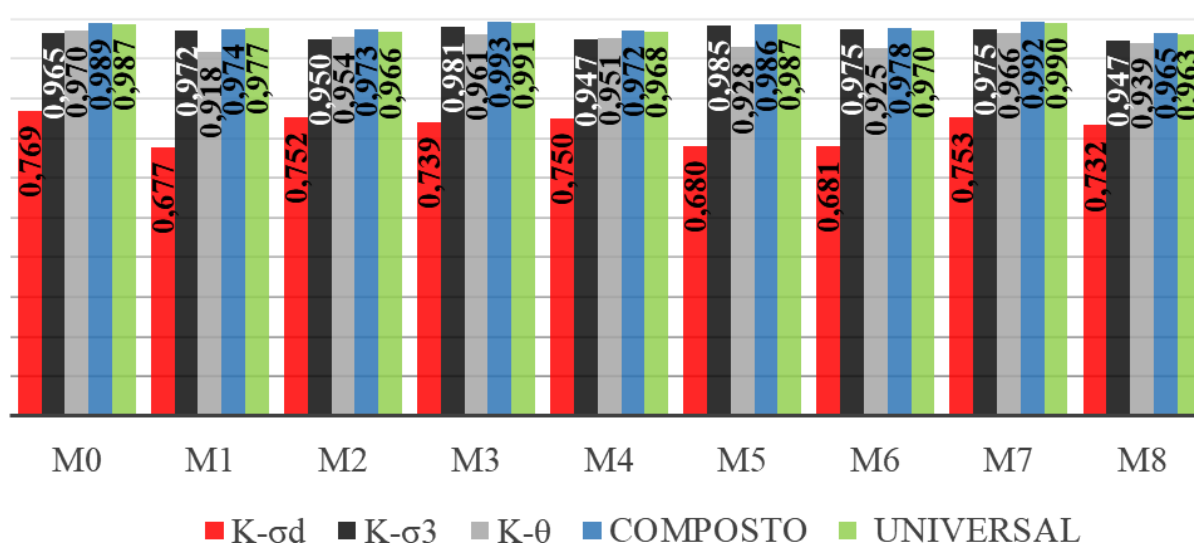
	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
MODELO K- $\sigma_3$	MR-1	2368,891	0,872	-	0,973
	MR-2	2505,21	0,84	-	0,978
	MR-3	3353,352	0,933	-	0,984
	MÉDIA	2742,484	0,882	-	-
	C.V	0,194	0,054	-	-
	<b>MR-1+2+3</b>	<b>2729,133</b>	<b>0,883</b>	-	<b>0,947</b>
MODELO K- $\sigma_d$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	789,069	0,594	-	0,773
	MR-2	863,581	0,57	-	0,764
	MR-3	989,131	0,611	-	0,738
	MÉDIA	880,594	0,592	-	-
	C.V	0,115	0,034	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>880,363</b>	<b>0,592</b>	-	<b>0,732</b>	
MODELO K- $\theta$	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	559,027	0,823	-	0,978
	MR-2	621,323	0,79	-	0,975
	MR-3	702,396	0,859	-	0,962
	MÉDIA	627,582	0,824	-	-
	C.V	0,115	0,042	-	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>627,518</b>	<b>0,825</b>	-	<b>0,939</b>	
MODELO COMPOSTO	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	2147,079	0,71	0,162	0,998
	MR-2	2299,538	0,699	0,141	0,998
	MR-3	3108,285	0,811	0,121	0,996
	MÉDIA	2518,301	0,74	0,141	-
	C.V	0,205	0,083	0,145	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>2504,1</b>	<b>0,743</b>	<b>0,14</b>	<b>0,965</b>	
MODELO UNIVERSAL	AMOSTRA	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
	MR-1	796,612	1,053	-0,453	0,995
	MR-2	956,558	1,037	-0,496	0,996
	MR-3	889,361	1,206	-0,674	0,995
	MÉDIA	880,844	1,099	-0,541	-
	C.V	0,091	0,085	-0,218	-
<b>MR-1+2+3</b>	<b>879,923</b>	<b>1,103</b>	<b>-0,548</b>	<b>0,963</b>	

Fonte: Autora

#### 4.3.4 Análise comparativa de todas as amostras: Modelos de previsão de MR

Na Figura 57 são apresentados os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) obtidos para os modelos de previsão estudados das misturas, considerando o conjunto total das amostras ensaiadas. É possível verificar que os modelos Composto e Universal foram os que melhor representaram o comportamento resiliente das composições granulares, enquanto que o modelo dependente da tensão desvio,  $K - \sigma_d$ , foi o que pior o representou.

Figura 57 - Coeficiente de determinação para os modelos e misturas estudadas



Fonte: Autora

Outro fato interessante nessa comparação foi que as misturas que se enquadraram na Faixa C da especificação DNIT 141/2010-ES (M0, M3 e M7) foram as que obtiveram os maiores coeficientes de determinação  $R^2$  de seus grupos. Isso demonstra que o controle da granulometria pode contribuir com aumento da confiabilidade dos modelos.

Por fim, considerando que o Modelo Composto integra a base de cálculo atual do software utilizado para o novo método de dimensionamento nacional, MeDiNa, a Tabela 48 seguir resume os resultados encontrados para esse modelo, além dos valores de módulo de resiliência médios obtidos para o conjunto total das amostras.

Além disso, os resultados encontrados para a mistura “DPA-Ajuste”, estudada por Sagrilo (2020), também são apresentados na Tabela 48. Essa mistura utilizou agregados minerais de riodacito oriundos da mesma pedreira que a mistura “M0-100%AV”, porém com um ajuste granulométrico diferente, apresentando mais partículas finas do que a M0 e com

presença de agregados maiores que 19mm (Apêndice C). Ao comparar os resultados obtidos para os módulos de resiliência das duas misturas, percebe-se que essas apresentaram um comportamento muito semelhante. Contudo a DPA obteve valores de rigidez ligeiramente superiores, o que pode estar relacionado a maior presença de agregados graúdos.

Tabela 48 - Modelo Composto das misturas e valores médios de MR

Mistura	Modelo Composto	R <sup>2</sup>	MR Médio (MPa)
DPA-Ajuste	$M_R = 1983,87 \cdot \sigma_3^{0,665} \cdot \sigma_d^{0,18}$	0,990	229
M0-100%AV	$M_R = 1938,633 \cdot \sigma_3^{0,694} \cdot \sigma_d^{0,159}$	0,989	218
M1-100%RAP-RS	$M_R = 3339,847 \cdot \sigma_3^{0,765} \cdot \sigma_d^{0,049}$	0,974	387
M2-70%RAP-RS	$M_R = 1996,426 \cdot \sigma_3^{0,626} \cdot \sigma_d^{0,144}$	0,973	276
M3-30%RAP-RS	$M_R = 2012,018 \cdot \sigma_3^{0,705} \cdot \sigma_d^{0,110}$	0,993	242
M4-22%RAP-RS	$M_R = 2478,283 \cdot \sigma_3^{0,762} \cdot \sigma_d^{0,172}$	0,972	230
M5-100%RAP-BR	$M_R = 2286,827 \cdot \sigma_3^{0,664} \cdot \sigma_d^{0,031}$	0,984	355
M6-70%RAP-BR	$M_R = 1655,628 \cdot \sigma_3^{0,633} \cdot \sigma_d^{0,043}$	0,978	273
M7-20%RAP-BR	$M_R = 2038,085 \cdot \sigma_3^{0,724} \cdot \sigma_d^{0,136}$	0,992	222
M8-21%-RAP-BR	$M_R = 2504,100 \cdot \sigma_3^{0,743} \cdot \sigma_d^{0,140}$	0,965	258

Fonte: Autora.

#### 4.3.5 Análise comparativa de todas as amostras: Influência dos índices físicos e teor de fresado

Considerando que existem diversos fatores que podem influenciar o comportamento resiliente dos materiais granulares, como sua densidade e distribuição granulométrica, foram investigadas as relações entre os índices físicos das amostras moldadas e a quantidade de fresado presente com seus módulos de resiliência médios.

Para isso, foram plotados os gráficos da Figura 58 e determinados os coeficientes de correlação de Pearson (p) e coeficientes de determinação (R<sup>2</sup>). Percebe-se que a relação entre o Volume de Vazios e o MR Médio das amostras foi contrária ao comportamento esperado para materiais granulares. O aumento do teor de vazios presentes nos corpos de prova provoca uma

redução de sua massa, o que tende a tornar as amostras mais suscetíveis há deformações do que corpos mais densos que tendem a ser mais rígidos.

Contudo, a tendência geral encontrada para todas as amostras foi de aumento do MR médio com o aumento do Volume de Vazios. Porém, nesses testes, foram empregados materiais diferentes, com composições granulométricas diferentes e apenas uma energia de compactação. Assim, há influência desses fatores nessa análise, sendo que esta pesquisa não teve como foco principal observar a influência variação do volume de vazios na resposta resiliente das misturas.

Para ilustrar essas divergências, na Figura 59 são mostradas as tendências para cada uma das misturas que correspondem a um conjunto de três amostras moldadas. Nota-se que para todas as misturas o MR Médio diminui com aumento do volume de vazios, exceto para as misturas com apenas fresados (M1-100%RAP-RS, M5-100%-RAP-BR) e M8-21%RAP-BR. Nesses casos, a diferença no volume de vazios pode não ter sido suficiente para alterar o módulo resiliente das misturas, já que não foi alterada a energia de compactação.

Já para o grau de compactação a relação foi crescente e dentro do esperado. Logo, amostras que possuem um grau de compactação maior tendem a ter um comportamento mais rígido, ou seja, a apresentar deformações menores. Assim como para o teor de fresado presente, que proporciona um ganho de rigidez para as misturas.

Figura 58 - Influência dos índices físicos e teor de RAP no MR das misturas

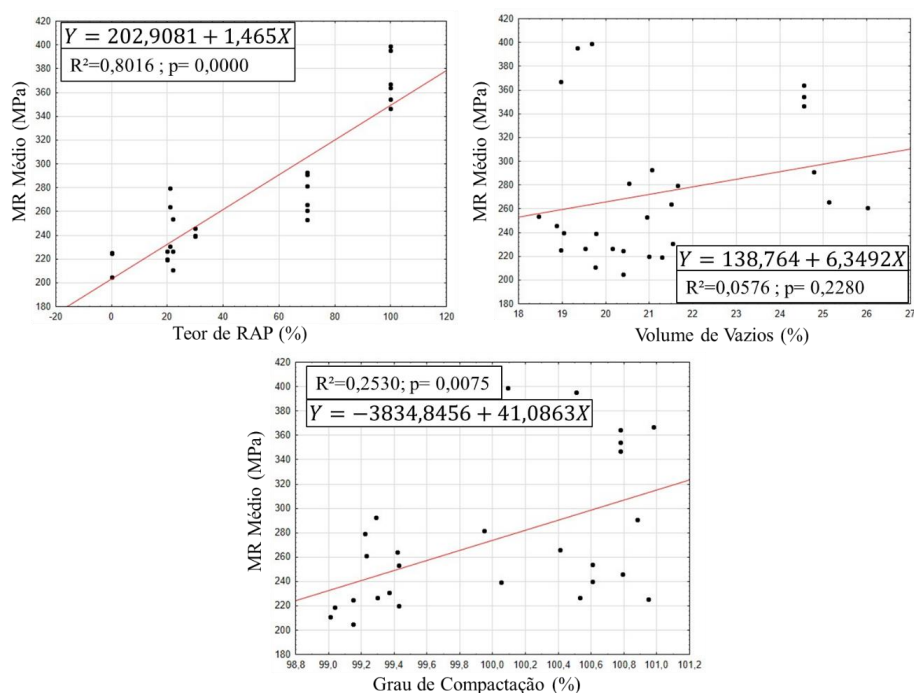
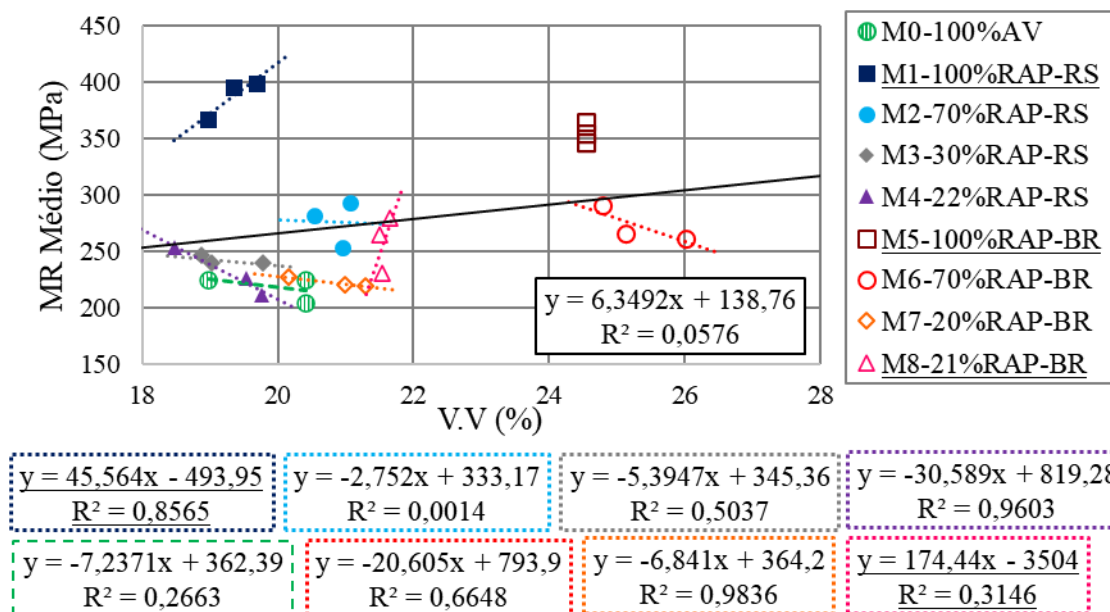


Figura 59 - Relação entre o Volume de Vazios e MR Médio das amostras



Fonte: Autora.

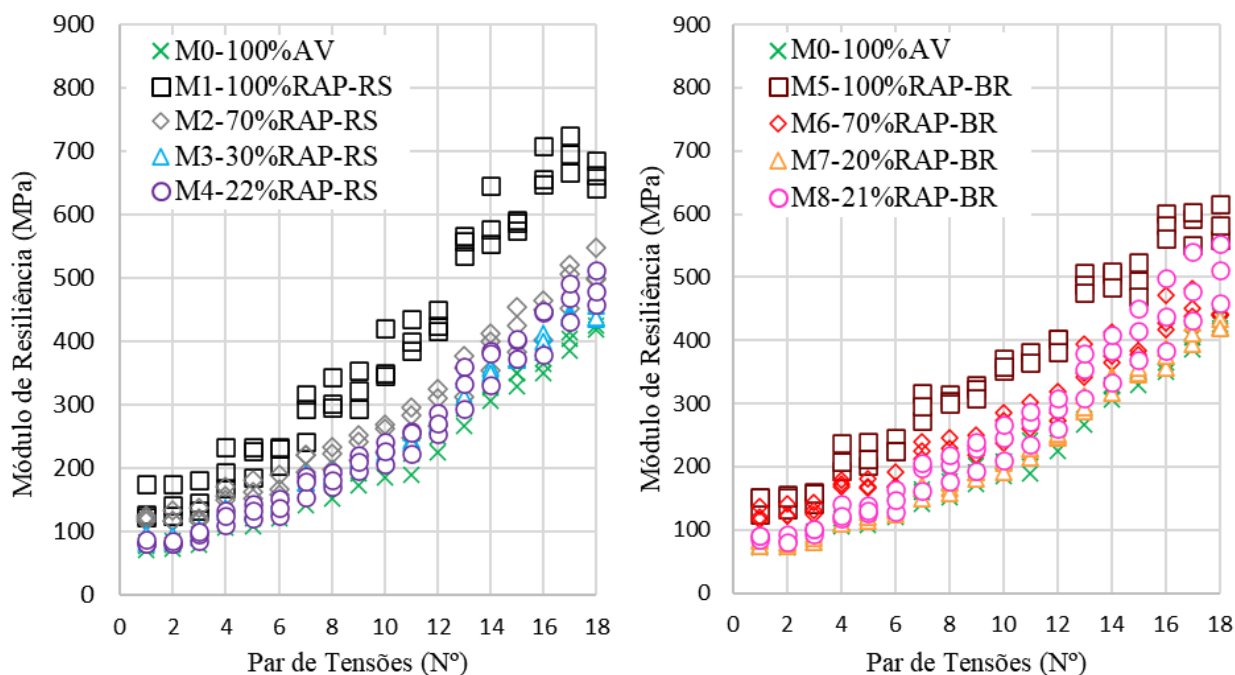
Por fim, ao comparar os fatores analisados, é clara a maior influência do teor de RAP nos módulos de resiliências médios do que os índices físicos, atingindo um coeficiente de determinação  $R^2=0,8016$ . Contudo, o coeficiente de Pearson  $p=0,0000$  indica que as duas variáveis (Teor de RAP e MR Médio) não dependem linearmente uma da outra, apesar de possuírem uma relação de dependência. Assim, a influência do teor de fresado nos módulos de resiliência das misturas é melhor analisada no tópico seguinte.

#### 4.3.6 Análise comparativa de todas as amostras: Teor de fresado vs. MR

Com relação aos valores de módulo de resiliência obtidos para as misturas, torna-se evidente a influência da presença do fresado, tanto para as misturas que empregaram RAP-RS400, quanto para o grupo com RAP-BR290. O acréscimo do teor de fresado proporcionou aumento dos módulos de resiliência das misturas, o que vai ao encontro do comportamento esperado.

Na Figura 60 seguir são plotados os valores de módulo de resiliência obtidos para cada uma das três amostras de cada mistura analisada, de acordo com os respectivos pares de tensões empregados nos testes triaxiais de cargas repetidas. A esquerda, são representadas as misturas com RAP-RS400 e a direita o grupo com RAP-BR290.

Figura 60 - Valores de módulo de resiliência das misturas estudadas



Fonte: Autora

Para as misturas que empregaram o RAP-RS400, com ligante asfáltico do tipo 50/70, percebe-se que a “M1-100%RAP-RS” obteve valores significativamente elevados de módulo em relação às demais. Em seguida é possível distinguir a “M2-70%RAP-RS” ocupando uma segunda classificação, já as misturas “M3-30%RAP-RS” e “M4-22%RAP-RS” obtiveram valores próximos de módulo ocupando um terceiro lugar e a “M0-100%AV” apresentou os menores valores de módulo de resiliência.

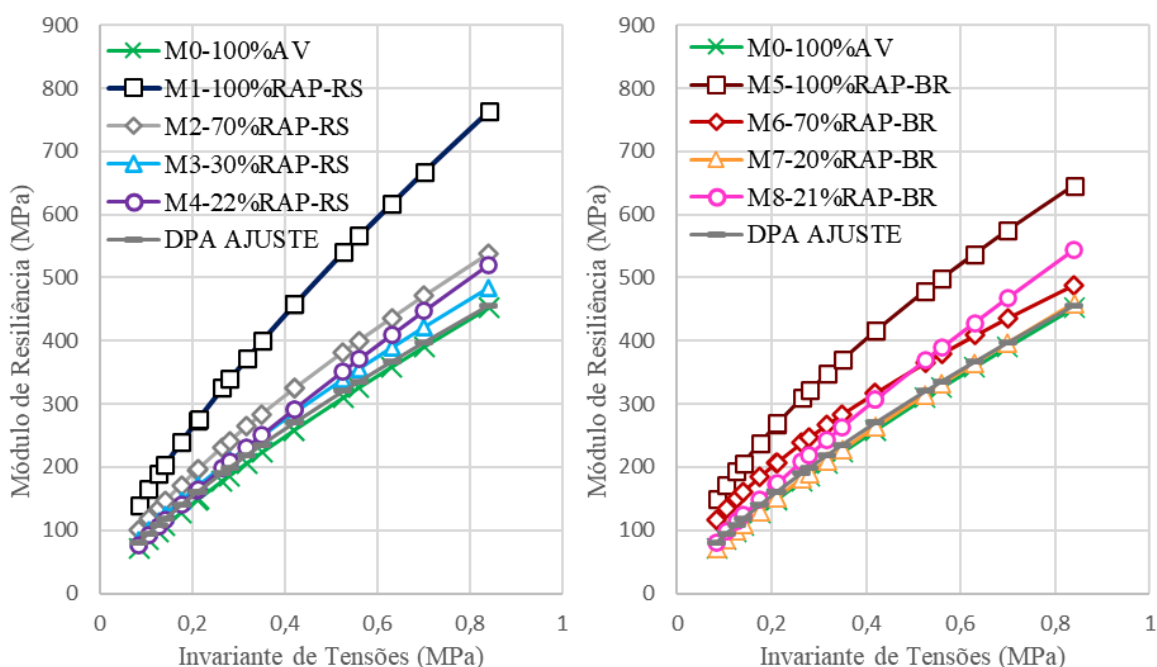
Para as misturas com RAP-BR290, com ligante asfáltico modificado por polímero, o comportamento foi semelhante. A mistura “M5-100%RAP-BR” apresentou os maiores valores de módulo do grupo, enquanto que as misturas “M6-70%RAP-BR” e “M8-21%RAP-BR” com valores próximos de módulo ocupam um segundo lugar, seguida da “M7-20%RAP-BR” e por último a “M0-100%AV” com os menores valores de módulo.

Ainda, ao comparar os dois grupos, percebe-se que as misturas com RAP-RS400 apresentaram valores de resiliência ligeiramente superiores às misturas com RAP-BR290. Acredita-se que isso se justifica devido a maior densidade desse fresado, maior presença de partículas graúdas e maior grau de envelhecimento do ligante asfáltico (Figura 41 e Figura 42, p.91). Portanto, pode-se concluir que fresados mais envelhecidos, cujo processo de reativação por aquecimento é mais dificultoso, tendem a gerar camadas granulares mais resistentes, favorecendo a reciclagem a frio desses materiais em camadas granulares.

Além disso, considerando que, dentre os modelos de previsão para módulo de resiliência, o  $K-\theta$ , dependente do primeiro invariante de tensões, possui representação bidimensional e expressa a influencia conjunta das tensões confinante e desvio, torna-se interessante utilizá-lo como ferramenta análise.

Na Figura 61 a seguir são representados os valores de módulo obtidos pelos modelos  $K-\theta$ , representativos de cada mistura, considerando o conjunto total de amostras. A esquerda são ilustradas as misturas com RAP-RS400 e a direita o grupo com RAP-BR290. Também é representada a mistura “DPA-Ajuste”, analisada por Sagrilo(2020).

Figura 61 - Modelos "K- $\theta$ " para as misturas estudadas



Fonte: Autora

Observando as curvas da Figura 61, percebe-se um resultado semelhante ao descrito por Abderahman, Alam e Zollars (2011), ilustrado pela Figura 34 (p.78) nesta pesquisa. De maneira análoga ao ocorrido na análise anterior, nota-se que a adição de fresado proporcionou aumento dos módulos de resiliência das misturas. Ainda, percebe-se que as misturas “M0-100%AV” e “DPA-Ajuste” apresentaram curvas sobrepostas.

Contudo, para as misturas com RAP-BR290, a mistura “M8-21%RAP-BR” obteve módulos superiores que a “M6-70%RAP-BR” nas tensões elevadas, mesmo com 49% menos fresado. Esse comportamento justifica-se pelo fato da mistura “M6-70%RAP-BR” apresentar



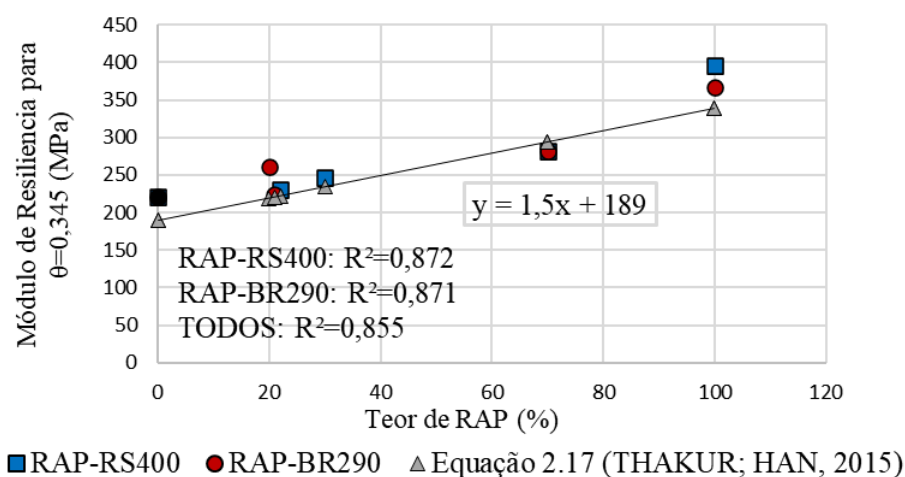
uma granulometria mais fina e uniforme, com CNU de 10, enquanto a “M8-21%RAP-BR”, que possui mais agregados graúdos, apresenta um CNU de 23,91.

O mesmo pode ser observado ao comparar as curvas “M3-30%RAP-RS” e “M4-22%RAP-RS”. Apesar da maior presença de fresado, a mistura M3 apresentou módulos menores nas tensões elevadas do que a M4, que possui maior presença de partículas graúdas.

Ainda, com os parâmetros resultantes do modelo K- $\theta$ , é possível empregar a equação 2.17, desenvolvida no trabalho de Thakur e Han (2015). Os autores analisaram a influencia do teor de RAP no módulo de resiliência, empregando dados de trabalhos anteriores e fixando um valor de tensão de  $\theta = 0,345$  MPa.

Confrontando a equação linear crescente apresentada pelos autores supracitados com os resultados obtidos para as misturas estudadas nesta pesquisa, obteve-se um coeficiente de correlação da ordem de 0,855. Já, quando os grupos são analisados separadamente, obteve-se um  $R^2$  de 0,872 para as misturas com RAP-RS400 e 0,871 para grupo RAP-BR290, conforme ilustrado na Figura 62. Logo, conclui-se que análises que considerem características dos materiais fresados, como o tipo de ligante asfáltico presente, tendem a representar melhor o comportamento desses materiais.

Figura 62 - Correlação da equação de Thakur e Han (2015) para as misturas estudadas



Fonte: Autora.

Ainda, de maneira semelhante ao realizado por Thakur e Han (2015), foram propostas equações que relacionassem o módulo de resiliência das misturas (para  $\theta = 0,345$  MPa) com o teor de RAP presente, conforme ilustra a Figura 63.

Nessa análise, a Equação 4.1 de tendência linear, englobando todos as misturas, obteve um coeficiente de correlação de 0,8546. Já a Equação 4.2, de tendência exponencial, obteve  $R^2$

= 0,8865. Assim, acredita-se que o teor de fresado influencie de maneira exponencial os resultados de módulo para o nível de tensão analisado.

$$Y = 1,5548 \cdot X + 203,98 \quad R^2=0,8546 \quad (4.1)$$

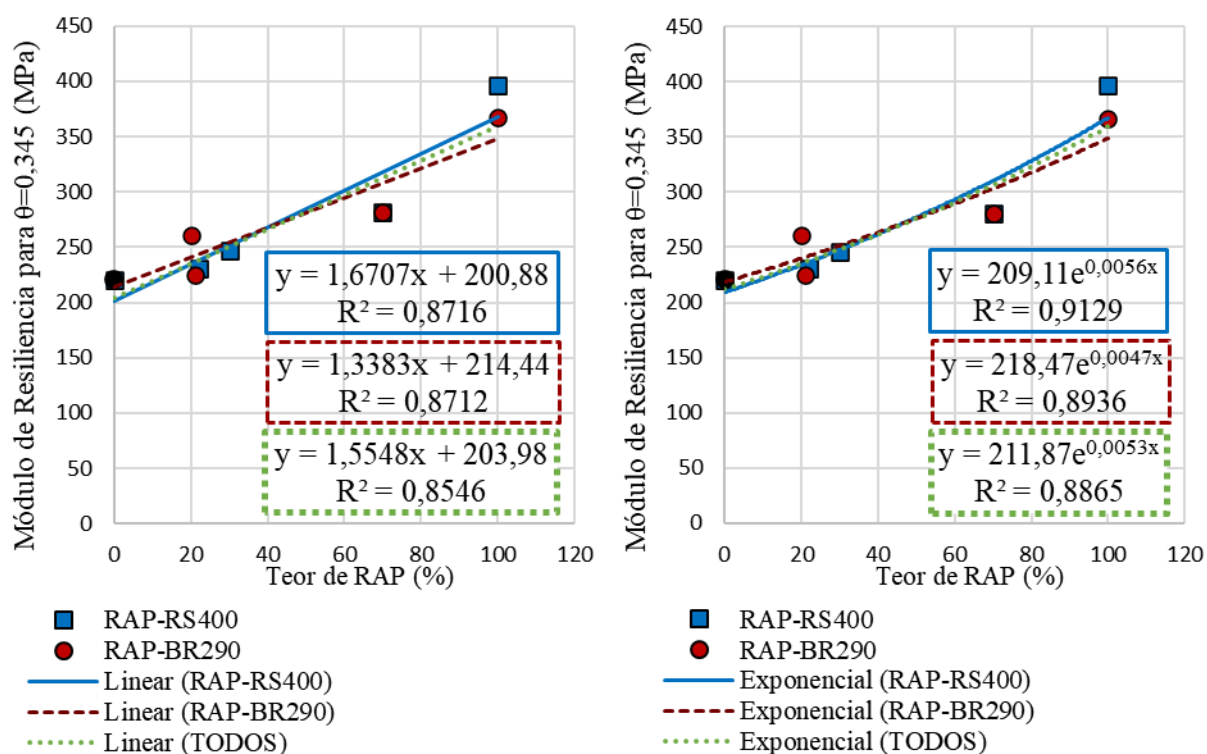
$$Y = 211,87 \cdot e^{0,0053 \cdot X} \quad R^2=0,8865 \quad (4.2)$$

Onde:

Y: Módulo de resiliência para  $\theta = 0,345$  MPa (MPa)

X: Teor de RAP (%)

Figura 63 - Análise da influência do teor de RAP no MR para  $\theta = 0,345$  MPa



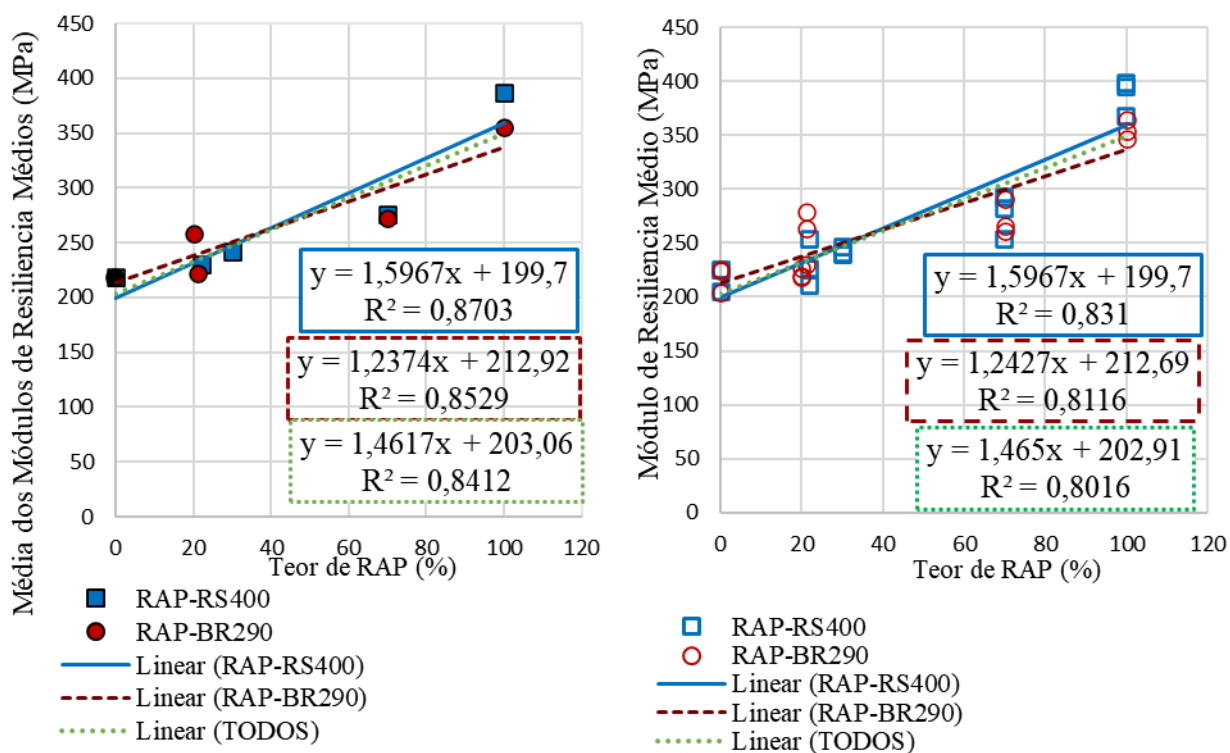
Fonte: Autora

Também foram confrontados os valores médios dos módulos de resiliência médios, para o conjunto de três ensaios, com o teor de fresado presente em cada mistura. Considerando uma tendência linear, o  $R^2$  atingiu 0,8412 e valores semelhantes ao da Equação 4.1. Contudo, quando essa relação foi expressa pelos valores individuais de módulo de resiliência médio de cada um dos três ensaios, o  $R^2$  diminuiu para 0,8016. Ainda, assim como anteriormente, a correlação foi maior quando analisado os grupos individualmente, como ilustrado na Figura 64.

Por fim, a mesma análise foi repetida considerando uma tendência exponencial. Para a relação utilizando a média dos valores de módulo de resiliência médios dos três ensaios, o coeficiente de correlação atingiu 0,8724 e os valores da equação foram semelhantes aos encontrados para a Equação 4.2. Já, considerando os valores de módulo de resiliência médios de maneira individual, o  $R^2$  também reduziu, atingindo 0,8308, como ilustrado na Figura 65.

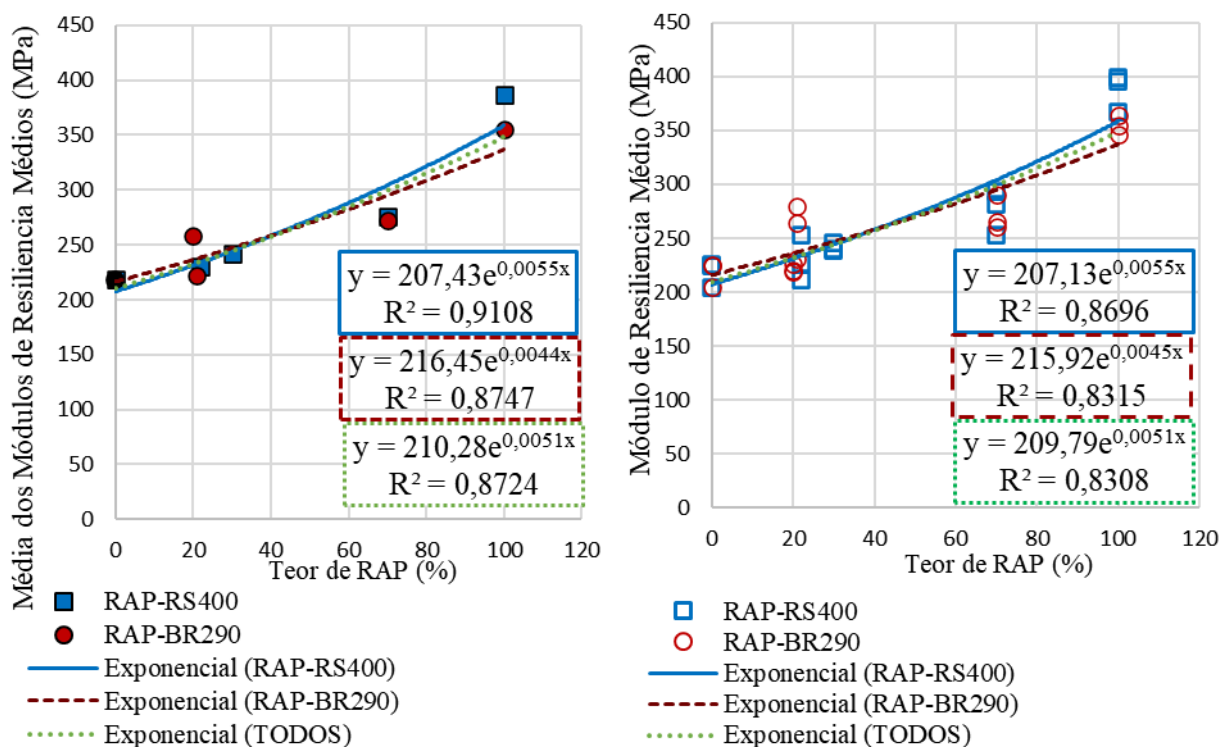
Portanto, pode-se concluir que o teor de fresado presente nas misturas influencia de maneira crescente e exponencial os valores de módulo de resiliência obtidos. Ainda, observa-se que análises individuais que considerem aspectos dos fresados, corroboram para uma caracterização mais assertiva de seu comportamento.

Figura 64 - Análise da influência do teor de RAP no MR Médio: Tendência linear



Fonte: Autora

Figura 65 - Análise da influência do teor de RAP no MR Médio: Tendência exponencial



Fonte: Autora

#### 4.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Conforme discutido anteriormente, para os ensaios de deformação permanente foi necessário reduzir o número de misturas avaliadas, devido ao tempo de duração dos testes e disponibilidade do equipamento. Assim, optou-se por selecionar três misturas, priorizando o fresado RAP-RS400, pois é oriundo de uma camada asfáltica com ligante asfáltico do tipo 50/70, mais empregado no estado.

As misturas M0-100%AV, M1-100%RAP-RS e M3-30%RAP-RS foram submetidas aos ensaios de deformação permanente, seguindo as orientações da norma DNIT 178/2018-IE. Dessas composições granulares, apenas a M1-100%RAP-RS não atende aos limites para Faixa C, segundo a especificação DNIT 141/2010-ES, sendo composta apenas com material fresado sem a presença de grumos superiores a 19,1mm.

Cada amostra foi submetida a 150.000 ciclos de aplicação de carga, empregando diferentes tensões (vide Tabela 30). Após o ensaio de DP, foi realizado ensaio de MR para cada amostra, o teor de umidade foi calculado por meio da diferença de massa do corpo de prova antes e após o procedimento completo (DP + MR após DP). Devido ao longo tempo de duração do ensaio (21 horas no mínimo), o peso da amostra úmida após o procedimento variava do

aferido imediatamente após a moldagem, assim, optou-se por definir o teor utilizando o peso inicial do corpo de prova úmido e o peso após secagem completa em estufa por 48h à 40-50°C.

A seguir são apresentados os resultados obtidos na avaliação da deformação plástica para cada mistura, assim como os parâmetros de regressão obtidos para o modelo de previsão desenvolvido por Guimarães (2009) através do software Statística.10 e a avaliação da ocorrência de *shakedown*, utilizando diferentes critérios de classificação.

Nas análises de ocorrência de Shakedown, foram plotados gráficos da taxa de acréscimo de deformação permanente versus a deformação permanente vertical acumulada das amostras, empregando valores experimentais. O eixo horizontal foi limitado em  $5.000 \times 10^{-3}$  mm, possibilitando uma visualização adequada das curvas para os resultados obtidos.

#### 4.4.1 Mistura sem fresado: M0-100%AV

Para a mistura composta apenas com agregados virgens de riodacito, oriundos da pedra Della Pasqua (Itaara-RS), foram moldadas amostras compactadas na energia modificada. As amostras foram validadas quando o grau de compactação atingiu valores entre 99% e 101%, com um teor de umidade de 7,3% +/- 1%. Na Tabela 49 são resumidas as características dos corpos de prova empregados nos ensaios, para cada par de tensão. No gráfico ilustrado pela Figura 66 são mostradas as deformações permanentes acumuladas ao longo do número de aplicações de carga, para cada nível de tensão avaliado.

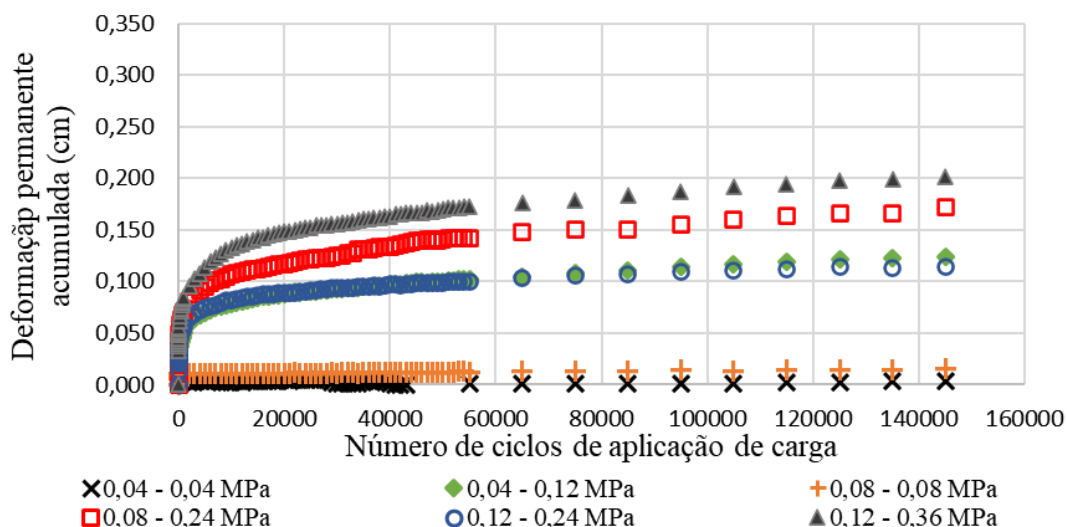
Tabela 49- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M0-100%AV

C.P	Par de	MEAs	W	G.C	D. médio	H	H	V.V	V.V
	tensões					Início	Fim	Início	Fim
	$\sigma_3 - \sigma_d$	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(cm)	DP	DP	DP	DP
	(MPa)					(cm)	(cm)	(%)	(%)
M0-1	0,04 - 0,04	2,095	6,80	99,29	9,98	20,10	20,10	20,67	20,67
M0-2	0,04 - 0,12	2,089	6,44	99,00	9,99	20,14	20,01	20,90	20,39
M0-3	0,08 - 0,08	2,119	7,28	100,43	9,98	19,99	19,98	19,77	19,73
M0-4	0,08 - 0,24	2,089	7,00	99,00	10,00	19,99	19,82	20,90	20,22
M0-5	0,12 - 0,24	2,091	7,28	99,10	9,98	20,05	19,94	20,83	20,39
M0-6	0,12 - 0,36	2,093	6,75	99,19	9,97	20,03	19,83	20,75	19,95

Legenda: C.P: Corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: grau de compactação; H: Altura média do corpo de prova; V.V: volume de vazios; DP: ensaio triaxial de deformação permanente

Fonte: Autora

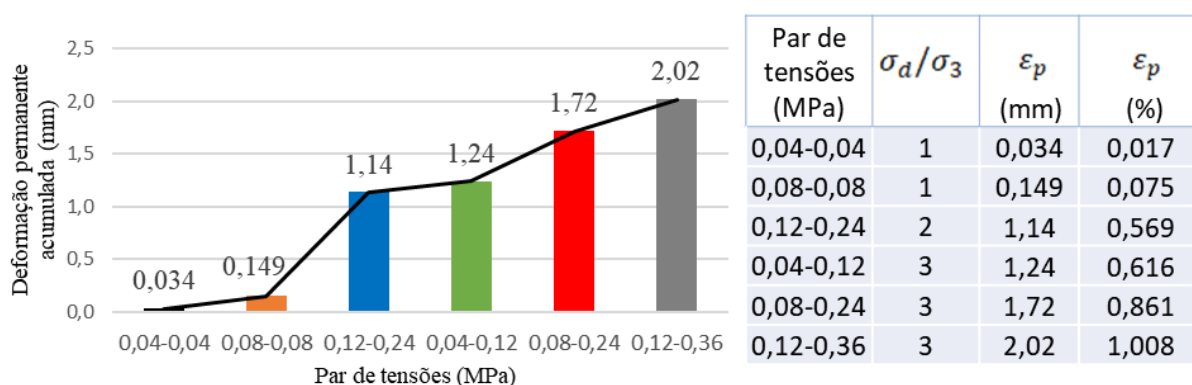
Figura 66 - Deformação permanente acumulada: M0-100%AV



Fonte: Autora

Ao analisar as curvas apresentadas na Figura 66 é clara a influência do estado de tensões na deformação plástica total sofrida pelas amostras. Para os pares de tensão com uma relação  $\sigma_d/\sigma_3 = 1$ , as deformações totais foram inferiores a 0,05 cm. Para uma relação  $\sigma_d/\sigma_3 = 2$ , ficaram entre 0,10 e 0,15 cm, enquanto que para  $\sigma_3/\sigma_d = 3$  as deformações foram maiores, ficando entre 0,15 e 0,20 cm. Os valores das deformações plástica acumulada e específica para cada par de tensão são resumidos na Figura 67.

Figura 67 - Deformação permanente acumulada específica: M0-100%AV



Fonte: Autora.

A partir dos valores da deformação específica acumulada por ciclo de aplicação de carga e das tensões aplicadas em cada teste, foi realizada uma análise de regressão não linear para obtenção dos parâmetros para o modelo de Guimarães. A Equação 4.3 expressa o modelo obtido

para a mistura M0-100%AV e seu respectivo coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Percebe-se que o modelo representou de forma satisfatória o comportamento plástico da composição granular.

$$\varepsilon_p^{esp} = 0,019 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-1,113} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,650} \times N^{0,180} \quad R^2=0,981 \quad (4.3)$$

Onde:

$\varepsilon_p^{esp}$ : Deformação plástica específica [%];

$\sigma_3$ : tensão confinante [MPa];

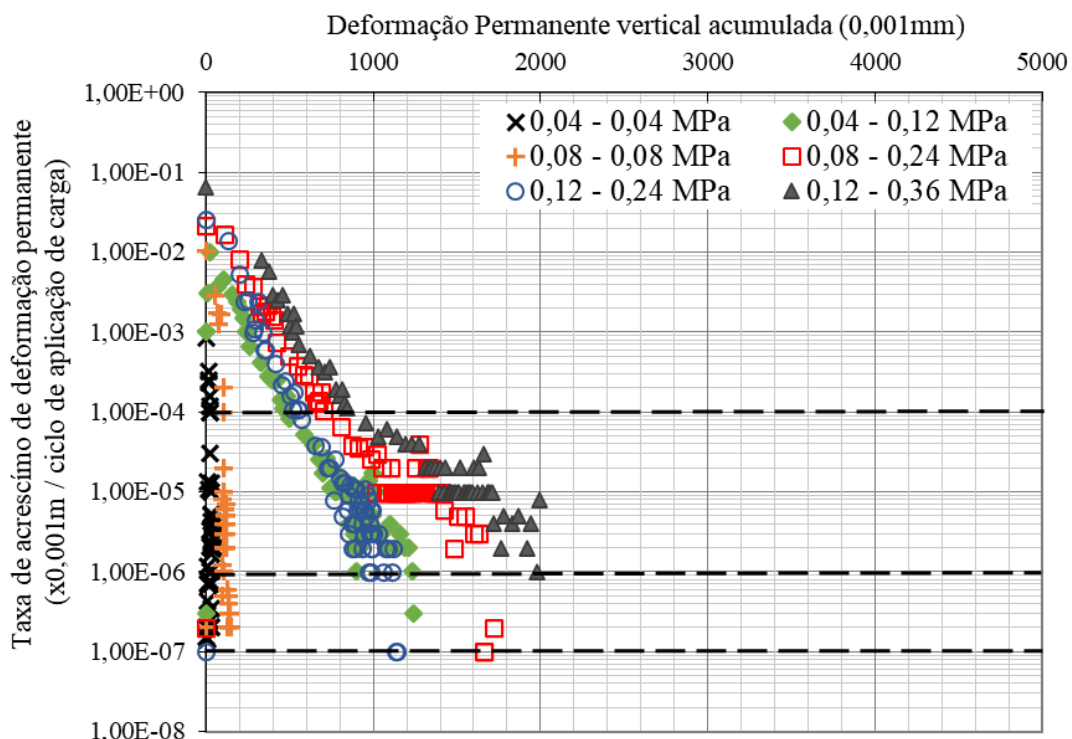
$\sigma_d$ : tensão desvio [MPa];

$\rho_0$ : tensão atmosférica [=0,1MPa];

N: Número de repetições de carga.

Para a análise de ocorrência de “*shakedown*”, ou seja, da determinação do nível de tensão que provoca o acomodamento plástico do material, foram plotados gráficos apresentados nas figuras a seguir. Para isso, foram usados os valores experimentais obtidos nos ensaios. Ainda, é importante salientar que para essa mistura o valor total da deformação permanente acumulada foi de no máximo 2,02 mm, correspondendo à 1,01% da altura de um corpo de prova padrão de 10cm de diâmetro e 20cm de altura, portanto ultrapassando o limite de 1% estipulado por Lima (2020).

Figura 68 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais - M0-100%AV



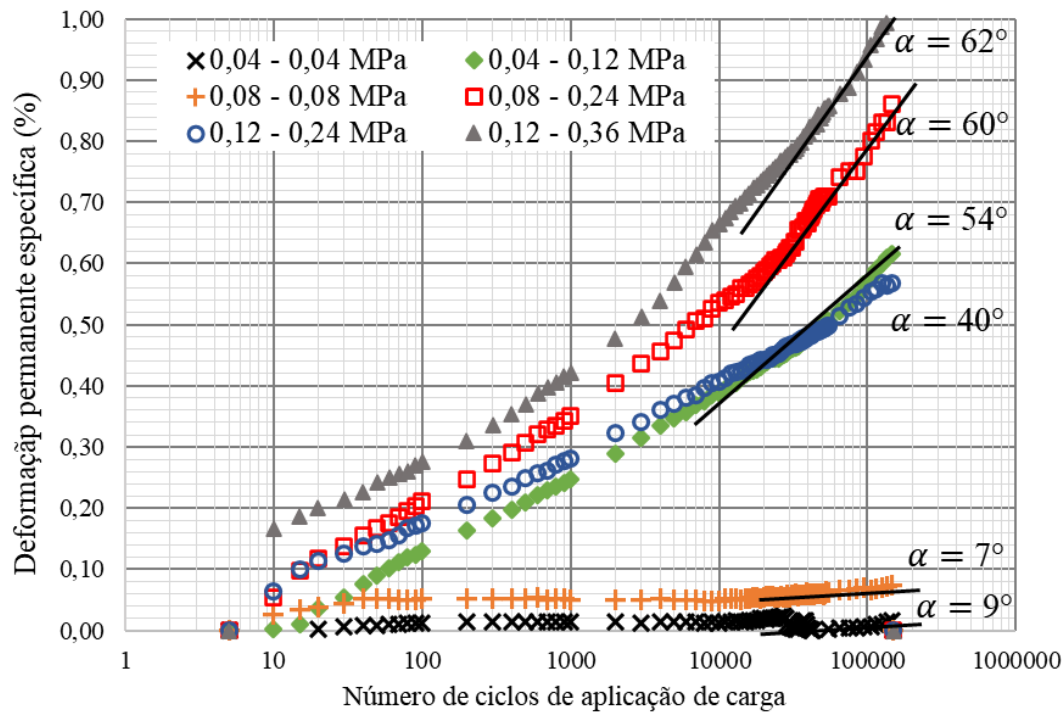
Observando a Figura 68, percebe-se que o material apresentou uma curva característica vertical para as os pares de tensão 0,04-0,04 e 0,08-0,08 (MPa). Logo, nesses níveis de tensão o comportamento da mistura se enquadra no nível “A” de “*Shakedown*”, contudo o valor limite de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  para a taxa de acréscimo não foi atingido com os 150 mil ciclos de carregamento. Para os demais pares de tensões as curvas apresentaram uma inclinação significativa inicial, porém é possível perceber que as amostras tendem a entrar em acomodamento plástico. Para os pares 0,12-0,24 e 0,08-0,24 (MPa), a taxa de acréscimo atingiu o limite de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  sugerindo que para esses níveis de tensões ocorreria o acomodamento, enquanto que para os pares 0,04-0,12 e 0,12-0,36 o valor mínimo não foi atingido.

Já, utilizando o método de análise sugerido por Lima (2020), percebe-se que todas as amostras atingiram o limite de “*shakedown*” de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  m/ciclo com uma deformação permanente acumulada máxima inferior a 1% da altura do corpo de prova, exceto no par 0,12-0,36 (MPa). Para os dois menores níveis de tensão as curvas mostraram uma tendência a serem paralelas ao eixo das ordenadas e as demais apresentaram uma inclinação maior, atingindo uma taxa de acréscimo da ordem de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  m/ciclo e de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  m/ciclo no caso dos pares 0,12-0,24 e 0,08-0,24 (MPa).

Outra forma de classificação dos níveis de shakedown é através da inclinação das curvas de deformação, como sugerido por Alnedawi, Nepal e Al-Ameri (2019b). Para isso, foi necessário plotar o gráfico representado na Figura 69 abaixo. Percebe-se que somente as curvas correspondentes aos níveis de tensões mais baixos apresentaram uma inclinação inferior a  $22,5^\circ$  (Nível “A”), para o par 0,12-0,24 (MPa) o angulo foi inferior á  $45^\circ$  (Nível “B”) e as demais apresentaram ângulos superiores à  $45^\circ$  (Nível “C”). Contudo o comportamento “AB” não é contemplado pela classificação.



Figura 69 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M0-100%AV



Fonte: Autora

Na Tabela 50 a seguir são resumidas as diferentes classificações obtidas para os limites de *shakedown*. Acredita-se que a classificação sugerida por Lima (2020) foi a que melhor representou o comportamento da mistura.

Por fim, na Tabela 51 são apresentados os módulos de resiliência médios obtidos após cada teste de DP, assim como seus modelos de previsão. Nota-se que os valores obtidos foram próximos ao determinado nos ensaios de MR, nomeado como “Referência”, porém inferiores, exceto para o par 0,08-0,08 (MPa). Percebe-se que os pares de tensão que demonstraram queda significativa da capacidade resiliente foram aqueles nos quais foram observadas as maiores deformações, esse comportamento também foi verificado para a mistura DPA-Ajuste, analisada por Sagrilo (2020).

Tabela 50 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M0-100%AV

Par de tensões (MPa)	Dawson e Wellner (1999)	Lima (2020)	Werkmeister (2003)	Gu et al (2017)	Alnedawi et al (2019)	Visual
0,04 - 0,04	B	A	B	B	A	A
0,04 - 0,12	B	A	C	C	C	B
0,08 - 0,08	B	A	B	B	A	A
0,08 - 0,24	A	A	C	C	C	B
0,12 - 0,24	A	A	C	C	B	B
0,12 - 0,36	B	AB	C	C	C	B

Fonte: Autora

Tabela 51 - Análise de MR após DP: M0-100%AV

Par de tensões (MPa)	Modelo Composto				MR Médio	Diferença MR. Médio Ref. - MR Médio
	$MR = K1 \times \sigma_3^{K2} \times \sigma_d^{K3}$					
	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>		
<b>Referência</b>	<b>1938,633</b>	<b>0,694</b>	<b>0,159</b>	<b>0,989</b>	<b>218,16</b>	<b>-</b>
0,04 - 0,04 (1)	2062,688	0,782	0,139	0,997	193,32	24,843
0,04 - 0,12 (2)	1748,428	0,701	0,191	0,997	182,05	36,111
0,08 - 0,08 (3)	2012,156	0,674	0,175	0,993	232,24	<b>-14,081</b>
0,08 - 0,24 (4)	2771,175	0,783	0,290	0,992	197,27	20,895
0,12 - 0,24 (5)	2308,524	0,737	0,304	0,993	179,49	38,669
0,12 - 0,36 (6)	2149,962	0,683	0,326	0,991	183,74	34,427
MÉDIA (1-6)	2175,489	0,727	0,238	-	194,69	23,477
C.V (1-6)	0,159	0,067	0,330	-	0,092	-
<b>TODOS (1-6)</b>	<b>2138,696</b>	<b>0,724</b>	<b>0,234</b>	<b>0,959</b>	<b>-</b>	<b>-</b>

Fonte: Autora

#### 4.4.2 Mistura com 30% de fresado: M3-30%RAP-RS

De maneira análoga a mistura anterior, para a composição com 30% de RAP-RS400 foram moldadas amostras compactadas. Essas foram consideradas válidas quando o grau de compactação atingiu valores entre 99% e 101%, com teor de umidade de 8,2% +/- 1%. Na Tabela 52 a seguir são resumidas características das amostras submetidas aos testes de deformação plástica e na Figura 70 são mostradas as deformações permanentes acumuladas ao longo do número de aplicações de carga, para cada nível de tensão avaliado.

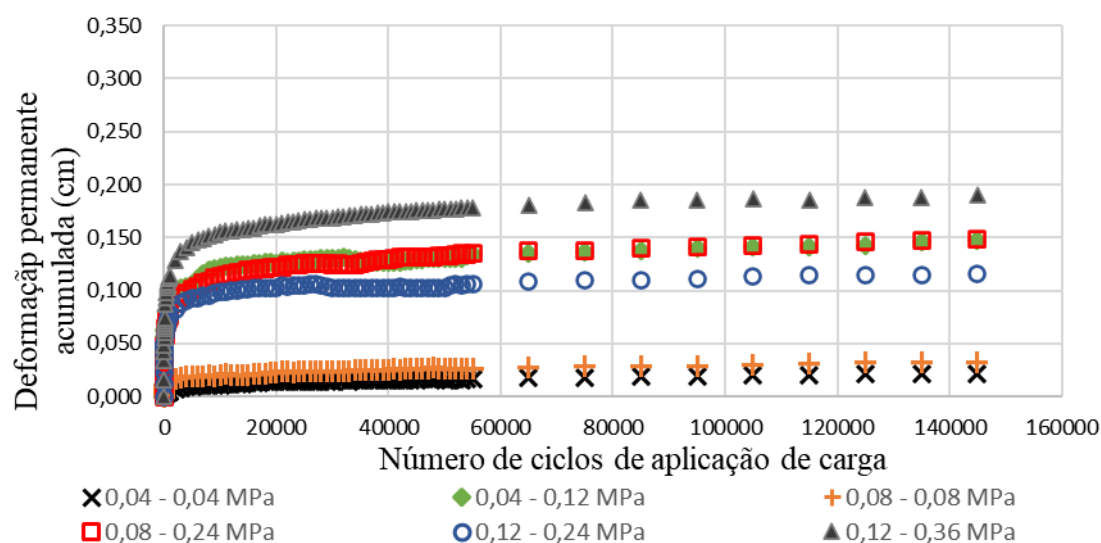
Tabela 52- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M3-30%RAP-RS

C.P	Par de	MEAs (g/cm <sup>3</sup> )	W (%)	G.C (%)	D. médio (cm)	H	H	V.V	V.V
	tensões $\sigma_3 - \sigma_d$ (MPa)					Início DP (cm)	Fim DP (cm)	Início DP (%)	Fim DP (%)
M3-1	0,04 -0,04	2,132	7,97	99,63	9,99	20,08	20,06	19,82	19,74
M3-2	0,04 - 0,12	2,146	7,89	100,28	10,00	20,04	19,89	19,29	18,68
M3-3	0,08 - 0,08	2,134	7,68	99,72	10,00	20,11	20,07	19,74	19,58
M3-4	0,08 - 0,24	2,129	7,22	99,49	9,99	20,23	20,08	19,93	19,33
M3-5	0,12 -0,24	2,145	8,16	100,23	9,96	20,12	20,00	19,33	18,85
M3-6	0,12 - 0,36	2,121	7,22	99,11	9,99	20,23	20,15	20,23	19,92

Legenda: C.P: Corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: grau de compactação; H: Altura média do corpo de prova; V.V: volume de vazios; DP: ensaio triaxial de deformação permanente

Fonte: Autora

Figura 70 - Deformação permanente acumulada: M3-30%RAP-RS



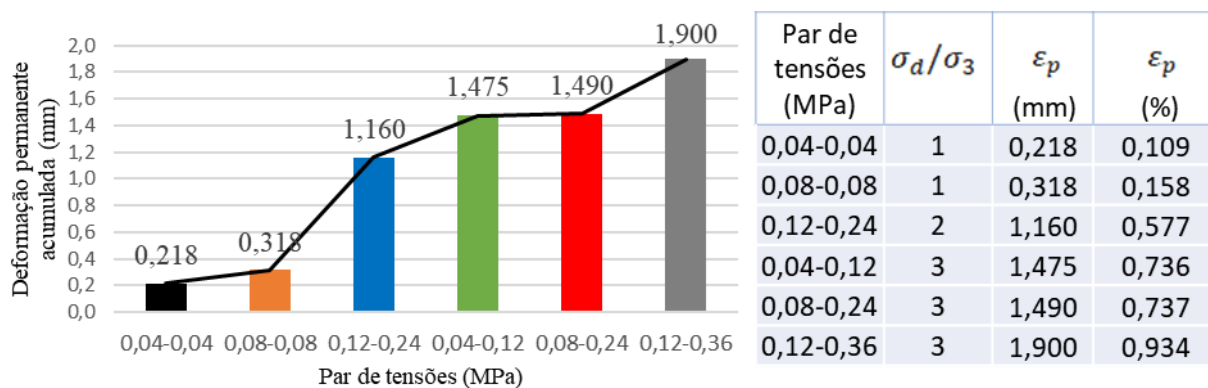
Fonte: Autora

Analisando os valores de deformação permanente acumulada para cada nível de tensão é possível perceber novamente a influência do estado de tensões. Na Figura 71 são resumidos os valores de deformação de acordo com a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ . Para a relação  $\sigma_d/\sigma_3 = 1$ , as deformações foram menores, enquanto que para  $\sigma_d/\sigma_3 = 2$  houve um aumento de cerca de 0,4% e para os níveis mais altos ( $\sigma_d/\sigma_3 = 3$ ), a deformação atingiu 0,934%, próxima a 1% da altura inicial da amostra.

Ainda, é interessante ressaltar que as deformações ocorridas para os pares 0,04-0,12 e 0,08-0,24 (MPa) foram próximas, enquanto que para o par 0,12-0,36 (MPa) ela foi significativamente superior. Diferente do ocorrido na mistura M0-100%AV onde os valores de  $\epsilon_p$  para esses últimos três pares aumentaram gradualmente.

Acredita-se que essa diferença de comportamento verificada possa estar relacionada a presença do RAP, fazendo com que o crescimento nos valores de tensão entre os pares 0,04-0,12 e 0,08-0,24 não provocasse um ganho expressivo de deformação. Isso pode ter ocorrido devido a propriedade cimentante do RAP, herdada do ligante asfáltico. Embora, ainda seja perceptível o aumento das deformações à medida que as tensões foram elevadas.

Figura 71 - Deformação permanente acumulada específica: M3-30%RAP-RS



Fonte: Autora

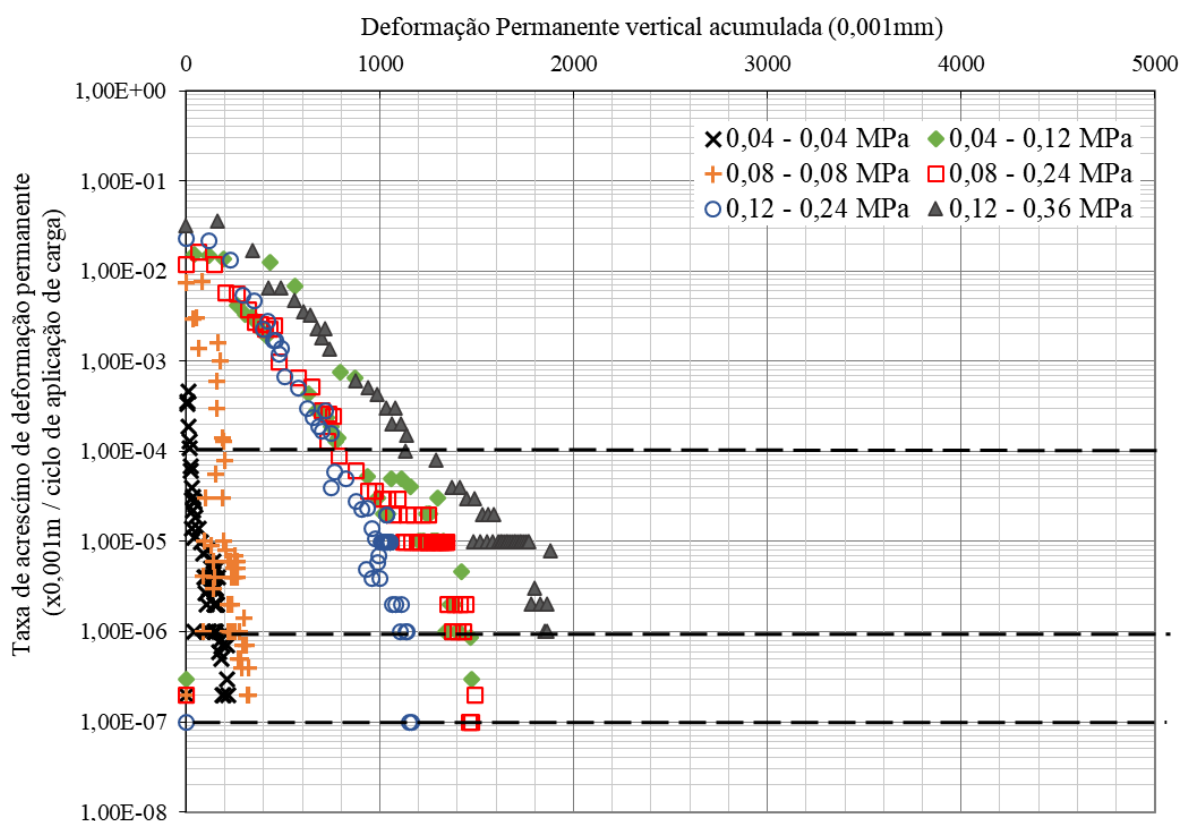
De posse dos valores de deformação para cada nível de tensão avaliado, foi realizada uma análise de regressão não linear para obtenção dos parâmetros do modelo de previsão de Guimarães (2009). Os resultados encontrados são mostrados na Equação 4.4 a seguir, de maneira geral, o modelo relacionou-se de maneira satisfatória com os dados experimentais.

$$\epsilon_p^{esp} = 0,03863 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-1,12055} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,425} \times N^{0,1372} \quad R^2=0,947 \quad (4.4)$$

Para a análise de ocorrência de “*shakedown*” foram plotados os gráficos das figuras a seguir. De maneira geral, o comportamento apresentado pela mistura M3-30%RAP-RS foi semelhante ao da mistura anterior, sem presença de RAP.

Observando as curvas características da Figura 72, nota-se que essas apresentaram uma tendência vertical para os níveis mais baixos de tensão, contudo a taxa de acréscimo de deformação não atingiu o valor limite de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Para os pares 0,12-0,24 e 0,08-0,24 (MPa) esse valor foi atingido, mas as curvas apresentaram uma inclinação maior, sugerindo que para estes níveis de tensão as deformações iniciais foram mais significativas. Já para os pares 0,04-0,12 e 0,12-0,36 a trajetória das curvas foram semelhantes, mas as taxas de acréscimo atingiram o valor mínimo de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Além disso, para essa composição granular, a deformação permanente máxima acumulada foi de cerca 1,90 mm, ou seja 0,95% da altura do corpo de prova padrão, abaixo do limite de 1% definido por Lima (2020).

Figura 72 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais – M3-30%RAP-RS



Fonte: Autora

Para classificação dos níveis de “*shakedown*” conforme a metodologia sugerida por Alnedawi, Nepal e Al-Ameri (2019b), foi plotado o gráfico representado na Figura 73. Neste caso, percebe-se que nenhuma das amostras apresentou um ângulo de deformação maior que 45°. Para os menores níveis de tensão os ângulos de deformação foram menores 22,5°, assim caracterizando o comportamento do tipo “A” e para os quatro níveis seguintes os ângulos medidos ficaram entre 22,5° e 45°, classificados como nível “B”. Novamente, ressalta-se que nesta classificação o comportamento “AB” não é considerado. A classificação quanto ao nível de “*shakedown*” da mistura M3-30%RAP-RS, para diferentes critérios, é resumida na Tabela 53.

Por fim, para verificação do MR das amostras foram executados ensaios imediatamente após os ensaios de DP é apresentada a Tabela 54. Os resultados obtidos foram analisados através do Modelo Composto e comparados com os valores obtidos nos ensaios de módulo, nomeado como “Referência”. Percebe-se que houve aumento do módulo de resiliência médio após as solicitações do ensaio de deformação permanente para todas as amostras, com exceção da “0,12x0,36 (6)”, que obteve maior deformação e da “0,04-0,04 (1)”, destacada em vermelho.

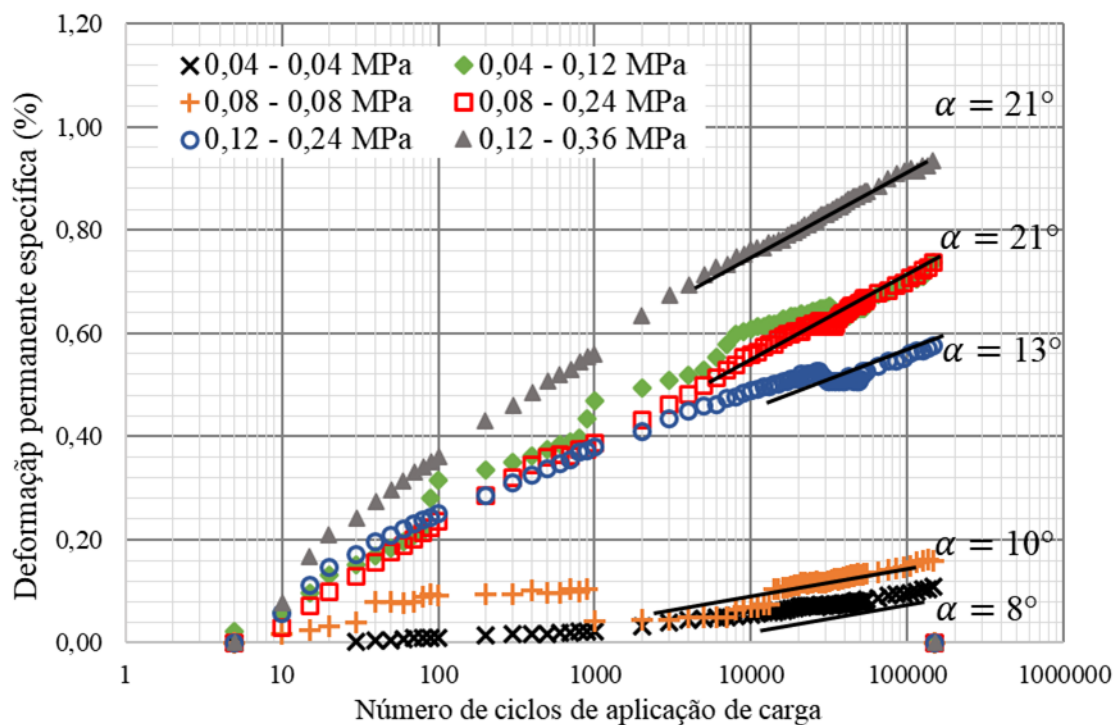
Para a amostra “0,04x0,04 (1)” ocorreram problemas de leituras das deformações elásticas pelo software, assim, a análise englobando as todas as amostras foi realizada novamente excluindo esse caso. Percebe-se que o coeficiente de correlação aumentou significativamente, de 0,765 para 0,925, o que corrobora para o fato dos valores de MR para esse par de tensão estarem em desacordo com o verificado pelo grupo.

Tabela 53 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M3-30%RAP-RS

Par de tensões (MPa)	Dawson e Wellner (1999)	Lima (2020)	Werkmeister (2003)	Gu et al (2017)	Alnedawi et al (2019)	Visual
0,04 - 0,04	B	A	C	C	A	A
0,04 - 0,12	B	A	C	C	C	AB
0,08 - 0,08	B	A	C	C	A	A
0,08 - 0,24	A	A	C	C	C	AB
0,12 - 0,24	A	A	C	C	B	AB
0,12 - 0,36	B	A	C	C	C	B

Fonte: Autora

Figura 73 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M3-30%RAP-RS



Fonte: Autora

Tabela 54 - Análise de MR após DP: M3-30%RAP-RS

Par de tensões (MPa)	Modelo Composto				MR Médio (MPa)	Diferença MR. Médio Ref. – MR Médio
	$MR = K1 \times \sigma_3^{K2} \times \sigma_d^{K3}$					
	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>		
<b>Referência</b>	<b>2012,018</b>	<b>0,705</b>	<b>0,110</b>	<b>0,993</b>	<b>241,628</b>	-
0,04 - 0,04 (1)	417,695	-0,098	0,638	0,980	146,471	95,151
0,04 - 0,12 (2)	4403,447	0,796	0,217	0,982	342,542	-100,920
0,08 - 0,08 (3)	2880,782	0,702	0,208	0,985	254,643	-13,021
0,08 - 0,24 (4)	7426,411	1,059	0,330	0,992	254,725	-13,104
0,12 - 0,24 (5)	4488,070	0,779	0,350	0,993	290,707	-49,086
0,12 - 0,36 (6)	2871,046	0,716	0,294	0,985	240,261	<b>1,361</b>
MÉDIA (1-6)	2567,308	0,467	0,354	-	254,892	-13,270
C.V (1-6)	0,783	1,053	0,693	-	0,254	-
<b>TODOS (1-6)</b>	<b>3167,2</b>	<b>0,712</b>	<b>0,306</b>	<b>0,765</b>	-	-
<b>TODOS (2-6)</b>	<b>4186,9</b>	<b>0,804</b>	<b>0,286</b>	<b>0,925</b>	-	-

Fonte: Autora

#### 4.4.3 Mistura 100% fresado: M1-100%RAP-RS

A mistura M1-100%RAP-RS, composta somente com RAP-RS400, também foi submetida a testes de deformação permanente. Diferente das composições anteriores, sua distribuição granulométrica não atende aos limites da Faixa C, segundo a especificação DNIT 141/2010-ES, apresentando falta de finos.

Na Tabela 55 abaixo são resumidas características do processo de moldagem e a variação na altura dos corpos de prova após os testes de DP. As amostras submetidas aos ensaios foram consideradas válidas quando seu grau de compactação ficou entre 99 e 101%, com teor de umidade de 7,1 +/- 1%. Na Figura 74 são resumidos os resultados dos ensaios.

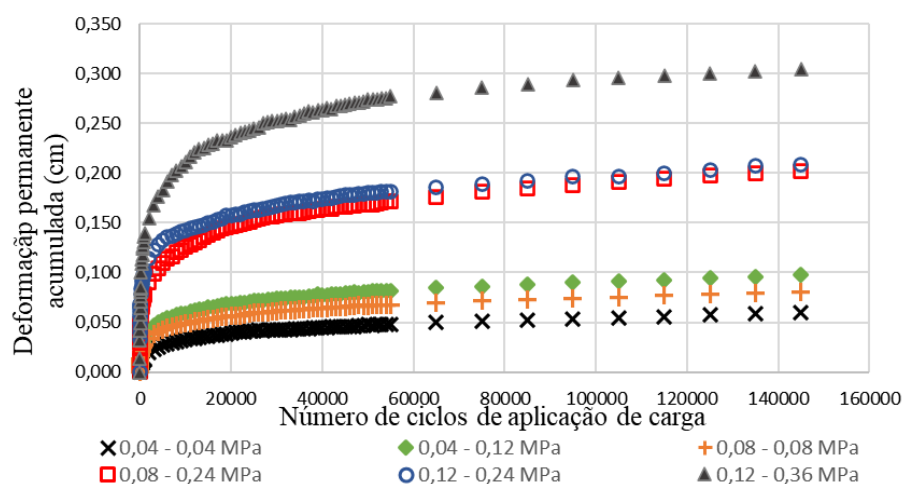
Tabela 55- Amostras compactadas submetidas a ensaios de DP: M1-100%RAP-RS

C.P	Par de tensões		MEAs (g/cm <sup>3</sup> )	W (%)	G.C (%)	D. médio (cm)	H	H	V.V	V.V
	$\sigma_3 - \sigma_d$ (MPa)						Início DP (cm)	Fim DP (cm)	Início DP (%)	Fim DP (%)
M1-1	0,04 - 0,04		2,133	6,81	99,39	9,97	20,05	19,99	20,32	20,08
M1-2	0,04 - 0,12		2,135	6,78	99,49	9,95	20,03	19,93	20,25	19,85
M1-3	0,08 - 0,08		2,123	6,46	99,02	9,97	19,95	19,86	20,69	20,34
M1-4	0,08 - 0,24		2,145	6,11	99,95	9,99	19,98	19,78	19,87	19,06
M1-5	0,12 - 0,24		2,126	6,32	99,07	9,99	19,96	19,75	20,58	19,74
M1-6	0,12 - 0,36		2,131	6,50	99,30	9,97	19,98	19,75	20,40	19,47

Legenda: C.P: Corpo de prova; MEAS: Massa específica aparente seca; G.C: grau de compactação; H: Altura média do corpo de prova; V.V: volume de vazios; DP: ensaio triaxial de deformação permanente

Fonte: Autora

Figura 74 - Deformação permanente acumulada: M1-100%RAP-RS



Fonte: Autora



Através da Figura 74 percebe-se que, de maneira geral, as deformações plásticas foram maiores para a mistura M1-100%RAP-RS do que para as demais, o que está de acordo com o esperado. Devido à falta de finos e ao fato de que a presença do ligante asfáltico que envolve as partículas promove um contato mais macio entre os grãos, diminuindo seu intertravamento.

A fim de analisar a influência do nível de tensões nas deformações, foi elaborada a Figura 75. Pode-se perceber que para a relação  $\sigma_d/\sigma_3=1$  as deformações foram menores e cresceram com o aumento das tensões. Assim como para a relação  $\sigma_d/\sigma_3=3$ .

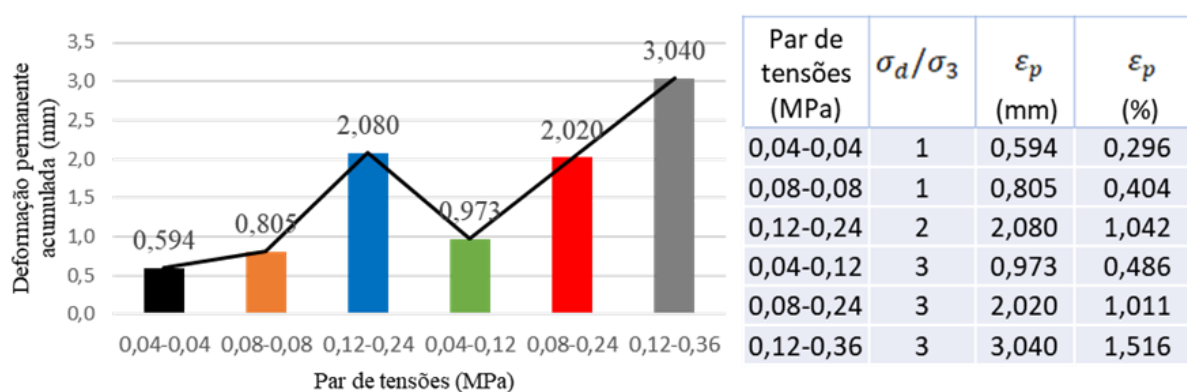
Contudo a deformação para a relação  $\sigma_d/\sigma_3=2$  (0,12-0,24) foi superior a apresentada para a relação  $\sigma_d/\sigma_3=3$  (0,04-0,12), o que pode ser justificado devido as maiores tensões.

Percebe-se que o comportamento para o par 0,04-0,12 (MPa) foi semelhante aos pares 0,04-0,04 e 0,08-0,08 (MPa), assim acredita-se que a tensão desvio aplicada não foi suficiente para provocar um crescimento significativo das deformações até o nível de 0,12 MPa, a partir desse valor, percebe-se que as amostras deformaram mais. Possivelmente esse comportamento se justifica devido ao efeito cimentante do ligante asfáltico e deficiência de finos.

Ainda, a deformação sofrida no par 0,12-0,24 (MPa) foi semelhante e ligeiramente superior à apresentada pelo par 0,08-0,24 (MPa). Isso demonstra que para esse material, o aumento da tensão confinante não provocou um efeito significativo, contribuindo para aumento da resistência a deformação como esperado. O que também pode ser justificado devido ao efeito cimentante do ligante asfáltico.

Já para o par 0,12-0,36 (MPa) foi observada a maior deformação e significativamente superior ao par 0,12-0,24 (MPa), com mesma tensão confinante. Fato que está de acordo com o esperado devido ao crescimento da tensão desvio.

Figura 75 - Deformação permanente acumulada específica: M1-100%RAP-RS



Fonte: Autora

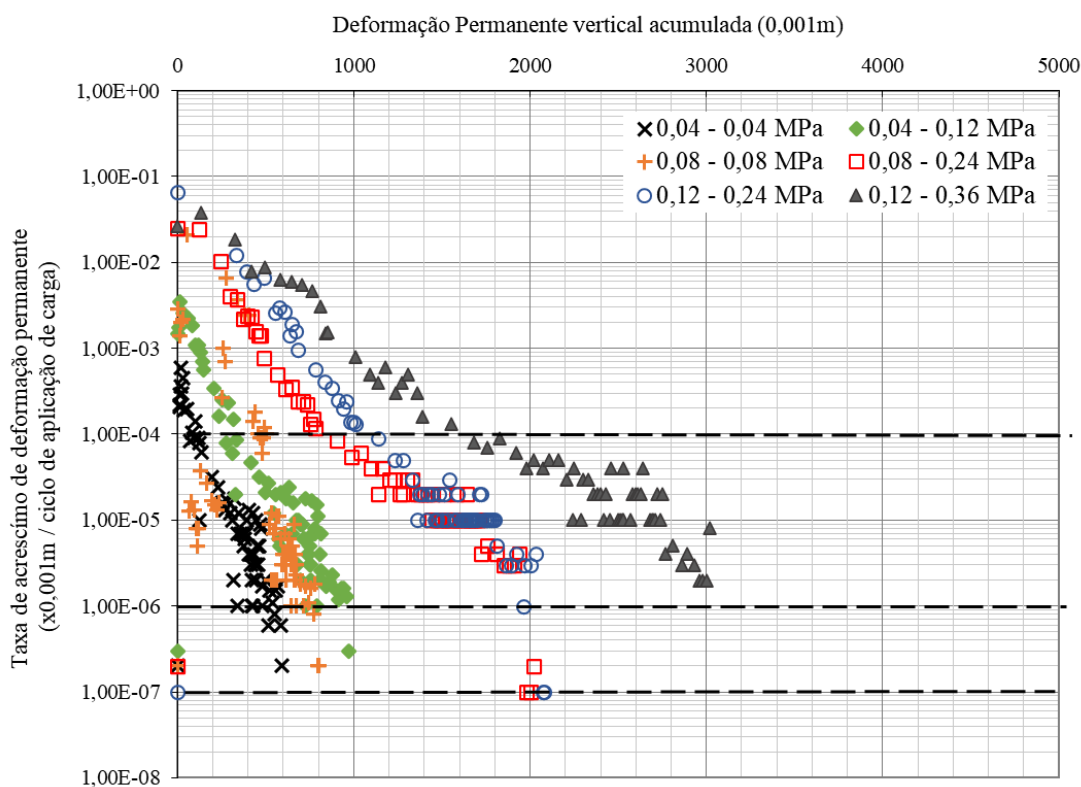
Com os valores obtidos nos ensaios de deformação permanente, foram determinados os parâmetros de regressão para o modelo de Guimarães (2009), os resultados são apresentados na Equação 4.5. O modelo obteve um bom coeficiente de correlação com os dados experimentais, representando de maneira satisfatória o comportamento plástico do material.

$$\varepsilon_p^{esp} = 0,060472 \times \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,209853} \times \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,87307} \times N^{0,179984} \quad R^2=0,983 \quad (4.5)$$

É interessante ressaltar que, para a mistura M1-100%RAP-RS, o parâmetro de regressão que correlaciona a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) com a deformação obteve um valor positivo, diferente das misturas anteriores. O que vai ao encontro da hipótese levantada anteriormente, ao analisar a influência dos níveis de tensões.

Para a análise de ocorrência de “shakedown” foi plotado o gráfico da Figura 76. Observando as curvas para cada nível de tensão analisado, é possível perceber que, de maneira geral, essas apresentaram uma inclinação superior as demais misturas. O que demonstra que as deformações sofridas para esse material foram mais significativas.

Figura 76 - Taxa de acréscimo de DP: Dados experimentais – M1-100%RAP-RS



Fonte: Autora

Para os níveis de tensão mais baixos, com a tensão desvio variando entre 0,04 e 0,12 MPa, as curvas apresentaram uma trajetória semelhante, com uma inclinação menor e atingindo uma taxa de acréscimo de deformação de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Para as curvas com tensão desvio de 0,24 MPa, a inclinação foi superior, porém houve uma tendência à acomodação plástica, com as taxas atingindo o valor de  $10^{-7} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Já para o par com maior nível de tensão, 0,12-0,36 (MPa), a inclinação foi ainda maior e a taxa não atingiu o valor de  $10^{-6} \times 10^{-3}$  metros por ciclo. Ainda, para os pares 0,12-0,24, 0,08-0,24 e 0,12-0,36 (MPa) as deformações acumuladas foram de 2,08 mm, 2,02 mm e 3,04 mm, respectivamente. Ou seja, ultrapassaram o valor de 1% da altura de um corpo de prova padrão.

Para a classificação dos níveis de “shakedown” conforme a metodologia sugerida por Alnedawi, Nepal e Al-Ameri (2019b), foi plotado o gráfico da Figura 77. Percebe-se que para os pares de tensão com tensão desvio entre 0,04 e 0,12 MPa os ângulos de deformação foram inferiores à  $22,5^\circ$ , portanto classificados como nível “A”. Já para as demais amostras, o ângulo de deformação ficou entre  $22,5^\circ$  e  $45^\circ$ , atendendo ao critério do nível “B”. Na Tabela 56 são resumidos os níveis de “shakedown” das amostras, conforme os diferentes critérios abordados na metodologia.

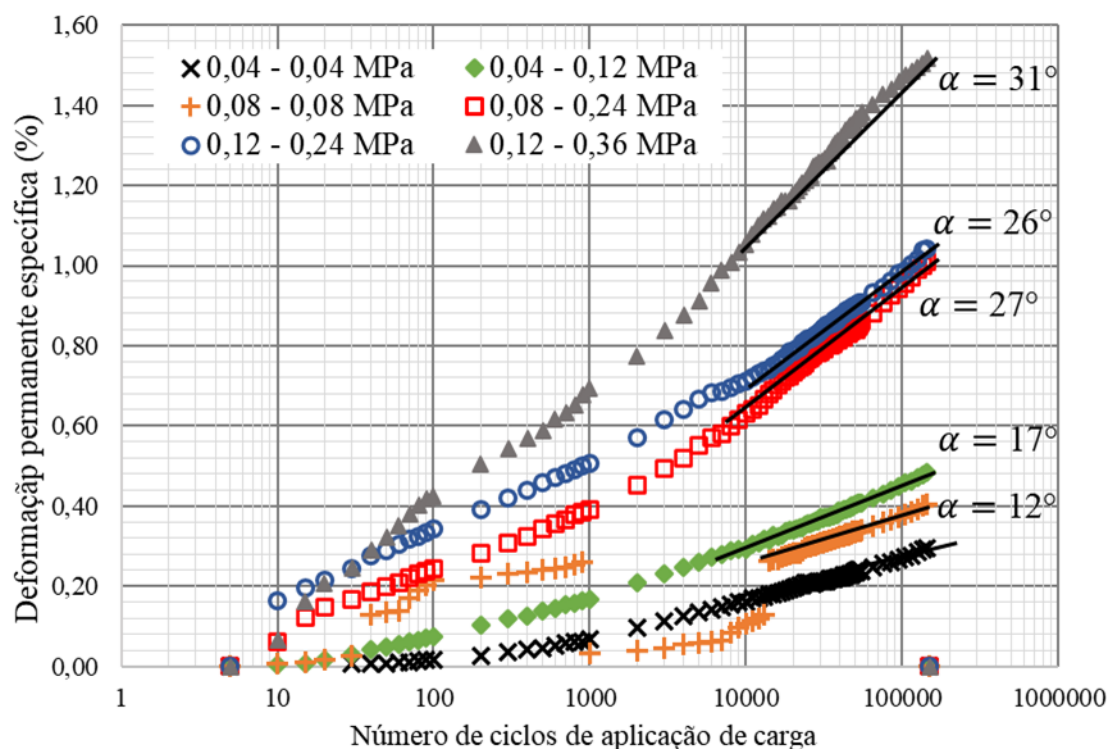
Por fim, assim como nas misturas anteriores, foram realizados testes de MR para verificar o módulo resiliente das amostras, imediatamente após os ensaios de DP. Os resultados e modelos determinados são resumidos na Tabela 57. Percebe-se que amostras submetidas aos testes de DP obtiveram módulos inferiores à referência, exceto para os pares 0,04-0,12 (2) e 0,12-0,24 (5). Porém, analisando o conjunto, não foi possível verificar uma tendência da influência da deformação plástica nos módulos de resiliência obtidos.

Tabela 56 - Critérios de classificação de níveis de “shakedown”: M1-100%RAP-RS

Par de tensões (MPa)	Dawson e Wellner (1999)	Lima (2020)	Werkmeister (2003)	Gu et al (2017)	Alnedawi et al (2019)	Visual
0,04 - 0,04	B	A	C	C	A	A
0,04 - 0,12	B	A	C	C	C	A
0,08 - 0,08	B	A	C	C	A	A
0,08 - 0,24	A	AB	C	C	C	AB
0,12 - 0,24	A	AB	C	C	B	AB
0,12 - 0,36	B	B	C	C	C	B

Fonte: Autora

Figura 77 - Limite de shakedown para Alnedawi (2019): M1-100%RAP-RS



Fonte: Autora

Tabela 57 - Análise de MR após DP: M1-100%RAP-RS

Par de tensões (MPa)	Modelo Composto				MR Médio (MPa)	Diferença MR. Médio Ref. – MR Médio
	$MR = K1 \times \sigma_3^{K2} \times \sigma_d^{K3}$					
	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>		
<b>Referência</b>	<b>3339,847</b>	<b>0,765</b>	<b>0,049</b>	<b>0,974</b>	<b>387,148</b>	-
0,04 - 0,04 (1)	3238,322	0,764	0,061	0,988	367,300	19,848
0,04 - 0,12 (2)	5541,091	0,879	0,126	0,981	415,061	<b>-27,913</b>
0,08 - 0,08 (3)	2174,701	0,568	0,133	0,992	355,707	31,441
0,08 - 0,24 (4)	4469,623	0,804	0,218	0,995	343,922	43,226
0,12 - 0,24 (5)	4764,693	0,749	0,202	0,995	431,304	<b>-44,156</b>
0,12 - 0,36 (6)	4946,807	0,792	0,234	0,997	379,959	7,189
MÉDIA (1-6)	3651,371	0,737	0,107	-	367,300	4,939
C.V (1-6)	0,471	0,213	0,372	-	0,090	-
<b>TODOS (1-6)</b>	<b>4038,884</b>	<b>0,760</b>	<b>0,163</b>	<b>0,941</b>	-	-

Fonte: Autora

#### 4.4.4 Análise comparativa de todas as misturas: Modelo de previsão

A fim de contribuir para a expansão do banco de dados, os parâmetros de regressão obtidos para o modelo de previsão de Guimarães (2009) de diversas pesquisas são resumidos na Tabela 58, adaptada de Sagrilo (2020), nessa são acrescentados os resultados obtidos para os materiais analisados neste trabalho (Santos, 2021).

De maneira geral, os parâmetros obtidos para os modelos representativos das misturas avaliadas estão de acordo com o observado para outros materiais granulares, sem a ocorrência de valores muito discrepantes.

Tabela 58 - Parâmetros para o modelo de Guimarães (2009):Banco de dados.

(Continua)

Material	Origem	Modelo de Guimarães (2009)					Referencia
		$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4},$					
		$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	$R^2$	
Laterita Acre	AC	0,105	0,839	-0,014	0,041	0,039	Guimarães (2009)
BGS Chapecó	SC	0,079	-0,598	1,243	0,081	0,951	Guimarães (2009)
Cascalho Corumbáiba	GO	0,180	-0,212	0,840	0,443	0,839	Guimarães (2009)
Laterita de Porto Velho	RO	0,180	0,470	0,336	0,047	0,809	Guimarães (2009)
Brita de basalto	RS	5,85E-05	0,213	1,462	0,154	0,861	Malysz (2009)
Brita Gnaisse C1	RJ	0,161	-0,097	0,525	0,075	0,818	Lima (2016)
Brita Gnaisse C2	RJ	0,097	0,168	0,733	0,086	0,895	Lima (2016)
Brita Gnaisse C3	RJ	0,128	-0,408	1,050	0,073	0,946	Lima (2016)
Brita Gnaisse C4	RJ	0,101	-0,182	0,909	0,075	0,840	Lima (2016)

(Conclusão)

Material	Origem	Modelo de Guimarães (2009)					Referencia
		$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$					
		$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	R <sup>2</sup>	
Brita Gnaisse C5	RJ	0,087	-0,280	0,893	0,096	0,934	Lima (2016)
Brita Gnaisse C6	RJ	0,129	-0,065	1,100	0,073	0,926	Lima (2016)
Brita Gnaisse C7	RJ	0,077	-0,230	1,143	0,086	0,951	Lima (2016)
Brita de gnaisse	RJ	0,34	-0,45	1,11	0,05	0,96	Norback (2018)
BGS-12	RJ	0,120	-0,210	0,970	0,090	0,97	Lima (2020)
BGS-13*	RJ	0,080	-0,870	1,30	0,090	0,97	Lima (2020)
Basalto SJ Ajuste	RS	0,048	-0,622	1,188	0,138	0,968	Sagrilo (2020)
Sienogranito SBS Ajuste	RS	0,019	-0,908	1,816	0,226	0,994	Sagrilo (2020)
Riodacito DPA Ajuste	RS	0,040	-0,892	1,311	0,169	0,983	Sagrilo (2020)
<b>BGS Riodacito (M0)</b>	<b>RS</b>	<b>0,019</b>	<b>-1,113</b>	<b>1,650</b>	<b>0,180</b>	<b>0,981</b>	<b>Santos (2021)</b>
<b>Riodacito + 30%RAP (M3)</b>	<b>RS</b>	<b>0,039</b>	<b>-1,121</b>	<b>1,425</b>	<b>0,137</b>	<b>0,947</b>	<b>Santos (2021)</b>
<b>Fresado 100%RAP (M1)</b>	<b>RS</b>	<b>0,060</b>	<b>0,210</b>	<b>0,873</b>	<b>0,180</b>	<b>0,983</b>	<b>Santos (2021)</b>

Fonte: Sagrilo (2020) Adaptado.

(\*): Energia intermediária

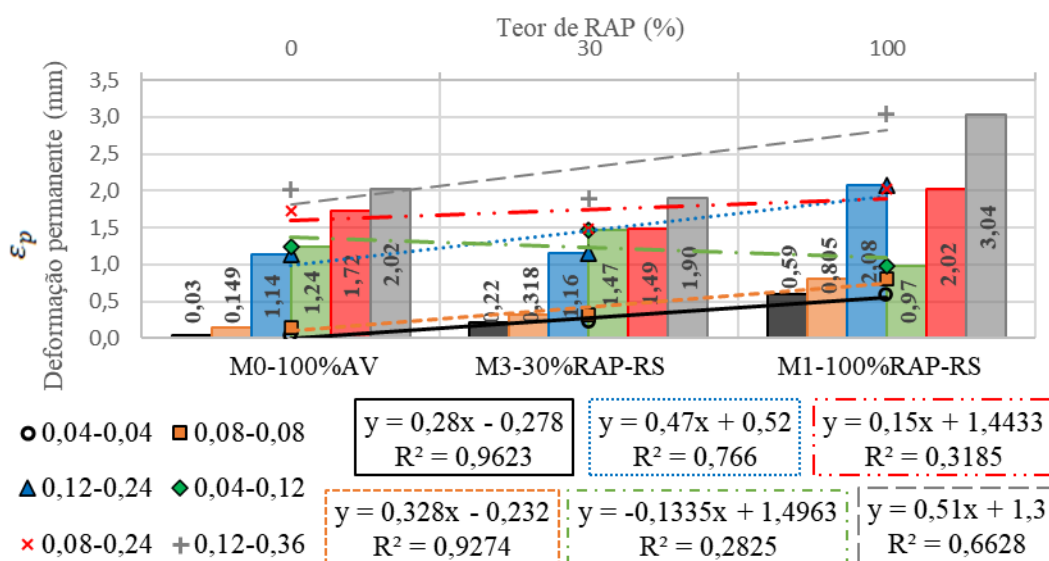
#### 4.4.5 Análise comparativa de todas as misturas: Teor de fresado vs. DP

A fim de verificar o efeito da presença do fresado nas deformações plásticas sofridas pelas amostras, foi elaborada a Figura 78 que apresenta as deformações totais sofridas pelas misturas analisadas, para cada nível de tensão. Embora as distribuições granulométricas das composições sejam distintas, elas se aproximam dos limites para a Faixa C, da especificação DNIT 141/2010-ES.

Percebe-se que para os três níveis de tensão mais baixos, a mistura M0-100%AV, sem adição de fresado, apresentou as menores deformações, seguida pela M3-30%RAP-RS e M1-100%RAP-RS. Já para um nível de tensão intermediário ( $\sigma_3 = 0,04$  MPa e  $\sigma_d = 0,12$  MPa), a mistura M1-100%RAP-RS obteve melhor desempenho, seguida da M0-100%AV e M3-30%RAP-RS. Por fim, para os níveis de tensões mais altos, a mistura M3-30%RAP-RS apresentou as menores deformações, seguida da M0-100%AV e M1-100%RAP-RS.

Considerando as curvas de tendência, de forma geral, verifica-se que o aumento no teor de RAP provocou um aumento das deformações acumuladas. Essa tendência foi mais clara para os níveis de tensões menores, porém para o nível intermediário (0,04-0,12 MPa) o comportamento foi contrário, o que pode ser justificado pela influência da granulometria, já que a mistura M1-100%RAP-RS apresenta maior quantidade de partículas graúdas. Para o nível seguinte (0,08-0,24 MPa), a tendência se manteve, mas de forma menos significativa, enquanto para o nível de tensão mais alto (0,12-0,36 MPa) o efeito da adição do fresado mostrou-se novamente relevante.

Figura 78 - Influência do teor de RAP na deformação permanente acumulada



Fonte: Autor

#### **4.4.6 Análise comparativa de todas as misturas: Influência dos índices físicos, tensões, módulo de resiliência e teor de fresado.**

Considerando que há vários fatores que podem influenciar o comportamento plástico das misturas granulares, foram analisadas as relações da deformação permanente total sofrida pelas amostras com demais fatores, como índices físicos (Grau de compactação, Massa específica aparente seca, Volume de Vazios Inicial e Diferença entre o Volume de Vazios Inicial e Final), tensões (Tensão Desvio e Tensão Confinante), Módulo de resiliência médio e teor de fresado.

Como pode ser observado na Figura 81, dentre os fatores analisados, os que demonstraram maior correlação com a deformação permanente foram a diferença do volume de vazios e a tensão desvio. Uma vez que as deformações plásticas reduzem a altura dos corpos de prova, o volume de vazios final será menor que o inicial, pois ocorre uma densificação das amostras devido à redução de seu volume. E essa redução será maior quanto maior foram as cargas aplicadas, ou seja, quanto maior forem as tensões desvio a que as amostras forem submetidas. Assim, é clara a relação positiva desses dois fatores com as deformações permanentes, contudo o coeficiente de Pearson nulo para ambos os casos indica que a relação linear não é a que melhor representa essa tendência. Assim, para esses dois fatores, foram analisadas diferentes tendências e encontrou-se um maior coeficiente de determinação para as equações polinomiais representadas na Figura 79.

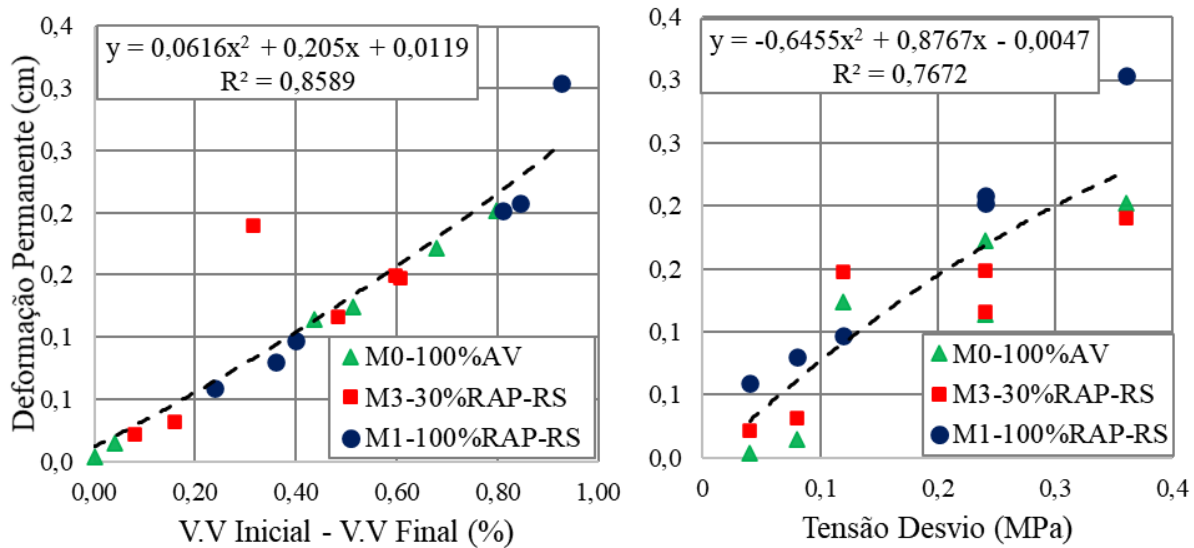
Além disso, percebe-se que para todas as variáveis a tendência foi de crescimento com a deformação permanente, exceto para o grau de compactação. Divergindo do esperado, a relação crescente positiva da tensão confinante com a deformação permanente pode ser justificada pelo fato dos testes ocorrerem com tensões desvios diferentes, assim há influência do aumento da carga aplicada nessas correlações. Ao considerar pares de tensões em que a tensão desvio foi mantida constante e aumentou-se a tensão confinante (0,08-0,24 Mpa e 0,12-0,24 Mpa), percebe-se que houve decréscimo das deformações para um confinamento mais elevado (Figura 80), como esperado para materiais granulares. Contudo, observa-se que para a mistura M1-100%RAP-RS, não houve queda da deformação com aumento da tensão confinante, demonstrando que para esse material o efeito do confinamento é pouco significativo, possivelmente devido a propriedade cimentante herdada do ligante asfáltico envelhecido.

Ainda, é oportuno destacar que a influência do teor de fresado presente nas misturas foi pouco significativa, atingindo um coeficiente de determinação  $R^2=0,0901$ , mas demonstrou uma tendência de aumento das deformações plásticas sofridas pelas amostras com o aumento



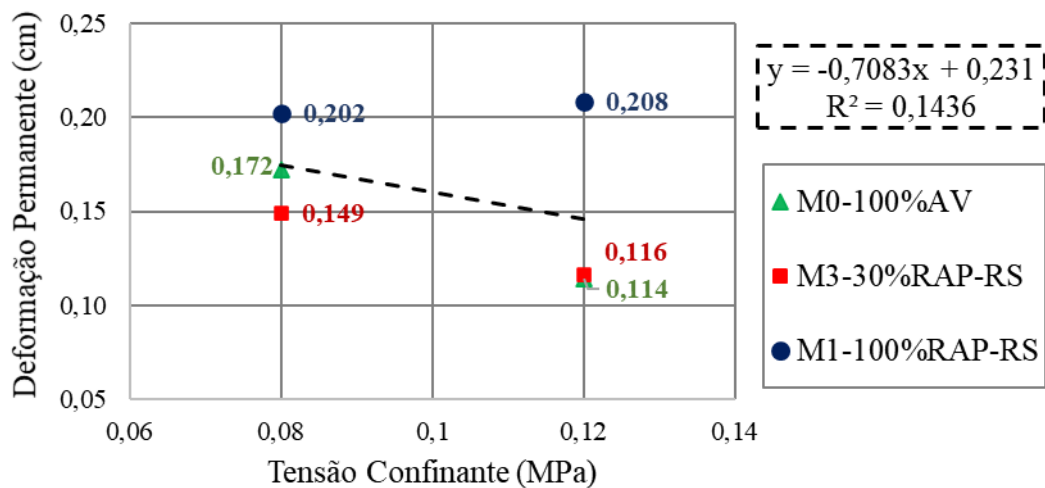
da presença do fresado. Contudo, como exposto no tópico anterior, para tensões intermediárias pode ocorrer diminuição das deformações com aumento dos teores de fresado.

Figura 79 - Relação da diferença dos volumes de vazios e tensão desvio com a DP



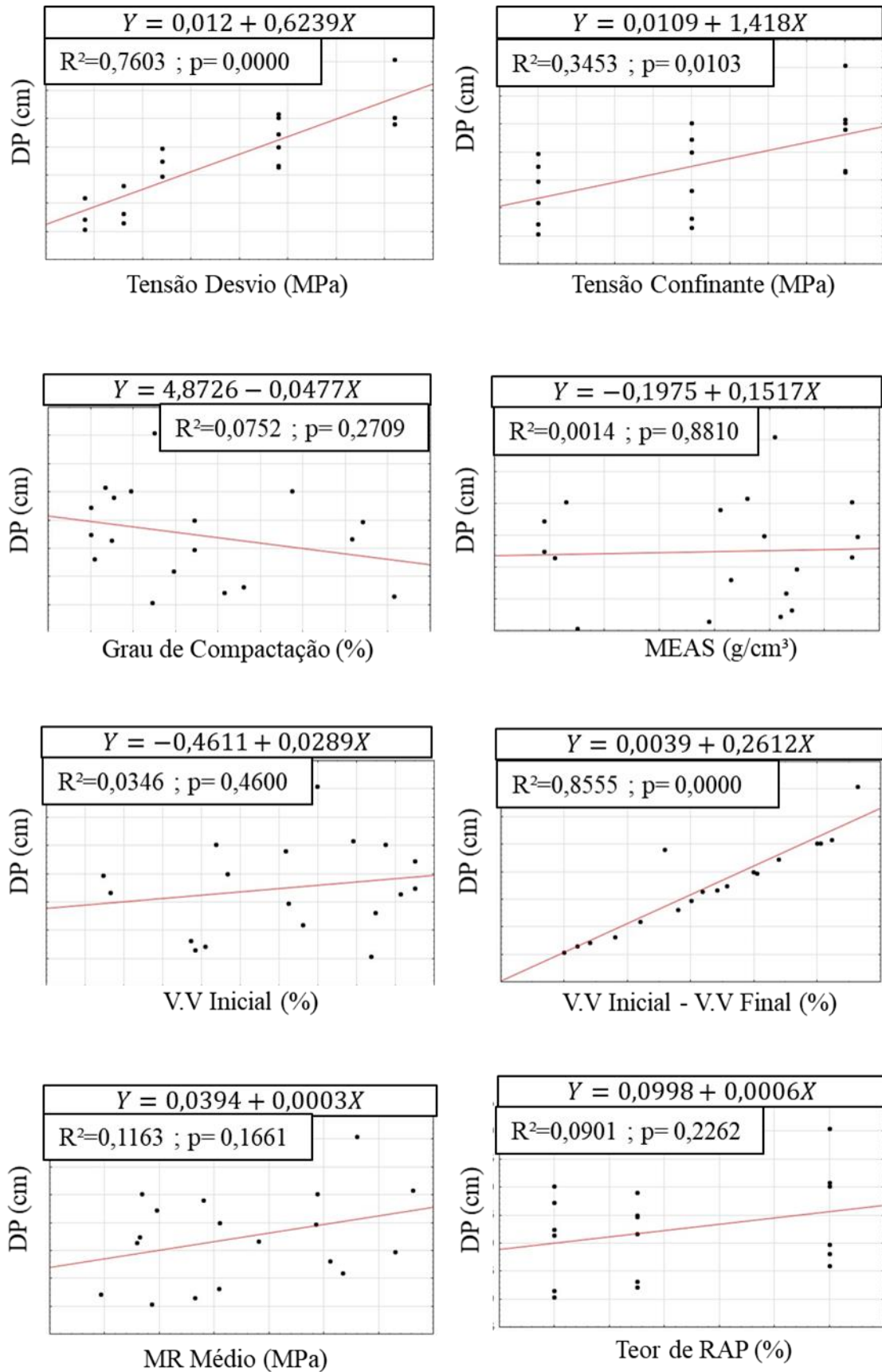
Fonte: Autora.

Figura 80 - Efeito do aumento da tensão confinante (0,08 MPa para 0,12 MPa), para uma tensão desvio constante de 0,24 MPa, na DP



Fonte: Autora.

Figura 81 - Relação dos índices Físicos, Tensões, MR e Teor de RAP com a DP



Fonte: Autora.

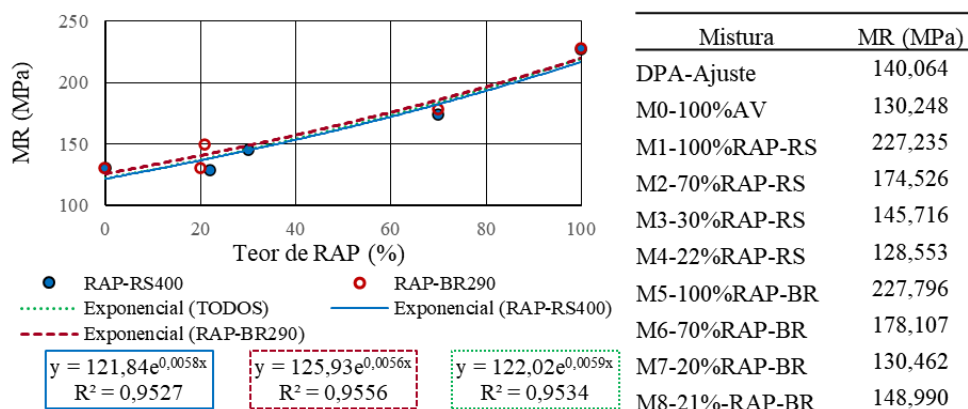
#### 4.5 TENSÕES E DEFORMAÇÕES ESPERADAS

Segundo o protocolo NCHRP 1-28A, desenvolvido pelo Conselho de Pesquisa em Transporte (TRB -“*Transportation Research Board*”) dos Estados Unidos, os valores de módulo de resiliência para bases granulares devem ser calculados e apresentados para uma tensão confinante,  $\sigma_3 = 5 \text{ psi} = 34,5 \text{ kPa}$  e tensão desvio  $\sigma_d = 15 \text{ psi} = 101,5 \text{ kPa}$  (Witczak, 2004). Assim, a partir dos modelos estudados, foi possível estimar o comportamento resiliente e plástico dos materiais, para o nível de tensão sugerido para camadas de base. Os módulos de resiliência calculados pelo Modelo Composto e sua relação com o teor de fresado são mostrados na Figura 82.

Assim como observado nas análises anteriores, a adição de RAP resultou em módulos de resiliência maiores, com um crescimento exponencial representado pelas curvas de tendência. Para essa análise foi desconsiderada a mistura “DPA-Ajuste”, estudada por Sagrilo (2020), mas o módulo obtido para essa composição é mostrado como forma de comparação.

Percebe-se que, para o nível de tensão analisado, a mistura “M0-100%AV” obteve menor módulo do que a “DPA-Ajuste”, o que pode ser justificado pela ausência de agregados graúdos maiores que 19 mm (retidos na peneira 3/4”) nesta mistura e/ou menor quantidade de finos. As curvas granulométricas das misturas “DPA-Ajuste” e “M0-100%AV” são comparadas na Figura 83. Ainda, observa-se que todas as misturas granulares com adição de fresado resultaram em valores de módulo superiores ao obtido para a mistura M0-100%AV, sem fresado, exceto a mistura M4-22%RAP-RS, a que utilizou menos fresado do grupo com RAP-RS400 e a mistura M7-20%RAP-BR, a que utilizou menos fresado do grupo com RAP-BR290 atingiu um módulo muito próximo a M0-100%AV

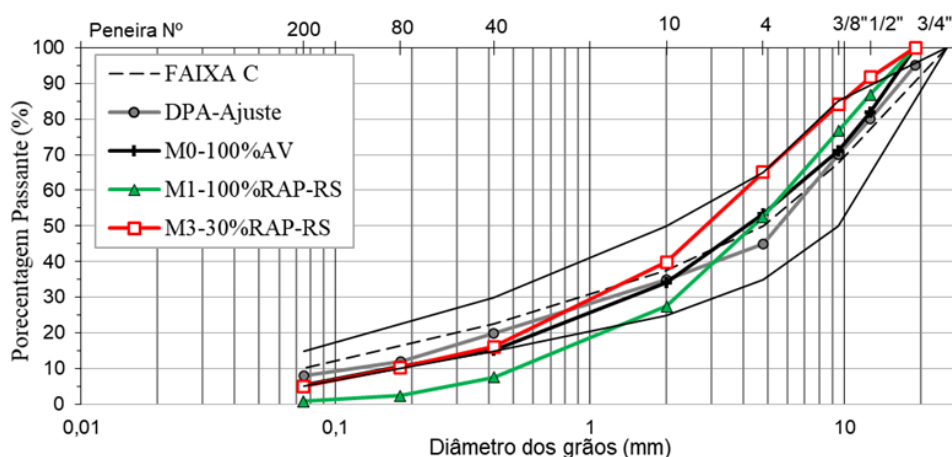
Figura 82 - Módulos de resiliência estimados pelo Modelo Composto: Para  $\sigma_3 = 0,0345 \text{ MPa}$  e  $\sigma_d = 0,1015 \text{ MPa}$



Fonte: Autora.

Com relação ao comportamento plástico dos materiais, foram calculadas as deformações específicas através do Modelo de Guimarães (2009). Para isso, variou-se o número de ciclos de carga até 150.000 ciclos, adotando-se o mesmo nível de tensão estabelecido anteriormente. Na Figura 84 são apresentadas as curvas de deformação acumulada ao longo dos ciclos para as misturas estudadas nesta pesquisa (M0, M1 e M3) e para “DPA-Ajuste”.

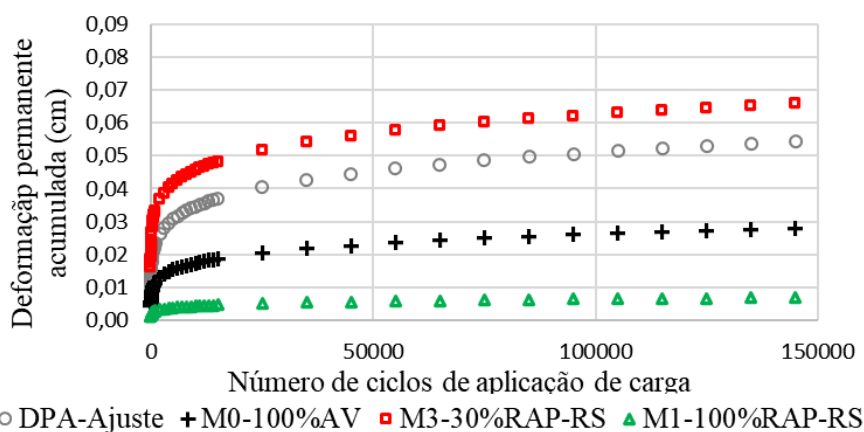
Figura 83 - Curvas granulométricas das misturas com comportamento plástico analisado



Fonte: Autora

Figura 84 - Deformações plásticas previstas pelo Modelo de Guimarães (2009):

Para  $\sigma_3 = 0,0345$  MPa e  $\sigma_d = 0,1015$  MPa



Fonte: Autora

Observando a Figura 84 percebe-se que as deformações estimadas para o nível de tensão estudado foram baixas, inferiores ao limite de 0,10 cm (10 mm) determinado pelo MeDiNa para uma via arterial principal. Além disso, nota-se que a mistura “M1-100%RAP-RS”, composta apenas pelo fresado RAP-RS400, apresentou as menores deformações, seguida pela “M0-

100%AV” e as maiores deformações foram obtidas pela “M3-30%RAP-RS”, com valores próximos a “DPA-Ajuste”.

É interessante ressaltar que das quatro misturas analisadas, apenas a “M1-100%RAP-RS” não apresenta uma granulometria de acordo com a Faixa C da especificação DNIT 141/2010, porém essa foi a que demonstrou melhor desempenho nesta análise. Esse comportamento contradiz o observado nos ensaios triaxiais para deformação permanente, em que o fresado demonstrou maiores deformações. Acredita-se que esta divergência possa ser explicada pela presença do ligante asfáltico, que promove certa coesão a mistura, diferente dos materiais granulares típicos que são melhor representados pelo Modelo de Guimarães (2009).

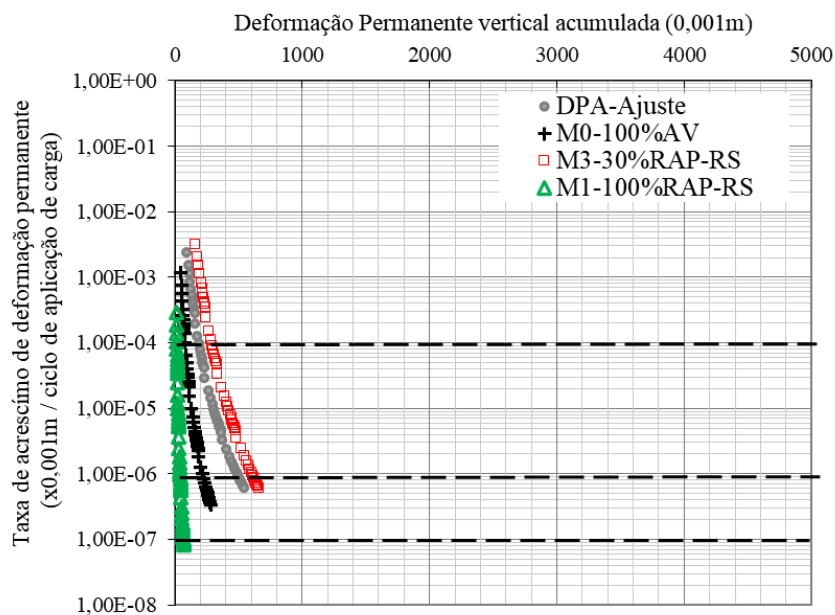
Além disso, percebe-se que a mistura “M0-100%AV” apresentou deformações inferiores a “DPA-Ajuste” que atingiu um módulo de resiliência superior. O que pode estar relacionado a um maior grau de imbricamento entre as partículas. Já a mistura “M3-30%RAP-RS” com 30% de fresado, obteve o pior desempenho, mesmo com a adição do fresado. Esse fato pode ser explicado pela baixa presença de RAP e distribuição granulométrica da mistura, que está próxima ao limite da Faixa C, com menos partículas graúdas do que as demais.

Em resumo, a partir desses resultados, pode-se dizer que, para o nível de tensão adotado, a presença do fresado é benéfica para o desempenho das misturas quanto a deformação permanente, desde que em quantidade suficiente para promover ganho de coesão e sem comprometer a distribuição granulométrica da composição de maneira importante. Contudo, é necessário analisar o comportamento e características dos materiais fresados, pois estes possuem alta variabilidade, além de analisar a influência de fatores externos como o clima local a que esses materiais estarão expostos .

Por fim, foram estimadas as taxas de acréscimo de deformação para os materiais e plotadas no gráfico da Figura 85. Nota-se que as curvas demonstraram uma tendência vertical, enquadrando-se no “Tipo A” de “*Shakedown*”, ao seja, em acomodamento plástico. Portanto, pode-se concluir que nenhuma das misturas tendem a apresentar deformações plásticas excessivas para o nível de tensão analisado.

Contudo, essa análise de previsão adota apenas um nível de tensão, considerado característicos para camadas de base de rodovias nos Estados Unidos. Assim, é necessário considerar o desempenho dessas misturas em estruturas típicas, dimensionadas de acordo com o método brasileiro vigente. Logo, partiu-se para uma análise mecanicista considerando diferentes níveis de tráfego e solos típicos brasileiros. Os resultados para essa etapa são apresentados no tópico seguinte.

Figura 85 - Taxa de acréscimo de deformação permanente:  
Para  $\sigma_3 = 0,0345$  MPa e  $\sigma_d = 0,1015$  MPa



Fonte: Autora

## 4.6 ANÁLISE MECANICISTA

A análise mecanicista apresentada nesta pesquisa consistiu em avaliar o desempenho de estruturas para cinco situações de tráfego, alterando os materiais constituintes e suas características. No Apêndice B são apresentadas as informações empregadas nas análises realizadas através do MeDiNa, v.1.1.5.0.

Primeiramente foi adotado o “Solo JC” com ISC de 11%, estudado por Zago (2016), como material de subleito do pavimento. Aplicando o Método DNER foram calculadas as espessuras para as camadas granulares e revestimento, considerando cinco níveis de tráfego. Após serem observadas deformações significadas do subleito, foram feitas novas análises utilizando o “Solo Horizonte B” com ISC de 16%, avaliado por Pascoal (2020). Os resultados para os dois materiais de subleito e suas respectivas situações de tráfego são apresentados a seguir.

### 4.6.1 Propagação de área trincada: Fadiga

Considerando o efeito de fadiga da camada asfáltica, o MeDiNa estabelece o limite de 30% de área trincada para o período de projeto, valores superiores a este limite caracterizam a ruptura do pavimento. Contudo o Método DNER não considera o trincamento por fadiga, apenas protegendo o subleito da ruptura por cisalhamento, conforme discutido anteriormente.

Para ambos subleitos analisados, todas as estruturas dimensionadas pelo método DNER apresentaram uma área trincada superior a 30% quando analisadas pelo MeDiNa, considerando um período de projeto de 120 meses. Porém, as misturas com maior presença de fresado, quando adotadas como camada granular, demonstraram maior resistência à fadiga, atingindo uma vida útil maior. Esse comportamento reflete a maior capacidade resiliente do fresado quando comparado a materiais granulares virgens, devido a presença do ligante asfáltico que confere maior grau de cimentação às misturas.

Na Tabela 59 a seguir é apresentado o mês de projeto a partir do qual a área trincada para a estrutura supera 30%, ou seja, o tempo em meses que cada pavimento demoraria para atingir a ruptura por fadiga. As análises foram feitas alterando o material correspondente à camada granular, de acordo com as misturas estudadas nesta pesquisa e também para a mistura “DPA-Ajuste”, produzida por Sagrilo (2020).

Tabela 59 - Vida útil à fadiga em meses para cada material granular, situação e subleito

SUBLEITO	Solo JC ZAGO (2016)				Solo Horizonte B PASCOAL (2020)				Teor de RAP (%)	
	SITUAÇÃO	B	C	D	E	B	C	D		E
	$N_{TOTAL}$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$	$2,5 \times 10^7$	$5 \times 10^7$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$	$2,5 \times 10^7$	$5 \times 10^7$	
	DPA-Ajuste	59	56	54	28	62	58	53	28	0
	M0-100%AV	56	54	53	27	60	56	52	27	0
RAP-RS400	M1-100%RAP-RS	71	66	58	30	74	65	55	29	100
	M2-70%RAP-RS	66	62	56	29	68	62	54	28	70
	M3-30%RAP-RS	59	57	54	28	62	58	53	28	30
	M4-22%RAP-RS	55	53	52	27	59	55	52	27	22
RAP-BR290	M5-100%RAP-BR	72	68	58	30	74	65	56	29	100
	M6-70%RAP-BR	65	62	56	29	67	61	55	28	70
	M8-21%RAP-BR	55	54	53	27	59	56	52	27	21
	M7-20%RAP-BR	59	57	54	28	63	58	53	28	20

Fonte: Autora

Percebe-se que à medida que o teor de RAP presente nas misturas aumenta, a vida útil a fadiga da estrutura também cresce. Contudo, para situações com tráfego elevado, esse efeito é menos significativo, com aproximação dos tempos para ocorrer ruptura por trincamento. Nos Apêndices F e G são apresentadas as curvas de propagação de área trincada para os dois tipos de subleito, situações e materiais granulares.

Para os dois materiais de subleito, observa-se que as curvas de Área Trincada Vs. Mês de projeto podem ser divididas em quatro níveis. Para as misturas M4, M7 e M0 as curvas apresentaram a maior inclinação, atingindo o limite de 30% mais rápido. Em seguida as misturas M3, M8 e DPA também ultrapassam esse valor. É interessante salientar que a mistura “DPA Ajuste” obteve um desempenho superior a “M0-100%AV” quanto a fadiga, o que pode ser explicado pelo seu maior módulo de resiliência e maior presença de partículas graúdas.

Além disso, as misturas M4 e M7, com a presença de 22% de RAP-RS400 e 20% de RAP-BR290 respectivamente, tiveram um desempenho próximo a mistura M0, sem adição de fresado. Portanto, pode-se inferir que, para esses teores de RAP, a presença do fresado não proporcionou maior resistência à fadiga ao pavimento.

As próximas curvas a atingirem o limite de 30% de área trincada foram a M2 e M6, ambas com 70% de fresado. Ainda, nota-se que a mistura M2, com RAP-RS400 teve um desempenho ligeiramente superior a M6, com RAP-BR290. Acredita-se que esse fato pode estar relacionado a maior densidade do fresado RAP-RS400 e ou a seu maior grau de envelhecimento quando comparado ao RAP-BR290 que possui um ligante asfáltico modificado por polímero.

Por fim, as misturas que demonstraram capacidade de conferir maior tempo de resistência a fadiga às estruturas analisadas foram a M1 e M5, composta apenas com RAP-RS400 e RAP-BR290 respectivamente. Ainda, vale destacar que esse comportamento se manteve para todos os níveis de tráfego empregados.

A fim de representar de maneira mais clara a influência do teor de RAP na vida útil a fadiga das estruturas projetadas, são apresentadas na Figura 86 e Figura 87 a seguir. Nessas foram traçadas curvas de tendência linear para cada nível de tráfego, empregando os dados obtidos para ambos os tipos de fresado. A área hachurada dos gráficos representa a tendência geral, empregando todos os dados sem distinção de nível de tráfego, gerada pela expansão da linha de tendência da equação mostrada abaixo. Nessa análise foram desconsiderados os valores obtidos para a mistura “DPA-Ajuste”, representando apenas as misturas estudadas nesta pesquisa.

A mesma análise foi realizada separando os tipos de fresado (RAP-RS400 e RAP-BR290), para cada material de subleito, conforme exposto no Apêndice H. Nota-se que não foi observada uma diferença significativa de comportamento entre os dois tipos de fresados utilizados.

Com relação ao efeito do material do subleito, percebe-se que as curvas de tendência linear para os maiores níveis de tráfego (Situação D e E) obtiveram maior aproximação com os



dados para o subleito “Solo JC” do que para o “Solo Horizonte B”. Essa diferença que pode estar relacionada a influência do comportamento do subleito nessas análises.

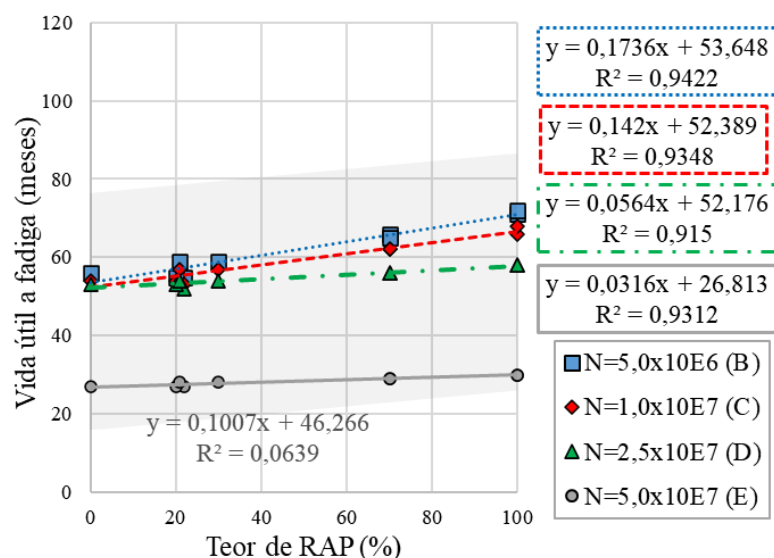
De acordo com o “Modelo Composto” obtido por Zago (2016), o “Solo JC” atingiria um módulo de resiliência de 349,66 MPa para uma tensão confinante de 0,0345 MPa e uma tensão desvio de 0,1015 MPa, já o “Solo Horizonte B”, estudado por Pascoal (2020), atingiria um módulo de 233,16 MPa, considerando ambos materiais compactados na energia intermediária.

Esse fato que pode ser explicado pela origem dos solos que influencia na sua composição química, já que ambos os solos pertençam ao Grupo MCT LG’ (laterítico argiloso). Contudo, o “Solo JC”, originário da Jazida Canabarro (Santa Maria-RS, 29° 40' 07,41169” Sul e 53° 58' 08,60354” Oeste) localizada na Formação Santa Maria, apresenta cerca de 2,63% de  $Fe_2O_3$  em sua composição, enquanto o “Solo Horizonte B”, coletado em jazida situada na RS-342 (Santa Cruz-RS, 28°37'39.40” Sul e 53°37'30.50” Oeste) localizada Formação Serra Geral, possui aproximadamente 36,88% de  $Fe_2O_3$ . Assim, o comportamento mais rígido, ou seja, menor módulo de resiliência, do “Solo Horizonte B” pode ser explicado pela maior presença de óxidos hidratados de ferro que possuem ação cimentante, promovendo uma maior resistência e estabilidade aos solos lateríticos (BERNUCCI, 1997; PASCOAL, 2020; ZAGO, 2016).

Portanto, acredita-se que quando submetidos à altas solicitações de tráfego, o desempenho quanto a fadiga dos pavimentos dimensionados para o subleito “Solo Horizonte B” seja mais afetado pela resposta resiliente do subleito do que para o “Solo JC”, já que a influência do teor de fresado torna-se menos significativa para níveis de tráfego altos.

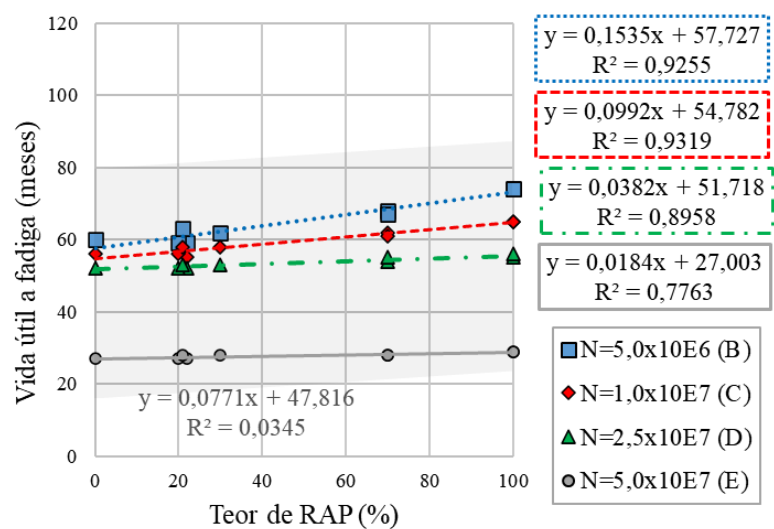
Em resumo, considerando o efeito da propagação de trincas por fadiga, pode-se concluir que a adição do fresado nas camadas granulares das estruturas projetadas foi capaz de fornecer maior durabilidade aos pavimentos, diminuindo a velocidade de propagação da área trincada. Contudo, em todas as situações, as estruturas ultrapassaram o valor limite de 30% de área trincada, o que se justifica pelo fato de o método DNER não considerar esse critério de ruptura para o dimensionamento dos pavimentos.

Figura 86 - Influência do teor de RAP no desempenho a fadiga: Subleito "Solo JC"



Fonte: Autora.

Figura 87 - Influência do teor de RAP no desempenho a fadiga: Subleito "Solo Horizonte B"



Fonte: Autora

#### 4.6.2 Deformação permanente plástica na superfície: ATR

Para as análises das deformações plásticas observadas nos pavimentos dimensionados conforme o Método DNER, foi utilizado o Modelo de Guimarães (2009) para representar o comportamento plástico das misturas estudadas, presente no MeDiNa.

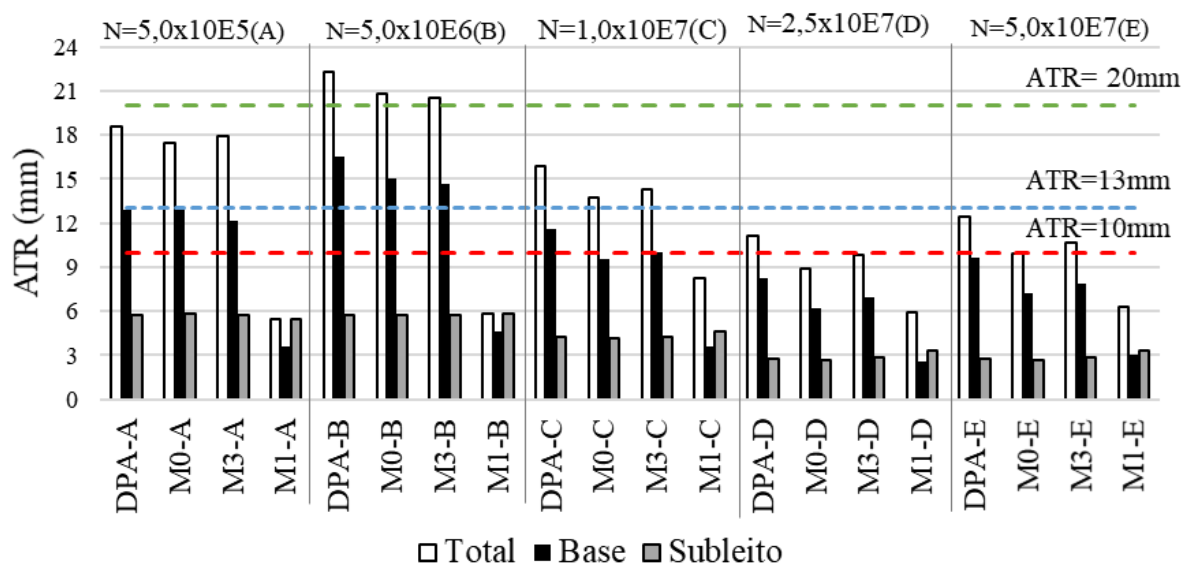
Considerando que não foi possível realizar ensaios triaxiais de deformação permanente para todas as misturas produzidas nesta pesquisa, nessas análises foram utilizadas as misturas M0-100%AV, M3-30%RAP-RS e M1-100%RAP, como camada granular dos pavimentos.

Além disso, também foi analisada a utilização da mistura “DPA-Ajuste”, estudada por Sagrilo (2020), a fim de comparação.

Em um primeiro momento, as estruturas foram dimensionadas conforme o Método DNER para o subleito “Solo JC”, caracterizado por Zago (2016) com ISC=11%. Em seguida as mesmas análises foram repetidas para o subleito “Solo Horizonte B” com ISC=16%, analisado por Pascoal (2020). A seguir são mostrados os resultados obtidos para ATR dos pavimentos, considerando um período de projeto de 120 meses e cinco níveis de tráfego, calculados pelo MeDiNa v.1.1.5.0.

Para o subleito “Solo JC” as deformações totais estimadas foram superiores à 0,10 cm para os cinco níveis de tráfego (A, B, C, D e E), com exceção dos casos em que a camada granular foi composta pela mistura M1-100%RAP-RS (M1-A, M1-B, M1-C, M1-D e M1-E), como é possível observar na Figura 88.

Figura 88 - ATR estimado para os pavimentos dimensionados: Subleito “Solo JC”



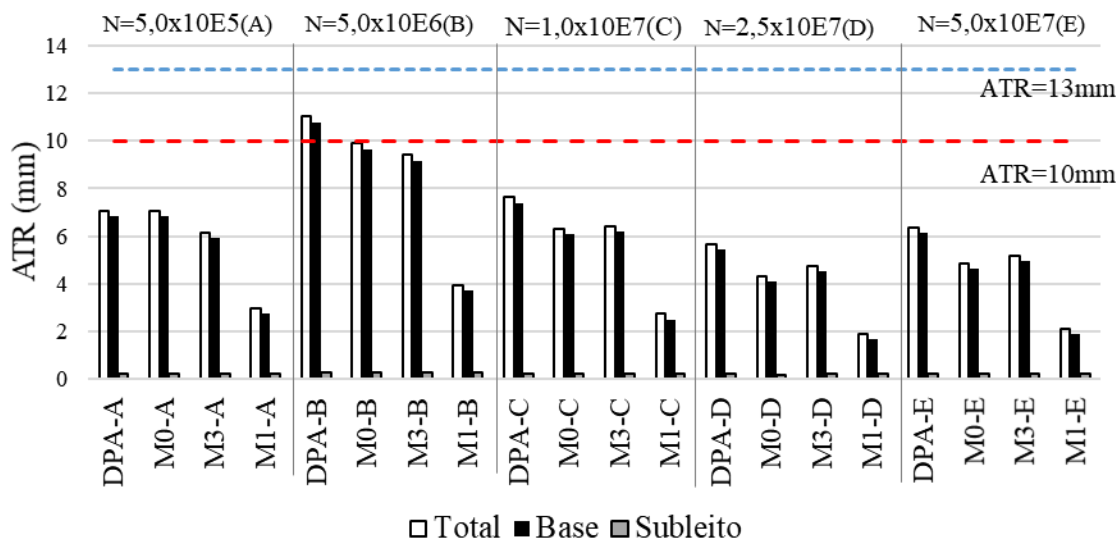
Fonte: Autora

Também se percebe que para as situações A, B e C o ATR previsto foi superior do que para as situações com tráfego mais elevado (D e E). Acredita-se que isso demonstra que a espessura do revestimento asfáltico foi subestimada para esses casos, já que nessas situações o Método DNER sugere camadas de 2, 5 e 7,5 cm, enquanto que para D e E foi utilizada uma camada asfáltica de 10 cm.

Já para o subleito “Solo Horizonte B”, as deformações totais estimadas não ultrapassaram 0,10 cm, com exceção de um caso em que a mistura DPA-Ajuste foi utilizada

como camada granular (DPA-B), como é possível visualizar na Figura 89. Também se percebe que a mistura M1-100%RAP-RS, quando empregada como camada granular, gerou menores deformações do que as demais misturas estudadas.

Figura 89 -ATR estimado para os pavimentos dimensionados: Subleito "Solo Horizonte B"



Fonte: Autora

De maneira geral, considerando os resultados de ATR obtidos para os dois subleitos empregados, percebe-se que a mistura M1-100%RAP-RS, composta apenas de fresado, corresponde aos menores afundamentos plásticos estimados. Resultado que diverge do ocorrido nos testes triaxiais de carga repetida, nos quais esta mistura apresentou as maiores deformações, exceto em um nível de tensão ( $\sigma_3 = 0,04$  MPa,  $\sigma_d = 0,12$  MPa). Logo, a fim de verificar se o estado de tensões no ponto médio da camada granular, empregou-se o software AEMC e estruturas definidas para cada nível de tráfego.

Nessa análise, optou-se por selecionar apenas um material de subleito, já que o objeto de interesse é a camada granular. Os resultados encontrados, apresentados na Tabela 60, demonstram que o nível de tensão está próximo ao par  $\sigma_3 = 0,04$  MPa /  $\sigma_d = 0,12$  MPa, justificando os valores de ATR previstos pelo MeDiNa.

Tabela 60 - Tensões principais no nível médio da camada granular, no ponto central do eixo padrão (ESRD) calculadas pelo AEMC

TRÁFEGO	REVESTIMENTO		CAMADA GRANULAR		TENSÕES PRINCIPAIS (MPa)		
	Espessura	Material	Espessura	Material	Sx	Sy	Sz
N=5,0x10E5 (A)	2 cm	TSD	25 cm	DPA	0,081	-0,021	0,158
	2 cm	TSD	25 cm	M0	0,081	-0,021	0,160
	2 cm	TSD	25 cm	M1	0,080	-0,021	0,151
	2 cm	TSD	25 cm	M3	0,081	-0,021	0,158
				<b>MÉDIA</b>	<b>0,080</b>	<b>-0,021</b>	<b>0,157</b>
N=5,0x10E6 (B)	5 cm	CA-C.1	21 cm	DPA	0,040	0,006	0,165
	5 cm	CA-C.1	21 cm	M0	0,039	0,007	0,164
	5 cm	CA-C.1	21 cm	M1	0,045	0,004	0,167
	5 cm	CA-C.1	21 cm	M3	0,040	0,006	0,165
				<b>MÉDIA</b>	<b>0,041</b>	<b>0,006</b>	<b>0,165</b>
N=1,0x10E7 (C)	7,5 cm	CA-C.3	17 cm	DPA	0,024	0,012	0,114
	7,5 cm	CA-C.3	17 cm	M0	0,023	0,012	0,112
	7,5 cm	CA-C.3	17 cm	M1	0,027	0,011	0,123
	7,5 cm	CA-C.3	17 cm	M3	0,024	0,012	0,114
				<b>MÉDIA</b>	<b>0,024</b>	<b>0,012</b>	<b>0,116</b>
N=2,5x10E7 (D) N=5,0x10E7 (E)	10 cm	CA. C.4	15 cm	DPA	0,014	0,009	0,072
	10 cm	CA. C.4	15 cm	M0	0,013	0,009	0,070
	10 cm	CA. C.4	15 cm	M1	0,016	0,010	0,080
	10 cm	CA. C.4	15 cm	M3	0,014	0,009	0,072
				<b>MÉDIA</b>	<b>0,014</b>	<b>0,010</b>	<b>0,073</b>
<b>MÉDIA</b>					<b>0,040</b>	<b>0,002</b>	<b>0,128</b>

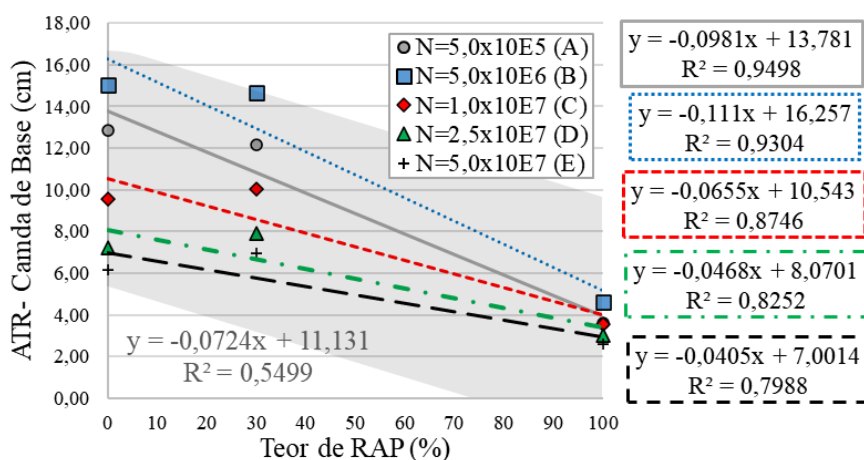
Legenda: Sx, Sy, Sz: Tensões nos planos X, Y e Z conforme convenção do AEMC;

Fonte: Autora

Ainda, a fim de analisar a influência da adição do RAP nas camadas granulares das estruturas analisadas sob as deformações estimadas, foram plotados gráficos do ATR Para a Camada de Base V.s. Teor de RAP, para os dois tipos de subleito, ilustrados pelas Figura 90 e Figura 91. A área hachurada dos gráficos representa a equação de tendência encontrada utilizando todos os dados, sem distinção quanto ao nível de tráfego, mostrada abaixo.

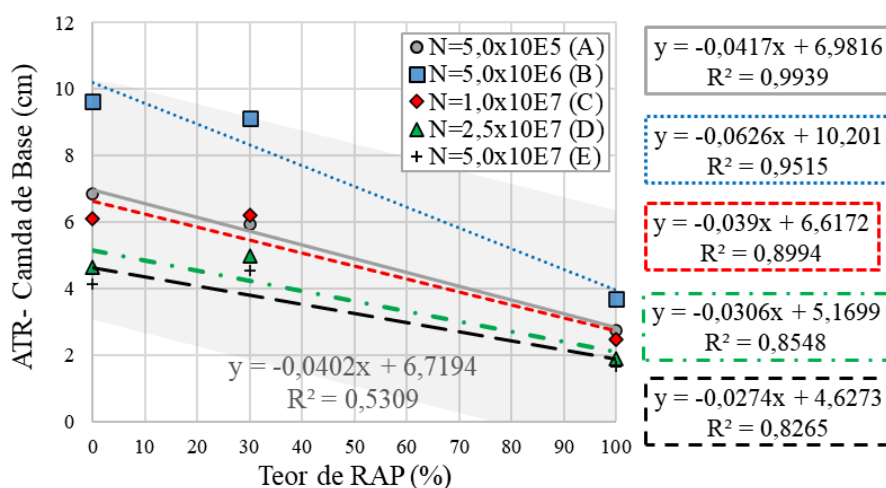
Para os dois casos, percebe-se uma tendência linear decrescente do ATR estimado para a camada de base, à medida que o teor de RAP aumenta. Para essas análises, como no caso anterior, não foram considerados os resultados obtidos para a mistura “DPA-Ajuste”. Também é possível notar que esse efeito é mais significativo para os níveis de tráfego menores.

Figura 90 - Influência do teor de RAP no ATR da camada de base: Subleito "Solo JC"



Fonte: Autora

Figura 91 - Influência do teor de RAP no ATR da camada de base: Subleito "Solo Horizonte B"



Fonte: Autora

Contudo, é importante ressaltar que essas análises utilizaram apenas três teores de RAP (0%, 30% e 100%), para composições com curvas granulométricas próximas, porém distintas. Assim, devem ser interpretadas com cautela.

Por fim, na Tabela 61 são apresentados os resultados estimados para ATR obtidos para as análises através do MeDiNa. É possível verificar que ocorreram casos em que a mistura M3-30%RAP-RS apresentou um ATR superior à mistura M0-100%AV, sem adição de fresado. Assim, a tendência de decréscimo do ATR com a adição de fresado para as camadas granulares não foi mantida, podendo ter ocorrido interferência de outros fatores, como a própria composição granulométrica das misturas. Contudo, é claro o melhor desempenho da mistura

M1-100%RAP-RS em relação à deformação plástica quando comparada as demais misturas, quando utilizada como camada granular.

Tabela 61 - ATR (mm) estimado pelo MeDiNa

Situação	Subleito	Subleito “Solo JC”			Subleito “Solo Horizonte B”		
	Base granular	Base	Subleito	Total	Base	Subleito	Total
N=5,0x10E5 (A)	DPA Ajuste	12,87	5,71	18,6	6,85	0,21	7,06
	M0-100%AV	12,87	5,81	17,5	6,85	0,21	7,06
	M3-30%RAP-RS	12,14	5,74	17,9	5,92	0,21	6,13
	M1-100%RAP-RS	3,58	5,41	5,41	2,76	0,21	2,97
N=5,0x10E6 (B)	DPA Ajuste	16,54	5,77	22,3	10,78	0,26	11,04
	M0-100%AV	15,03	5,75	20,8	9,63	0,26	9,89
	M3-30%RAP-RS	14,68	5,78	20,5	9,14	0,26	9,4
	M1-100%RAP-RS	4,63	5,81	5,81	3,7	0,26	3,96
N=1,0x10E7 (C)	DPA Ajuste	11,63	4,24	15,9	7,39	0,24	7,63
	M0-100%AV	9,54	4,14	13,7	6,09	0,24	6,33
	M3-30%RAP-RS	<b>10,01</b>	4,27	14,3	<b>6,20</b>	0,24	6,44
	M1-100%RAP-RS	3,56	4,66	8,2	2,49	0,25	2,74
N=2,5x10E7 (D)	DPA Ajuste	8,28	2,79	11,1	5,44	0,21	5,65
	M0-100%AV	6,18	2,69	8,9	4,12	0,20	4,32
	M3-30%RAP-RS	<b>6,96</b>	2,84	9,8	<b>4,53</b>	0,21	4,74
	M1-100%RAP-RS	2,6	3,31	5,9	1,67	0,22	1,89
N=5,0x10E7 (E)	DPA Ajuste	9,61	2,78	12,4	6,12	0,22	6,34
	M0-100%AV	7,2	2,67	9,9	4,66	0,22	4,88
	M3-30%RAP-RS	<b>7,91</b>	2,82	10,7	<b>4,98</b>	0,22	5,2
	M1-100%RAP-RS	3,02	3,30	6,3	1,89	0,23	2,12

Fonte: Autora

#### 4.6.3 Dimensionamento conforme o Método MeDiNa

Tendo em vista que os pavimentos dimensionados de acordo com o Método DNER não atenderam aos critérios definidos pelo novo método de dimensionamento nacional, principalmente com relação ao desempenho a fadiga, foram dimensionadas novas estruturas através do MeDiNa v.1.1.5.0. Para isso, as espessuras determinadas anteriormente para as camadas granulares foram fixadas e solicitou-se que o software alterasse as espessuras das camadas de revestimento.

Nessa etapa, foi adotado o “Solo Horizonte B” como material de subleito e foram considerados quatro níveis de tráfego (Situação B, C, D e E). Para a “Situação A”, com  $N=5,0 \times 10^5$ , uma camada de revestimento de 2cm de TSD (Tratamento Superficial Duplo) e

25cm de material granular atendeu aos critérios quanto ao ATR, como apresentado no tópico anterior. Na Tabela 62 são apresentados os resultados obtidos para cada mistura e situação.

Tabela 62 - Estruturas dimensionadas de acordo com o MeDiNa

Situação	Material da camada granular	Revestimento (cm)	Camada granular (cm)
<b>B</b> N=5,0x10 <sup>6</sup> Revestimento: CA (Classe 1) Subleito: Solo Horizonte B (PASCOAL,2020)	DPA Ajuste	11,3	21
	M0-100%AV	11,5	21
	M1-100%RAP-RS	10,3	21
	M2-70%RAP-RS	10,7	21
	M3-30%RAP-RS	11,2	21
	M4-22%RAP-RS	11,6	21
	M5-100%RAP-BR	10,2	21
	M6-70%RAP-BR	10,7	21
	M7-20%RAP-BR	11,5	21
M8-21%RAP-BR	11,3	21	
<b>C</b> N=1,0x10 <sup>7</sup> Revestimento: CA (Classe 3) Subleito: Solo Horizonte B (PASCOAL,2020)	DPA Ajuste	13,3	17
	M0-100%AV	13,5	17
	M1-100%RAP-RS	12,6	17
	M2-70%RAP-RS	12,9	17
	M3-30%RAP-RS	13,3	17
	M4-22%RAP-RS	13,6	17
	M5-100%RAP-BR	12,7	17
	M6-70%RAP-BR	12,9	17
	M7-20%RAP-BR	13,5	17
M8-21%RAP-BR	13,3	17	
<b>D</b> N=2,5x10 <sup>7</sup> Revestimento: CA (Classe 4) Subleito: Solo Horizonte B (PASCOAL,2020)	DPA Ajuste	17,1	15
	M0-100%AV	17,2	15
	M1-100%RAP-RS	16,5	15
	M2-70%RAP-RS	16,7	15
	M3-30%RAP-RS	17,0	15
	M4-22%RAP-RS	17,4	15
	M5-100%RAP-BR	16,4	15
	M6-70%RAP-BR	16,6	15
	M7-20%RAP-BR	17,2	15
M8-21%RAP-BR	17,1	15	
<b>E</b> N=5,0x10 <sup>7</sup> Revestimento: CA (Classe 4) Subleito: Solo Horizonte B (PASCOAL,2020)	DPA Ajuste	21,9	15
	M0-100%AV	22,0	15
	M1-100%RAP-RS	21,3	15
	M2-70%RAP-RS	21,5	15
	M3-30%RAP-RS	21,8	15
	M4-22%RAP-RS	22,2	15
	M5-100%RAP-BR	21,1	15
	M6-70%RAP-BR	21,3	15
	M7-20%RAP-BR	22,0	15
M8-21%RAP-BR	21,9	15	

Fonte: Autora



É possível perceber que as menores espessuras necessárias para a camada de revestimento ocorreram quando a camada granular foi composta de apenas materiais fresados. Acredita-se que isso ocorreu devido ao maior módulo de resiliência apresentado por esses materiais quando comparados a materiais granulares, proporcionando um melhor desempenho quanto a fadiga para às estruturas.

Considerando os resultados da Tabela 62, foram calculadas as diferenças de espessura do revestimento asfáltico quando a mistura M0-100%AV, sem adição de fresado, foi empregada como camada granular com relação as espessuras resultantes para emprego das demais misturas, com presença de fresados. Os valores são expressos na Tabela 63, nota-se que em todos os casos houve redução da espessura, exceto no caso da “M4-22%RAP-RS”.

Acredita-se que essa divergência entre a mistura M4 e as demais possa ser explicada quando comparados os comportamentos das misturas M0 e M4. Conforme apresentado na Figura 82, o módulo de resiliência estimado pelo “Modelo Composto” para a mistura M4-22%RAP-RS, considerando  $\sigma_3 = 0,0345$  Mpa e  $\sigma_d = 0,1015$  Mpa, foi o único inferior ao estimado para a M0-100%AV. Assim, para proteger a estrutura das solicitações advindas do tráfego, essa mistura exige mais espessura de revestimento quando utilizada como camada granular, em comparação a M0-100%AV.

Contudo, de maneira geral, pode-se concluir que a adição do RAP em camadas granulares de pavimentos foi capaz de promover aumento nos módulos resilientes das misturas, causando a redução da espessura de revestimento asfáltico necessária para atender aos critérios do novo método de dimensionamento nacional, MeDiNa. Essa redução atingiu até 1,3 cm, o que representaria uma diminuição de volume de material asfáltico e economia de recursos.

Por fim, para ilustrar a influência do teor de RAP presente nas misturas sobre a espessura resultante para a camada de revestimento, elaborou-se a Figura 92. Nela é possível observar uma tendência linear de diminuição das espessuras à medida que os teores aumentam, para cada nível de tráfego e percebe-se que esse decréscimo é menos significativo para tráfegos elevados.

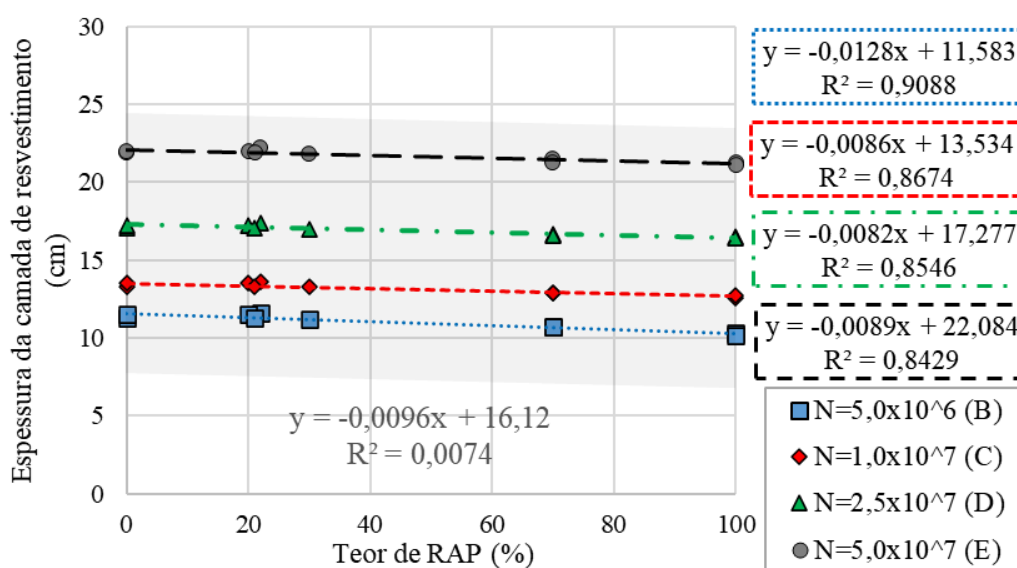
Ressalta-se que para essa análise não foram considerados os resultados obtidos para a mistura “DPA-Ajuste”, analisada por Sagrilo (2020) e não foi feita distinção dos materiais fresados. Contudo, no Apêndice I são apresentadas as análises considerando cada tipo de fresado (RAP-RS400 e RAP-BR290), percebe-se que essas apresentaram tendências similares às observadas na Figura 92.

Tabela 63 - Diferença em centímetros entre a espessura do revestimento necessária para a camada granular sem fresado (M0-100%AV) e demais misturas com fresado, para cada caso.

RAP	Camada Granular	Situação				Diferença Média	Teor de RAP (%)
		B	C	D	E		
RAP-RS400	M1-100%RAP-RS	1,2	0,9	0,7	0,7	0,9	100
	M2-70%RAP-RS	0,8	0,6	0,5	0,5	0,6	70
	M3-30%RAP-RS	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	30
	M4-22%RAP-RS	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	-0,1	22
RAP-BR290	M5-100%RAP-BR	1,3	0,8	0,8	0,9	1,0	100
	M6-70%RAP-BR	0,8	0,6	0,6	0,7	0,7	70
	M8-21%RAP-BR	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	21
	M7-20%RAP-BR	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	20

Fonte: Autora

Figura 92 - Influência do teor de RAP na espessura do revestimento



Fonte: Autora

Por fim, é possível concluir que a reciclagem dos fresados como materiais granulares para camadas de base de pavimentos asfálticos mostrou-se capaz de melhorar o desempenho das estruturas frente às solicitações do tráfego. A redução nas espessuras necessárias para a camada de revestimento corrobora para essa tendência, porém a reutilização do fresado em si já representa vantagens econômicas devido a possibilidade de redução de materiais virgens e distâncias de transportes, uma vez que utilizado material gerado em obra.

Ainda, vale salientar que as análises mecanicistas realizadas com auxílio do MeDiNa não consideram fatores externos como o clima local e processo de execução. Assim, fatores

como as diferenças entre a compactação por impacto dos testes laboratoriais e a prática executiva devem ser investigados. Os materiais fresados tendem a apresentar um comportamento mais rígido, podendo apresentar quebra das partículas devido a energia mecânica, interferindo na granulometria e comportamento das misturas.

Outro fator não considerado é a temperatura a que esses materiais estarão submetidos. Os ligantes asfálticos são materiais viscosos e sensíveis à temperatura, assim os fresados tendem a herdar essa característica. Logo, a exposição desses materiais ao calor pode provocar a reativação do efeito cimentante do ligante asfáltico, modificando o comportamento das misturas que podem apresentar uma maior aderência a camada de revestimento. Portanto, influenciando na distribuição das tensões ao longo das camadas dos pavimentos. Assim, esses fatores não abordados nesta pesquisa são mencionados como sugestão para futuros trabalhos no capítulo seguinte.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De forma geral esta pesquisa objetivou analisar o emprego de material fresado em camadas granulares de pavimentos asfálticos, identificando os efeitos da adição do RAP no comportamento de misturas granulares e desempenho da estrutura.

Foram utilizadas duas fontes de RAP com a presença de ligantes asfálticos diferentes. O RAP-RS400, obtido de uma rodovia estadual do Rio Grande do Sul, contendo CAP 50/70 e o RAP-BR290, advindo da Rodovia Federal BR-290, com ligante do tipo AMP 60/85. Para compor as misturas, foram utilizados agregados minerais virgens de riodacito, oriundos da pedreira Della Pasqua, localizado em Itaara-RS. As frações empregadas foram brita 3/4”, brita 3/8” e pó de pedra.

Ao todo foram produzidas nove misturas com diferentes teores de fresado e granulometrias, quatro para cada tipo de fresado e uma mistura sem fresado. Os materiais foram utilizados com sua granulometria original, sem alteração por peneiramento e com controle amostral. Adotou-se esse tipo de abordagem por acreditar que essa se aproxima mais a prática observada. A seguir são resumidas as principais conclusões obtidas com esta pesquisa, de acordo com cada assunto e sugestões para futuros trabalhos

### I Caracterização física

- O fresado RAP-RS400 apresentou uma granulometria mais grossa do que o RAP-BR290 com presença de grumos/partículas com diâmetro superior à 19mm que não ocorreram para o RAP-BR290. Demonstrando um possível grau de deteriorização maior do trecho da rodovia RS400, com CAP 50/70 em relação ao trecho da BR-290, com AMP 60/85, levando a um trincamento mais significativo e conseqüentemente obtenção de pedaços/grumos no processo de fresagem;
- Para os dois materiais fresados, a “Faixa C – DNIT 031/2006” para misturas betuminosas usinadas a quente foi a que obteve melhor aproximação com suas curvas granulométricas. Porém, percebe-se que a quantidade de finos foi insuficiente para atender aos limites da faixa para ambos;
- O teor de asfalto presente nos fresados RAP-RS400 e RAP-BR290 foram próximos, porém o RAP-BR290 apresentou teores superiores tanto para a extração realizada por centrífuga (Rotarex) quanto para com forno de ignição;

- A densidade máxima obtida pelo “Rice Test” para os fresados foi semelhante, contudo, o RAP-RS400 apresentou uma densidade maior do que o RAP-BR290, o que pode estar relacionado a diferença de densidade dos agregados e a um maior grau de envelhecimento do ligante asfáltico presente;

## **II Estabilização granulométrica**

- A escolha por utilizar frações totais dos materiais, sem seleção por peneiramento, permitiu a produção de apenas três misturas (M0-100%AV, M3-30%RAP-RS e M7-20%RAP-BR) dentro do limite da Faixa C da especificação DNIT 141/2010-ES;
- A deficiência de filler (partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm) apresentada pelos fresados gerou a necessidade de maiores adições de agregados virgens a fim de atender ao limite mínimo de 5% para a Faixa C (DNIT 141/2010-ES);
- A adição de agregados virgens utilizados nesta pesquisa promoveu a obtenção de misturas desuniformes, o que contribuiu para um melhor intertravamento das partículas;
- A adição do fresado produziu efeitos distintos na densidade máxima medida das misturas. Para o RAP-RS400 a densidade apresentou uma tendência de crescimento linear à medida que o teor de RAP aumenta, enquanto que para o RAP-BR290 obteve-se uma tendência linear inversa, diminuindo com aumento da adição do fresado;

## **III Estabilização mecânica**

- A compactação mecânica com energia modificada foi capaz de aumentar a massa específica aparente seca (MEAS) das misturas, para um teor ótimo de umidade;
- O efeito da adição do fresado na MEAS máxima obtida para as misturas foi distinto para cada tipo de RAP. Para o RAP-RS400 foi possível verificar uma tendência linear de crescimento menos significativa e para o RAP-BR290 obteve-se uma tendência linear de diminuição mais significativa;
- A adição do pó de pedra não resultou em aumento na MEAS máxima ou no teor de umidade ótima para o fresado RAP-RS400, enquanto que para o RAP-BR290 obteve-se uma densidade superior e um teor ótimo de umidade também mais elevado;

#### IV Módulo de resiliência

- Considerando os valores obtidos em ensaios triaxiais, a mistura M0-100%AV, sem adição de fresado, apresentou os menores módulos de resiliência;
- A adição do fresado nas misturas gerou um aumento significativo no módulo de resiliência obtidos, para ambos tipos de fresados. Equações exponenciais crescentes foram as que melhor demonstraram a correlação entre o teor de fresado e módulo de resiliência das misturas;
- Em geral, as misturas com RAP-RS400 obtiverem valores de módulo de resiliência ligeiramente superiores as misturas com RAP-BR290, o que pode estar relacionado a maior rigidez do ligante asfáltico desse fresado com relação ao do encontrado no RAP-BR290.
- Dentre os cinco modelos de previsão para módulo de resiliência analisados nesta pesquisa, o modelo dependente da tensão desvio foi o que pior representou o comportamento das misturas, enquanto os modelos composto e universal demonstraram melhor aproximação aos dados experimentais;
- Considerando os modelos de previsão de módulo de resiliência dependentes do primeiro invariante de tensões, percebeu-se a influência da granulometria das misturas na resposta resiliente. A mistura M4-22%RAP-RS, com granulometria mais grossa, apresentou módulos maiores que a M3-30%RAP-RS, para níveis de tensão mais altos. O mesmo ocorreu para a mistura M8-21%RAP-BR, com mais partículas graúdas, em relação a mistura M6-70%RAP-BR;
- Os resultados das análises de tendência que consideraram os dois tipos de fresados foram próximas ao das análises que desconsideraram os dois grupos. Contudo, foi possível notar que as análises que consideraram aspectos dos fresados aproximaram-se mais dos dados experimentais, corroborando para uma caracterização mais assertiva do comportamento dos fresados.

#### V Deformação permanente

- As deformações permanentes apresentadas durante os ensaios triaxiais para a mistura composta apenas de RAP-RS400 (M1-100%RAP-RS) foram superiores às observadas para as misturas M0-100%AV e M3-30%RAP-RS em todos os níveis de tensão estudados exceto para o par  $\sigma_3 = 0,04$  MPa e  $\sigma_d = 0,12$  MPa

- As deformações permanentes apresentadas durante os ensaios triaxiais para a mistura M3-30%RAP-RS foram superiores às observadas na mistura M0-100%AV, exceto para os dois níveis de tensão mais altos;
- As deformações permanentes apresentadas durante os ensaios triaxiais para a mistura M0-100%AV foram inferiores às observadas nas misturas M3-30%RAP-RS e M1-100%RAP-RS, para os níveis de tensões mais baixos;
- O Modelo de previsão de Guimarães (2009) obteve boa aproximação aos dados experimentais para todas as misturas estudadas;
- Para a mistura M1-100%RAP-RS o parâmetro “ $\psi_2$ ” obtido para o Modelo de Guimarães (2009) apresentou um valor positivo, demonstrando que para esse material a tensão confinante é diretamente relacionada à deformação plástica. Para as demais misturas, esse parâmetro foi negativo, demonstrando uma relação inversa, típica de materiais granulares;
- Nas análises de ocorrência de “*Shakedown*” a mistura M0-100%AV, em geral, apresentou um comportamento do tipo A para os níveis de tensões mais baixos e tipo B para os demais níveis. A mistura M3-30%RAP-RS também apresentou comportamento do tipo A para os níveis menores de tensão e do tipo B ou AB para os demais, assim como a mistura M1-100%RAP-RS;
- Os limites de comportamento “*Shakedown*” definidos por Werkmeister (2003), Gu et al (2017) e Alnedawi et al (2019) acarretaram na classificação do comportamento tipo C para as misturas, sugerindo um colapso incremental. Acredita-se que esses critérios não representaram de maneira adequada o comportamento das misturas que ainda estavam em sobrecompactação, sem atingir um bom empacotamento, levando a classificação precipitada.

## VI Análise mecanicista

- Todas as estruturas dimensionadas de acordo com Método DNER atingiram a ruptura por fadiga antes do período de projeto adotado (120 meses);
- O emprego de misturas com adição dos fresados analisados em camadas granulares de pavimentos foi capaz de retardar o surgimento de trincas devido à fadiga, aumentando a vida útil dos pavimentos. Sendo esse efeito menos significativo para tráfegos elevados;
- As deformações permanentes foram superiores para o material de subleito “Solo JC”, analisado por Zago (2016) do que para o “Solo Horizonte B”, estudado por Pascoal (2020);

- A deformação permanente da superfície (ATR) para os pavimentos não ultrapassaram 10 mm em todos os níveis de tráfego analisados, quando a mistura M1-100%RAP-RS foi empregada como base granular;
- De maneira geral, obteve-se uma tendência linear de diminuição do ATR dos pavimentos à medida que o teor de fresado presente nas misturas utilizadas nas camadas granulares aumentou, sendo esse efeito mais significativo para tráfegos menos elevados. Contudo, houve casos em que a mistura M3-30%RAP-RS atingiu valores de ATR superiores a M0-100%AV que não possui adição de fresado;
- O emprego de misturas granulares com adição de fresado como camadas de base foi capaz de reduzir a espessura de revestimento asfáltico necessária para atender aos critérios de desempenho do novo método de dimensionamento nacional, MeDiNa. Sendo essa redução relacionada ao um crescimento no módulo de resiliência das misturas;
- As estimativas para o módulo de resiliência e deformação permanente realizadas através de modelos de previsão para o nível de tensão sugerido pelo o protocolo NCHRP 1-28A, desenvolvido pelo Conselho de Pesquisa em Transporte (TRB - “*Transportation Research Board*”) dos Estados Unidos gerou resultados semelhantes aos das simulações de estruturas através do MeDiNa v.1.1.5.0;

### **Conclusão geral desta pesquisa**

De maneira geral, pode-se concluir que a adição dos fresados nas misturas granulares avaliadas neste estudo proporcionou aumento significativo nos módulos de resiliência, para ambos fresados utilizados (RAP-RS400, RAP-BR290). Ainda, no caso do fresado RAP-RS400, com a presença do ligante asfáltico CAP 50/70, os módulos atingidos foram superiores ao RAP-BR290, o que pode ser justificado pela maior rigidez desse ligante quando comparado ao AMP 60/85, presente no RAP-BR290. Assim, materiais fresados mais envelhecidos podem proporcionar misturas granulares mais rígidas, fornecendo maior durabilidade aos pavimentos e diminuindo a velocidade de propagação da área trincada, segundo as análises realizadas pelo MeDiNa. Porém, há outros aspectos não considerados na análise mecanicista, como temperatura e umidade, que podem influenciar o comportamento dessas misturas quando aplicadas em pavimentos.

Já com relação ao comportamento plástico das misturas granulares, a mistura M1-100%RAP-RS, composta apenas com o fresado RAP-RS400, apresentou as maiores deformações permanentes nos testes triaxiais, para todos os níveis de tensão estudados exceto



o nível intermediário ( $\sigma_3 = 0,04$  MPa e  $\sigma_d = 0,12$  MPa). Contudo, nas análises de previsão de ATR, essa mistura apresentou o melhor desempenho quando empregada em camada granular, com afundamentos que não ultrapassaram 10 mm para todos os níveis de tráfego analisados. Assim, o fresado RAP-RS400, quando empregado em camadas granulares, tende a apresentar um bom desempenho quanto a deformação permanente.

Portanto, o emprego do fresado em camadas granulares mostrou-se benéfico para o desempenho dos pavimentos asfálticos, sem demonstrar tendência a deformações ou contribuir para o aumento do trincamento por fadiga. Além disso, essa forma de reciclagem dos fresados permite a economia de recursos naturais, reduzindo o emprego de agregados virgens e diminuindo as distâncias de transportes, possibilitando o uso de materiais advindos da própria obra. Contudo, devido à alta variabilidade dos materiais fresados, ressalta-se a importância de analisar cada caso individualmente.

### **Sugestões para futuros trabalhos**

- Analisar da influência da granulometria no comportamento mecânico de misturas granulares com adição de fresado, adotando diferentes faixas granulométricas e materiais selecionados por peneiramento;
- Avaliação do emprego de diferentes técnicas de compactação e suas influencias no comportamento de misturas granulares recicladas;
- Verificar a influência da temperatura no comportamento das misturas granulares com adição de fresado;
- Estudo da compactação do fresado em diferentes temperaturas;
- Empregar materiais granulares virgens de diferentes origens litologias;
- Aplicação e acompanhamento de misturas granulares com adição de fresado em trechos experimentais;

## REFERENCIAS

ABDELRAHMAN, M; ALAM, T, B; ZOLLARS, J. Performance Of High Recycled Asphalt Pavement (Rap) Content As Base Layer In Flexible Pavement. **Journal Of Solid Waste Technology And Management**. v. 36, n. 3, 2011.

ALMEIDA, P.O.B. JÚNIOR. **Avaliação da recuperação das propriedades de ligantes e misturas integralmente recicladas com foco na fadiga**. Tese em elaboração (Doutorado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2022.

ALNEDAWI, A.; NEPAL, K. P.; AL-AMERI, R. The Effect of Cyclic Load Characteristic on Unbound Granular Materials. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, v. 6, n. 2, p. 70–88, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 15619**: Misturas asfálticas – Determinação da massa específica máxima medida em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2008. 8 p

----- . **NBR 7809**: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019. 3 p

ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION-ARRA. **Basic asphalt recycling manual**. p. 277, 2001.

ATTIA, M; ABDERLRAHMAN, M. Effect of State of Stress on the Resilient Modulus of Base Layer Containing Reclaimed Asphalt Pavement. **Road Materials and Pavement Design**, 12:1, p.79-97, 2011.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração**. 1. ed. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2007. 560p.

BERNUCCI, Liedi L.B. **Módulo Resiliente de Solos Lateríticos e sua Aplicação ao Dimensionamento de Pavimentos de Vias de Baixo Volume de Tráfego**, I SINBATRA, Vol II, 490/508, Rio de Janeiro, 1997.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008.

BEZERRA NETO, R.S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNRE mecânicos e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia São Carlos- Universidade de São Paulo, 2004.

BOHN, K. A. **Avaliação de misturas asfálticas recicladas mornas com uso de ligantes convencionais e modificados por polímero**, 2017. 254p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2017.

BONFIM, V. **Fresagem de pavimentos asfálticos**. 3. ed. São Paulo: Exceção Editorial, 2007. 123p.

BRADSHAW, A. S.; COSTA, J.; GIAMPA, J. R. Resilient Moduli of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate Subbase Blends. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n.5, p. 6, maio 2016.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Ministério da Infraestrutura. **DNIT inicia testes para implementação do Método Medina no dimensionamento dos pavimentos das rodovias**. 2020. Coordenação de Comunicação Social - DNIT. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/dnit-inicia-testes-para-implementacao-do-metodo-medi>. Acesso em: 14 maio 2021.

BRITO, L. C.; PARANHOS, H. DA S. Estabilização de Solos. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, v. 01, n. 06, p. 13, 2017.166

BROSSEAUD, Y. Reciclagem de misturas asfálticas: Evolução após 20 anos e a situação atual na França. In: 3o Salão de Inovação ABCR – 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões. Anais...Foz do Iguaçu: 2011. Disponível em: <<https://hal.archivesouvertes.fr/hal-00973444>> Acesso em: nov. 2019.

BROWN, S. F. Improved framework for predicting permanent deformation in asphalt layers. **Transportation Research Record**, n. 537, p. 18–30, 1975.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE- CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2019: Release e principais dados**, 2019. 11p

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE- CNT. **Anuário CNT do Transporte. Estatísticas consolidadas**, 2018. 234p

COOLEY, D. A. **Effects of reclaimed asphalt pavement on mechanical properties of base materials**, 2005.86p. Thesis (Master of Science) - Brigham Young University, 2005.

COSENTINO, P. J.; KALAJIAN, E. H. **Developing specifications for using recycled asphalt pavement as base, subbase or general fill materials: Final report**, 2001.284p. Disponível em: <[https://ftp.fdot.gov/file/d/FTP/FDOTLTS/CO/research/Completed\\_Proj/Summary\\_SMO/FDOT\\_BB892\\_rpt.pdf](https://ftp.fdot.gov/file/d/FTP/FDOTLTS/CO/research/Completed_Proj/Summary_SMO/FDOT_BB892_rpt.pdf)>.

COSENTINO, P. J. et al. Evaluating Laboratory Compaction Techniques of Reclaimed Asphalt Pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2335, n. 1, p. 89–98, 2013.

COSTA, C.; PINTO, S. O uso de reciclagem de pavimentos como alternativa para o desenvolvimento sustentável em obras rodoviárias no Brasil. **Revista Engenharia**, v. 602, p.96–102, 2011.

COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de pavimento asfáltico: comparação do método do DNER com um método mecanístico-empírico aplicada a um trecho**. 2011.214p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro preto

DAVID, D. DE. **Misturas asfálticas recicladas a frio: Estudo em laboratório utilizando**

**emulsão e agente de reciclagem emulsionado**, 2006. 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.

DAWSON A. R e WLLER. F. **Plastic Behavior of Granular Materials. Report ARC Project 933 Reference PRG99014**. University of Nottingham, United Kingdom, 1999

DAWSON, A. e KOLISOJA, P. **Permanent Deformation. ROADDEX II**, Northern Periphery, 2004

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL – **DAER/RS ES P 04** (1991). Sub-base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL – **DAER/RS ES P 08** (1991). Base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME049/94**: Solos – determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994, 14 p.167

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME053/94**: Misturas betuminosas – percentagem de betume. Rio de Janeiro, 1994, 5 p.

----- **DNER-ME 086/94**: Agregado – determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 1994, 5 p.

----- **DNER-ME 089/94**: Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994, 6 p.

----- **DNER-ME 162/94**: Solos – ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994, 7 p.

----- **DNER-ME 084/95**: Agregado miúdo – determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1995, 3 p.

----- **DNER-ES 301/97**: Pavimentação - sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 1997, 7 p.

----- **DNER-ES 303/97**: Pavimentação – base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 1997, 7 p.

----- **DNER-ME 054/97**: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997, 10 p.

----- **DNER-ME 195/97**: Agregados – determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1997, 6 p,

----- **DNER-ME 035/98**: Agregados – determinação de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998, 6 p.

----- . **DNER-ME 083/98**: Agregados – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1998, 5 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT.  
**DNIT-ES 031/2006**: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006, 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES -DNIT,  
**Manual de restauração de pavimentos asfálticos**, 2006. 314p.

----- . **DNIT-ES 141/2010**: Pavimentação asfáltica – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010, 9 p.

----- . **DNIT-ES 167/2013**: Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2013, 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT.  
**DNIT-ME 134/2018**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 18p.

----- . **DNIT-IE 179/2018**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo da deformação permanente– Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 20p.168

----- . **DNIT– IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa**, Rio de Janeiro, 2021. 22p.

DONG, Q; HUANG, B. Laboratory Evaluation on Resilient Modulus and Rate Dependencies of RAP Used as Unbound Base Material. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Vol. 26, No. 2, February 1, 2014.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION-FHWA. **Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice. Report No. FHWA-HRT-11-021, n. FHWA**, p.McLean, Virginia, 2011.

FRANCO, F. A. C. DE P.; MOTTA, L. M. G. DA. **Relatório parcial IV (A). META 4 :Guia para utilização de Método Mecanístico-Empírico. Apresentação dos programas desenvolvidos**, 2018. 70p.

GEWEHR, Juliano. **Fresagem fina e microfresagem**. Blog Asfalto de Qualidade. Porto Alegre, 19 set. 2017. Disponível em: <<https://asfaltodequalidade.blogspot.com/2017/09/fresagem-fina-e-microfresagem.html>> Acesso em: 14 out. 2019.

GUIMARÃES, A. C. R. **Método mecanístico empírico para previsão de deformação em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367p.Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

HASAN, M. M.; TAREFDER, R. A. Evaluation of resilient modulus of subgrade and base-materials of New Mexico and its implementation in ME-Design. In: **International Conference on Transportation and Development**. Anais... Pittsburgh: 2018. p. 289–298. Disponível em < <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/9780784481554.019>> Acesso em: nov.2019.

HERMES, T. B.; ECHEVERRIA, J. A. S.; SPECHT, L. P. Utilização de material fresado como camada de pavimento em construção de faixa adicional. **Revista Pavimentação**, v. 41, n. Jul-Set, p. 49–62, 2016.

HICKS, R. G. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. [s.l.] Universidade da Califórnia, 1970.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. **Highway Research Record**, n. 345, p. 15–31, 1971.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 805p

JOHNSON K L. **Plastic flow, residual stresses and shakedown in rolling contact**. Proceedings of the 2nd International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, University of Rhode Island, Waterloo Ontario, 1986.

JÚNIOR, J. G. DE S. **Aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos a trechos de uma rodovia federal**. [s.l.] COPPE-UFRJ, 2018.

KALPAKCI, V.; FAEQ, R.; CANAKCI, H. Compaction and CBR properties of RAP/sand-blends in Iraq. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 11, n. 21, p. 1–7, 2018.

KIM, W; LABUZ, J; DAI, S. Resilient modulus of base course containing recycled asphalt pavement. **Transportation Research Board**, n. 180, p. 27-35, 2007.

LEKARP, F.; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. **Construction and Building Materials**, v. 12, n. 1, p. 9–18, 1998.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. **Journal of Transportation Engineering**, v. 126, n. 1, p. 76–83, jan. 2000.

LIMA, C. D. A. **Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas**. Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 428p., 2020.169

LIMA, C. D. A. DE. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos**, 2016. 242p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

LIMA, C. D. A. DE; MOTTA, L. M. G. DA; GUIMARÃES, A. C. R. Estudo da deformação permanente de britas granito-gnaise para uso em base e sub-base de pavimentos. **Transportes**, v. 25, n. 2, p. 41, 2017.

- LUZZI, F. C. **Adaptação de usina para reciclagem à quente e avaliação laboratorial das misturas asfálticas produzidas**, 2019. 187p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Santa Maria, 2019.
- MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaio Deflectométrico para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.1996.
- MALYSZ, R. **Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação**, 2004.158p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.
- MARANGON, M.; MOTTA, L. M. Estudo da deformação permanente de alguns solos argilosos lateríticos visando o uso em pavimentos de baixo volume de tráfego. In: **II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos**, 2., 2006. Anais... Nova Friburgo/RJ :2006.
- MARMITT, H. M.; CASAGRANDE, M. D. T.; CERATTI, J. A. P. Caracterização de propriedades resilientes de três britas graduadas utilizadas em pavimentos no sul do Brasil. **Teoria e prática na Engenharia Civil**, n.15, p.63-69, Abril, 2010. Disponível em:<[http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art7\\_N15.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art7_N15.pdf)>
- MCGARRAH, E. J. **Evaluation of current practices of reclaimed asphalt pavement/virgin aggregate as base course material**, 2007. 41p. Research paper (Master of Science Civil Engineering)-University of Washington, Seattle, 2007.
- MEDINA, J. DE; MOTTA, L. M. G. **Mecânica de pavimentos**. 2 ed. Ed. COPPE-UFRJ, 2005, 572p.
- MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A. **Reciclagem de pavimentos a frio in situ superficial e profunda**. Anais... Rio de Janeiro: ABPV, 1995
- MOREIRA, J. P. V.; GOMES, A. C.; PEREIRA, P. Contribuição para a reutilização de material fresado em camadas estruturais de pavimento. **Sociedade Portuguesa de Geotecnia**, 2006. vol. 2. p. 439-448.
- MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critérios de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**, 1991. 366p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.17
- NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION-NAPA. **Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage**: 2017. Disponível em: <[http://www.asphalt pavement.org/PDFs/IS138/IS138-2017\\_RAP-RASWMA\\_Survey\\_Final.pdf](http://www.asphalt pavement.org/PDFs/IS138/IS138-2017_RAP-RASWMA_Survey_Final.pdf)>.
- NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**-Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

PASCHE, E. et al. Estudo das características tecnológicas do fresado e suas utilizações em camadas de pavimento no Rio Grande do Sul. In: **21o Encontro de Asfalto**, maio. 2014. Anais... Rio de Janeiro: 2014.

PASCOAL, P. T. **Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2020. 184 p.

PAVEMENTE INTERACTIVE. **HMA Interactive Plant**, 2019. Disponível em: <<https://www.pavementinteractive.org/reference-desk/construction/production/hma-batchplant/>>. Acesso em nov. 2019

PETROBRAS, et al. **Rede temática de asfalto. Manual de execução de trechos monitorados**. [S.l.]: 2010.

PEZO, R. F, et al. **Development of a reliable resiliente modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design**. Research Report 1177-4F, Center for Transportation Research (CTR), The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1992.

PINTO, C. DE S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PIRES, G. M. **Estudo da estabilização granulométrica e química de material fresado com adição de cimento portland e cinza de casca de arroz para aplicação em camadas de pavimentos**, 2014. 164p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

POSSEBON, E. P. **Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil**, 2018. 156p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2018.

RAAD, L., MINASSIAN, G., GARTIN, S. ‘Characterization of saturated granular bases under repeated loads. **Transportation Research Board**, 1369 p. 73–82, 1992

SAHA, D. C; MANDAL, J. N. Laboratory Investigations on Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) for using it as Base Course of Flexible Pavement. **International conference on Transportation Geotechnics and Geocology, TGG 2017**, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia.

SANTOS, R. O. G. et al. Monitoramento do desempenho da técnica de reciclagem profunda em pavimentos do estado de Goiás. **Transportes**, v. 25, n. 4, p. 27, 2017.

SANTOS, T. A. DOS; **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul**, 2016. 164p Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2016

SARIDE, S.; AVIRNENI, D.; JAVVADI, S. C. P. Utilization of Reclaimed Asphalt Pavements in Indian Low-Volume Roads. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 2, p. 04015107, fev. 2016.



- SAGRILO, A. V. **Estudo de deformabilidade e empacotamento de britas com diferentes origens litológicas do estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2020, 169 p.
- SILVA, C. F. S. C. E. **Reutilização do resíduo oriundo dos serviços de restauração asfáltica como material alternativo em camadas de pavimentos flexíveis**, 2012, 74p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil) -Universidade Regional do Noroeste do estado do Rio Grande do Sul, 2012.
- SILVA, M. R. DA. **Utilização de material fresado com adições de cimento portland e pó de pedra em camadas de base e sub-base de pavimentos**, 2016. 84p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, 2016.
- SILVA, M. R. DA. **Determinação de parâmetros que influenciam nas propriedades mecânicas de material fresado estabilizado granulométrica e quimicamente para emprego em pavimentação**, 2018. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2018
- SOUZA, M. L. DE. **Método de projeto de pavimentos flexíveis, 1981**. Disponível em: <[http://ipr.dnit.gov.br/normas-emanuais/manuais/documentos/667\\_metodo\\_de\\_projeto\\_de\\_pavimentos\\_flexiveis.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-emanuais/manuais/documentos/667_metodo_de_projeto_de_pavimentos_flexiveis.pdf)>
- SPECHT, L. P. et al. Utilização de material fresado como camada de pavimento: Estudo laboratorial e aplicação em campo. In: 42a Reunião Anual de Pavimentação/ **16º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária**, Anais...Gramado/RS: 2016.
- SULLIVAN, J. **Pavement recycling executive summary and report. FHWA-AS-95-060, Washington, 1996**.
- TAHA, R. et al. Evaluation of reclaimed asphalt pavement aggregate in road bases and subbases. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1652, n. 1, p. 264–269, 1999.
- TAHA, R. et al. Cement Stabilization of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate for Road Bases and Subbases. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 239–245, 2002.
- TANSKI, M. C. **Comportamento mecânico de material reciclado a frio com emulsão e cimento**, 2016. 169p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Maria, 2016.
- THAKUR, J. K.; HAN, J. Recent Development of Recycled Asphalt Pavement (RAP) Bases Treated for Roadway Applications. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, v. 2, n.2, p. 68–86, 2015.
- XIAO, F. et al. A literature review on cold recycling technology of asphalt pavement. **Construction and Building Materials**, v. 180, p. 579–604, 2018.

WARGHA FILHO, N. **Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação, no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas.** 2013. 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes – Área de concentração: Infraestrutura de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

WERKMEISTER, S. et al. Deformation behaviour of granular materials under repeated dynamic load. **Environmental Geomechanics**, n. January 2002, p. 1–9, 2002.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. **Transportation Research Record**, n. 1757, p. 75–81, 2001.

WITCZAK M.W., “Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus For Flexible Pavement Design”, Project No. NCHRP 1-28A, National Cooperative Highway Research Program, **Transportation Research Board, National Research Council**, May 2003.

WIRTGEN. **Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** 2012.

WIRTGEN. **A nova geração: Recicladoras a frio e estabilizadoras de solos Série WR.** 2013.172

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. Principles of Pavement Design. 2<sup>a</sup> ed. New York: **JohnI-ley & Sons, Inc.** 711p., 1975.

ZAGO, J.P. Estudo da **Deformação Permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria-RS.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS,

**APÊNDICE A– Quadro de classificação dos níveis de “Shakedown”**

Método	TIPO A	TIPO AB
Dawson e Weller (1999)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia vertical</li> <li>• Taxa na ordem de <math>10^{-7} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>	-
Lima (2020)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia vertical</li> <li>• Taxa na ordem de <math>10^{-6} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva característica</li> <li>• <math>DP_{150.000} &gt; 1\% H_{CP}</math></li> <li>• Taxa na ordem de <math>10^{-6} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>
Werkmeister (2003)	$DP_{5000} - DP_{3000} < 4,5 \times 10^{-5}$	-
Gu et. al (2017)	$DP_{5000} - DP_{3000} < 6,0 \times 10^{-5}$	-
Alnedawi et al (2019)	$\varphi < 22,5^\circ$	-
Visual	• Curva de tendencia vertical	• Curva característica

Método	TIPO B	TIPO C
Dawson e Weller (1999)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia horizontal</li> <li>• Taxa tende a ser constante, não atinge <math>10^{-7} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva mais próxima ao eixo horizontal</li> <li>• Taxas significativas e crescentes</li> </ul>
Lima (2020)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia horizontal</li> <li>• Taxa não atinge <math>10^{-6} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia horizontal</li> <li>• Taxa não atinge <math>10^{-4} \times 10^{-3}</math> m/ciclo</li> </ul>
Werkmeister (2003)	$4,5 \times 10^{-5} < DP_{5000} - DP_{3000} < 4,0 \times 10^{-4}$	$DP_{5000} - DP_{3000} > 4,0 \times 10^{-4}$
Gu et. al (2017)	$6,0 \times 10^{-5} < DP_{5000} - DP_{3000} < 6,0 \times 10^{-4}$	$DP_{5000} - DP_{3000} > 6,0 \times 10^{-4}$
Alnedawi et al (2019)	$22,5^\circ < \varphi < 45^\circ$	$45^\circ < \varphi < 90^\circ$
Visual	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva de tendencia horizontal</li> <li>• Taxa de deformação tendendo a ser constante</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Curva mais próxima ao eixo horizontal</li> <li>• Taxa de deformação crescente</li> </ul>

## APENDICE B – Dados para dimensionamento e análises pelo MeDiNa

Material	Propriedades	Modelos
Revestimento		
Tratamento Superficial Duplo (TSD)	Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> ): 2,4 Coef. De Poisson: 0,25 Espessura: 2 cm Fonte: Banco de dados do Medina	Resiliente Linear MR = 1000 MPa
Concreto Asfáltico – Classe 1	Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> ): 2,4 Coef. De Poisson: 0,30 Resiliente Linear MR = 5764 MPa Fonte: Banco de dados do Medina	Ensaio de Fadiga -Modelo: $k1 \cdot (et \wedge k2)$ -Coeficiente de Regressão (k1): $\geq 5,496e-11$ -Coeficiente de Regressão (k2): $\geq -3,253$ -Classe de Fadiga: $\geq 1$ -FFM (100 $\mu$ a 250 $\mu$ ): $\geq 0,84$ Flow Number Mínimo - Condição de Tráfego Normal: $\geq 209$ ciclos - Condição de Tráfego Severa: $\geq 575$ ciclos
Concreto Asfáltico – Classe 3	Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> ): 2,4 Coef. De Poisson: 0,30 Resiliente Linear MR = 8000 MPa Fonte: Banco de dados do Medina	Ensaio de Fadiga -Modelo: $k1 \cdot (et \wedge k2)$ -Coeficiente de Regressão (k1): $\geq 1e-12$ -Coeficiente de Regressão (k2): $\geq -3,75$ -Classe de Fadiga: $\geq 3$ -FFM (100 $\mu$ a 250 $\mu$ ): $\geq 0,90$ Flow Number Mínimo - Condição de Tráfego Normal: $\geq 284$ ciclos - Condição de Tráfego Severa: $\geq 767$ ciclos
Concreto Asfáltico – Classe 4	Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> ): 2,4 Coef. De Poisson: 0,30 Resiliente Linear MR = 10492 MPa Fonte: Banco de dados do Medina	Ensaio de Fadiga -Modelo: $k1 \cdot (et \wedge k2)$ -Coeficiente de Regressão (k1): $\geq 1,91e-5$ -Coeficiente de Regressão (k2): $\geq -1,9$ -Classe de Fadiga: $\geq 4$ -FFM (100 $\mu$ a 250 $\mu$ ): $\geq 1,00$ Flow Number Mínimo - Condição de Tráfego Normal: $\geq 422$ ciclos - Condição de Tráfego Severa: $\geq 1117$ ciclos
Base Granular		
DPA – Ajuste SAGRILO (2020)	Descrição do Material = Riodacito Coef. De Poisson: 0,35 Massa esp. (g/cm <sup>3</sup> ) = 2,195 Umidade Ótima (%) = 6,35 Energia Compactação = Modificada Abrasão Los Angeles (%) = 10,05 Faixa Granulométrica = C Norma ou Especificação = DNIT ES 141 Fonte: SAGRILO (2020)	Resiliente Não Linear MR = 75 MPa (1º mês) k1 = 1983,87 k2 = 0,665 k3 = 0,180 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = psi1 \cdot (s3 \wedge psi2) \cdot (sd \wedge psi3) \cdot (N \wedge psi4)$ Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,04 Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): -0,892 Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,311 Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,169
M0-100% AV	Descrição do Material = Riodacito Coef. De Poisson: 0,35 Massa específica (g/cm <sup>3</sup> ) = 2,110 Umidade Ótima (%) = 7,30 Energia Compactação = Modificada Faixa Granulométrica = C Norma ou Especificação = DNIT ES 141	Resiliente Não Linear MR = 68 MPa (1º mês) k1 = 1938,63 k2 = 0,694 k3 = 0,159 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = psi1 \cdot (s3 \wedge psi2) \cdot (sd \wedge psi3) \cdot (N \wedge psi4)$ Coeficiente de Regressão (k1 ou psi1): 0,019 Coeficiente de Regressão (k2 ou psi2): -1,113 Coeficiente de Regressão (k3 ou psi3): 1,650 Coeficiente de Regressão (k4 ou psi4): 0,180

<b>Material</b>	<b>Propriedades</b>	<b>Modelos</b>
M1-100%RAP-RS	<p>Descrição do Material = Fresado CAP-50/70            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 2,146            Umidade Ótima (%) = 7,10            Energia Compactação = Modificada</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 127 MPa (1º mês)            k1 = 3339,85            k2 = 0,765            k3 = 0,049            k4 = 0,000            Ensaio de Deformação Permanente            Modelo: <math>ep = \psi1 \cdot (s3^{\psi2}) \cdot (sd^{\psi3}) \cdot (N^{\psi4})</math>            Coeficiente de Regressão (k1 ou <math>\psi1</math>): 0,060472            Coeficiente de Regressão (k2 ou <math>\psi2</math>): 0,209853            Coeficiente de Regressão (k3 ou <math>\psi3</math>): 0,87307            Coeficiente de Regressão (k4 ou <math>\psi4</math>): 0,179984</p>
M2-70%RAP-RS	<p>Descrição do Material = 70% Fresado CAP50/70 + 30% Pó de pedra (Riodacito)            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 2,118            Umidade Ótima (%) = 6,80            Energia Compactação = Modificada</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 102 MPa (1º mês)            k1 = 1996,43            k2 = 0,626            k3 = 0,144            k4 = 0,000</p>
M3-30%RAP-RS	<p>Descrição do Material = 30% Fresado CAP50/70 + 70% BGS (Riodacito)            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 2,140            Umidade Ótima (%) = 8,20            Energia Compactação = Modificada            Faixa Granulométrica = C            Norma ou Especificação = DNIT ES 141</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 78 MPa (1º mês)            k1 = 2012,02            k2 = 0,705            k3 = 0,110            k4 = 0,000            Ensaio de Deformação Permanente            Modelo: <math>ep = \psi1 \cdot (s3^{\psi2}) \cdot (sd^{\psi3}) \cdot (N^{\psi4})</math>            Coeficiente de Regressão (k1 ou <math>\psi1</math>): 0,03863            Coeficiente de Regressão (k2 ou <math>\psi2</math>): -1,12055            Coeficiente de Regressão (k3 ou <math>\psi3</math>): 1,42505            Coeficiente de Regressão (k4 ou <math>\psi4</math>): 0,1372</p>
M4-22%RAP-RS	<p>Descrição do Material = 22% Fresado CAP50/70 + 78% BGS (Riodacito)            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 2,128            Umidade Ótima (%) = 6,80            Energia Compactação = Modificada</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 61 MPa (1º mês)            k1 = 2478,28            k2 = 0,762            k3 = 0,172            k4 = 0,000</p>
M5-100%RAP-BR	<p>Descrição do Material = Fresado AMP60/85            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 1,910            Umidade Ótima (%) = 7,0            Energia Compactação = Modificada</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 138 MPa (1º mês)            k1 = 2286,83            k2 = 0,664            k3 = 0,031            k4 = 0,000</p>
M6-70%RAP-BR	<p>Descrição do Material = 70% Fresado AMP60/85 + 30% Pó de pedra (Riodacito)            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 1,938            Umidade Ótima (%) = 8,20            Energia Compactação = Modificada</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 108 MPa (1º mês)            k1 = 1655,63            k2 = 0,633            k3 = 0,043            k4 = 0,000</p>
M7-20%RAP-BR	<p>Descrição do Material = 20% Fresado AMP60/85 + 80% BGS (Riodacito)            Coef. De Poisson: 0,35            Massa específica (g/cm<sup>3</sup>) = 2,085            Umidade Ótima (%) = 7,80            Energia Compactação = Modificada            Faixa Granulométrica = C            Norma ou Especificação = DNIT ES 141</p>	<p>Resiliente Não Linear            MR = 66 MPa (1º mês)            k1 = 2038,09            k2 = 0,724            k3 = 0,136            k4 = 0,000</p>

Material	Propriedades	Modelos
M8-21%RAP-BR	Descrição do Material = 21% Fresado AMP60/85 + 79% BGS (Riodacito) Coef. De Poisson: 0,35 Massa específica (g/cm <sup>3</sup> ) = 2,060 Umidade Ótima (%) = 5,2 Energia Compactação = Modificada	Resiliente Não Linear MR = 75 MPa (1° mês) k1 = 2504,10 k2 = 0,743 k3 = 0,140 k4 = 0,000
Subleito		
Solo JC ZAGO (2016)	Descrição do Material = Argila Arenosa da Jazida Canabarro (Santa Maria - RS) Coef. De Poisson: 0,45 ISC=11%; Exp.=0,08% (Energia Normal) Grupo MCT = LG' MCT - Coeficiente c' = 1,86 MCT - Índice e' = 0,83 Massa específica (g/cm <sup>3</sup> ) = 1,817 Umidade Ótima (%) = 17,9 Energia Compactação = Intermediária Norma ou Especificação = DNIT ES 137 Fonte: ZAGO (2016)	Resiliente Não Linear MR = 465 MPa (1° mês) k1 = 223,95 k2 = 0,168 k3 = -0,442 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$ Coeficiente de Regressão (k1 ou $\psi_1$ ): 0,335 Coeficiente de Regressão (k2 ou $\psi_2$ ): -0,509 Coeficiente de Regressão (k3 ou $\psi_3$ ): 1,642 Coeficiente de Regressão (k4 ou $\psi_4$ ): 0,035
Solo Horizonte B PASCOAL (2020)	Descrição do Material = Argilas laterítica argilosa da Jazida de Cruz Alta RS-342 Coef. De Poisson: 0,45 ISC=16,6%; Exp.=0,26% (Energia Normal) Grupo MCT = LG' MCT - Coeficiente c' = 2,35 MCT - Índice e' = 0,69 Massa específica (g/cm <sup>3</sup> ) = 1,625 Umidade Ótima (%) = 25,6 Energia Compactação = Intermediária Norma ou Especificação = DNIT ES 137 Fonte: PASCOAL (2020)	Resiliente Não Linear MR = 219 MPa (1° mês) k1 = 739,20 k2 = 0,340 k3 = 0,004 k4 = 0,000 Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$ Coeficiente de Regressão (k1 ou $\psi_1$ ): 0,017 Coeficiente de Regressão (k2 ou $\psi_2$ ): 0,699 Coeficiente de Regressão (k3 ou $\psi_3$ ): 0,517 Coeficiente de Regressão (k4 ou $\psi_4$ ): 0,103

Situação	A	B	C	D	E
N <sub>TOTAL</sub>	N=5,0x10E5	N=5,0x10E6	N=1,0x10E7	N=2,5x10E7	N=5,0x10E7
Taxa de crescimento anual	3%	3%	3%	3%	3%
Tipo de Revestimento	TSD	CA (Classe 1)	CA (Classe 3)	CA (Classe 4)	CA (Classe 4)
Espessura do revestimento (R)	2 cm	5 cm	7,5 cm	10 cm	10 cm
Espessura da camada granular (Subleito = Solo JC)	33 cm	29 cm	26 cm	23 cm	24 cm
Espessura da camada granular (Subleito = Solo Horizonte B)	25 cm	21 cm	17 cm	15 cm	15 cm
Número de análises no MeDiNa	8	28	28	28	28
Análise de ATR	8	8	8	8	8
Análise de fadiga	0	20	20	20	20

## APÊNDICE C– Mistura sem fresado: M0- 100%AV

Tabela A.1 – Análise granulométrica da mistura **M0-100%AV**

Peneira	mm	FAIXA C DNIT141/2010-ES			M0-100%AV	DPA-Ajuste (SAGRILO, 2020)
		Lim. Inf.	Lim. Sup.	Centro		
2"	50	-	-	100	100,00	100
1 1/2"	38,1	-	-	100	100,00	100
1"	25,4	100	100	100	100,00	100
3/4"	19,1	-	-	-	100,00	95
1/2"	12,7	-	-	-	81,99	80
3/8"	9,5	50	85	67,5	70,95	70
nº 4	4,8	35	65	50	53,49	45
nº 10	2,0	25	50	37,5	34,07	35
nº 40	0,42	15	30	22,5	15,13	20
nº 80	0,18	-	-	-	10,61	12
nº 200	0,075	5	15	10	5,47	8

Fonte: Autora

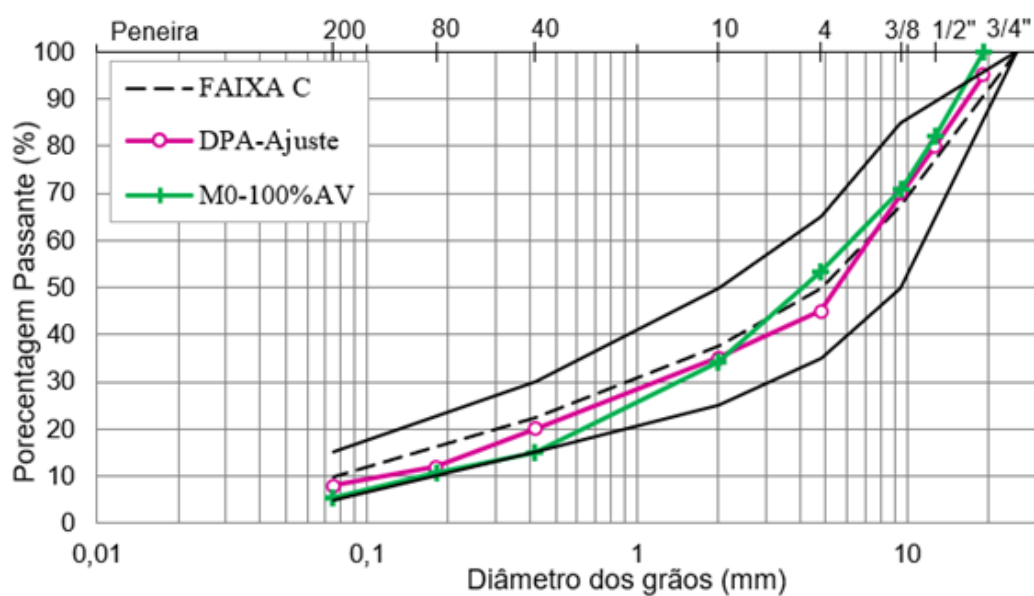
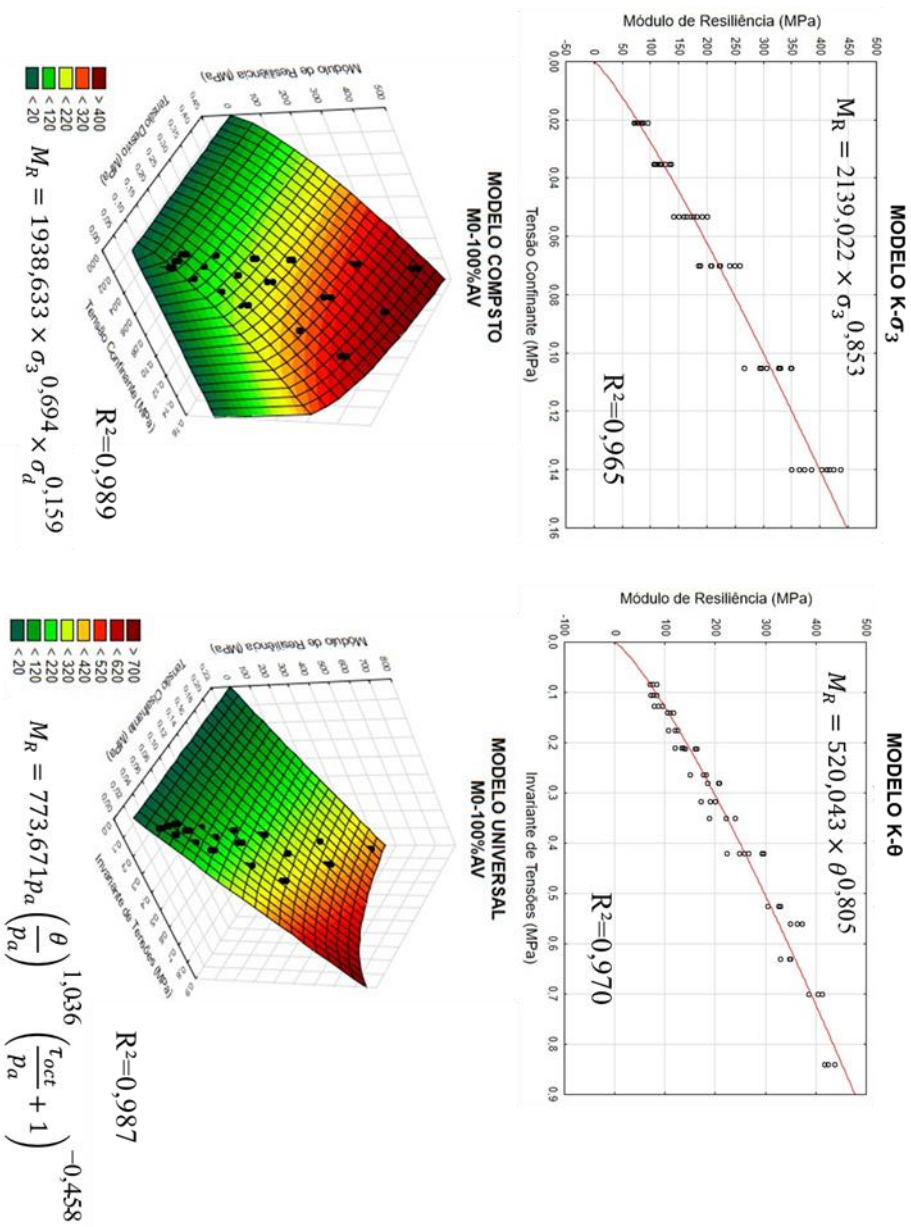


Tabela C.2 – Valores de módulo de resiliência obtidos para **M0-100%AV**

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	77,159	71,314	84,148
0,021	0,042	78,603	73,063	85,132
0,021	0,063	88,502	79,987	96,51
0,035	0,035	117,305	106,316	111,81
0,035	0,07	126,577	108,079	120,579
0,035	0,105	134,971	121,216	138,102
0,053	0,053	160,713	141,557	164,762
0,053	0,105	182,509	151,528	177,51
0,053	0,158	201,588	172,991	191,696
0,07	0,07	207,28	185,885	208,642
0,07	0,14	240,541	189,66	222,661
0,07	0,21	259,822	224,217	249,987
0,105	0,105	297,311	267,434	294,023
0,105	0,21	327,382	306,495	330,338
0,105	0,315	349,411	330,083	350,575
0,14	0,14	364,475	350,444	373,679
0,14	0,28	404,657	386,361	413,618
0,14	0,42	425,27	418,226	438,13
MJR Médio (MPa)		225	205	225
Média MR Médio (MPa)			218	

Figura C.2 - Representação gráfica de modelos para **M0-100%AV**



Fonte: Autora



## APÊNDICE D– Misturas com RAP-RS400

Tabela B.1 – Análise granulométrica das misturas com **RAP-RS400**

Peneira	mm	FAIXA C DNIT141/2010-ES			M1- 100%RAP-RS	M2- 70%RAP-RS	M3- 30%RAP-RS	M4- 22%RAP-RS
		Lim. Inf.	Lim. Sup.	Centro				
2"	50	-	-	100	100,00	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	38,1	-	-	100	100,00	100,00	100,00	100,00
1"	25,4	100	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,1	-	-	-	100,00	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,7	-	-	-	86,87	90,78	91,70	67,64
3/8"	9,5	50	85	67,5	76,70	83,63	84,03	53,27
n° 4	4,8	35	65	50	52,57	66,24	65,00	41,70
n° 10	2,0	25	50	37,5	27,45	38,68	39,87	25,69
n° 40	0,42	15	30	22,5	7,52	13,63	16,09	10,54
n° 80	0,18	-	-	-	2,47	7,44	10,32	6,85
n° 200	0,075	5	15	10	0,79	3,26	5,00	3,54

Fonte: Autora

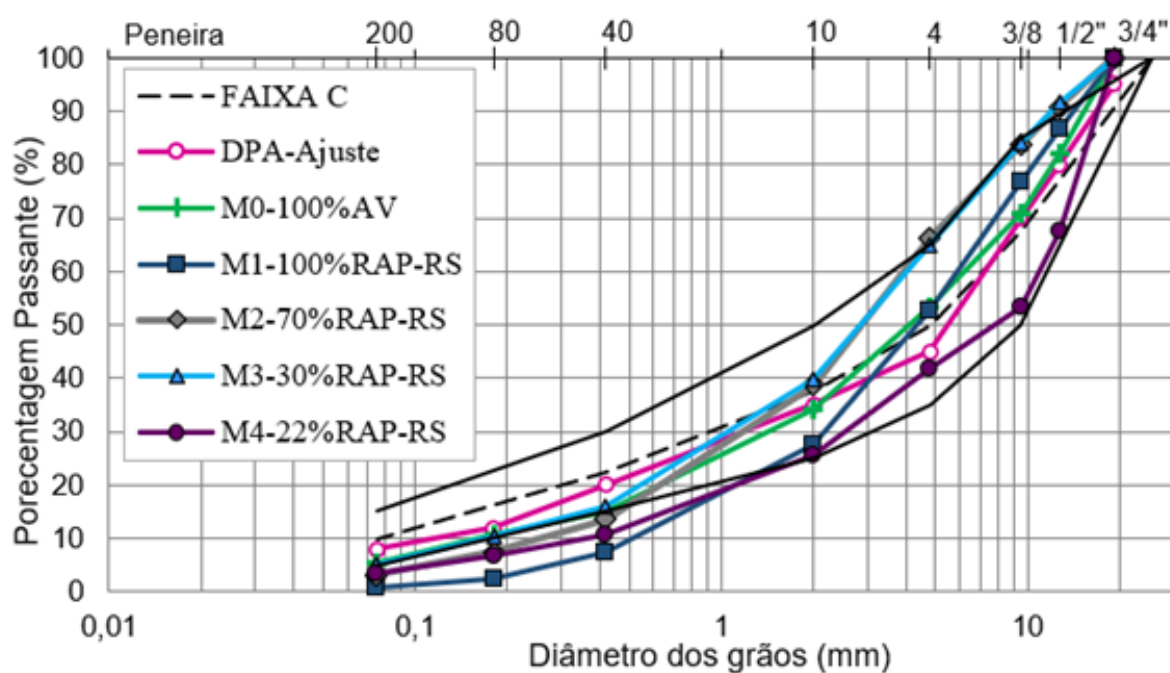
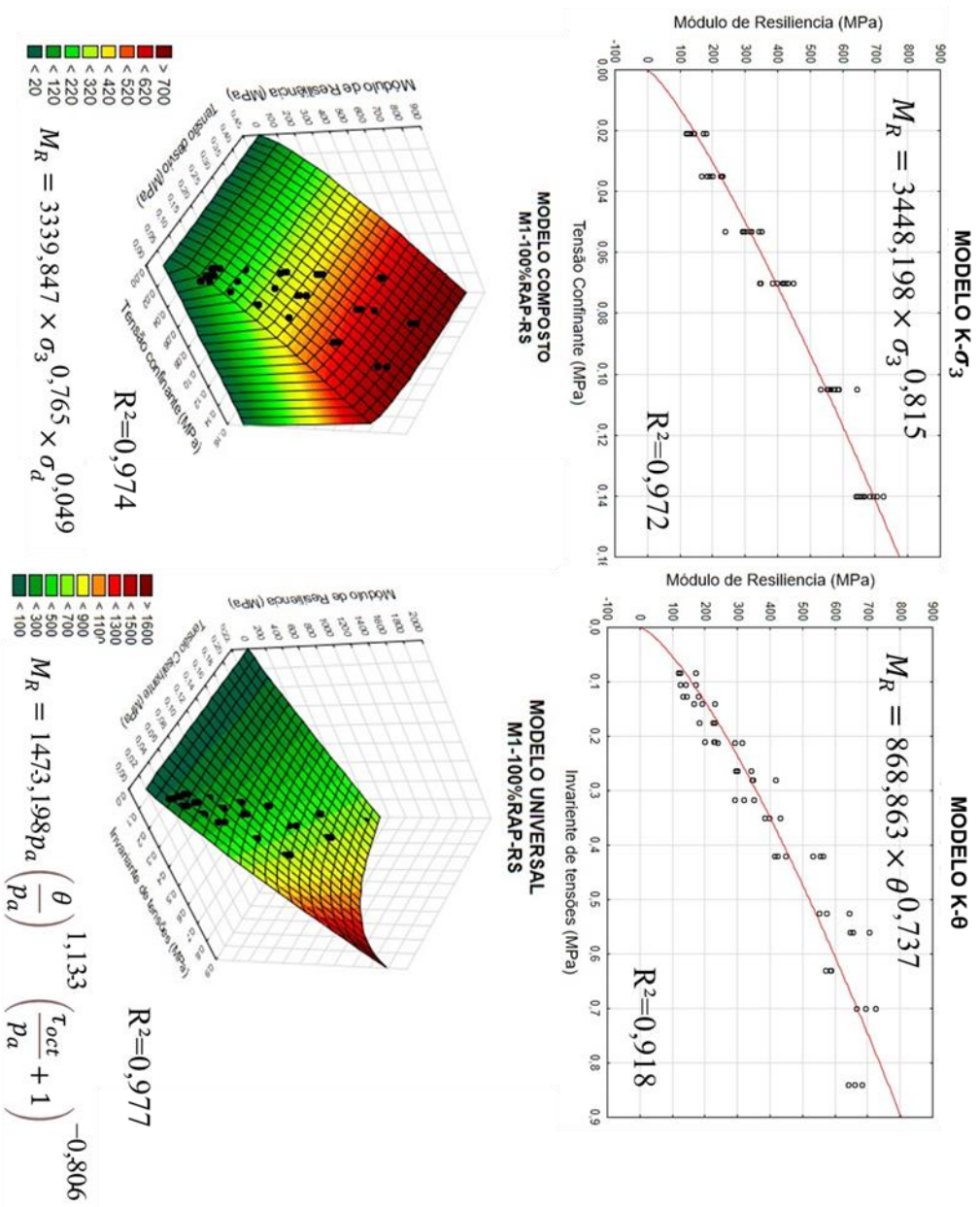


Tabela D.2 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M1-100%RAP-RS

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	175,293	122,096	126,782
0,021	0,042	174,958	125,485	142,52
0,021	0,063	182,154	134,252	145,401
0,035	0,035	233,71	167,758	194,381
0,035	0,07	232,632	184,997	226,951
0,035	0,105	231,187	203,228	233,107
0,053	0,053	294,083	240,758	315,603
0,053	0,105	295,919	301,718	344,455
0,053	0,158	322,49	293,558	353,386
0,07	0,07	349,12	346,336	420,207
0,07	0,14	386,348	399,511	434,933
0,07	0,21	416,802	424,517	450,888
0,105	0,105	535,094	557,332	566,193
0,105	0,21	645,795	553,47	576,4
0,105	0,315	588,225	574,7	590,621
0,14	0,14	707,91	648,538	656,17
0,14	0,28	725,756	667,338	696,259
0,14	0,42	684,723	661,744	642,202
MÉR Médio (MPa)		399	367	395
Média MR Médio (MPa)			387	

Figura D.2 - Representação gráfica de modelos para M1-100%RAP-RS

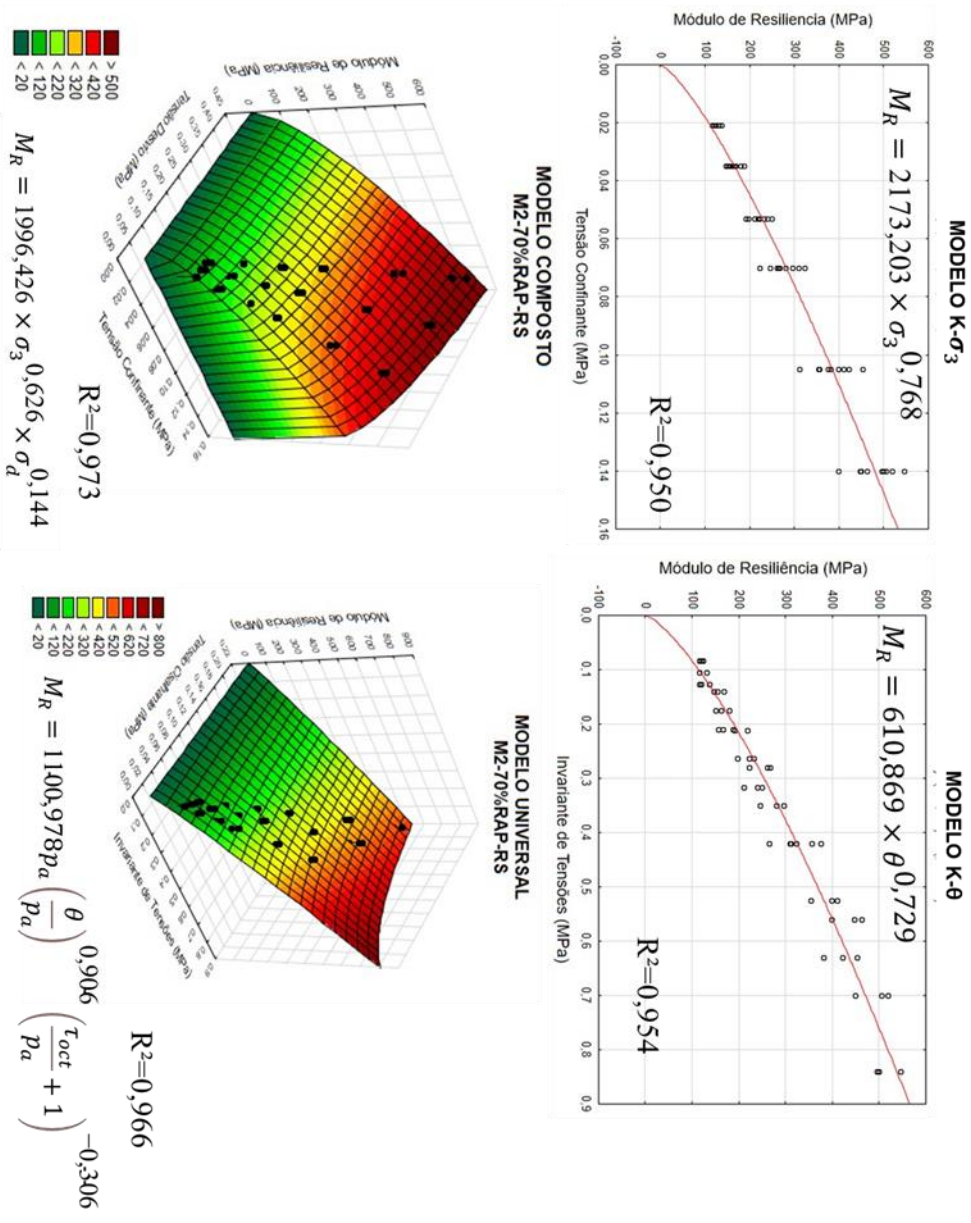


Fonte: Autora

Tabela D.3 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M2-70%RAP-RS

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	117,015	120,345	124,999
0,021	0,042	116,414	116,828	133,07
0,021	0,063	116,897	121,521	138,204
0,035	0,035	148,98	155,85	170,458
0,035	0,07	152,711	163,39	181,795
0,035	0,105	158,126	167,185	189,587
0,053	0,053	193,236	220,19	220,274
0,053	0,105	198,139	223,448	232,913
0,053	0,158	212,107	241,595	251,061
0,07	0,07	224,687	268,197	261,982
0,07	0,14	248,241	282,806	296,735
0,07	0,21	267,443	310,557	325,069
0,105	0,105	313,457	377,445	358,237
0,105	0,21	354,958	400,427	412,726
0,105	0,315	383,654	424,238	454,331
0,14	0,14	401,295	465,103	449,72
0,14	0,28	451,809	506,662	521,385
0,14	0,42	497,515	500,498	547,894
MJR Médio (MPa)		253	281	293
Média MR Médio (MPa)		276		

Figura D.3 - Representação gráfica de modelos para M2-70%RAP-RS

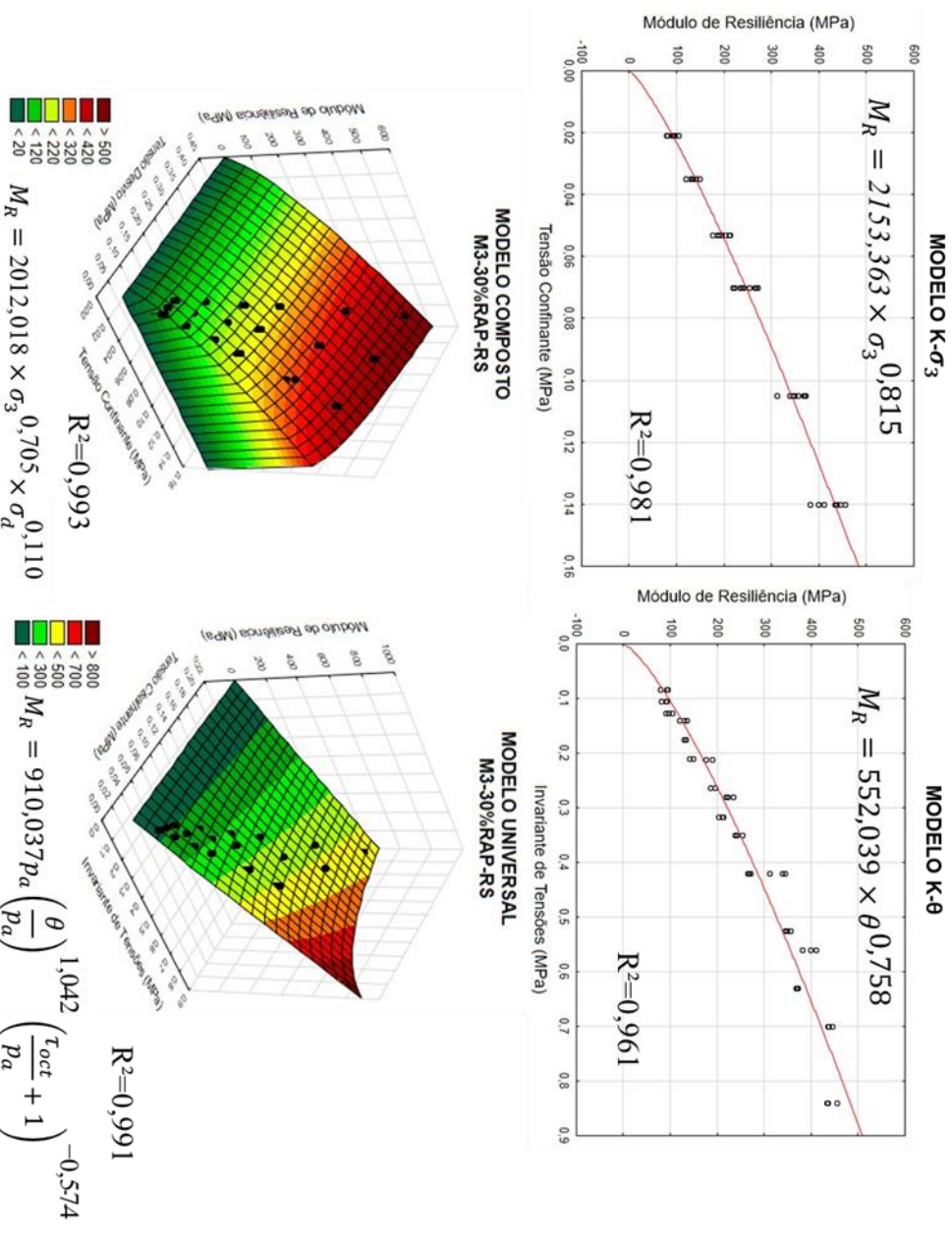


Fonte: Autora

Tabela D.4 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M3-30%RAP-RS

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	94,454	81,226	96,45
0,021	0,042	91,757	82,458	94,301
0,021	0,063	98,571	91,811	104,825
0,035	0,035	137,511	121,213	131,023
0,035	0,07	134,316	131,353	130,114
0,035	0,105	151,176	142,358	142,801
0,053	0,053	191,38	176,971	177,855
0,053	0,105	196,418	186,804	186,68
0,053	0,158	211,801	204,538	215,275
0,07	0,07	235,833	224,405	219,698
0,07	0,14	243,184	255,907	239,981
0,07	0,21	269,003	272,303	265,947
0,105	0,105	345,312	339,69	312,596
0,105	0,21	358,035	345,921	350,659
0,105	0,315	371,45	370,042	373,724
0,14	0,14	412,664	399,895	382,429
0,14	0,28	446,649	439,191	436,932
0,14	0,42	435,623	437,917	457,146
MJR Médio (MPa)		246	239	240
Média MR Médio (MPa)		242		

Figura D.4 - Representação gráfica de modelos para M3-30%RAP-RS

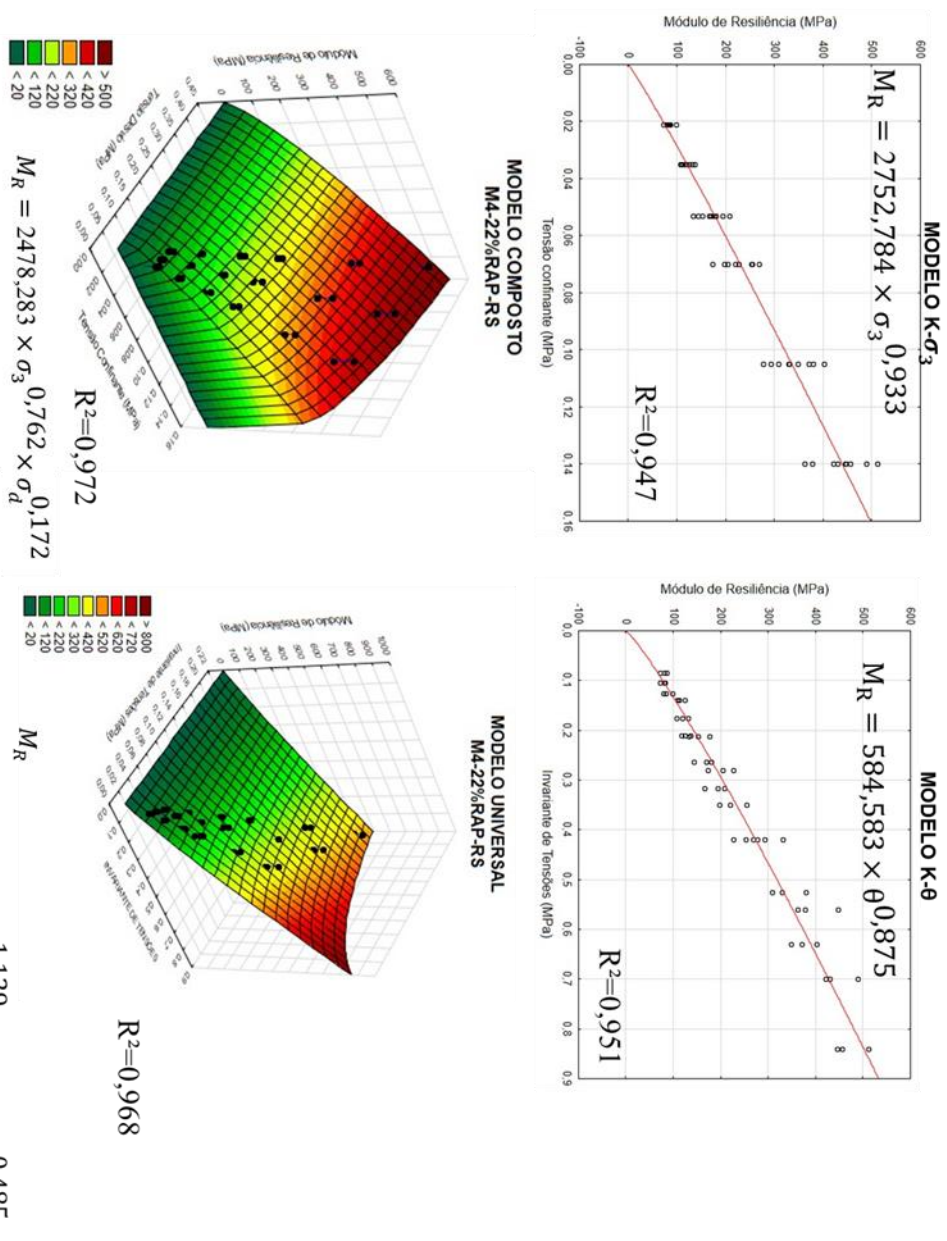


Fonte: Autora

Tabela D.5 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M4-22%RAP-RS

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	82,012	73,51	88,056
0,021	0,042	82,15	73,198	84,813
0,021	0,063	85,19	80,863	99,723
0,035	0,035	109,874	113,647	125,19
0,035	0,07	121,083	108,982	133,284
0,035	0,105	125,628	119,389	137,582
0,053	0,053	153,647	134,939	178,237
0,053	0,105	170,275	145,931	181,768
0,053	0,158	195,432	168,402	209,706
0,07	0,07	205,789	175,032	227,996
0,07	0,14	222,189	199,792	255,452
0,07	0,21	254,413	228,47	270,337
0,105	0,105	294,671	279,044	333,16
0,105	0,21	330,27	310,165	381,959
0,105	0,315	372,311	349,536	403,447
0,14	0,14	379,547	363,747	448,325
0,14	0,28	431,632	423,638	490,994
0,14	0,42	458,411	447,927	513,178
MJR Médio (MPa)		226	211	254
Média MR Médio (MPa)		230		

Figura D.5 - Representação gráfica de modelos para M4-22%RAP-RS



Fonte: Autora

$$M_R = 726,779 p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{1,129} \left( \frac{T_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{-0,485}$$

## APÊNDICE E – Misturas com RAP-BR290

Tabela C.1 – Análise granulométrica das misturas com **RAP-BR290**

Peneira	mm	FAIXA C DNIT141/2010-ES			M5- 100%RAP-BR	M6- 70%RAP-BR	M7- 20%RAP-BR	M8- 21%RAP-BR
		Lim. Inf.	Lim. Sup.	Centro				
2"	50	-	-	100	100,00	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	38,1	-	-	100	100,00	100,00	100,00	100,00
1"	25,4	100	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,1	-	-	-	100,00	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,7	-	-	-	98,68	99,05	88,91	67,39
3/8"	9,5	50	85	67,5	94,52	96,11	81,14	53,16
n° 4	4,8	35	65	50	72,38	80,11	64,83	41,60
n° 10	2,0	25	50	37,5	33,69	43,05	39,16	24,21
n° 40	0,42	15	30	22,5	4,93	11,82	15,23	8,89
n° 80	0,18	-	-	-	1,48	6,74	10,20	5,94
n° 200	0,075	5	15	10	0,43	3,01	5,06	3,18

Fonte: Autora

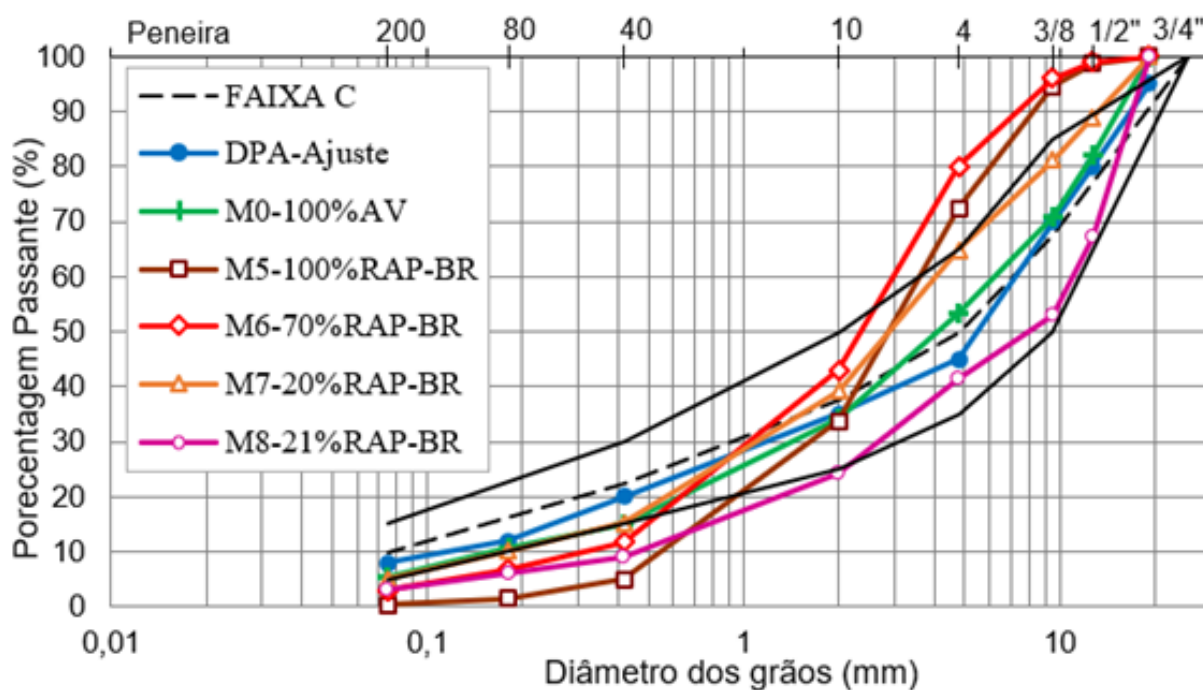
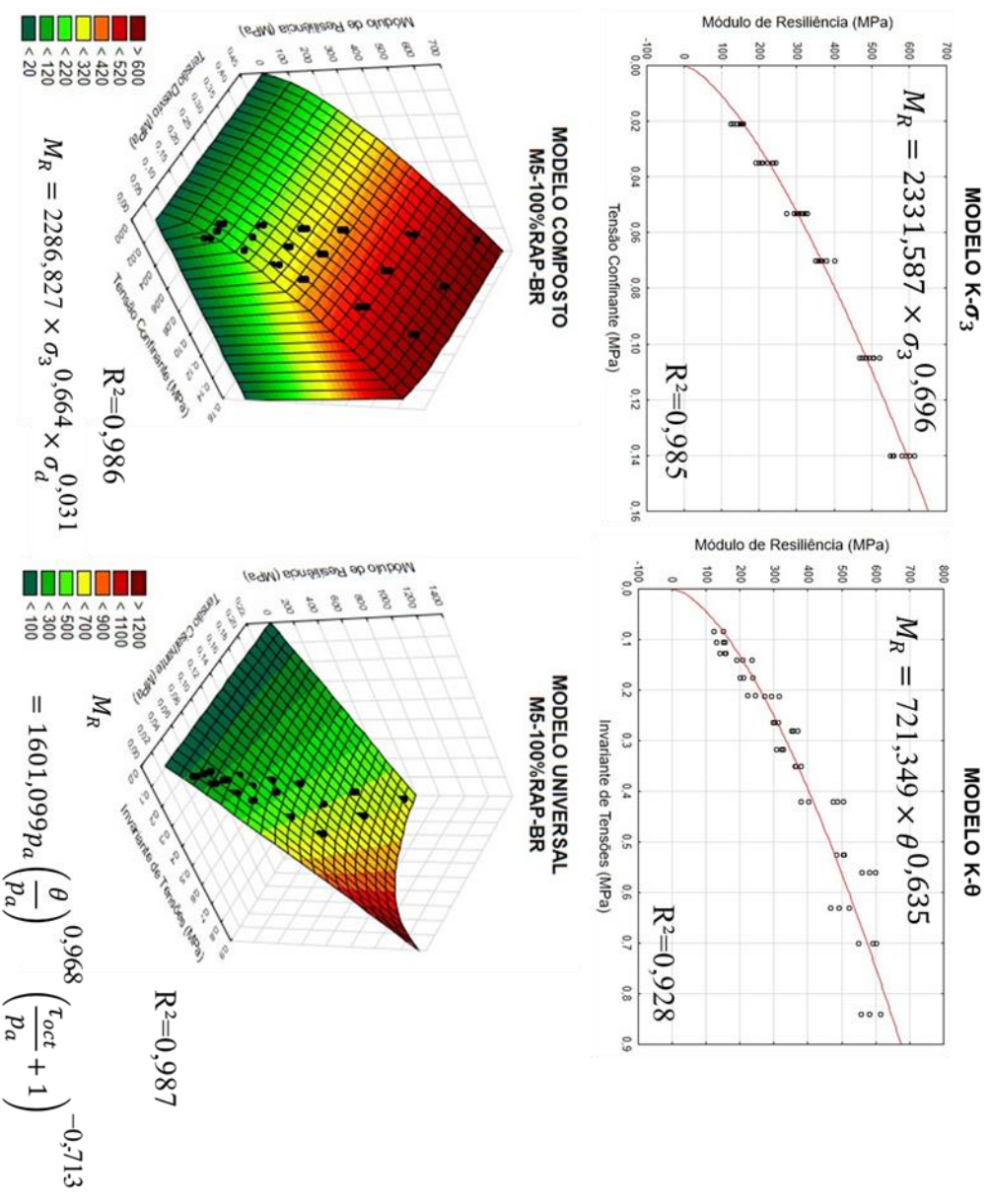


Tabela E.2 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M5-100%RAP-BR

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	152,37	125,301	152,273
0,021	0,042	155,974	132,955	151,335
0,021	0,063	160,175	141,645	157,556
0,035	0,035	237,284	192,965	208,797
0,035	0,07	240,058	201,089	211,479
0,035	0,105	245,56	224,86	224,701
0,053	0,053	317,195	273,849	295,164
0,053	0,105	314,406	304,353	300,356
0,053	0,158	330,131	322,918	308,716
0,07	0,07	370,514	352,977	359,023
0,07	0,14	367,244	381,018	364,596
0,07	0,21	402,856	403,342	381,639
0,105	0,105	506,835	488,286	476,088
0,105	0,21	505,139	508,256	484,958
0,105	0,315	494,395	522,917	468,871
0,14	0,14	601,721	582,497	561,14
0,14	0,28	593,809	603,072	551,418
0,14	0,42	558,982	615,895	582,879
MR Médio (MPa)		364	354	347
Média MR Médio (MPa)		355		

Figura E.2 - Representação gráfica de modelos para M5-100%RAP-BR

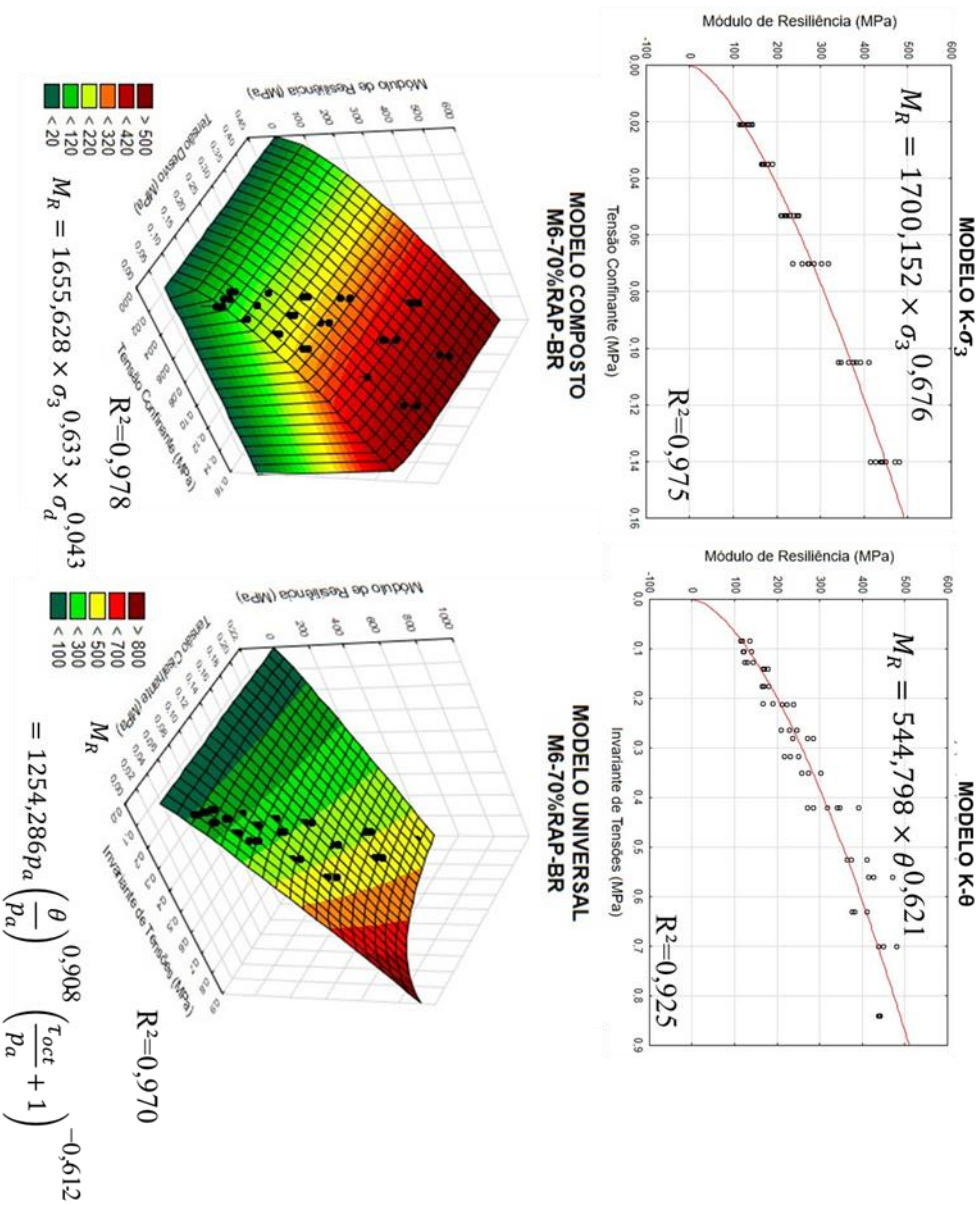


Fonte: Autora

Tabela E.3 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M6-70%RAP-BR

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	116,054	119,444	136,817
0,021	0,042	122,304	121,864	140,774
0,021	0,063	130,19	125,074	143,572
0,035	0,035	172,155	167,426	179,633
0,035	0,07	168,756	166,312	181,704
0,035	0,105	167,647	167,361	191,501
0,053	0,053	224,76	212,196	239,28
0,053	0,105	229,283	211,394	246,345
0,053	0,158	232,454	218,333	250,613
0,07	0,07	271,932	237,956	286,441
0,07	0,14	275,034	259,852	303,171
0,07	0,21	286,054	273,303	319,691
0,105	0,105	342,216	347,909	393,418
0,105	0,21	365,541	374,542	412,518
0,105	0,315	383,675	376,703	411,525
0,14	0,14	416,622	426,869	471,8
0,14	0,28	438,979	450,174	482,86
0,14	0,42	440,999	439,563	443,151
MR Médio (MPa)		266	261	291
Média MR Médio (MPa)		273		

Figura E.3 - Representação gráfica de modelos para M6-70%RAP-BR



Fonte: Autora



Tabela E.4 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M7-20%RAP-BR

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	75,173	82,334	82,427
0,021	0,042	73,941	79,05	80,558
0,021	0,063	81,054	87,057	92,995
0,035	0,035	123,734	109,358	109,595
0,035	0,07	128,514	114,002	120,808
0,035	0,105	130,415	124,18	133,271
0,053	0,053	165,408	150,09	171,15
0,053	0,105	167,209	156,974	174,943
0,053	0,158	191,84	180,317	191,494
0,07	0,07	206,938	191,638	211,98
0,07	0,14	226,784	215,088	228,621
0,07	0,21	246,71	246,857	252,664
0,105	0,105	287,403	293,299	312,279
0,105	0,21	316,793	344,135	339,678
0,105	0,315	346,488	348,119	355,904
0,14	0,14	356,012	375,729	387,865
0,14	0,28	394,746	427,427	410,604
0,14	0,42	422,08	434,895	419,982
MR Médio (MPa)		219	220	226
Média MR Médio (MPa)		222		

Figura E.4 - Representação gráfica de modelos para M7-20%RAP-BR

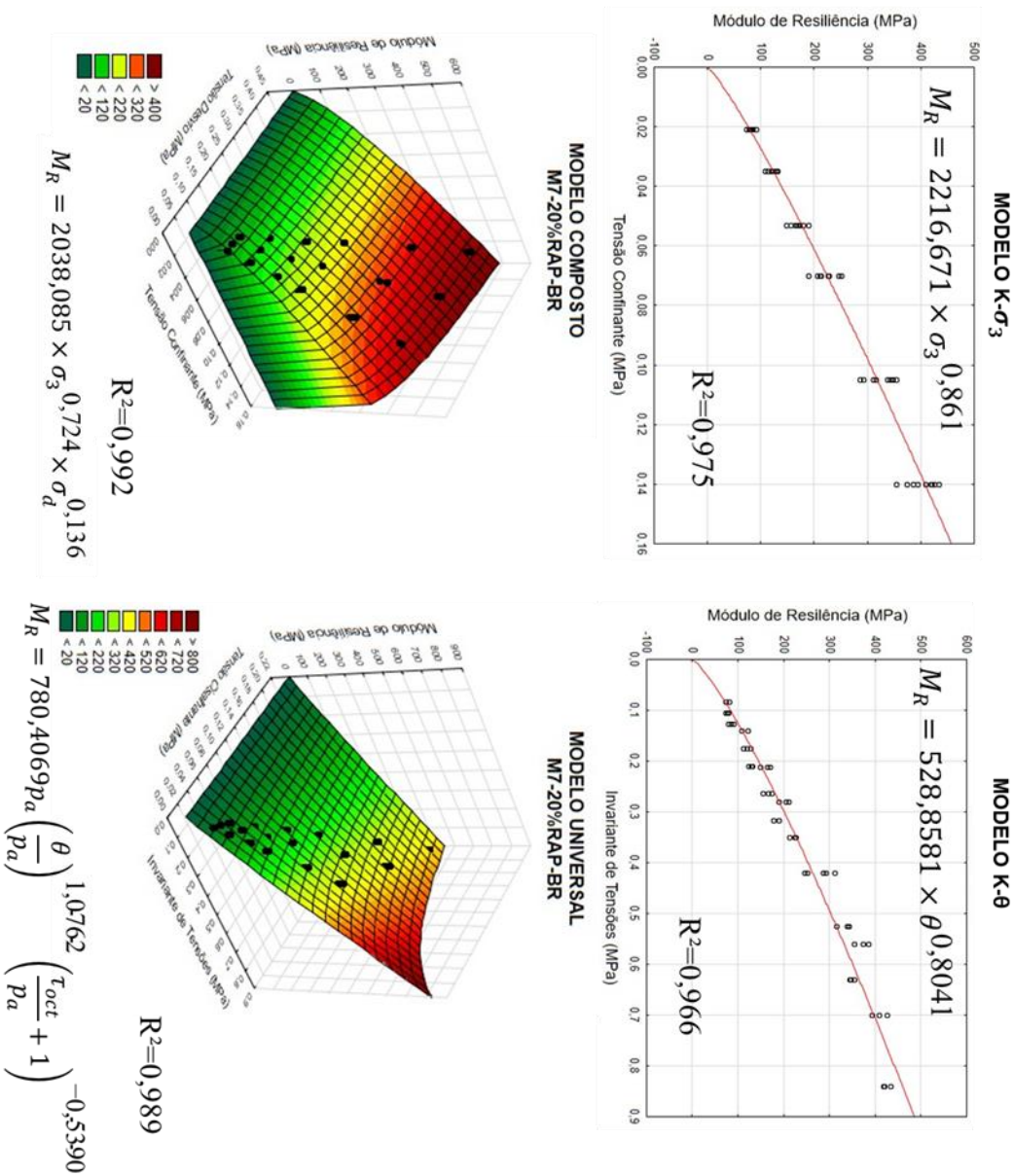
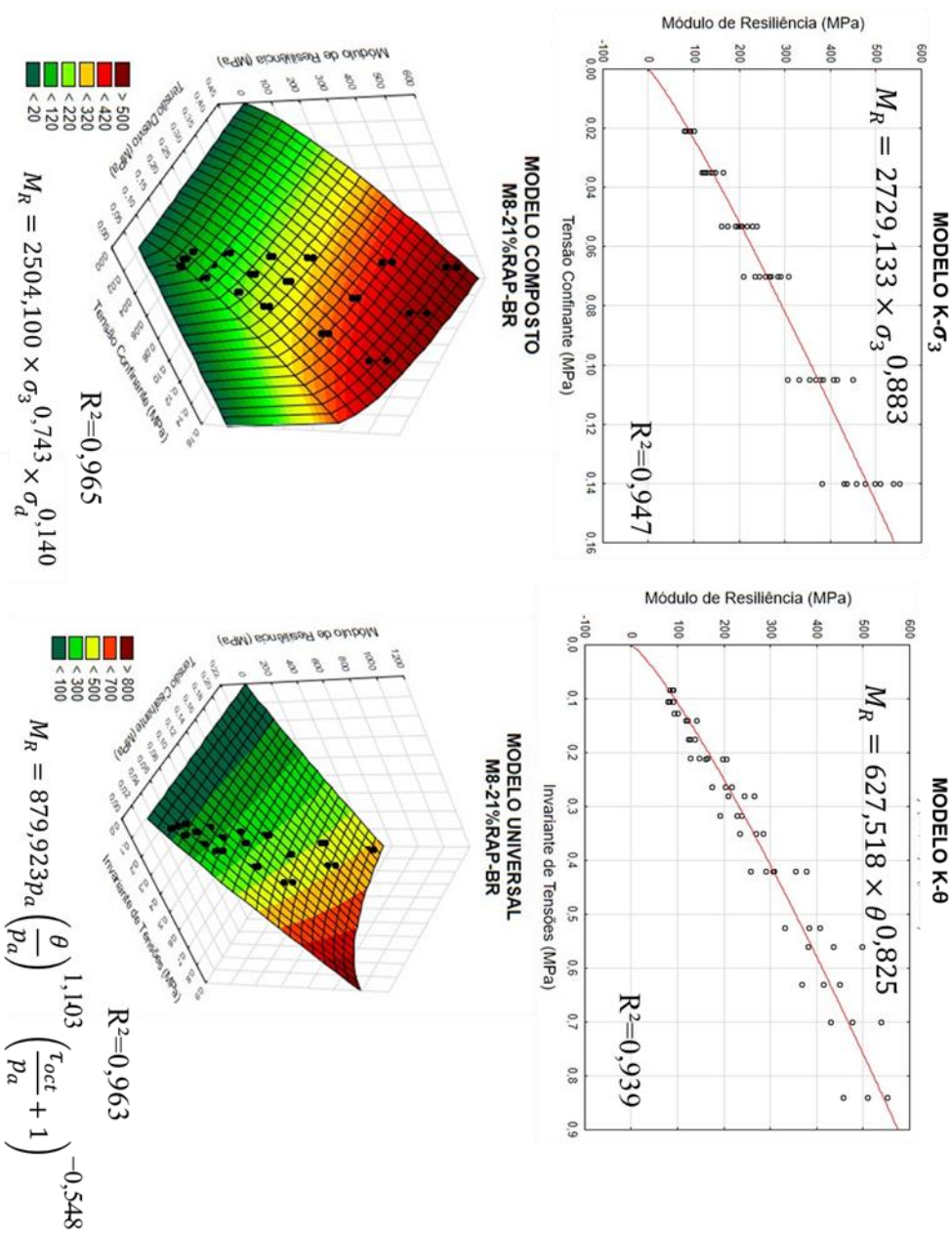


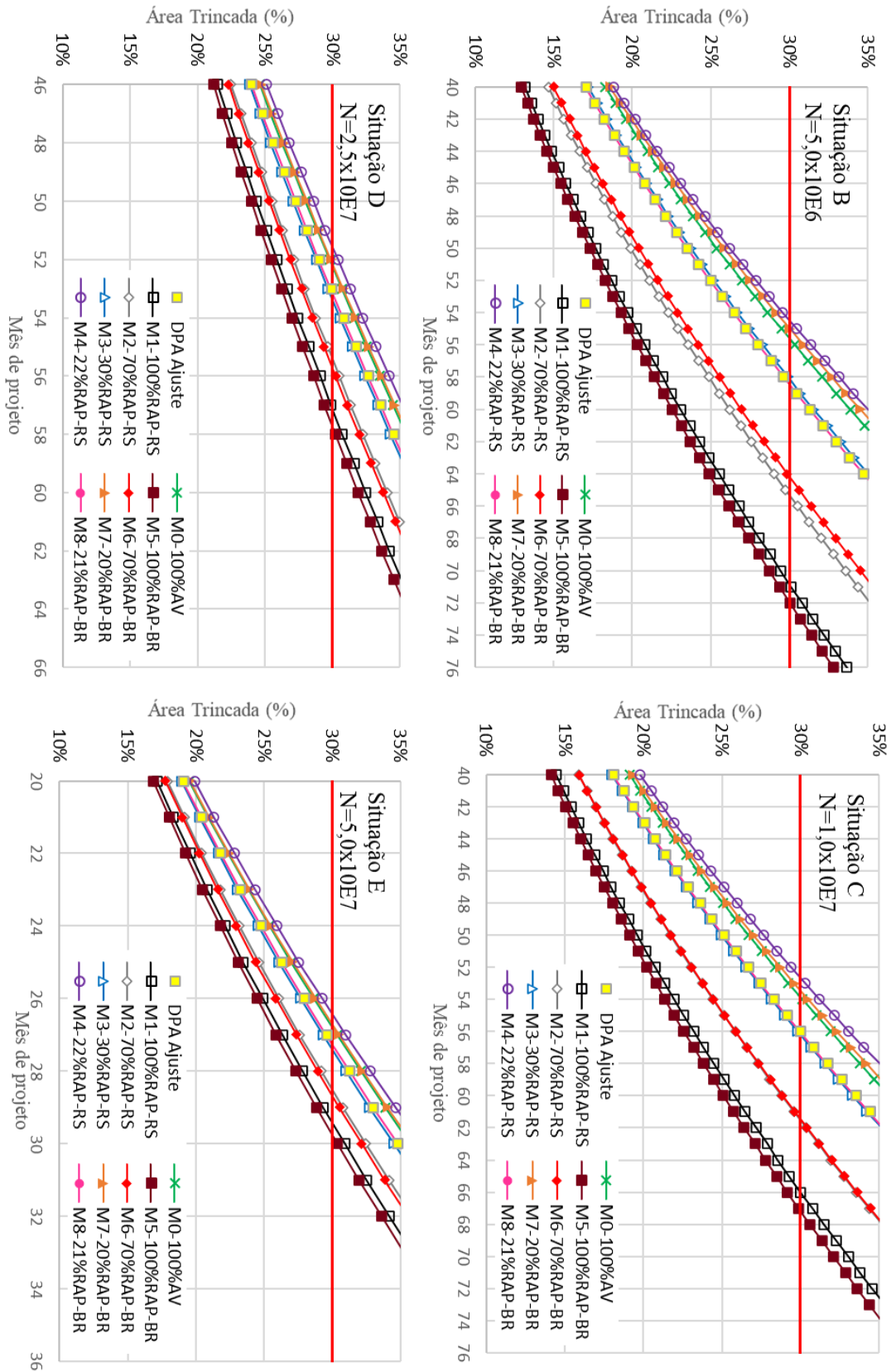
Tabela E.5 – Valores de módulo de resiliência obtidos para M8-21%RAP-BR

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	MR-1 (MPa)	MR-2 (MPa)	MR-3 (MPa)
0,021	0,021	83,744	92,016	91,187
0,021	0,042	83,682	92,221	80,32
0,021	0,063	93,809	101,246	101,016
0,035	0,035	118,627	142,203	122,391
0,035	0,07	125,86	139,003	129,854
0,035	0,105	128,779	164,89	147,52
0,053	0,053	162,612	198,224	206,676
0,053	0,105	176,506	203,973	218,173
0,053	0,158	193,017	229,43	239,281
0,07	0,07	209,969	246,077	266,173
0,07	0,14	234,897	271,111	286,83
0,07	0,21	259,749	291,972	308,801
0,105	0,105	307,843	355,097	380
0,105	0,21	332,519	384,646	408,196
0,105	0,315	369,874	415,091	450,319
0,14	0,14	383,905	437,165	498,699
0,14	0,28	431,246	477,236	540,232
0,14	0,42	458,715	511,35	553,556
MR Médio (MPa)		231	264	279
Média MR Médio (MPa)		258		

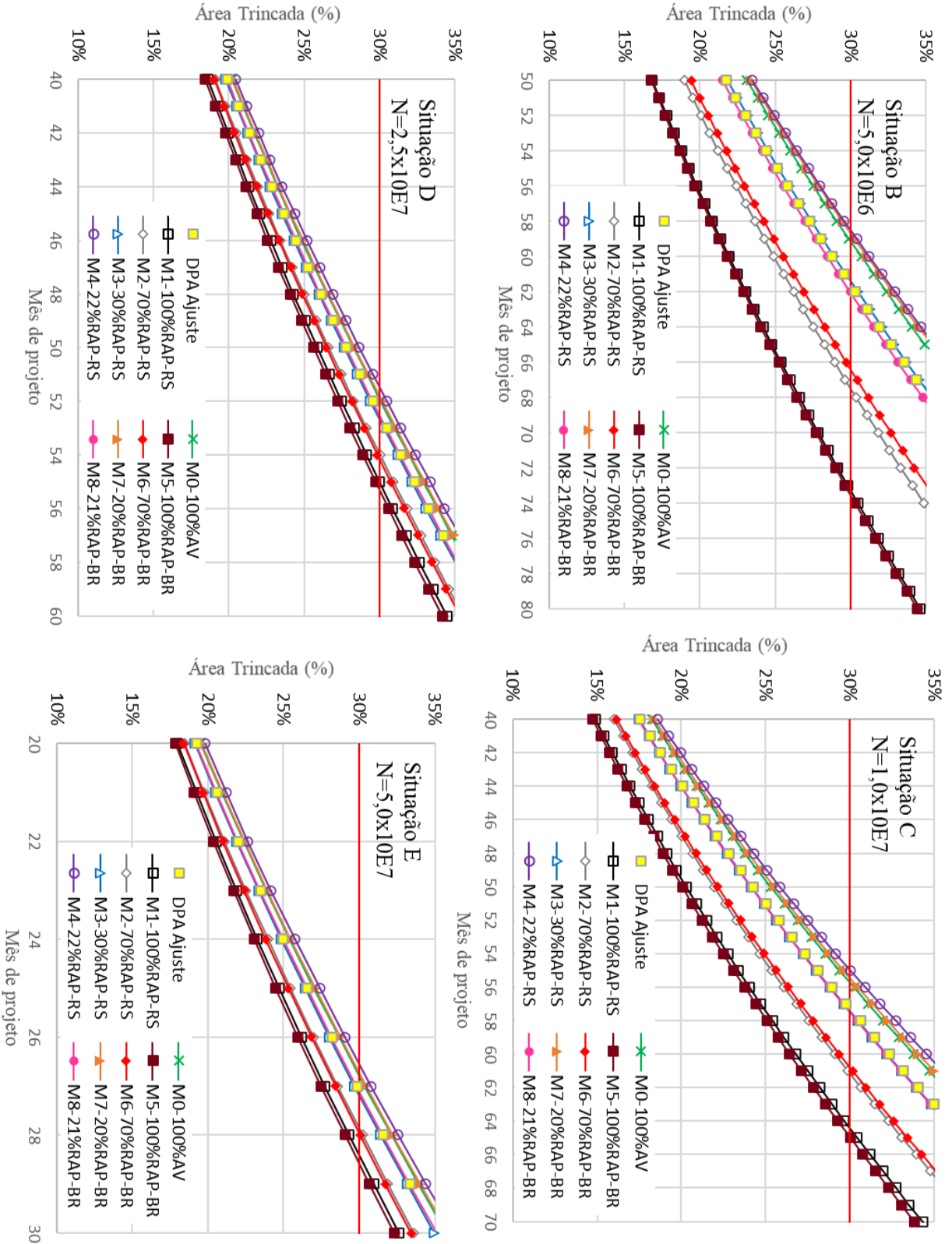
Figura E.5 - Representação gráfica de modelos para M8-21%RAP-BR



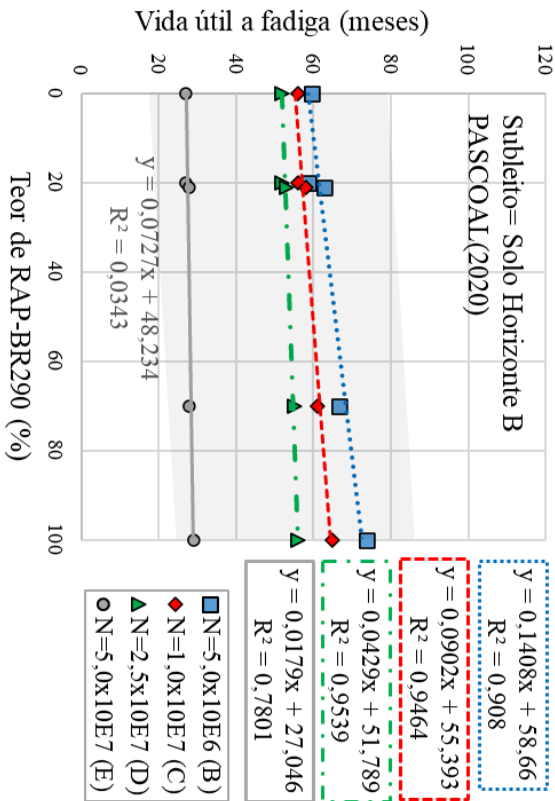
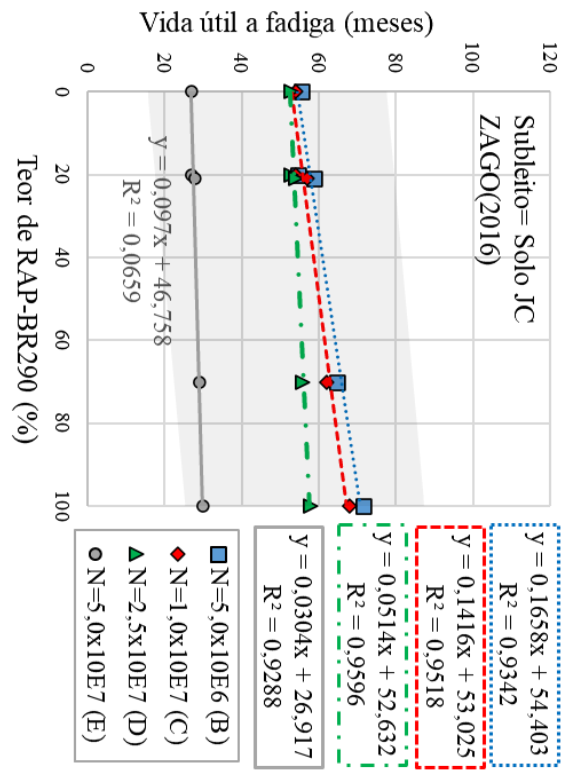
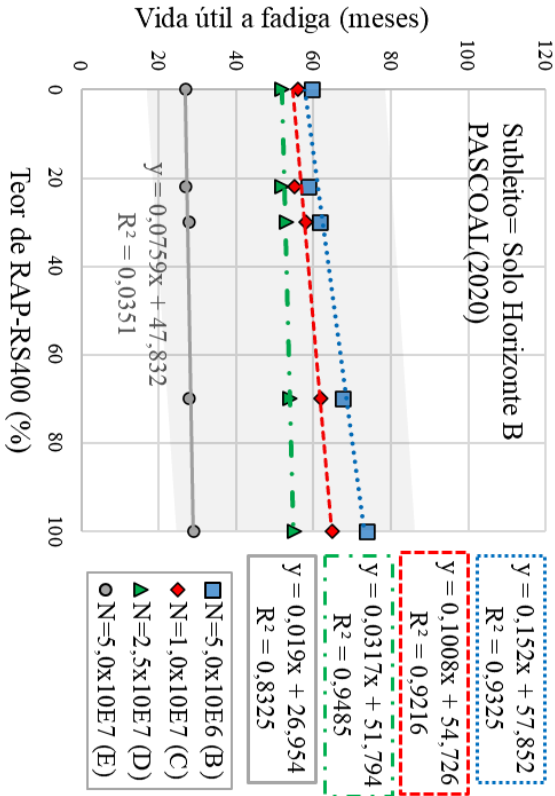
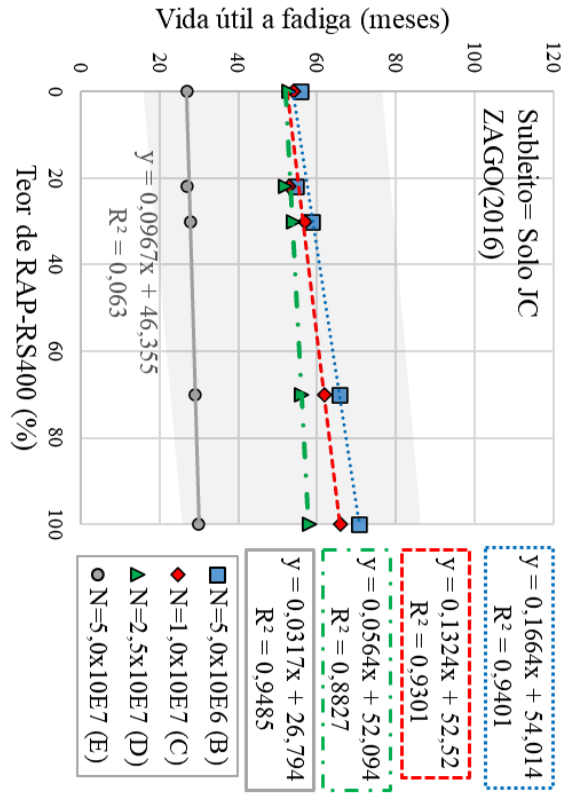
**APENDICE F – Gráficos: Área Trincada V.S. Tempo de projeto (Subleito = Solo JC) para as quatro situações**



**APENDICE G – Gráficos: Aérea Trincada V.S. Tempo de projeto (Subleito = Solo Horizonte B) para as quatro situações**



APENDICE H – Gráficos: Vida útil a fadiga V.S. Teor de RAP de cada tipo e subleito



### APENDICE I – Gráficos: Espessura do revestimento V.S. Teor de RAP de cada tipo

