



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

LUCAS GABRIEL ANDRADE

MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE MÓDULO DE
RESILIÊNCIA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE UMA AREIA DESCARTADA
DE FUNDIÇÃO (ADF)

Joinville

2023

LUCAS GABRIEL ANDRADE

MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE MÓDULO DE
RESILIÊNCIA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE UMA AREIA DESCARTADA
DE FUNDIÇÃO (ADF)

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito para obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil
de Infraestrutura, no Centro Tecnológico
de Joinville, da Universidade Federal de
Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2023

Andrade, Lucas Gabriel

Módulo de resiliência e deformação permanente de uma areia descartada de fundição (ADF) / Lucas Gabriel Andrade ; orientador, Marcelo Heidemann, 2023.

142 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Campus Joinville, Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura, Joinville, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil de Infraestrutura. 2. Modelos de comportamento. 3. Comportamento resiliente. 4. Pavimentação. 5. Ensaio triaxial. 6. Shakedown. I. Heidemann, Marcelo. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura. III. Título.

LUCAS GABRIEL ANDRADE

MODELOS DE PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE MÓDULO DE
RESILIÊNCIA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE UMA AREIA DESCARTADA
DE FUNDIÇÃO (ADF)

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 04 de dezembro de 2023.

Banca Examinadora:

Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente

Dra. Helena Paula Nierwinski
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Me. Rafael Petronilho de Oliveira Rocha
Membro
Universidade Federal de Santa Cata

Dedico este trabalho aos meus amados pais, familiares, namorada, amigos e a todos aqueles que desejam o meu bem, acreditam e torcem fervorosamente por mim e pelo meu crescimento pessoal.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Elisete e Moacir, por terem propiciado no decorrer de toda a minha criação todos os elementos para que eu pudesse ser hábil o suficiente para produzir uma obra desta natureza. Nada restaria de mim se não fosse o amor, carinho e zelo que recebo desde que existo. Eu agradeço pela compreensão ao longo destes extensos anos de estudo e me desculpo por todos os *nãos*, que sempre doeram muito em mim, mas prometo que valeram a pena. À minha família, que forneceu terreno fértil para que eu conseguisse prosperar. Hoje retribuo um grãozinho de areia, mas ainda quero orgulhar e trazer muita felicidade a todos. Amo vocês!

Agradeço à Universidade Federal de Santa Catarina pela formação acadêmica de excelência. É com imensa satisfação que dedico o meu esforço e tudo que tenho de melhor pela instituição que me capacitou da maneira ideal para sobreviver no mundo lá fora. Agradeço aos professores Anelize, Breno, Fátima, Helena, Julian e Valéria pelas aulas cativantes e pelo conhecimento que vocês têm e compartilham conosco com paixão. Sobretudo ao meu orientador Marcelo, que aceitou a *missão impossível* e dedicou todo o tempo possível para me orientar, me dar forças e ler quantidades infinitas de páginas; foi uma honra trabalhar com você.

Agradeço pelas amigadas e colegas que, pouco a pouco, contribuíram para que eu chegasse mais forte até aqui. Em especial, aos que compartilharam comigo os mesmos dramas, angústias, lamentações, surtos e desesperos em fazer um TCC do zero em dois meses, forneceram dicas valiosas e tornaram o processo mais simples.

Agradeço a ZR3 Empreendimentos e a toda sua equipe, pela paciência, confiança no meu trabalho e pela compreensão neste momento conturbado.

Agradeço a Giovanna Costa, minha parceira de vida que proveu toda a força, coragem e determinação que eu precisava para chegar até aqui, que nunca desistiu de me levantar e de acreditar em mim. Boa parte de tudo que foi desenvolvido se deve a você, que incansavelmente me lembra todos os dias do que eu sou capaz. Você não faz ideia de como foi importante te ter do meu lado durante este processo e, pode ter certeza, eu poderia escrever páginas e páginas sobre como você foi fundamental nisso e continua sendo em tudo na minha vida. Tu és a prova viva de que a distância é um mero detalhe quando se tem amor e comprometimento. Eu te amo muito e vou fazer de tudo e o mundo para retribuir o que faz por mim. Obrigado por tanto!

O espírito humano, impulsionado por uma força invencível, nunca deixará de questionar: o que há além? Quer ele pare no tempo ou no espaço? Como o ponto onde ele se detém é apenas uma grandeza finita, maior apenas do que todas as que a precederam, mal começa a contemplá-lo, e a pergunta implacável retorna sempre, sem que possa silenciar o grito de sua curiosidade. Não adianta responder: além existem espaços, tempos ou grandezas sem limites. Ninguém compreende essas palavras. (Pasteur, 1882, tradução própria).

RESUMO

A areia descartada de fundição (ADF) é caracterizada como um resíduo produzido pelas indústrias metalúrgicas. Este material tem como principal destino os aterros sanitários, em razão da assunção equivocada de que possui constituintes tóxicos. No entanto, diversos estudos apontam que a ADF não é perigosa e tem as características necessárias para ser utilizada em variadas obras de infraestrutura. No âmbito da pavimentação, os parâmetros de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP) são imprescindíveis em métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento. Neste trabalho, busca-se a caracterização da ADF com base nos resultados de ensaios triaxiais dinâmicos realizados previamente de modo a qualificar o seu uso em estruturas de pavimentos. Diversos modelos de previsão de comportamento plástico e resiliente são reportados na literatura. Por meio de um *software* de análise estatística, foi avaliado o coeficiente de determinação (R^2) para verificação de adequabilidade dos modelos aos dados experimentais. Em termos do MR, a ADF apresentou valores adequados para aplicação em obras de infraestrutura e comportamento típico de solos granulares, cujo modelo de melhor ajuste foi o de Macêdo (1996). Foi feita a introdução da energia de compactação (EC) e do peso específico aparente seco na formulação original, a qual resultou em valores similares ao melhor modelo. Em relação à DP, a ADF demonstrou diminuição dos deslocamentos e deformações permanentes e resilientes com o aumento da EC e aumento das deformações com maiores razões de tensões. O modelo mais adequado foi o de Guimarães (2009) devido à incorporação nativa do estado de tensões. Foi proposta uma nova formulação com base em Monismith, Ogawa e Freeme (1975) através da inclusão das tensões p e q para introduzir o estado de tensões ao modelo, cujo desempenho foi superior aos demais. A ADF apresentou comportamento de nível B quanto ao *shakedown*, em que o acomodamento plástico ou a ruptura com a progressão do número de ciclos é incerta. No entanto, inferiu-se que maiores razões de tensões contribuem com a evolução das DPs. A medição do MR a partir de ensaios de DP foi considerada válida ao avaliar a média dos últimos 100 mil ciclos, porém, é desaconselhada para aplicações que exigem alta confiabilidade em função da tendência de minoração dos valores. Constata-se, portanto, que a ADF é um material adequado para aplicação em grandes obras de infraestrutura, em especial a pavimentação.

Palavras-chave: modelos de comportamento; comportamento resiliente; pavimentação; ensaio triaxial; *shakedown*.

ABSTRACT

The wasted foundry sand (WFS) is characterized as a waste produced by metallurgical industries. This material is primarily destined for landfills due to the mistaken assumption that it contains toxic constituents. However, several studies indicate that WFS is safe and has the necessary characteristics for use in various infrastructure projects. Resilience modulus (RM) and permanent deformation (PD) are essential in mechanistic-empirical design methods in pavement engineering. This study aims to characterize WFS based on the results of dynamic triaxial tests previously conducted to qualify its use in pavement structures. Sundry models predicting plastic and resilient behavior are reported in the literature. Through statistical analysis software, the coefficient of determination (R^2) was evaluated to verify the suitability of the models to the experimental data. Regarding RM, WFS exhibited suitable values for application in infrastructure projects and the typical behavior of granular soils, with the best-fitting model being that of Macêdo (1996). Incorporating compaction energy and dry apparent specific weight into the original formulation resulted in values similar to the best model. Concerning PD, WFS showed a decrease in displacements and permanent and resilient deformations with increasing compaction energy and an increase in deformations with a greater stress ratio. The most suitable model was Guimarães (2009) due to the native incorporation of the stress state. A new formulation based on Monismith, Ogawa, and Freeme (1975) was proposed by including p and q stresses to introduce the stress state into the model, whose performance was superior to others. WFS exhibited level B behavior regarding shakedown, where plastic accommodation or rupture with the progression of the number of cycles is uncertain. However, it was inferred that higher stress ratios contribute to the progression of PDs. The measurement of RM from PD tests was considered valid when evaluating the average of the last 100 thousand cycles but is not recommended for applications requiring high reliability due to the tendency to underestimate values. It is evident, therefore, that WFS is a suitable material for application in large infrastructure projects, especially in pavement construction.

Keywords: behavior models; resilient behavior; pavement; triaxial test; shakedown.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Aparência física da areia descartada de fundição.	24
Figura 2 – Processo de fabricação de uma peça fundida.	25
Figura 3 – Caracterização e classificação de resíduos sólidos.	26
Figura 4 – Número total de publicações a respeito das ADFs ao longo dos anos (a) e relação entre número de publicações e produção anual de peças fundidas (b).	27
Figura 5 – Categorias de pavimentos, em que (a) flexível e (b) rígido.	30
Figura 6 – Interface inicial do <i>software</i> MeDiNa.	35
Figura 7 – Fluxograma simplificado para o dimensionamento de pavimentos por meio do MeDiNa.	37
Figura 8 – Relação entre a tensão desvio e as deformações plásticas e resilientes ao longo do tempo.	39
Figura 9 – Equipamento utilizado para ensaios triaxiais dinâmicos.	40
Figura 10 – Variações de tensões num ponto qualquer do pavimento devido à passagem de um veículo, em que (a) tensões normais e tangenciais e (b) rotação dos planos principais.	42
Figura 11 – Representação da aplicação das tensões num corpo de prova (a) e de seus deslocamentos sofridos (b).	43
Figura 12 – Modelos do comportamento resiliente de acordo com o tipo de solo.	47
Figura 13 – Sistema de classificação resiliente de solos granulares.	49
Figura 14 – Deformações permanentes e surgimento de afundamentos na trilha de roda em pavimentos asfálticos, no revestimento e trilha de roda esquerda (a) e no sistema como um todo (b).	51
Figura 15 – Mecanismos de ocorrência da deformação permanente, em que (a) modo 0; (b) modo 1; (c) modo 2 e (d) modo 3.	54
Figura 16 – Comportamentos da deformação permanente em relação ao número de ciclos de carga.	56
Figura 17 – Deformação permanente ε_p de uma laterita do estado de Rondônia com o aumento do número de ciclos N	58
Figura 18 – Comportamento típico das deformações permanentes com o aumento do número de ciclos.	59

Figura 19 – Comportamentos de tensão-deformação dos solos, em que (a) elástico linear; (b) elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese e (d) elasto-plástico.	59
Figura 20 – Comportamento elástico não linear e o aumento da rigidez ao longo da aplicação dos ciclos de carga repetida.	60
Figura 21 – Tipos de comportamento plástico dos materiais de pavimentação em termos (a) da taxa de acréscimo da DP ε_p' versus evolução da DP ε_p e (b) do número de ciclos N versus evolução da DP ε_p	62
Figura 22 – Comportamento plástico de um solo de nível B.	63
Figura 23 – Curva granulométrica da areia descartada de fundição.	78
Figura 24 – Módulo de resiliência em função da tensão confinante.	88
Figura 25 – Módulo de resiliência em função da tensão desvio.	88
Figura 26 – Módulo de resiliência em função do invariante de tensões.	88
Figura 27 – Módulo de resiliência em função da tensão octaédrica cisalhante.	89
Figura 28 – Módulo de resiliência em função da combinação entre tensão desvio e tensão confinante em relação à energia de compactação (a) normal, (b) intermediária e (c) modificada.	89
Figura 29 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação normal.	90
Figura 30 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação intermediária.	90
Figura 31 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação modificada.	91
Figura 32 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação normal.	94
Figura 33 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação intermediária.	95
Figura 34 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação modificada.	96
Figura 35 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para o modelo de Macêdo (1996) com a inclusão de EC e γ_d	100
Figura 36 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação normal para diferentes estados de tensões.	104

Figura 37 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação intermediária para diferentes estados de tensões.	105
Figura 38 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação modificada para diferentes estados de tensões.....	106
Figura 39 – Tendência da média do erro percentual das DPs previstas por corpo de prova em relação às DPs medidas por energia de compactação.	107
Figura 40 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação normal.	108
Figura 41 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação intermediária.	109
Figura 42 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação modificada.	110
Figura 43 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação normal.	113
Figura 44 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação intermediária.	114
Figura 45 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação modificada.....	114
Figura 46 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação normal.....	116
Figura 47 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação intermediária.....	117
Figura 48 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação modificada.	118
Figura 49 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas pelo modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).	120
Figura 50 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para o modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).	120
Figura 51 – Ocorrência de <i>shakedown</i> para os CPs submetidos a energia normal de compactação.	122
Figura 52 – Ocorrência de <i>shakedown</i> para os CPs submetidos a energia intermediária de compactação.	122
Figura 53 – Ocorrência de <i>shakedown</i> para os CPs submetidos a energia modificada de compactação.	123

Figura 54 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia normal de compactação.	124
Figura 55 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia intermediária de compactação.	125
Figura 56 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia modificada de compactação.	125
Figura 57 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação normal.	126
Figura 58 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação intermediária.	127
Figura 59 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação modificada.	127
Figura 60 – Taxa de acréscimo da deformação permanente de acordo com a energia de compactação normal (a), intermediária (b) e modificada (c).	128
Figura 61 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido com base nos dados de deformação permanente pelo modelo de Macêdo (1996) para diferentes energias de compactação.	129

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Composição química da ADF.....	77
Quadro 2 – Características físicas da ADF.....	77
Quadro 3 – Características físicas com base em ensaios da ADF em função da energia de compactação.....	78
Quadro 4 – Modelos de previsão de comportamento resiliente analisados.....	81
Quadro 5 – Modelos de previsão de deformação permanente analisados.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros utilizados para a aplicação de diferentes energias de compactação.	73
Tabela 2 – Pares de tensões na fase de condicionamento do ensaio triaxial.	73
Tabela 3 – Pares de tensões na fase de determinação do módulo de resiliência no ensaio triaxial.	74
Tabela 4 – Pares de tensões na fase de determinação da deformação permanente no ensaio triaxial.	75
Tabela 5 – Valores de módulo de resiliência por energia de compactação.	87
Tabela 6 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação dos modelos de previsão de comportamento resiliente.	93
Tabela 7 – Equações gerais para qualquer energia de compactação a serem utilizadas para prever o comportamento resiliente da ADF.	98
Tabela 8 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação do modelo de Macêdo (1996) com a inclusão de novas variáveis.	99
Tabela 9 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento resiliente da areia descartadas de fundição com base nos modelos propostos.	101
Tabela 10 – Identificação dos corpos de prova de acordo com o estado de tensões.	102
Tabela 11 – Valores de deslocamento e deformação permanente para um número de ciclos igual a 150.000 por corpo de prova.	102
Tabela 12 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação dos modelos de previsão de deformação permanente.	103
Tabela 13 – Coeficientes de determinação dos modelos de previsão ao analisar todos os dados de forma conjunta.	112
Tabela 14 – Parâmetros de regressão e R^2 dos modelos de previsão de deformação permanente analisados de forma conjunta pelo modelo de Guimarães (2009).	112
Tabela 15 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento plástico da areia descartada de fundição no modelo de Guimarães (2009).	115
Tabela 16 – Parâmetros de regressão para incorporar o estado de tensões ao modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).	119

Tabela 17 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento plástico da areia descartada de fundição no modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).	119
Tabela 18 – Determinação do módulo de resiliência a partir dos ensaios de deformação permanente utilizando o modelo de Macêdo (1996).	129
Tabela 19 – Comparação entre os parâmetros de regressão obtidos com base no modelo de Macêdo (1996) para ensaios de módulo de resiliência e determinados por regressão não linear por ajuste dos dados de DP.....	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABIFA	Associação Brasileira de Fundição
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEPAC	Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção
ADF	Areia Descartada de Fundição
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
AFS	American Foundry Society
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATR	Afundamento na Trilha de Roda
AuA	Autorização Ambiental
CBR	California Bearing Ratio
CLSM	Controlled Low-Strength Material
CP	Corpo de Prova
DesP%	Desvio Padrão Percentual
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
EI	Energia de Compactação Intermediária
EC	Energia de Compactação
EN	Energia de Compactação Normal
EM	Energia de Compactação Modificada
EPA	United States Environmental Protection Agency
EUA	Estados Unidos da América
FWD	Falling Weight Deflectometer
HVS	Heavy Vehicle Simulator
ISC	Índice de Suporte Califórnia
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
LVDT	Transdutor de Deslocamento Variável Linear
M-E	Mecanístico-Empírico

MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
MR	Módulo de Resiliência
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
R ²	Coefficiente de Determinação
SQR	Soma dos Quadrados Residuais
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USACE	United States Army Corps of Engineers
VDP	Velocidade de Deformações Permanentes
WFO	World Foundry Organization

LISTA DE SÍMBOLOS

h_0	Altura inicial de referência
ε_v	Deformação específica vertical média resiliente
ε_p	Deformação permanente ou irreversível
ε_r	Deformação resiliente ou recuperável
ε_t	Deformação total
$\gamma_{d,máx}$	Densidade aparente seca máxima ou peso específico aparente seco
δ_p	Deslocamento permanente
δ_r	Deslocamento resiliente
Δh	Deslocamento vertical máximo
Hz	Hertz
θ	Invariante de tensões
E_r	Módulo resiliente da camada
P_a	Pressão atmosférica
ε'_p	Taxa de acréscimo da deformação permanente
ρ_0	Tensão atmosférica
σ_d	Tensão desvio
τ_{oct}	Tensão octaédrica cisalhante
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
p	Tensão relativa à coordenada central do círculo de Mohr no eixo horizontal
q	Tensão relativa ao raio do círculo de Mohr
W_c	Umidade do material
w_{ot}	Umidade ótima

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. OBJETIVOS	21
1.1.1. Objetivo geral	22
1.1.2. Objetivos específicos	22
2. FUNDAMENTAÇÃO	23
2.1. AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO	23
2.1.1. Aplicações geotécnicas	27
2.2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	29
2.2.1. Métodos empíricos	31
2.2.2. Métodos mecanístico-empíricos	33
2.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA	37
2.3.1. Modelos de previsão do módulo de resiliência	45
2.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE	50
2.4.1. Shakedown	60
2.4.2. Modelos de previsão da deformação permanente	64
2.5. ESTUDOS PREGRESSOS DAS ADFS EM TERMOS DO MR E DP	70
2.6. PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS PARA A OBTENÇÃO DE MR E DP	72
2.6.1. Pares de tensões em ensaios de MR	73
2.6.2. Pares de tensões em ensaios de DP	74
3. METODOLOGIA	76
3.1. MATERIAIS	76
3.2. MÉTODOS	79
3.2.1. Condições dos ensaios de MR e DP	79
3.2.2. Modelos selecionados	80
3.2.3. Método de análise	82
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	85
4.1. ANÁLISES RELATIVAS AO MÓDULO DE RESILIÊNCIA	86
4.1.1. Inserção de novas variáveis no modelo de previsão mais adequado	98
4.2. ANÁLISES RELATIVAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE	101
4.2.1. Proposta de readequação dos modelos de previsão	111
4.2.2. Análise de <i>shakedown</i>	121

4.2.3. Análise de deformação resiliente via ensaios de DP	124
4.2.4. Determinação do MR a partir dos ensaios de DP	125
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	131
REFERÊNCIAS.....	137

1. INTRODUÇÃO

A areia é um dos agregados minerais mais utilizados na engenharia civil, desempenhando papel fundamental na construção de residências, portos, pontes, aeroportos, pavimentação de rodovias e demais infraestruturas que promovem o avanço da sociedade. Sua extração provém de diversas fontes, tais como várzeas, depósitos lacustres e mantos de decomposição de rochas. No Brasil, os leitos de rios constituem-se como a principal fonte de prospecção desse material, a qual gera impactos graves devido à retirada de cobertura vegetal, assoreamento e degradação destes recursos hídricos. Apesar de vastas, as jazidas de areia estão sendo exauridas, o que afasta a fonte de extração dos mercados consumidores e aumenta o custo logístico, além da poluição do ar causada pelo transporte (Almeida; Luz, 2009).

Diante dos fatos expostos, evidencia-se que a areia é um recurso natural imprescindível ao setor de infraestrutura, representando, inclusive um indicador da qualidade de vida das populações, uma vez que o desenvolvimento de um país está intrinsecamente ligado ao consumo de agregados, conforme a Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção (ANEPAC, 2011). Entretanto, a sua exploração causa danos ao meio ambiente, sendo crucial a adoção de medidas que promovam um processo cíclico e mitiguem a deterioração ambiental gerada pela prosperidade humana.

Bem como à construção civil, a areia ao setor metalúrgico também adquire posição notável para a manufatura e demais processos decorrentes da fundição. A indústria metalúrgica produz uma variedade de produtos a partir de metal ou liga metálica. De acordo com Mastella *et al.* (2014), este material no estado líquido é despejado sobre um molde de areia que possui forma e medida específica, dando origem à peça desejada. A areia costuma ser utilizada como molde devido ao baixo custo, grande disponibilidade, características refratárias (alto ponto de fusão) e facilidade de ligação com argilas e materiais orgânicos e inorgânicos (Javed, 1994, p. 3, *apud* Parkes *et al.* 1970).

Além da inevitabilidade da exploração em grandes volumes, a indústria de fundição enfrenta o problema de geração de resíduos, tendo em vista que a areia precisa ser descartada após um determinado número de utilizações em função da perda das propriedades necessárias para a fabricação de outros moldes (Mastella *et*

al., 2014). Este composto, referido como areia descartada de fundição (ADF), é considerado, portanto, como um subproduto das metalúrgicas e tem como finalidade o descarte em aterros restritos ou sanitários, o que gera um dano ambiental ainda maior (Patridge; Alleman, 1998).

A ADF aqui empregada é considerada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2004) como um resíduo de classe II-A, isto é, não perigoso e não inerte. Sendo assim, não apresenta características perigosas tais quais inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade. De todo modo, seu uso costuma ser restrito em muitos locais devido a possíveis atributos de biodegradabilidade, combustibilidade e solubilidade em água. Contudo, conforme decreto do Estado de Santa Catarina (2018), a sua utilização para produção de concreto asfáltico, base, sub-base e reforço de subleito para execução de estradas, rodovias e vias urbanas, bem como outras finalidades, passou a ser permitida dentro dos perímetros estaduais.

Diversos estudos, tal como Fox e Mast (1998), chegaram à conclusão de que a areia descartada de fundição demonstra ter um bom comportamento geotécnico. Bakis, Koyuncu e Demirbas (2006) indicaram que a substituição de até 10% dos agregados pela ADF mantém misturas de concreto asfálticas dentro dos parâmetros ideais e que não há danos significativos ao meio ambiente na área de deposição. Dyer *et al.* (2021) concluíram que as ADFs podem ser consideradas na construção de camadas de pavimentos em razão da apresentação de bom comportamento mecânico e viabilidade técnica adequada. Sendo assim, a substituição parcial ou total da areia natural pela areia descartada de fundição em obras de infraestrutura atenua os danos ambientais supracitados ao evitar a extração deste recurso e o descarte em aterros sanitários.

Entretanto, na prática da execução de pavimentos, além da caracterização das areias descartadas de fundição, é importante o estabelecimento de modelos de previsão de comportamento que permitam a elaboração de projetos de engenharia mais precisos e que tragam informações acerca do seu desempenho ao longo da vida útil da estrutura (Guimarães, 2009). Diante disso, os conceitos de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP), bem como a realização de ensaios pautados nestes, são imprescindíveis.

O MR e a DP retratam as relações de tensões-deformações dos materiais e possibilitam a análise da deformabilidade de uma estrutura de pavimentos, sendo

indispensável à pavimentação quando da utilização de métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos, tal qual o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa). O MR é definido como a razão entre a tensão desvio aplicada sequencialmente e a deformação resiliente (elástica), enquanto a DP é respectiva à deformação plástica acumulada no decorrer da vida útil de um pavimento e que propicia o surgimento de problemas, tal como o afundamento nas trilhas de roda (Norback, 2018).

A literatura reporta dificuldades em estabelecer modelos que descrevam de forma ampla e adequada o módulo resiliente (MR) e a deformação permanente em solos. Algumas das formulações propostas para o MR são de Hicks (1970), Svenson (1980), Macêdo (1996) e o do National Cooperative Highway Research Program – NCHRP (2003), enquanto outros exemplos de caracterização de comportamento em termos da DP são Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972), Tseng e Lytton (1989) e Guimarães (2009), os quais possuem diferentes abordagens e atribuem variáveis distintas em suas equações.

Este trabalho busca analisar os modelos de previsão de comportamento existentes e estabelecer aquele que melhor descreve o desempenho geotécnico de areias descartadas de fundição em termos do módulo de resiliência e deformação permanente com base em ensaios realizados anteriormente. Deste modo, pretende-se fornecer os subsídios apropriados para o dimensionamento de pavimentos, o que contribuirá para a disseminação da utilização das ADFs em obras de infraestrutura e mitigação dos danos ambientais causados pelas três etapas de um processo construtivo, conforme descrito por Roth e Garcias (2009): extração de matéria-prima, execução da obra e disposição final dos resíduos.

1.1. OBJETIVOS

Para possibilitar a ampliação da utilização da areia descartada de fundição em substituição a solos naturais, pressupõem-se os seguintes objetivos geral e específicos.

1.1.1. Objetivo geral

Descrever o comportamento frente ao módulo de resiliência e deformação permanente de uma areia descartada de fundição e identificar os modelos mais adequados para prever o seu desempenho em relação a estes dois parâmetros, de modo a qualificar o seu uso em obras de infraestrutura, com enfoque para a utilização em pavimentos.

1.1.2. Objetivos específicos

- Especificar os modelos existentes mais relevantes que descrevem o comportamento dos materiais com base no módulo de resiliência e deformação permanente;
- Identificar os aspectos pertinentes dos modelos;
- Analisar os resultados dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente realizados anteriormente;
- Tratar estatisticamente os dados obtidos e avaliar a inclusão destes nos modelos existentes;
- Ponderar acerca da adequação ou não dos modelos de previsão aos dados experimentais.

2. FUNDAMENTAÇÃO

Esta seção é destinada à apresentação de diversos conceitos que são fundamentais para a compreensão do tema abordado. Inicialmente, será explorada sucintamente a forma com que a areia extraída de jazidas naturais pode ser incorporada aos processos de uma indústria metalúrgica, os quais a transforma em um rejeito industrial denominado de areia descartada de fundição, bem como suas características e alternativas de reaproveitamento em dissonância ao descarte em aterros.

Ao longo da fundamentação, será discutido com maior profundidade a inserção da areia descartada de fundição à pavimentação, a qual constitui-se como área de interesse deste trabalho. Serão apresentadas as metodologias empírica, considerada arcaica e inadequada, e mecanística-empírica, que representa uma evolução no campo da mecânica dos pavimentos e proporciona resultados mais satisfatórios e precisos em função da incorporação de parâmetros de comportamento relevantes, tais como o módulo de resiliência (MP) e a deformação permanente (DP).

Por fim, serão expostos estudos pregressos acerca da areia descartada de fundição em termos do MP e DP no intuito de proporcionar uma base de comparação com os resultados de ensaios apresentados neste trabalho. Com isso, pretende-se aprofundar a compreensão da viabilidade da reutilização da areia descartada de fundição no campo da pavimentação e elencar todos os recursos necessários para o desenvolvimento e entendimento do tema.

2.1. AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO

Assim como no setor da construção civil, a areia também desempenha papel fundamental na indústria metalúrgica. Entretanto, ao contrário das obras de infraestrutura, o agregado empregado nos processos produtivos das fundições não constitui o produto final, devendo ser trocado após um determinado número de ciclos de moldagem e desmoldagem, o que gera uma quantidade expressiva de resíduos cuja principal destinação são os aterros sanitários. Javed (1994) especifica que é requerida, em média, uma tonelada de areia para produção de uma tonelada de peças fundidas, portanto, a utilização de areia e consequente deposição de areia descartada

de fundição (ADF) está atrelada à produtividade desta indústria. A Figura 1 indica a coloração e textura habitual do material.

Figura 1 – Aparência física da areia descartada de fundição.



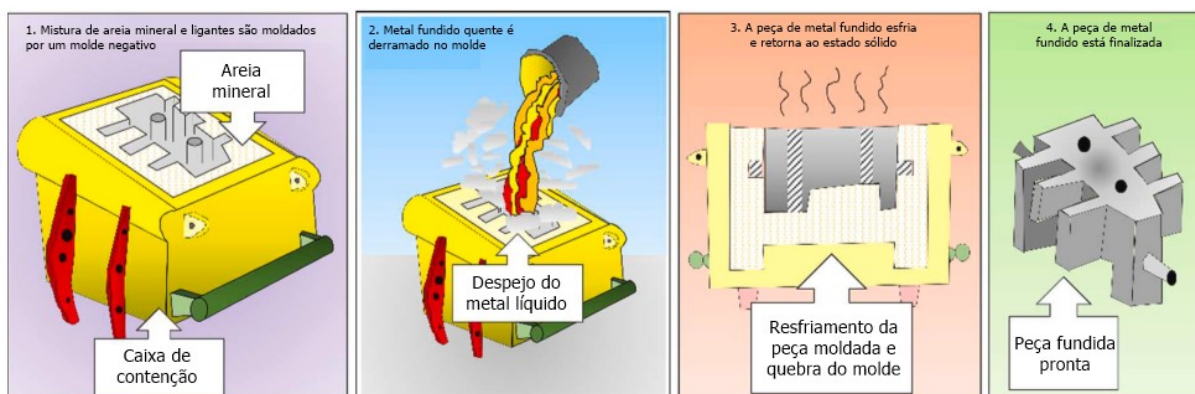
Fonte: Heidemann *et al.* (2021, p. 3).

A ADF é, conseqüentemente, um subproduto do processo de fundição de metal. Durante a fabricação de peças fundidas, moldes com as formas e medidas necessárias são confeccionados com areia, garantindo que o metal ou liga metálica despejada na cavidade adquira o padrão necessário após seu resfriamento (Mastella *et al.*, 2014). No entanto, agentes ligantes são adicionados à areia natural limpa para garantir que a impressão do molde permaneça dentro dos parâmetros necessários (Fox; Mast, 1998).

Estes aditivos acrescentados às areias para o bom desempenho da fundição são comumente ligantes químicos ou argilas. As razões que justificam a utilização da areia na indústria metalúrgica, segundo Javed (1994, p. 3, *apud* Parkes *et al.*, 1970) incidem principalmente devido à alta disponibilidade, baixo custo, capacidade refratária e facilidade em se ligar a argilas e outros materiais orgânicos e inorgânicos. A grande abundância na natureza e o seu baixo valor agregado validam as duas primeiras justificativas, enquanto as demais são compatíveis às atividades industriais, tendo em vista que as temperaturas escaldantes dos metais líquidos requerem uma substância que resista ao calor e permita a incorporação de materiais que mantenham o molde com a forma desejada.

A água é uma das substâncias adicionadas ao sistema para propiciar fluidez à mistura de areia e para ativar o agente ligante de argila, bem como o óxido de ferro, que tem a função de aumentar a resistência da areia, prevenir a erosão e minimizar a ocorrência de orifícios devido à penetração do metal no molde. Os ligantes mais comuns utilizados na indústria são resinas, bentonita, cimento, silicato de sódio e óleos. Estes compostos aprimoram a coesão dos grãos e garantem que se a areia mantenha-se íntegra quando a forma negativa da peça é removida. Entretanto, o excesso de aditivos poderá impactar na porosidade da areia, impedindo a saída de gases e da água enquanto o metal líquido é despejado (Javed, 1994, p. 3, *apud* Cannon, 1986). A Figura 2 expressa de forma ilustrativa e simplificada o processo de uma fundição.

Figura 2 – Processo de fabricação de uma peça fundida.



Fonte: Dyer *et al.* (2021, p. 2, tradução própria).

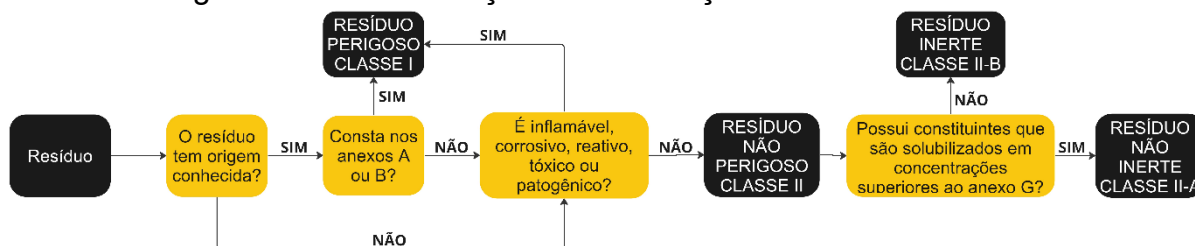
Após uma série de utilizações, a areia deixa de apresentar as propriedades necessárias para que os ciclos de moldagem e desmoldagem possam ser repetidos. Quando se atinge esse limite, uma parte dela é misturada com novos materiais enquanto a restante é designada como resíduo sólido e destinada para aterros sanitários industriais. Fox e Mast (1998) estabelecem que a ADF é composta essencialmente por areia de quartzo (85-95%), argila bentonítica (4-10%), aditivo volátil de carvão (2-10%), água (2-5%) e quantidades diminutas de óxido de ferro.

Por um longo período, em função das adições à areia empregadas tanto para aprimorar suas características quanto para otimizar o processo de fundição, foi assumido de forma errônea que esta não seria adequada para sua reutilização em obras, não restando outro destino a não ser o descarte em grande volume deste resíduo industrial. Contudo, pesquisas evidenciaram que a maior parte da areia

descartada das fundições não é perigosa e possui consistência em sua composição, além de apresentar propriedades físicas semelhantes às areias naturais, de acordo com a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos – EPA (United States Environmental Protection Agency) (2002).

Consoante com a NBR 10004 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2004), a areia descartada de fundição empregada neste estudo, como ver-se-á detalhadamente adiante, é caracterizada como um resíduo classe II-A, isto é, não inerte e não perigoso, o que assegura que o material não apresenta características perigosas, tais como inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade e patogenicidade (Figura 3). No entanto, a ADF pode ter propriedades como biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água, o que é especialmente relevante devido à presença de constituintes solubilizados acima dos limites estabelecidos pela normativa.

Figura 3 – Caracterização e classificação de resíduos sólidos.



Fonte: Adaptado de ABNT (2004, p. vi).

Com base nos resultados reportados por Heidemann *et al.* (2021), constata-se que, de fato, determinadas substâncias presentes no resíduo excedem os limites padrões estabelecidos na normativa, especialmente alumínio, ferro, chumbo, bário, cromo, manganês e fenóis. Entretanto, a concentração encontrada é suficientemente baixa para que esta seja classificada como não perigosa, apesar de não inerte. Esta ADF possui características similares a material abordado neste trabalho, conforme será explicitado na seção 3.1..

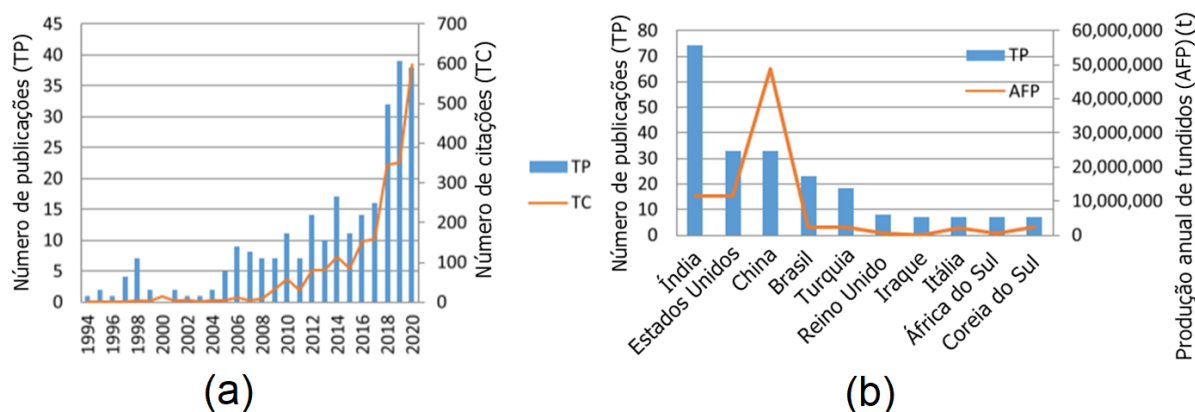
Com base nos dados da indústria metalúrgica de 2019, publicada pelo Censo da Produção Mundial de Fundidos da revista Modern Casting (2021) da American Foundry Society (AFS) com os membros da World Foundry Organization (WFO), estima-se que a produção mundial de areia descartada de fundição seja em torno de 109 milhões de toneladas, sendo os principais produtores China (44,7%), Índia

(10,5%) e Estados Unidos da América (10,4%). De acordo com dados da Associação Brasileira de Fundição (ABIFA, 2022), a produção de fundidos no país em 2022 foi de quase três milhões de toneladas, ante aos 2,3 milhões em 2019 (2,1%).

2.1.1. Aplicações geotécnicas

Em razão da quantidade de resíduos gerada pelas indústrias e o seu potencial de reaproveitamento, nota-se um aumento expressivo do número de publicações na literatura a respeito das areias descartadas de fundição, saltando de uma para 38 publicações anuais em 1971 e 2020, respectivamente (Sabour, 2021). As principais linhas de pesquisa dos 274 materiais analisados pelo autor e disponibilizadas ao longo destes 49 anos envolvem o tema de engenharia, ciência de materiais e ambiental, correspondendo a 68% do total, além de linhas mais gerais (física, ciência de computação, energia e química). Conforme ilustrado pela Figura 4, os países com maior produção anual de peças fundidas são os que, naturalmente, mais possuem interesse em estudar maneiras distintas de destinação do resíduo e suas possíveis aplicações geotécnicas.

Figura 4 – Número total de publicações a respeito das ADFs ao longo dos anos (a) e relação entre número de publicações e produção anual de peças fundidas (b).



Fonte: Sabour *et al.* (2021, p. 37315, tradução própria).

A EPA (2002) cita que a maior parte da areia descartada de fundição produzida é classificada como resíduo industrial não perigoso, entretanto, seu principal destino ainda é o descarte em aterros sanitários. Além disso, a agência cita

que a assunção de que a ADF pode não funcionar de forma adequada do ponto de vista da engenharia, ou que esta possui concentrações vultosas de substâncias tóxicas, é equivocado e prejudica a estipulação de regulamentos que permitam a sua reutilização sem o detrimento à proteção ambiental.

Estudos publicados por diversos autores apontam que a utilização da areia descartada de fundição é adequada para uma série de obras de engenharia e infraestrutura. Bakis, Koyuncu e Demirbas (2006) destacam o manuseio consolidado da ADF como material de aterro e produção de cimento Portland, com o estabelecimento de normativas e especificações com base em resultados práticos comprovados, além do uso como sub-base para construção de rodovias nos países mais desenvolvidos. Javed e Lovell (1995) citam também o emprego do resíduo como material de aterro, subleito, agregado fino em concreto asfáltico e *Controlled Low-Strength Material* (CLSM), uma mistura de cimento Portland, água, agregado e, eventualmente, cinzas volantes. A ADF estudada por Heidemann *et al.* (2021) era composta essencialmente por areia fina, com frações menores do que 0,075 mm representando cerca de 12% da amostra, sendo classificada pela normativa D2487 da American Society for Testing and Materials (ASTM, 2017) como um material uniforme.

Patridge e Alleman (1998) estabelecem que areia descartada de fundição possui bom desempenho geotécnico, apresentando como diferenciais elevada capacidade de suporte e baixa deformabilidade. Com base em seu estudo, estabeleceram que o aterro construído com a ADF se comportou de maneira adequada, sem detecção de impactos ambientais negativos e com resultados comparáveis ao do agregado natural, com exceção da areia descartada de fundição não ser considerada de drenagem livre.

Em função do alto volume de produção, a melhor destinação deste subproduto são aplicações que envolvam grandes quantidades de agregados, tais como aterros rodoviários e estruturas de contenção (Soleimanbeigi; Edil, 2015). De todo modo, a sua aplicação em obras que demandam menores montantes de agregados, como na fabricação de artefatos de cimento, não é imprópria, tendo em vista que a resistência à compressão de corpos de prova elaborados com a adição de ADF não apresentaram queda importante, com valores de 35 ± 2 MPa aos 28 dias (Mastella *et al.*, 2014).

A EPA (2002) enuncia que a economia de custos é o principal motivo para que a ADF seja reutilizada em razão do alto valor de transporte e de deposição dos

resíduos em um aterro industrial, especialmente nos casos em que a fonte de geração está próxima às obras. Ações regulatórias mais intensas para incentivar a reutilização das ADFs e atenuar os problemas associados à destinação em aterros sanitários, tais quais a diminuição da capacidade disponível e consequente aumento das taxas para despejo de materiais, são defendidas por autores como Javed (1994). Os fatores que corroboram para essa tese se devem a sua granulometria uniforme (5 a 12% de material fino) e baixo risco ambiental com base em resultados de ensaios químicos, que demonstraram pouco efeito às águas subterrâneas, o que pauta algumas de suas serventias em aterros, subleitos bem drenados e agregados finos para misturas de solo-cimento de baixa fluidez.

Finalmente, existem legislações em diferentes esferas de poder que autorizam a utilização das areias descartadas de fundição como insumo ou matéria-prima em processos industriais e obras, a exemplo do decreto número 1.764 de Santa Catarina (2018) que regulamenta a lei n° 17.479, que prevê usos como produção de concreto asfáltico, fabricação de concreto e argamassa para artefatos de concreto, manufatura de telhas e tijolos, artigos de barro cozido, assentamento de tubulações, base, sub-base e reforço de subleito de rodovias e vias urbanas e cobertura diária em aterro sanitário a partir de uma Autorização Ambiental (AuA), desde que se enquadrem nas classes II A ou II B descritas pela NBR 10004 (ABNT, 2004), tenham pH entre 5,5 e 10,0, fator de toxicidade menor que 8 (assentamento de tubulações) ou 16 (demais aplicações) e atendam às normas técnicas de projeto, execução e qualidade do objeto em questão.

2.2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

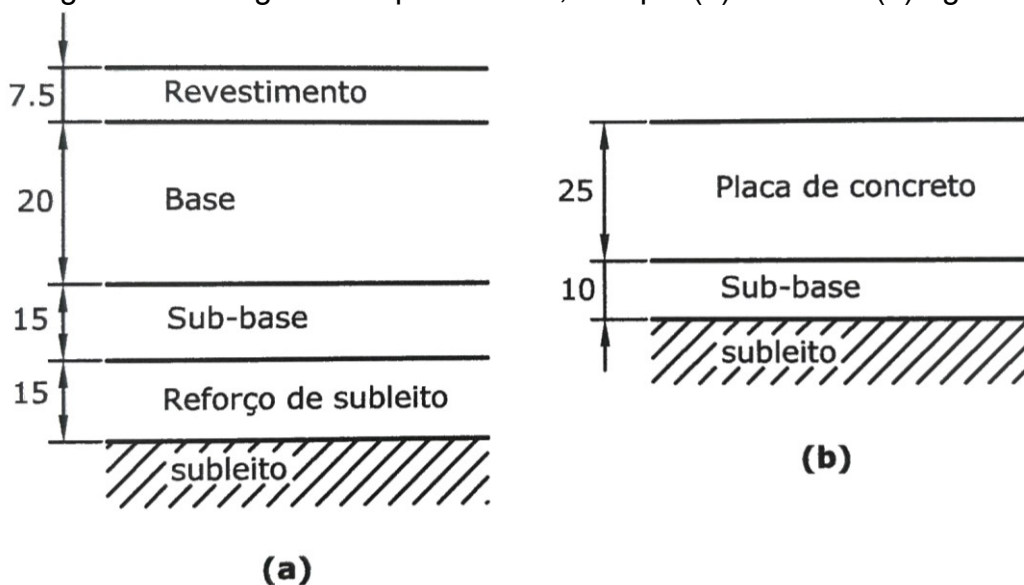
Os pavimentos são descritos por Lima (2016) como uma estrutura de múltiplas camadas com espessuras finitas, dispostas sobre a superfície final de terraplenagem, a qual é designada para resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e clima, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico, a fim de proporcionar conforto, economia e segurança aos usuários que fazem uso desta estrutura. De forma simplificada, a NBR 7207 da ABNT (1982) define as camadas constituintes deste sistema da seguinte maneira:

- Subleito: é respectiva à camada de fundação do pavimento ou revestimento;

- Sub-base: corresponde a uma camada corretiva do subleito e/ou complementar à base, utilizada quando o pavimento não é construído diretamente sobre o subleito;
- Base: camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais gerados pela passagem dos veículos;
- Revestimento: refere-se à camada superficial que recebe a ação direta do tráfego, destinada a resistir aos esforços horizontais e melhorar a condição de rolamento, sendo o mais impermeável possível.

Medina e Motta (2015) acrescentam que pode ser admitida uma camada adicional chamada de reforço de subleito, posicionada entre o subleito e a sub-base, com o propósito de aprimorar as características do solo de fundação do pavimento. Os autores enaltecem a distinção entre a finalidade estrutural e funcional das camadas e introduzem as duas tradicionais categorias de pavimentos exemplificadas na Figura 5, as quais: flexível (inclui todas as camadas citadas anteriormente) e rígido (composto por placas de concreto de cimento Portland, que assume a função de revestimento e base simultaneamente).

Figura 5 – Categorias de pavimentos, em que (a) flexível e (b) rígido.



Fonte: Medina e Motta (2015, p. 5).

Do ponto de vista das características geométricas e físicas e das ações das cargas solicitantes, em média, o pavimento possui uma faixa de terreno de dez metros

de largura, 50 centímetros de espessura e se estende por vários quilômetros, tendo um investimento relativamente baixo por metro quadrado. O clima e o intemperismo são fatores de extrema relevância no dimensionamento, além de cargas transientes de efeito destrutivo variável (veículos), cuja evolução é de difícil previsão. Os coeficientes de segurança atuais são baixos ou indefinidos, considerando a metodologia empírica (Medina; Motta, 2015). O desempenho e eficiência de um pavimento são dependentes de um planejamento, projeto e construção adequados, além de boas práticas de manutenção (Lima, 2016).

Os métodos utilizados para o dimensionamento de pavimentos podem ser divididos basicamente entre empírico e mecanístico-empírico (M-E). A primeira metodologia utiliza unicamente dados e análises experimentais de pavimentos já executados, de modo que os parâmetros empregados para a sua construção são provenientes da vivência prévia, o que restringe a sua utilização a locais que possuam características idênticas, impede uma análise científica detalhada e robusta acerca dos materiais constituintes das camadas e favorece o desenvolvimento de estruturas sub ou superdimensionadas (Ferreira, 2021).

Por outro lado, a metodologia mecanística-empírica leva em conta a deformabilidade elástica do pavimento, o que possibilita a investigação de diversos fatores que são imprescindíveis para o bom dimensionamento da estrutura, especialmente para países de clima tropical, tais quais a consideração do afundamento na trilha de roda (ATR) e análise da vida de fadiga do revestimento (Norback, 2018). Conforme enuncia Yoder e Witczak (1975), o método M-E baseia-se na previsão de deformações acumuladas, o que possibilita a obtenção destas em qualquer sistema de pavimentação, seja com abordagens quase-elásticas ou viscoelásticas.

2.2.1. Métodos empíricos

Embora o ponto de vista mecanístico-empírico conduza a melhores resultados, os métodos empíricos baseados no ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), ou *California Bearing Ratio* (CBR), ainda são os mais utilizados no contexto nacional. Essencialmente, nas metodologias empíricas, os materiais são caracterizados de acordo com índices de qualidade que variam em função do seu desempenho e condições de construção, visando o estabelecimento de uma

espessura mínima mandatória para evitar a ruptura brusca ou o aumento abrupto de defeitos superficiais (Motta, 1991).

O manual de pavimentação do DNIT (2006a) especifica que o ensaio de CBR “consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada”, o que representa que os materiais analisados sob este ensaio estão sendo comparados a um agregado considerado como excelente numa escala iniciada em zero. O resultado dessa relação estabelece a espessura de pavimento flexível requerida em função do tráfego através de equações empíricas. A partir de um determinado valor de CBR para o subleito, institui-se que existe uma certa espessura de pavimento que é capaz de protegê-lo de deformações excessivas ou ruptura, admitindo-se que as camadas sucessivas devem ser de qualidade superior às inferiores em termos do ISC (Motta, 1991).

Entretanto, é sabido que as condições de ruptura e de deformabilidade nas quais o material está submetido não correspondem ao estado de tensões atuantes num pavimento, de modo que o ISC não é o método mais adequado para o dimensionamento desta estrutura (Bernucci *et al.*, 2008). Além disso, o empirismo da metodologia exige que os corpos de prova (CPs) sejam imersos por 96 horas, conforme a NBR 9895 da ABNT (2016), a fim de promover a saturação do CP e reproduzir a condição mais desfavorável encontrada em campo durante a vida útil do pavimento, que teoricamente seria a entrada excessiva de água na estrutura (Caputo, 1998; Motta, 1991).

Todavia, o permanecimento das amostras em banho nem sempre é compatível com as condições climáticas ambientais e hidrológicas dos países tropicais, o que pode trazer uma abordagem generalista, conservadora e conduzir a pavimentos superdimensionados para determinadas regiões brasileiras. Ademais, não é possível garantir que a amostra se encontra saturada, o que diminui a confiabilidade do ensaio (Marangon, 2004; Bernucci *et al.*, 2008; Norback, 2018; Oliveira, 2022).

Destaca-se também que as propriedades mecânicas dos subleitos são avaliadas de acordo com sua resistência à penetração em metodologias empíricas, o que não simula, de fato, as condições reais nas quais o solo estará submetido em campo (Marangon, 2004). Consoante a Bernucci *et al.* (2008), o ensaio de ISC envolve a aplicação de tensões crescentes, de forma lenta e por um grande período de tempo,

envolvendo grandes deslocamentos. Este estado de tensões não corresponde ao efeito das ações de cargas repetidas que ocorrem devido à passagem de veículos, que se caracterizam por cargas dinâmicas, de intensidade variada, aplicadas em frações de segundo e provocando pequenos deslocamentos. Solos com um mesmo valor de CBR podem, inclusive, possuir comportamentos distintos, o que indica a inaptidão do método para o dimensionamento de pavimentos.

2.2.2. Métodos mecanístico-empíricos

Dentro do contexto brasileiro, o método empírico permaneceu unânime até a década de 1970, de modo que a capacidade de suporte dos pavimentos era dada em termos de ruptura plástica sob carregamento estático. Todavia, a partir desta data, tendo em vista a ocorrência de deterioração prematura das estruturas, a qual era atribuída à fadiga dos materiais em função das ações do tráfego (solicitações dinâmicas contínuas), foi introduzida uma nova abordagem que buscava a adoção de um método mais realista do problema no meio tropical, inicializando o estudo da resiliência de materiais utilizados na pavimentação, sendo possível avaliar os comportamentos estruturais cujas limitações dos procedimentos clássicos anteriores não permitiam (DNIT, 2006a).

Bernucci *et al.* (2008) consideram que um bom projeto de pavimento é aquele que busca proporcionar uma resposta estrutural do conjunto de camadas adequada às solicitações de tráfego na qual é submetida, através da combinação entre materiais e espessuras conforme a rigidez de cada camada. Os métodos mecanístico-empíricos permitem o desenvolvimento deste tipo de projeto ao compatibilizar essas ações à capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas, tendo-se como resultado a vida útil do pavimento.

Segundo Medina e Motta (2015), o método empírico emprega o dimensionamento de acordo com os preceitos do antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), baseados nas curvas da United States Army Corps of Engineers (USACE), dados experimentais da pista da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e dos ensaios CBR, buscando o aumento das espessuras das camadas em resposta a maiores solicitações do tráfego. Em contrapartida, o método mecanístico-empírico proporciona uma análise

abrangente que não culmina, necessariamente, em estruturas mais espessas para contrapor as cargas.

A abordagem M-E é mais racional e possibilita o melhor aproveitamento da qualidade dos materiais disponíveis. Através desta metodologia, existe uma compatibilização entre os solos e agregados que compõem as camadas do pavimento, o que propicia a otimização de recursos específicos de projeto e admite o teste de várias combinações antes da implantação da estrutura, possibilitando a redução de custos e do tempo de construção (Marangon, 2004).

O método mecanístico-empírico faz análises estruturais, permite a definição de critérios de ruptura e tira melhor proveito dos materiais disponíveis nas proximidades da obra, dando a possibilidade de utilização de insumos não habituais, tais quais rejeitos industriais, a exemplo das areias descartadas de fundição. A porção empírica desta metodologia provém da necessidade de ajustes das relações matemáticas de previsão dos danos para abranger toda complexidade de variáveis que não são totalmente expressos nos modelos numéricos, o que requer a adaptação das funções para as condições específicas da localidade em que o projeto será construído (Medina; Motta, 2015).

Para tanto, são necessários ensaios laboratoriais para a obtenção de parâmetros, especificamente os de módulo de resiliência e deformação permanente. No método M-E, os ensaios triaxiais de carga repetida são os mais utilizados, uma vez que são capazes de reproduzir em laboratório, de forma satisfatória, as condições de carregamento dinâmico impostas pelo tráfego experienciados em campo. No geral, ao contrário de sólidos elásticos convencionais, os materiais de pavimentação têm comportamento não linear, o que indica grande dependência das tensões aplicadas (Norback, 2018).

O Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) foi desenvolvido com o intuito de substituir o método empírico do DNER (Norback, 2018), consistindo num artifício automático de dimensionamento de pavimentos novos e existentes através da rotina de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), que calcula as tensões e deformações do cenário fornecido e permite a comparação com valores admissíveis determinados previamente no programa computacional, cuja interface geral é mostrada na Figura 6 (Oliveira, 2022). Os dados de entrada são as dimensões das camadas, as propriedades mecânicas dos materiais e as cargas geradas pela passagem dos veículos (Knabben; Carpio, 2020).

Figura 6 – Interface inicial do *software* MeDiNa.

ESTRUTURA	MODELAGEM	RESULTADOS			
RESPONSÁVEL:	Nome do autor ou dos autores do projeto				
EMPRESA:	Nome da empresa projetista				
PROJETO:	Identificação da via, rodovia, trecho, km, estaca, etc	MODOS: Pavimento Novo (Nível A)			
Alterar Estrutura >>					
CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 30/45 #12,5mm Sepetiba	10,0	9000	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	20,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Argiloso LG'(1)	20,0	250	0,45
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	189	0,45

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Primário
VMD (1º ano):	1370
FV:	1.000
N anual (1º ano):	5,00e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	5,00e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	5,00e+06

Fonte: DNIT (2020).

A correta análise da estrutura do pavimento e de seu dimensionamento requerem um conjunto amplo de informações confiáveis a partir das características das camadas de solos e agregados o integram (subleito, base, sub-base e reforço do subleito, sejam provenientes de jazidas, pedreiras ou areias). Os parâmetros de MR e a curva de DP, obtidos em ensaios de laboratório, bem como o número equivalente de eixos (número N), são imprescindíveis para alcance deste objetivo (DNIT, 2006b, 2020).

Os dados de saída são fornecidos com base nas tensões e deformações calculadas, especificando as espessuras das camadas e verificando se o número de aplicações levará ao trincamento excessivo por fadiga ou ao afundamento na trilha de roda superior ao valor limítrofe. Os resultados da análise são utilizados para prever o comportamento do pavimento ao longo de sua vida útil e garantir o desempenho frente aos principais problemas supracitados encontrados nas estruturas brasileiras. A configuração só é considerada válida no MeDiNa se a magnitude de ambas manifestações patológicas for inferior ao limite estabelecido (Knabben; Carpio, 2020).

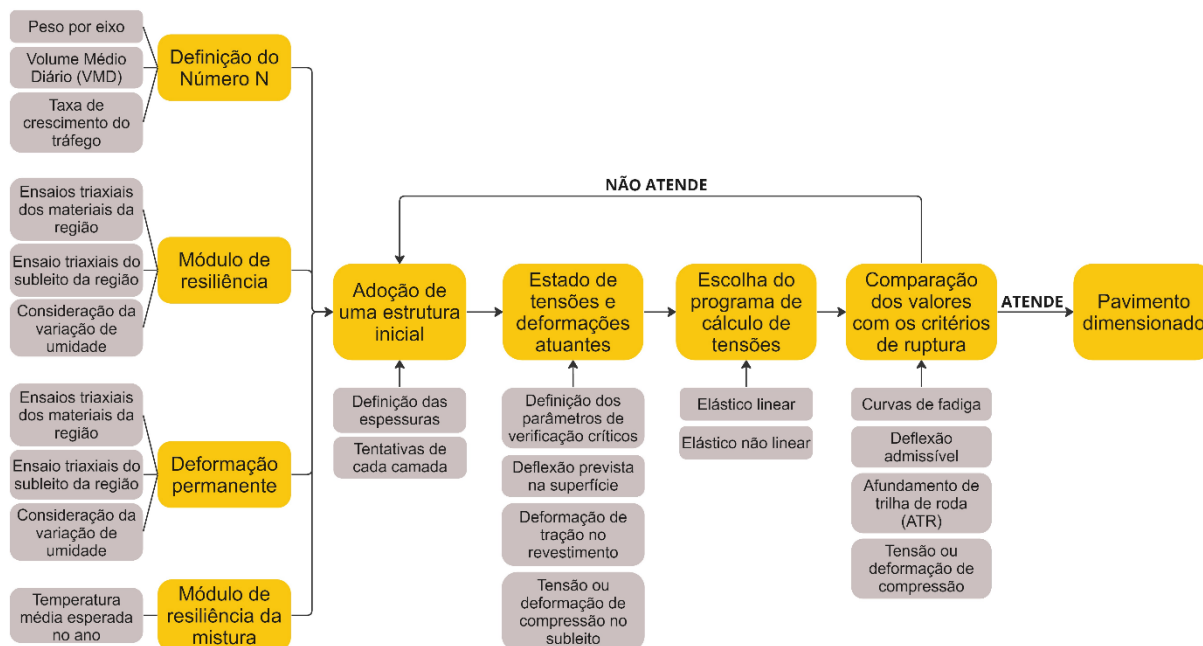
De acordo com DNIT (2020), o *software* utiliza três rotinas ou componentes em seu processo interno: o de dimensionamento propriamente dito, o AEMC, destinado ao cálculo das tensões e deformações em estruturas de pavimento com até

oito camadas, e o *BackMeDiNa*, chamado anteriormente de *SisPav*, utilizado na retro-análise de bacias deflectométricas obtidas com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). A investigação é iterativa a partir da variação dos valores dos módulos em torno de um valor central até que se obtenha uma bacia teórica próxima à bacia de deflexões medidas em campo pelo FWD. A estrutura geral de cálculo emprega a integração de Gauss-Laguerre, tomando como base as seguintes hipóteses fundamentais:

- Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
- A lei de Hooke é válida, com módulo de compressão semelhante ao de tração;
- As camadas são ilimitadas na direção horizontal e têm espessura finita, exceto a de subleito, considerada como semi-infinita;
- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- A carga é tida como estática, sendo uniformemente distribuída em toda área circular de contato, a qual só recebe tensões normais;
- Em grandes profundidades, as tensões e deformações são nulas;
- As condições de aderência na interface entre camadas podem variar no meio dos dois extremos (totalmente aderido ou sem aderência).

Na Figura 7 tem-se um roteiro básico para o dimensionamento de pavimentos de acordo com o método mecanístico-empírico, o qual a metodologia MeDiNa se enquadra, feito com base nas indicações de Medina e Motta (2015). O número N , módulo de resiliência e a deformação permanente constituem-se como parâmetros de entrada, bem como a definição da espessura inicial das camadas. A partir do modelo de cálculo de tensões, tem-se a validade do pavimento indicado ou a necessidade de ajustes das espessuras das camadas.

Figura 7 – Fluxograma simplificado para o dimensionamento de pavimentos por meio do MeDiNa.



Fonte: adaptado de Medina e Motta (2015, p. 372).

2.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Apesar de não ter relevância para as metodologias empíricas, o módulo de resiliência adquire fundamental importância para os métodos M-E de dimensionamento de pavimentos flexíveis, o qual é utilizado para prever o desempenho da estrutura. Para Bernucci *et al.* (2008), o termo *resiliência* pode ser definido como “a energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. Esta nomenclatura vem sendo empregado historicamente, a partir dos estudos de Hveem *et al.* (1955), para expressar a resposta dinâmica dos materiais submetidos a tensões pulsantes em sua componente elástica, ainda que esta não seja necessariamente linear, com defeitos dos revestimentos originados na repetição das pequenas deformações elásticas (fadiga) (Motta, 1991).

O MR apresenta-se, portanto, como um parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais geotécnicos quando da imposição de ações de cargas do tráfego ou por cargas repetidas em laboratório. Como resultado, tem-se deformações sequenciais que podem ser observadas nos revestimentos asfálticos mediante o surgimento de trincas. É um dos principais parâmetros do comportamento

de tensão-deformação obtidos laboratorialmente por meio do ensaio triaxial de carga repetida, o qual simula a passagem dos veículos sobre o pavimento (Norback, 2018; Marangon, 2004). Por definição, tem-se a sua determinação através da Equação (1):

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

Em que:

σ_d : tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ε_r : deformação resiliente correspondente ($\Delta h/h_0$);

σ_1 : tensão principal maior;

σ_3 : tensão principal menor;

Δh : deslocamento vertical máximo;

h_0 : altura inicial de referência.

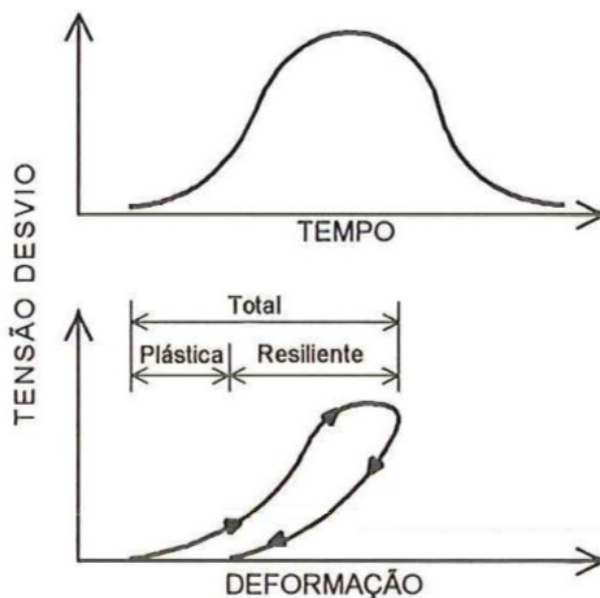
Mesmo que o conceito do módulo de resiliência seja semelhante ao módulo de elasticidade (ou de Young), houve a necessidade da adoção de um termo distinto daquele empregado na engenharia estrutural em materiais como aço e concreto, tendo em vista que as deformações recuperáveis nestes são muito menores em relação aos empregados em pavimentos (Norback, 2018).

A deformação resiliente pode ser também interpretada como deformação elástica ou recuperável. Valores expressivos de módulo de resiliência de determinado solo ou brita indicam que este tem boa capacidade em recuperar a sua forma original com maior eficácia após a aplicação de cargas repetidas, estando menos propenso a deformações permanentes quando da imposição de cargas devido ao tráfego. Os materiais com MR mais elevados são dispostos próximos à superfície, de modo que a transferência dos esforços sofridos ocorra de maneira uniforme, atenuando as tensões e deflexões recebidas pelo subleito (Motta, 1991).

Numa abordagem semelhante, Cunto (1998) estabelece que a passagem de um veículo sobre qualquer ponto do pavimento provoca um aumento na tensão desvio em conjunto com o desenvolvimento de deformações crescentes. A partir do momento em que as tensões e deformações atingem o pico, as tensões diminuem até se anularem, enquanto uma porção da deformação imposta é recuperada e outra é incorporada à estrutura permanentemente (Figura 8). O módulo de resiliência diferencia-se do módulo de elasticidade em função do tipo de aplicação de cargas e

da forma com que é calculada, com base nas deformações elásticas ou resilientes do solo.

Figura 8 – Relação entre a tensão desvio e as deformações plásticas e resilientes ao longo do tempo.



Fonte: Cunto (1998, p. 2).

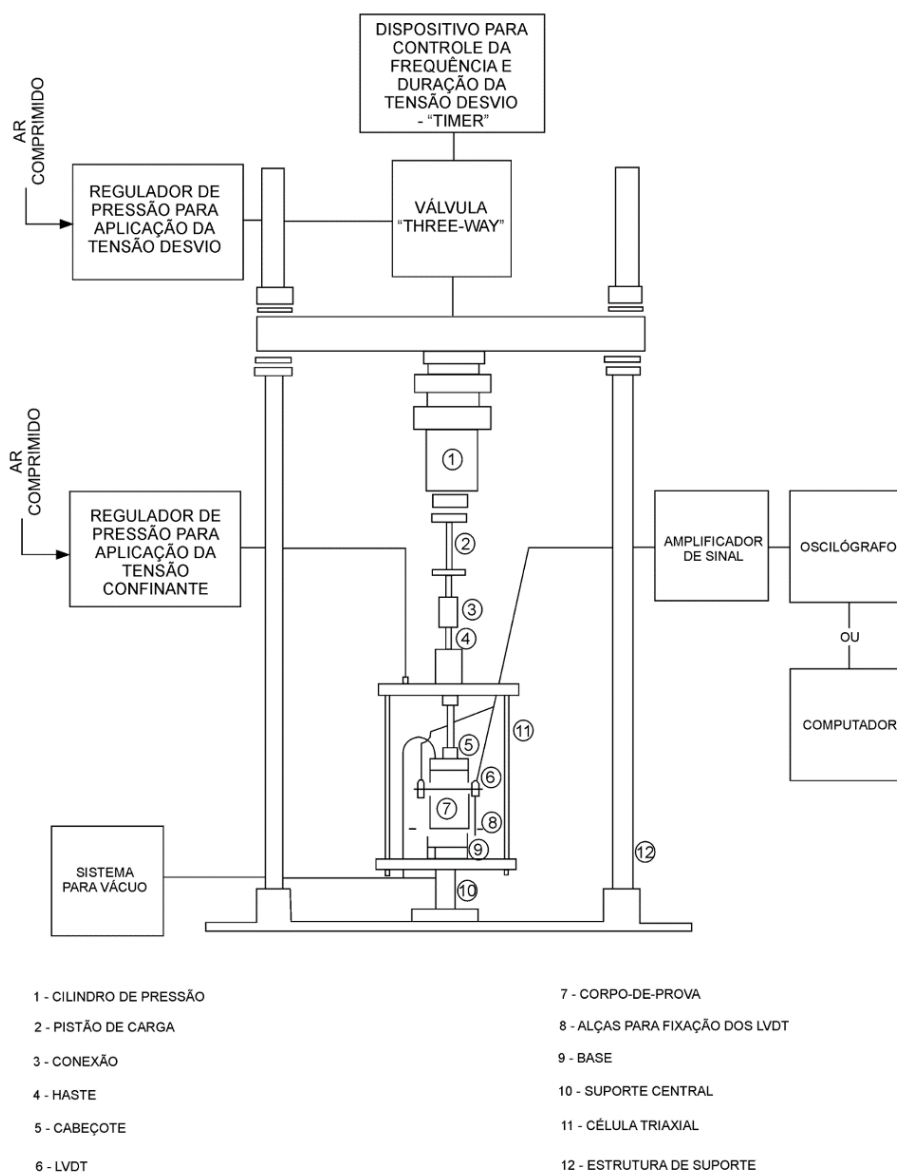
Alguns dos motivos que levaram à substituição do CBR e de outros valores de resistência de materiais pelo MR são listados por Bernucci *et al.* (2008): i) o MR representa uma propriedade básica do material, o que permite sua utilização numa análise mecânica de sistemas de múltiplas camadas; ii) o MR é um método aceito mundialmente para o dimensionamento de projetos de pavimentos; iii) existem técnicas disponíveis para estimar o MR em campo, o que uniformiza os procedimentos de dimensionamento de pavimentos novos e de reabilitação dos existentes.

Conforme indicado na revisão acerca das metodologias para o dimensionamento destas estruturas, o MR é um parâmetro de entrada essencial para o cálculo de tensões e deformações em diferentes pontos do pavimento. A correlação entre o ISC e o MR não é aconselhada, pois o primeiro considera ruptura do material por deformação permanente excessiva, enquanto o segundo conjectura baixas deformações elásticas; logo, não há relação consistente entre ambos. As tentativas de relacionar o ISC ao MR impactam a estrutura dos pavimentos, aumentando a

espessura das camadas e os custos de construção (Oliveira, 2022; Bernucci *et al.*, 2008).

Os ensaios triaxiais dinâmicos apresentam maior confiabilidade em relação aos ensaios de CBR, pois é possível controlar a trajetória de tensões, simular cargas repetidas, medir a variação volumétrica do corpo de prova e, se desejado, garantir a saturação da amostra de solo, permitindo uma simulação muito mais precisa das condições de campo nas quais os solos estão submetidos (Oliveira, 2022). O equipamento empregado é representado na Figura 9.

Figura 9 – Equipamento utilizado para ensaios triaxiais dinâmicos.



Fonte: DNIT (2006a, p. 54).

Norback (2018) estabelece que o ensaio triaxial permite melhores estimativas acerca do comportamento dos pavimentos em relação à deformabilidade elástica e plástica, sendo o ideal para materiais geotécnicos. A força vertical é aplicada repetidamente, atuando de forma cíclica no sentido de compressão, variando da tensão confinante σ_3 até a tensão principal maior σ_1 , com pulsos respectivos à tensão desvio, a qual é dada pela diferença entre ambas ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$); após, ocorre o descarregamento e um intervalo de repouso até que as cargas voltem a ser aplicadas novamente.

O ensaio pode ser dividido em duas fases, em que a primeira é respectiva ao condicionamento, que reduz a influência de grandes deformações plásticas – análogo ao pré-adensamento –, e a segunda, que se tem a aplicação de cada par de tensões σ_d e σ_3 , sendo possível obter os parâmetros de módulo de resiliência e deformação resiliente resultante e utilizá-los em modelos de comportamento através de regressões dos dados experimentais (Marangon, 2004).

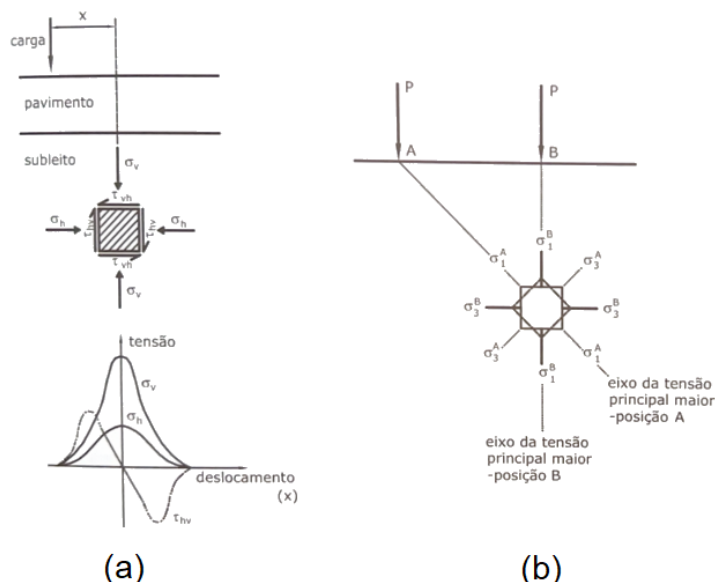
Em geral, a tensão confinante σ_3 é mantida constante, havendo a pulsação somente da tensão desvio, a qual é aplicada por sistemas pneumáticos e/ou servo-hidráulicos, cujas respostas, as quais são respectivas às deformações, são medidas por sensores eletromagnéticos. As reações de natureza elástica e plástica irão depender da frequência, forma de carregamento, tensões e temperatura, estado de compactidade, umidade e outras propriedades intrínsecas do material. O ensaio triaxial dinâmico é o mais utilizado para a determinação do comportamento tensão-deformação dos solos (Motta, 1991). Em seu modo convencional, realiza a avaliação de amostras não saturadas e em condições de drenagem livre (Norback, 2018).

O sistema pneumático aplica tensões repetidas em um corpo de prova cilíndrico, admitindo uma frequência recomendada de um hertz (Hz), ou 60 ciclos/minuto), de acordo com a norma 134 do DNIT (2018a), com variações da razão de tensões σ_d/σ_3 da ordem de 1, 2 ou 3. O carregamento aplicado é do tipo semi-senoidal, buscando simular a passagem de roda, com tempo de duração de aplicação de carga de 0,1 segundo e de repouso de 0,9 segundo. A tensão σ_3 é dada por pressão de ar dentro da câmara, e a tensão σ_1 é aplicada por célula de carga, sendo possível reproduzir uma condição de tensão multiaxial mais próxima da situação existente em campo; neste caso, as deformações precisam ser monitoradas nos sentidos vertical e horizontal (Bernucci *et al.*, 2008). O deslocamento utilizado para

calcular o MR é obtido pela média dos deslocamentos registrados por Transdutores de Deslocamento Variável Linear (LVDT) (Lima, 2016).

Ainda que o ensaio triaxial conduza a bons resultados, existem algumas particularidades que devem ser mencionadas. O pavimento rodoviário está sujeito a tensões pulsantes verticais e radiais, além de tensões cisalhantes reversíveis, havendo variação das tensões principais e rotação de eixos principais (Figura 10); no entanto, o ensaio só reproduz as tensões principais sobre o ponto avaliado, desconsiderando a rotação dos eixos, inversão das tensões principais, além de considerar que a tensão intermediária σ_2 é igual à tensão confinante σ_3 (Motta, 1991). De acordo com Guimarães (2001, 2009), a reorientação das tensões principais em uma situação real de carregamento acaba resultando em deformações permanentes maiores àquelas obtidas em ensaios triaxiais, além de haver um certo conservacionismo em relação à aplicação de cargas, uma vez que o seu espectro atuante, frequência e tempo de imposição são muito variados.

Figura 10 – Variações de tensões num ponto qualquer do pavimento devido à passagem de um veículo, em que (a) tensões normais e tangenciais e (b) rotação dos planos principais.



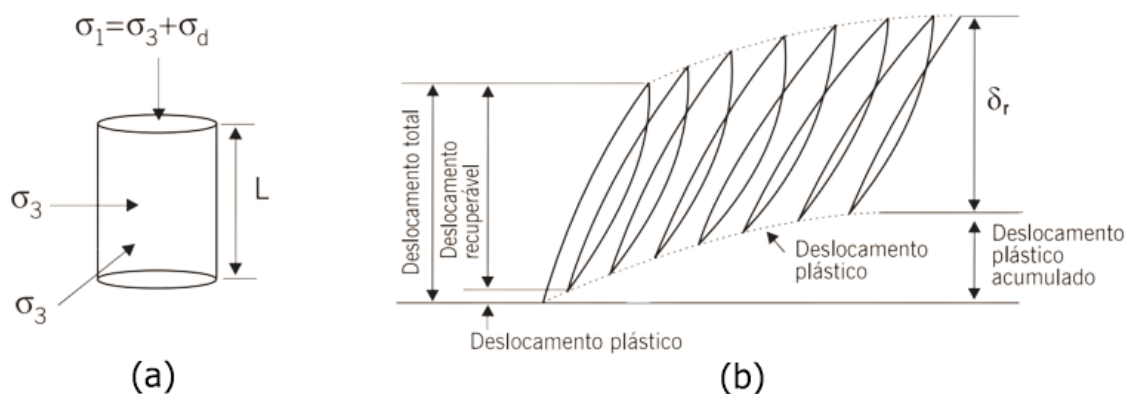
Fonte: Medina e Motta (2015, p. 181).

De acordo com Lima (2016), a obtenção do módulo de resiliência dos materiais empregados na pavimentação é feita com a utilização de corpos de prova cilíndricos submetidos a pares de tensão confinante, a qual é mantida constante ao

longo do ensaio, e tensão desvio pulsante, atuando no sentido de compressão e realizando o carregamento e descarregamento cíclico. A tensão principal maior (σ_1) é controlada por meio de uma célula de carga operada pelo aparelho, enquanto a confinante é administrada por meio de ar comprimido, sendo igual à tensão principal intermediária (σ_2), que possui a mesma magnitude da tensão principal menor (σ_3), ou seja, $\sigma_2 = \sigma_3$. Tal configuração de carregamento provoca deformações elásticas, as quais são medidas para a definição do módulo de resiliência do material para um determinado par de tensões.

A normativa número 134 do DNIT (2018a) é a responsável por estabelecer a maneira com que o MR é obtido a partir de várias combinações de tensões aplicadas. Em função da tensão confinante permanecer constante, mede-se apenas a deformação axial. Entretanto, quando se implementam LVDTs horizontais, é possível fazer a medição do coeficiente de Poisson, que costuma ser um parâmetro adicional utilizado no dimensionamento de pavimentos (Medina; Motta, 2015). A Figura 11 demonstra esquematicamente os esforços aplicados no corpo de prova durante o ensaio triaxial dinâmico e de que forma os deslocamentos se comportam.

Figura 11 – Representação da aplicação das tensões num corpo de prova (a) e de seus deslocamentos sofridos (b).



Fonte: Bernucci *et al.* (2008, p. 348).

Svenson (1980) especifica que o número de ciclos, duração, intervalo entre aplicações de carga (frequência), história de tensões, intensidade da tensão desvio, umidade de compactação, peso específico aparente seco e método de compactação são fatores que influenciam no comportamento resiliente dos materiais. O DNIT (2006a), em seu manual de pavimentação, também cita os cinco primeiros elementos

como condicionantes que afetam o módulo resiliente de solos granulares, cuja forma de influência de cada um deles é descrita logo abaixo:

- Repetição da tensão desvio: o módulo de resiliência tende a aumentar quanto menor o número de repetições de tensão desvio, cuja magnitude de variação depende do índice de vazios crítico, densidade do material, grau de saturação e valor da tensão repetida aplicada;
- História de tensões: quando um solo granular (areia ou pedregulho) é submetido a um ensaio de carregamento repetido, ocorrem grandes deformações permanentes nos primeiros ciclos de carga em função de ocorrências relacionadas à microestrutura (movimentação de grãos e fraturas nos pontos de contato). Conforme o carregamento é repetido, adquire-se rigidez, forma-se um arranjo estável de partículas e as deformações permanentes diminuem no decorrer do ensaio até que tornam-se muito pequenas ou nulas, tendo-se um comportamento quase elástico com módulo constante;
- Duração e frequência do carregamento: o tempo de duração de carga repetida é dado de acordo com a velocidade dos veículos e da localização ao longo da estrutura do pavimento que se deseja obter o módulo de resiliência. A frequência é função das condições de tráfego da estrada estudada;
- Nível de tensão aplicada: o módulo de resiliência aumenta muito com a elevação da pressão confinante (σ_3), enquanto é menos sensível ao valor da tensão desvio (σ_d), desde que esta não cause excessivas deformações plásticas.

No caso de solos finos coesivos, os parâmetros que têm impacto no valor do módulo de resiliência são: número de repetições da tensão desvio, história de tensões, duração e frequência de aplicação das cargas, umidade e massa específica de moldagem, tixotropia e nível de tensão (DNIT, 2006a). Conforme Bernucci *et al.* (2008), os materiais empregados na pavimentação não são elásticos e a utilização da teoria da elasticidade é uma aproximação; o comportamento de alguns deles pode ser estimado como elástico não linear, tais como os granulares, ainda que dependentes do tempo e história de tensões.

As cargas transmitidas pela passagem dos veículos são absorvidas pela estrutura do pavimento, as quais são distribuídas pela camada granular de base. A propagação adequada dessas cargas depende do tipo de agregado e do formato das partículas: agregados angulosos apresentam módulo de resiliência maior do que os arredondados, bem como os britados, que possuem um menor grau de resiliência em relação aos materiais não britados. Por outro lado, materiais granulares saturados desenvolvem excesso de poropressão no contexto de recebimento de cargas repetidas, o que diminui o MR (Norback, 2018).

Os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos indicam, em geral, que o módulo de resiliência em solos arenosos sofre maior influência da tensão de confinamento (σ_3), enquanto os argilosos são mais susceptíveis à tensão desvio (σ_d). Em função disso, a antiga norma DNER 131/94 estabelecia diferentes conjuntos de pares de tensão σ_d e σ_3 para solos arenosos e argilosos. Para os materiais não coesivos eram utilizados 18 pares de tensões, ao passo que para os coesivos eram aplicados apenas sete, com tensão confinante constante. No entanto, conforme Medina e Motta (2015), a determinação dos efeitos da granulometria previamente ao ensaio em solos tropicais não é trivial, sendo mais prudente adotar os mesmos pares de tensões para ambos os tipos de solo, de acordo com atualizações da norma 134 do DNIT (2018a).

2.3.1. Modelos de previsão do módulo de resiliência

Existem algumas formulações matemáticas que são utilizados para expressar os valores de MR em função das tensões aplicadas, os quais são empregados para determinar o comportamento resiliente dos materiais através de curvas características. Um dos modelos expressos por Motta (1991) refere-se à proposição de Hicks (1970) na Equação (2), relativo ao modelo $k-\sigma_3$. A autora cita que esse recebeu muitas críticas, no entanto, ainda é utilizado devido à simplicidade de obtenção dos parâmetros.

$$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} \quad (2)$$

Em que:

σ_3 : tensão principal menor;

K_1 e K_2 : constantes experimentais.

Além desse, Motta (1991) indica outro modelo que, em tese, melhor representaria o comportamento dos materiais granulares por considerar a influência conjunta da tensão principal maior e tensão principal menor ao utilizar o invariante de tensões θ , conhecido como modelo $k-\theta$, tendo sido proposto por Biarez (1962) e apresentado na Equação (3):

$$MR = K_1 * \theta^{K_2} \quad (3)$$

Na qual:

θ : invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ou $\sigma_d + 3\sigma_3$);

K_1 e K_2 : constantes experimentais;

σ_1 : tensão principal maior;

σ_2 : tensão principal intermediária;

σ_3 : tensão principal menor.

Medina e Motta (2015) elaboraram uma ilustração (Figura 12) para caracterizar o comportamento resiliente típico dos materiais empregados na pavimentação de acordo com o tipo de solo. Nota-se que os modelos de Hicks (1970) e Biarez (1962) descritos anteriormente integram o gráfico, sendo mais adequados aos solos arenosos e areno-argilosos, respectivamente. A Equação (4) foi elaborada por Svenson (1980) para materiais que possuem composição granulométrica compatível ao tipo de solo areno-argiloso. Este modelo, conhecido como $k - \sigma_d$, visa solucionar a problemática do ponto de encontro entre as duas constantes experimentais K_1 e K_2 , assumindo que a relação entre o módulo de resiliência e a tensão desvio em solos finos, em escala aritmética, é bilinear (Medina; Motta, 2015).

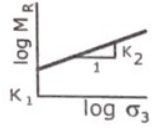
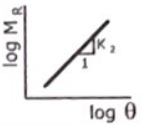
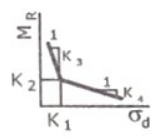
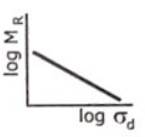
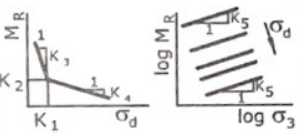
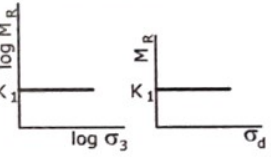
$$MR = K_1 * \sigma_d^{K_2} \quad (4)$$

Em que:

σ_d : tensão desvio;

K_1 e K_2 : constantes experimentais.

Figura 12 – Modelos do comportamento resiliente de acordo com o tipo de solo.

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
arenoso 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
argiloso 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
combinado 	$M_1 = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	constante 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Fonte: Medina e Motta (2015, p. 220).

Marangon (2004) cita o modelo proposto por Macêdo (1996) apresentado na Equação (5), que possui um bom desempenho ao eliminar a dificuldade de definição prévia do comportamento dos solos em função da granulometria, o que ocorre na proposição de Svenson (1980), ao considerar a influência simultânea das tensões principais para qualquer tipo de material. Esta formulação denominada composta ou combinada, segundo o autor, leva a coeficientes de correlação R^2 superiores a 0,90.

$$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} * \sigma_d^{K_3} \quad (5)$$

Onde:

σ_3 : tensão principal menor;

σ_d : tensão desvio;

K_1, K_2 e K_3 : constantes experimentais.

Outro modelo que incorpora a tensão desvio e a tensão confinante para a representação do comportamento resiliente dos materiais é o de Uzan (1985), relativo à Equação (6), que demonstrou em seus estudos que equações que relacionam o módulo de resiliência somente à soma das tensões principais não descrevem adequadamente a performance dos solos granulares em função da falta de

consideração dos efeitos de deformações por cisalhamento. Por conta disso, segundo o autor, modelos como o de Biarez (1962) fornecem previsões de comportamento que não são totalmente compatíveis com o que acontece em campo.

$$MR = K_1 * \theta^{K_2} * \sigma_d^{K_3} \quad (6)$$

Na qual:

σ_d : tensão desvio;

θ : invariante de tensões;

K_1, K_2 e K_3 : constantes experimentais.

O modelo constituinte do comportamento resiliente utilizado no componente AEMC do MeDiNa é generalista, empregando uma série de formulações em uma única Equação (7) de acordo com a sua natureza. Caso este seja dependente da tensão confinante, então $K_3 = K_4 = 0$; se for dependente da tensão desvio, então $K_2 = K_4 = 0$; se houver dependência com o invariante de tensões, então $K_2 = K_3 = 0$ e, enfim, caso seja tratado do modelo composto, então $K_4 = 0$ (DNIT, 2020).

$$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} * \sigma_d^{K_3} * \theta^{K_4} \quad (7)$$

Em que:

σ_3 : tensão principal menor;

σ_d : tensão desvio;

θ : invariante de tensões;

K_1, K_2, K_3 e K_4 : constantes experimentais.

O *software* de dimensionamento de pavimentos M-E dos EUA, conhecido como *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG), utiliza a formulação proposta pelo National Cooperative Highway Research Program – NCHRP (2003), que incorpora, a partir da formulação universal de Uzan *et al.* (1992), a tensão octaédrica cisalhante para previsão do modelo de resiliência, conforme Equação (8) (Ceylan; Gopalakrishnan; Kim, 2009).

$$MR = K_1 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{K_2} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{K_3} \quad (8)$$

Na qual:

τ_{oct} : tensão octaédrica cisalhante $\left(\frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}\right)$;

σ_d : tensão desvio;

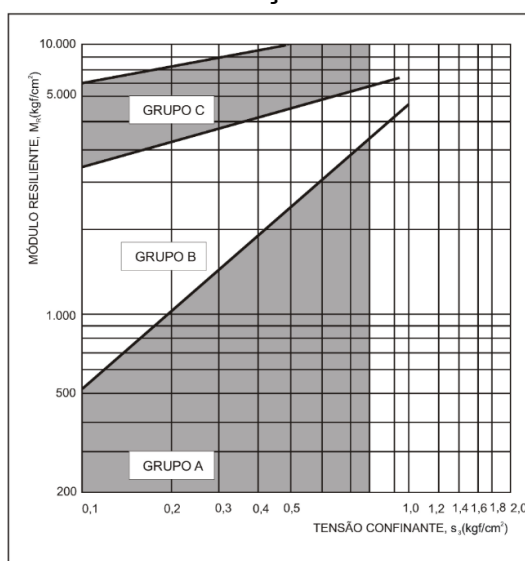
θ : invariante de tensões;

P_a : pressão atmosférica;

K_1, K_2 e K_3 : constantes experimentais.

Na prática, não existem modelos intrínsecos ao solo, sendo possível estabelecer diversas equações supostamente adequadas a um determinado conjunto de dados (Medina; Motta, 2015). O DNIT (2006a) estabelece que os estudos do comportamento dos solos granulares em termos do módulo de resiliência desenvolvidos no Brasil possibilitaram a criação de um sistema de classificação com base em suas propriedades resilientes, permitindo com que os materiais pudessem ser agrupados em três grupos distintos denominados A, B e C (Figura 13). Para fins desta categorização, os solos granulares são os que apresentam, no máximo, 35% em peso de material passando na peneira número 200 (0,075 mm). Tal sistema leva em conta o comportamento mecânico com base na deformabilidade elástica, tendo o modelo proposto por Hicks (1970) como referência, vide Equação (2).

Figura 13 – Sistema de classificação resiliente de solos granulares.



Fonte: DNIT (2006a, p. 70).

O grupo A é referente a solos com elevado grau de resiliência, o que representa materiais que possuem MR muito baixos e que, portanto, constituem-se como péssimos subleitos e não podem integrar nenhuma camada do pavimento. O grupo B é relativo a solos com grau intermediário, podendo ser utilizado em pavimentos em camadas de base, sub-base e reforço de subleito, desde que o parâmetro experimental K_2 seja inferior a 0,50; caso contrário, deve-se avaliar a espessura da camada e a qualidade do subleito. Por fim, o grupo C é respectivo a solos com elevado módulo de resiliência, o que garante que os materiais pertencentes a esta categoria possam ser empregados em qualquer estrutura de pavimento com baixos valores de deflexões (DNIT, 2006a).

2.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O crescente volume do tráfego e aumento da carga dos veículos exigem que o dimensionamento de pavimentos priorize a sua durabilidade, tendo em vista que a exposição às intempéries, a passagem do tempo e o número de solicitações afetam o seu desempenho. O acúmulo de defeitos, que tem início desde a construção da estrutura, leva à perda de serventia e da capacidade de suporte do pavimento (Lima, 2016). Neste sentido, a deformação total de um solo, descrita na Equação (9), possui duas componentes, sendo elas: resiliente, a qual deixa de existir após a remoção das ações, que confere o comportamento elástico à estrutura e é responsável pela fadiga dos revestimentos; e a permanente, a qual é irrecuperável e mantém os seus efeitos ao longo de sua vida útil, ainda que os carregamentos tenham cessado, ocasionando respostas de natureza plástica, tais quais os afundamentos na trilha de roda (ATR). O acúmulo de deformações permanentes pode ocorrer em todas as camadas do pavimento, bem como somente no revestimento e/ou no subleito (Norback, 2018).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_r + \varepsilon_p \quad (9)$$

Em que:

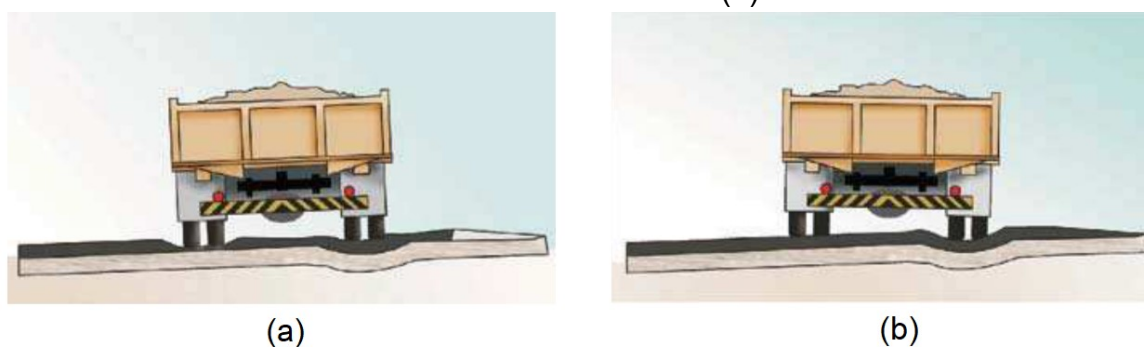
ε_t : deformação total;

ε_r : deformação resiliente ou recuperável;

ε_p : deformação permanente ou irrecuperável.

Motta (1991) e Marangon (2004) explicam a perda de serventia e a ruptura estrutural, os dois principais problemas sofridos por um pavimento. O primeiro é decorrente da natureza repetitiva da aplicação das cargas e atuação das intempéries, as quais geram deformações resilientes e provocam fissuração e trincamento progressivo na superfície (camada de revestimento), caracterizando a fadiga e implicando no desconforto aos passageiros. O segundo ocorre quando o sistema de camadas não é capaz de suportar o nível de carregamento imposto à estrutura, perceptível devido ao surgimento de defeitos estruturais, tais quais os afundamentos na trilha de roda, causados pelo excesso de deformações permanentes (Figura 14); neste caso, o pavimento passa a ser incapaz de resistir às cargas impostas na superfície. Uma falha funcional pode ou não vir acompanhada de uma estrutural.

Figura 14 – Deformações permanentes e surgimento de afundamentos na trilha de roda em pavimentos asfálticos, no revestimento e trilha de roda esquerda (a) e no sistema como um todo (b).



Fonte: Bernucci *et al.* (2008, p. 316).

Alguns dos defeitos relacionados à deformação elástica e consequente perda de serventia que surgem no pavimento são trincas transversais, trincas longitudinais, couro de jacaré, trincas em bloco, entre outros. Este problema pode ser minimizado ao considerar o comportamento tensão-deformação de carregamentos dinâmicos no momento do dimensionamento (Yoder; Witczak, 1975; Norback, 2018). A ruptura estrutural pode ser combatida ao limitar as deformações permanentes, o que é alcançado pela adoção de uma tensão vertical máxima atuante no subleito (camada de menor resistência ao cisalhamento), e definição de um nível de ATR admissível com base no somatório das DPs de cada camada que constitui o pavimento (Motta, 1991).

O afundamento na trilha de roda é denominado desta forma em função da deformação volumétrica e variação da espessura da camada ocorrerem numa região em que há a maior concentração de aplicação do carregamento, delimitada pela sinalização horizontal da rodovia, correspondente à área próxima ao eixo da pista e outra próxima à borda, no caso de uma estrada de mão dupla. Em sua fase inicial, o excesso de deformações permanentes passa a ser perceptível pelo acúmulo de água na pista ao longo destas regiões após a ocorrência de chuvas (Lima, 2016).

Comumente, as DPs são predominantes após a construção da rodovia e liberação ao tráfego devido ao processo de densificação inicial, cuja progressão diminui no decorrer do tempo, desde que os materiais de pavimentação sejam de boa qualidade e tenham sido compactados de maneira adequada, passando a prevalecer as deformações resilientes, que se manterão ao longo da vida útil da estrutura (Cunto, 1998). O excesso de afundamento na trilha de roda, no entanto, causa diminuição da resistência à derrapagem (hidroplanagem), aumenta o consumo de combustível e degrada as condições de rolamento em relação à economia, conforto e segurança (Lima, 2016).

Guimarães (2001) e Norback (2018) enunciam que, via de regra, o pavimento não sofre ruptura súbita, porém acumula deteriorações funcionais e estruturais durante sua vida útil. A análise da contribuição de cada material para o desenvolvimento de ATR ainda é pouco explorado no Brasil, em função do método empírico CBR superdimensionar pavimentos com base na imersão dos CPs visando a saturação – a qual não ocorre nos solos tropicais de forma generalizada –, atuando indiretamente na ruptura plástica e impedindo a difusão de ATRs no país. O método do DNIT é considerado suficiente para combater o afundamento na trilha de roda, pois geram camadas espessas, restritas em relação à plasticidade máxima e CBR mínimo, que impedem a ultrapassagem da resistência ao cisalhamento sob a carga estática de roda mais pesada (Marangon, 2004).

No entanto, a migração para um método mais racional que aproveita melhor as qualidades dos materiais disponíveis, como o MeDiNa, exige maior atenção frente a esta parcela da deformação total que não retorna ao estado original e que ocorre ao longo de um segmento longitudinal, sendo apontado como um defeito grave, especialmente se a profundidade for elevada. Os fatores que levam à deformação permanente são agrupados em tensão cisalhante, carregamento repetido, umidade e características do agregado, como geologia, forma e textura (Norback, 2018).

Segundo Yoder e Witczak (1975), a DP no pavimento é a combinação de dois mecanismos distintos, os quais são densificação, que promove variação do volume, e deformações cisalhantes repetidas, em que há deformação plástica sem variação de volume. Os autores especificam que estes problemas podem ser mitigados, respectivamente, pela realização de uma compactação rigorosa e pelo dimensionamento bem elaborado das camadas do pavimento. As camadas não-asfálticas posicionadas abaixo do revestimento podem apresentar deformações permanentes em função da densificação adicional devido ao tráfego e por ruptura ao cisalhamento, enquanto em misturas asfálticas o ATR ocorre pela combinação do fluxo do material (caracterizado como viscoelástico ou viscoplástico) e do dano aplicado a ele (Bernucci *et al.*, 2008).

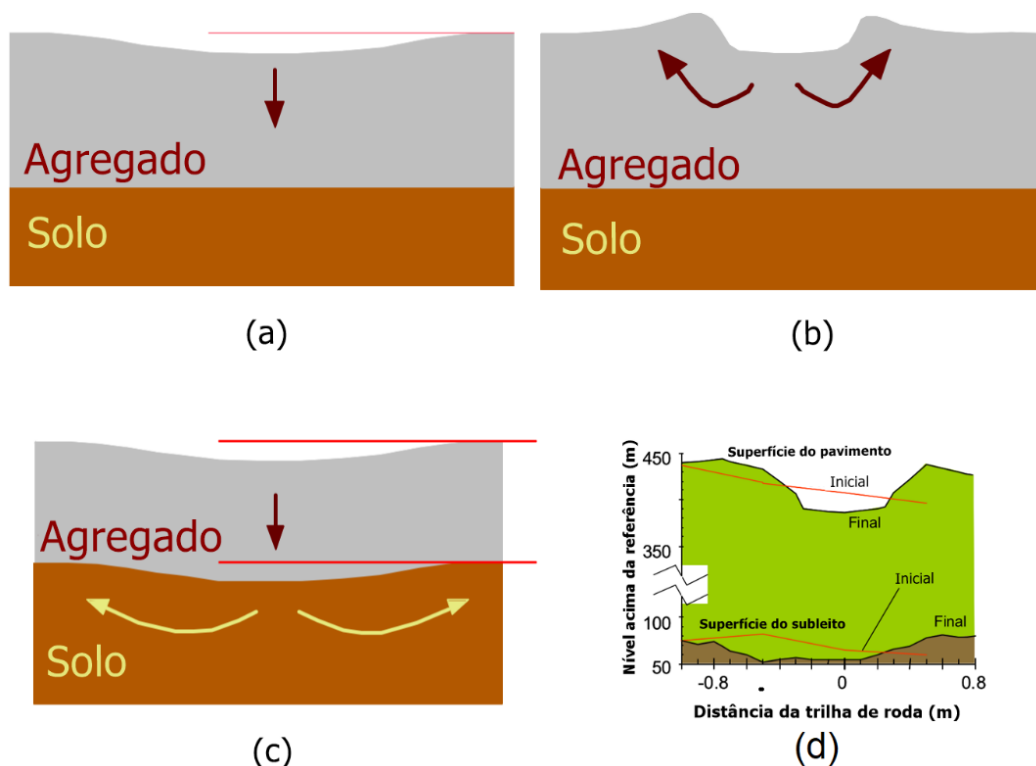
Consoante a Dawson e Kolisoja (2004), o agregado compactado é flexível e os afundamentos, os quais são gerados pelo surgimento de deformações permanentes, são mais pronunciados de acordo com o nível de estresse imposto pelo tráfego. Os sulcos formados estabelecem um novo caminho preferencial para o escoamento da água, que passa a penetrar no pavimento e acumular-se sobre o subleito ao invés de drenar pela superfície, reduzindo a capacidade de carga das camadas granulares. Em função do ATR não ser uniforme ao longo da seção longitudinal, as ondulações provocam desconforto aos usuários, além de aumentar o atrito no contato pneu-pavimento, causando maior consumo de combustível e desgaste prematuro dos pneus. Os autores determinam quatro principais mecanismos que levam à ocorrência de deformações permanentes, cujas representações são exibidas na Figura 15:

- Modo 0: a camada de base torna-se mais densa e mais compactada devido à passagem dos veículos, o que provoca um aumento da rigidez, melhor distribuição das cargas e melhor condição estrutural do pavimento. Este tipo de afundamento estabiliza-se no decorrer do tempo, não sendo geradas grandes deformações. A realização de uma boa compactação na fase construtiva é considerada suficiente para impedir este mecanismo;
- Modo 1: é um tipo de falha que ocorre devido à atuação de esforços cisalhantes numa camada granular de base fraca, os quais são gerados nas adjacências da roda e impactam até 1/3 da largura do pneu de profundidade. Em função disso, o material torna-se relativamente solto e acarreta numa

grande deformação plástica, que leva a sua dilatação e ao afundamento na trilha de roda. O melhoramento do agregado por compactação, estabilização e uso de reforços geossintéticos são alternativas viáveis, sendo necessário recorrer à substituição do agregado por um de melhor qualidade, caso não se perceba eficácia. Em geral, o subleito não é afetado e não impacta na ocorrência deste tipo de falha;

- Modo 2: é um mecanismo similar ao modo 1, no entanto, toda a estrutura do pavimento falha devido aos esforços cisalhantes, levando a um afundamento que afeta todas as camadas. O pavimento está sujeito a deformações permanentes desse gênero mesmo que o material granular seja de melhor qualidade; caso o afundamento ocorra somente no subleito, toda a estrutura permanece sujeita à falha, ainda que em menor proporção;
- Modo 3: a deformação permanente pode ocorrer devido a danos causados às partículas do agregado graúdo, como por exemplo desgaste ou abrasão. Superficialmente, o afundamento é semelhante ao mecanismo 0.

Figura 15 – Mecanismos de ocorrência da deformação permanente, em que (a) modo 0; (b) modo 1; (c) modo 2 e (d) modo 3.



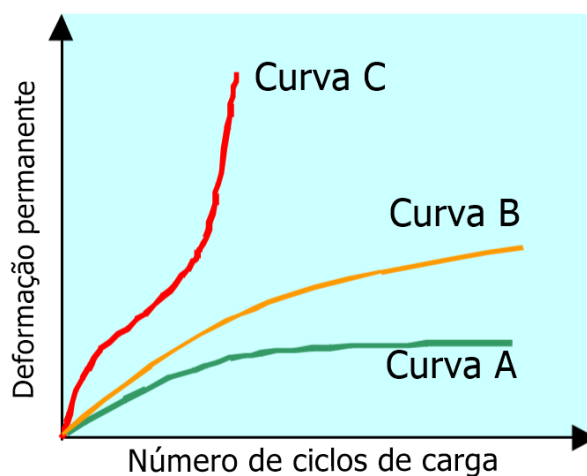
Fonte: Dawson e Kolisoja (2004, p. 13-17, tradução própria).

Na prática, as deformações permanentes ocorrerão devido à combinação de um, dois ou todos os mecanismos citados. O excesso de água nos interstícios dos agregados granulares tem potencial para torná-los em materiais de baixa qualidade, ainda que seja considerado adequado à pavimentação, especialmente com a imposição do carregamento do tráfego, uma vez que a água confinada se torna pressurizada e tende a separar os grãos. Observa-se uma diminuição da rigidez dos materiais com a entrada de água, sobretudo em grãos menores, que tenderão a reter mais água em razão do menor espaço entre partículas e do efeito de sucção capilar, o que provoca uma menor capacidade de distribuição das cargas e maior estresse no subleito, a camada mais frágil da estrutura (Dawson e Kolisoja, 2004).

Guimarães (2009) indica que o estado de tensões é um dos fatores mais relevantes que impactam na DP em solos, sendo de maior magnitude de acordo com o aumento do estado de tensões. Além disso, em geral, todas as condições que levam à diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando são submetidos à ação do tráfego de veículos. Em solos granulares não saturados, um maior teor de água gera lubrificação dos grãos e, conseqüentemente, aumento da deformação permanente. Em contrapartida, a escolha por materiais com massa específica elevada conduz à atenuação dos efeitos de ATR em função da maior resistência à DP.

Com base nos estudos de Dawson e Kolisoja (2004), o comportamento da deformação permanente dos solos em relação ao número de ciclos de carga pode ser categorizado em três intervalos distintos (Figura 16). O intervalo A é respectivo ao desempenho desejável, em que se tem uma DP inicial que se estabiliza após um determinado número de repetições, o que se refere ao *shakedown*, cujo tema será abordado na seção 2.4.1.. A categoria B diz respeito a materiais que a deformação permanente cresce linearmente com o aumento do número de ciclos, sendo o ideal que a taxa de crescimento seja a menor possível. Já o intervalo C corresponde ao comportamento indesejável e que leva ao rápido colapso do pavimento, representando uma subida abrupta da deformação permanente com o acréscimo de repetições.

Figura 16 – Comportamentos da deformação permanente em relação ao número de ciclos de carga.



Fonte: Dawson e Kolisoja (2004, p. 29, tradução própria).

No entanto, a deformação permanente não se relaciona somente com o número de ciclos, como também com os níveis de carga aplicados. Em ensaios específicos é possível verificar que as DPs se estabilizam com o aumento do número de ciclos de carga quando cargas não muito elevadas são utilizadas, aproximando-se da curva A. A característica de irreversibilidade das deformações após a fase de carregamento é justificada pelas quebras de ligações e rearranjo de partículas no momento da aplicação das cargas (Norback, 2018), o que permite com que sejam criadas curvas assintóticas num gráfico de deformação permanente *versus* número de ciclos de carga, mas nunca curvas decrescentes.

Os valores de deformação permanente são obtidos por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, realizados pelo mesmo equipamento empregado para a obtenção do módulo de resiliência. Apesar da possibilidade de medição da parcela de deformação permanente durante um ensaio de MR, de acordo com a relação expressa na Equação (9) e comportamento descrito na Figura 11, é desejável que seja realizado um ensaio específico para a aferição da DP, tendo em vista que o número de ciclos necessários para se determinar o módulo de resiliência é muito inferior à determinação efetiva da deformação permanente e verificação do seu acomodamento em relação ao número de repetições. Em contrapartida, o MR pode ser medido com base num ensaio de DP, no entanto, somente para um único estado de tensões a cada corpo de prova (Lima, 2016).

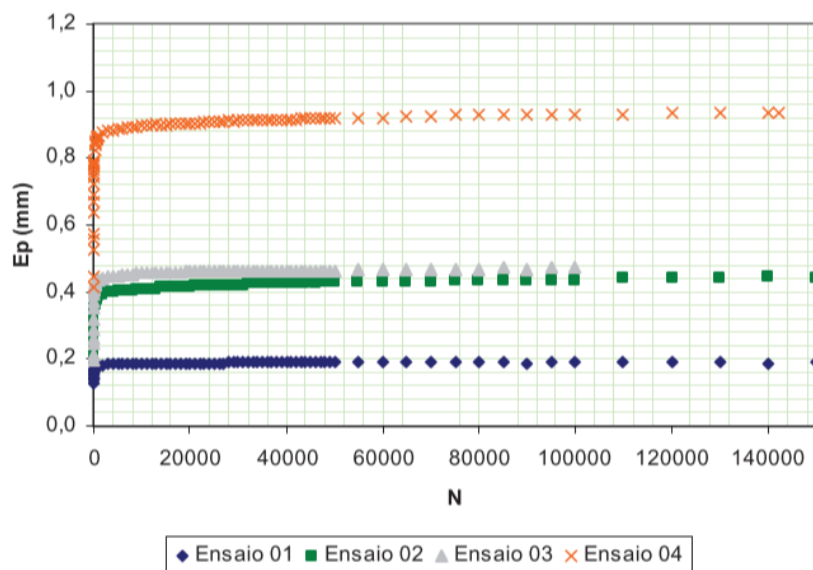
Após a montagem do CP na câmara do equipamento triaxial e dos ajustes dos LVDTs, é aplicado um singelo par de tensões escolhido a partir daqueles que compõem os ciclos do ensaio para determinação das deformações permanentes (Medina; Motta, 2015). A normativa número 179 do DNIT (2018b) indica que no ensaio de deformação permanente é imposto um grande número de ciclos de carga repetida para um estado de tensões em cada corpo de prova, destinando-se à determinação da deformação permanente de um material para este respectivo par e/ou para definição dos parâmetros do modelo de comportamento de DP, cujos dados são utilizados para o dimensionamento de pavimentos. O CP está sujeito a uma fase de condicionamento e outra do ensaio propriamente dito, com aplicação de 50 e 150.000 ciclos para cada par de tensões, respectivamente.

Guimarães (2009) forneceu contribuições para o desenvolvimento da norma do DNIT 179/2018-IE, tendo em vista a necessidade da submissão da amostra a um número maior de ciclos de repetição. O autor observou a existência de dois comportamentos distintos em relação à deformação permanente: deformação crescente até a ruptura do corpo de prova e taxa de acréscimo e DP progressivamente maior até que se atingisse um estado de equilíbrio. Deste modo, considerou que ensaios a dez mil ciclos, por exemplo, eram insuficientes para se determinar estes comportamentos, sendo desejável empregar valores superiores a 100 mil. Motta (1991), devido à indisponibilidade de um limite para o término do ensaio, adotava como critério de parada o momento em que o crescimento da deformação permanente aproximava-se a zero no decorrer do ensaio.

A Figura 17 demonstra a evolução da deformação permanente com o aumento do número de repetições para uma laterita do estado de Rondônia, um dos solos estudados por Guimarães (2009). Os diferentes ensaios são respectivos a alterações no estado de tensões. A DP desenvolvida durante cada ciclo é considerada pequena, no entanto, a deformação permanente acumulada no decorrer do ensaio costuma ser significativa. O autor concluiu que i) as curvas de DP mostraram-se sensíveis à umidade de compactação e ao nível de tensões aplicado; ii) uma maior σ_d levou a maiores deformações, tanto em solos granulares quanto finos; iii) o aumento da umidade causou o aumento da deformação permanente; iv) o aumento do número de ciclos impactou na diminuição da taxa de acréscimo da DP na maioria dos materiais ensaiados; v) a diminuição da σ_3 , de forma isolada, contribuiu para o aumento da DP

e vi) os corpos de prova enrijeceram-se após o ensaio, sendo percebido um acréscimo no valor de módulo de resiliência.

Figura 17 – Deformação permanente (ϵ_p) de uma laterita do estado de Rondônia com o aumento do número de ciclos (N).

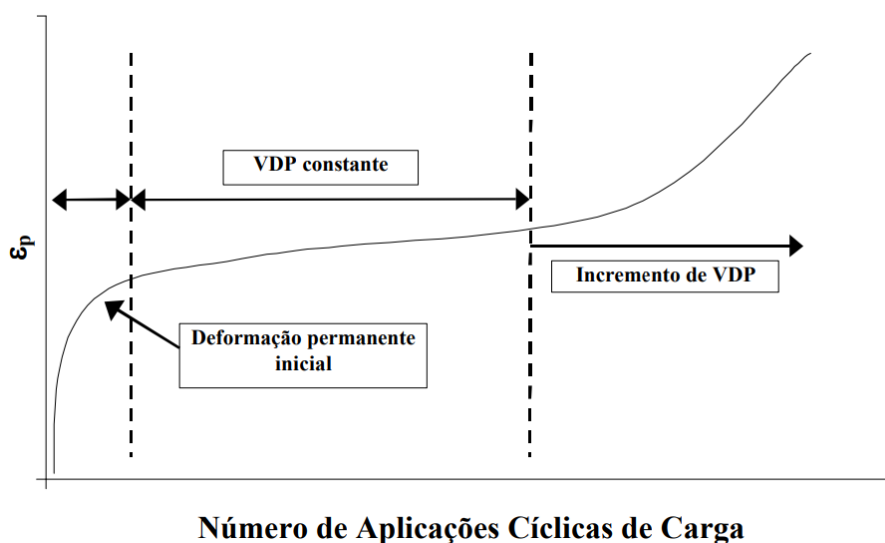


Fonte: Guimarães (2009, p. 163).

Por outro lado, Malysz (2004) expressa que a evolução típica dos resultados de deformações permanentes podem ser segmentados em três porções a partir de um gráfico de deformação *versus* número de aplicações cíclicas de carga, as quais ocorrem, sequencialmente: deformação permanente inicial, velocidade de deformações permanentes (VDP) constante, em que a taxa de aumento da DP não é alterada, e incremento de VDP, em que há um acréscimo acentuado da taxa de deformação permanente (Figura 18).

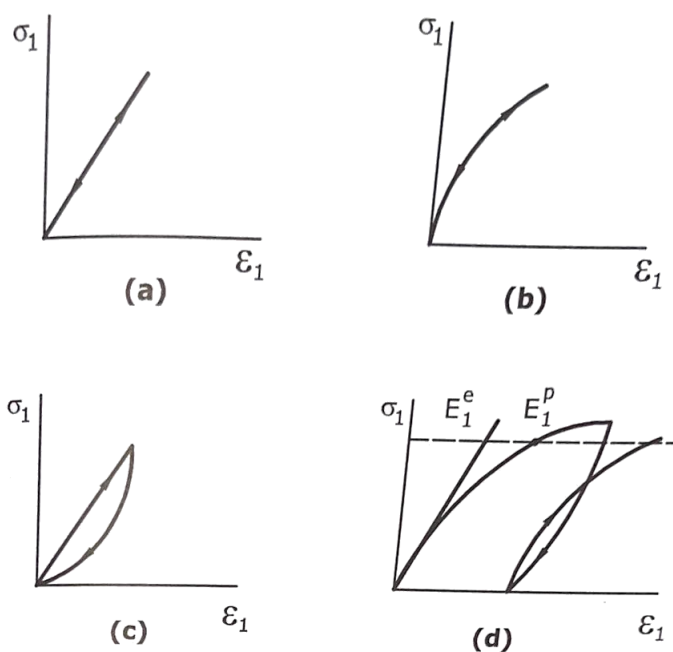
Caso a Lei de Hooke generalizada fosse válida, os valores de deformação em solos e britas poderiam ser facilmente obtidos. No entanto, o comportamento de tensão-deformação dos materiais de pavimentação pode assumir diferentes formatos, dentre eles elástico linear, elástico não linear com recuperação total, elástico não linear com histerese e elasto-plástico, os quais são esquematizados na Figura 19 (Medina; Motta, 2015).

Figura 18 – Comportamento típico das deformações permanentes com o aumento do número de ciclos.



Fonte: Malysz (2004, p. 74).

Figura 19 – Comportamentos de tensão-deformação dos solos, em que (a) elástico linear; (b) elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese e (d) elasto-plástico.

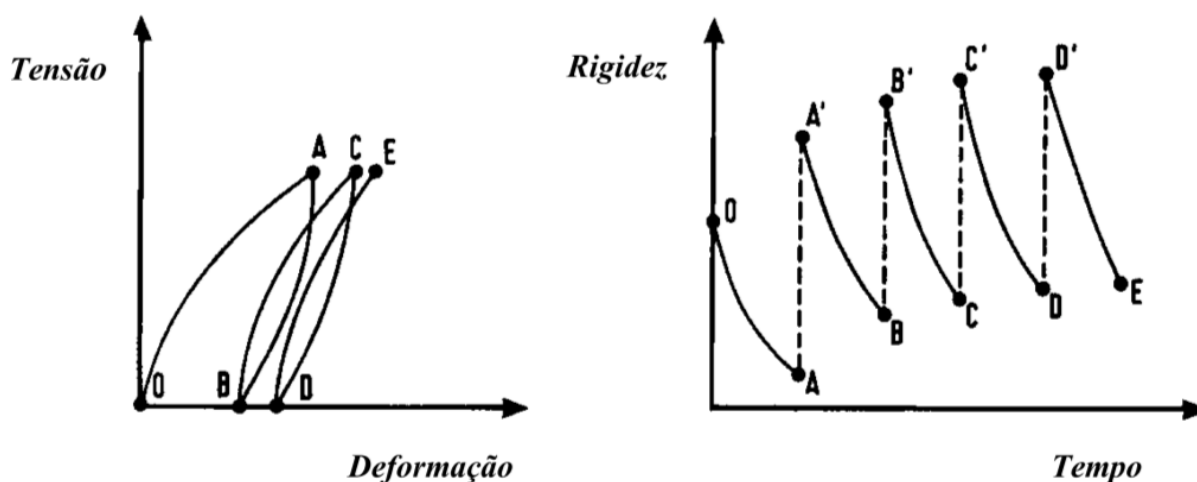


Fonte: Medina e Motta (2015, p. 195, *apud* Ortigão, 1993).

A não linearidade dos solos empregados em pavimentos requer a utilização de modelos de comportamento (Medina; Motta, 2015), os quais serão discutidos na

seção 2.4.2.. Os materiais de pavimentação possuem um comportamento elastoplástico ou ainda não linear com histerese, significando que a curva de retorno, quando ocorre a remoção das tensões, não regressa pelo mesmo caminho do carregamento. A forma do ciclo de histerese define os valores de deformações resilientes e permanentes de carga (Norback, 2018), e, com isso, tem-se que cada ciclo é acompanhado de uma deformação cisalhante parcialmente recuperável, em que a magnitude da deformação tende a estabilizar a partir de um certo número de repetições. Neste processo, nota-se também um aumento progressivo da rigidez, conforme mostrado na Figura 20 (Guimarães, 2001).

Figura 20 – Comportamento elástico não linear e o aumento da rigidez ao longo da aplicação dos ciclos de carga repetida.



Fonte: Guimarães (2001, p. 30, *apud* O'Reilly e Brown, 1991).

2.4.1. *Shakedown*

O *shakedown* refere-se a um estado do material em que as deformações permanentes de um corpo se tornam nulas a partir de um determinado número de aplicações de carga quando este está submetido a carregamentos repetidos. No momento em que um material entra em *shakedown*, ocorre o surgimento de tensões residuais que impedem o aparecimento de novas deformações plásticas, de modo que todas as deformações sofridas passam a ser estritamente elásticas. As tensões residuais são tensões que existem na própria estrutura, quando da ausência de carregamentos externos, e constituem um campo autoequilibrado de tensões. Deste

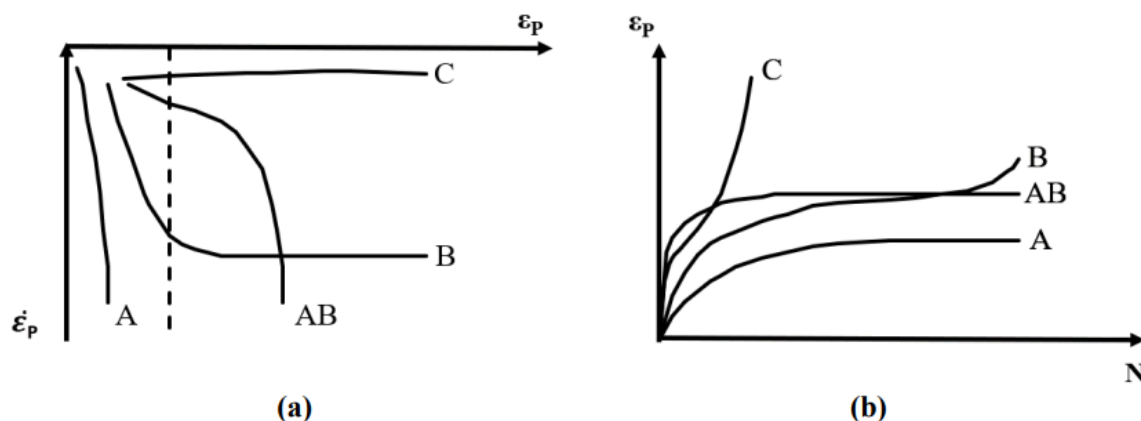
modo, a partir de um determinado número de repetições de carga, o pavimento não apresentará novos acréscimos de DP (Guimarães, 2009).

As tensões residuais, segundo Lima (2016), são essenciais para o surgimento do *shakedown* e atuam no corpo mesmo após o descarregamento elástico; quando um novo carregamento passa a agir sobre o material, estas tensões interagem com novas tensões induzidas, produzindo um conjunto de deformações permanentes distinto. As tensões residuais tendem a aumentar ao longo do tempo e reduzir o efeito da carga sobre a estrutura do pavimento em cada ciclo de carregamento, e se forem grandes o suficiente, podem impedir o material de ultrapassar o limite de elasticidade, indicando que o solo ou brita sofrerá apenas deformações elásticas (Guimarães, 2009).

O acomodamento das deformações plásticas é um termo análogo ao *shakedown* e indica que um determinado pavimento não sofrerá novos acréscimos de afundamento na trilha de roda (Oliveira, 2022), tendo em vista que as cargas repetidas correspondem ao tráfego de veículos. O estudo do *shakedown* no campo da pavimentação é de grande interesse à engenharia rodoviária e tem como principal finalidade o entendimento das deformações permanentes sofridas por um determinado material e se estas irão levar à ruptura da estrutura ou se tenderão a estabilizar com o tempo e com o número N (Guimarães, 2001).

Em razão de ser um estado proveniente das deformações permanentes, o estudo do *shakedown* também é feito em laboratório por meio de equipamentos triaxiais dinâmicos, tendo como objetivo encontrar o estado de tensões médio representativo em que determinado material possa ser utilizado sem que ocorram novos acréscimos de deformações (Lima, 2016). É possível classificar o comportamento plástico dos materiais utilizados na pavimentação em três tipos, de acordo com Lima *et al.* (2020): acomodamento plástico (nível A), *plastic creep* (nível B), colapso incremental (nível C) e outro nível AB, introduzido por Guimarães (2009), os quais são representados esquematicamente na Figura 21.

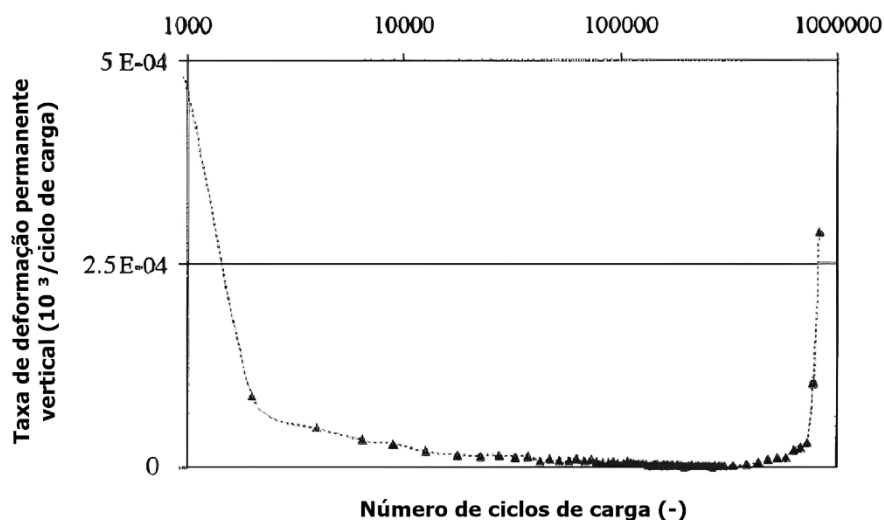
Figura 21 – Tipos de comportamento plástico dos materiais de pavimentação em termos (a) da taxa de acréscimo da DP ($\dot{\epsilon}_p$) versus evolução da DP (ϵ_p) e (b) do número de ciclos (N) versus evolução da DP (ϵ_p).



Fonte: Lima *et al.* (2020, p. 1612).

- Nível A: é chamado de acomodamento plástico e ocorre quando a resposta plástica do material decresce a partir da aplicação de um determinado número de repetições. As partículas do material se acomodam, as deformações permanentes cessam e o comportamento do material passa a ser predominantemente elástico. A taxa de acréscimo da DP por ciclo neste nível deve ser da ordem de 10^{-7} (* 0,001 m);
- Nível B: se tem um comportamento intermediário, não sendo possível afirmar que o material entrará em acomodamento plástico ou em colapso mesmo após uma quantidade elevada de ciclos. A taxa de acréscimo da deformação permanente é inicialmente elevada, no entanto, no decorrer da aplicação das cargas, tende a ser constante. Na Figura 22 tem-se um ensaio típico de um solo nível B, o qual apresentava uma taxa de acréscimo da DP constante até 700 mil repetições, momento em que as deformações plásticas sobem repentinamente;
- Nível C: a deformação permanente aumenta de forma abrupta com níveis elevados de tensão. A taxa de acréscimo da DP é alta e há um aumento da deformação permanente a cada ciclo de carga até que ocorra o colapso;
- Nível AB: apesar de haverem deformações permanentes inicialmente expressivas (semelhantes ao nível B), verifica-se uma acomodação plástica ao longo da aplicação de um grande número de ciclos (respectivos ao nível A), caracterizando o *shakedown* com descrições mistas aos níveis A e B.

Figura 22 – Comportamento plástico de um solo de nível B.



Fonte: Guimarães (2009, p. 70, *apud* Werkmeister *et al.*, 2004, tradução própria).

Num contexto mais amplo, Guimarães (2009) enuncia os comportamentos clássicos do *shakedown* aplicados a estruturas convencionais de engenharia, os quais são puramente elástico, *shakedown* elástico, *shakedown* plástico e colapso incremental. Não são conhecidos materiais puramente elásticos na pavimentação, pois mesmo os menores estados de tensões são suficientes para registrar alguma deformação permanente nos solos e britas, bem como materiais que apresentem *shakedown* plástico, uma vez que neste comportamento as deformações plásticas são neutralizadas no ciclo de carga posterior devido ao surgimento de deformações plásticas no sentido contrário. Sendo assim, na engenharia rodoviária aplicam-se os conceitos de *shakedown* elástico (níveis A, B e AB) e colapso incremental (C), ainda que as tensões necessitem ser maiores do que as de trabalho para que este último ocorra.

Um material ser classificado como de comportamento intermediário (ou nível B) significa que o material irá contribuir de forma contínua com o ATR do pavimento no decorrer da aplicação das cargas repetidas. Entretanto, a magnitude do escoamento plástico e sua relevância no dimensionamento de pavimentos só pode ser verificada pela obtenção de parâmetros de modelos de deformação permanente (Medina; Motta, 2015). O estudo do mecanismo do *shakedown* auxilia na escolha adequada de solos convencionais ou alternativos de acordo com critérios e métodos mecanístico-empíricos, tais como o MeDiNa, evitando, assim, a ocorrência do afundamento na trilha de roda acima dos valores admissíveis e

contribuindo na definição das espessuras das camadas do pavimento (Guimarães, 2009).

2.4.2. Modelos de previsão da deformação permanente

A definição de modelos que retratam o comportamento dos materiais em relação à deformação permanente é imprescindível para a consolidação de métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos no cenário da pavimentação mundial, assim como modelos que representam o módulo de resiliência. De acordo com Guimarães (2009), não existe um consenso a respeito da modelagem matemática mais adequada em relação à deformação permanente de solos. Observa-se que as formulações vem se tornando cada vez mais sofisticadas para expressar corretamente o comportamento destes materiais, entretanto, a perfeita modelagem não suscita, necessariamente, na sua implementação prática, tendo em vista a sua provável complexidade.

Lima (2016) indica que os modelos de comportamento possibilitam a previsão do desenvolvimento e a magnitude das deformações permanentes com base nos parâmetros obtidos através de ensaios triaxiais dinâmicos, que retratam de forma adequada as características existentes em campo. A autora ressalta que há um grande número de modelos deste gênero no âmbito mundial, porém, existem poucos estudos específicos para as bases e sub-bases com britas graduadas brasileiras, além da teoria do *shakedown* ser pouco difundida no país.

Guimarães (2009) apresentou os modelos mais conceituados que retratam o comportamento dos solos em termos da deformação permanente, estudando uma série de diferentes solos brasileiros a fim de desenvolver um modelo adequado para esse tipo de material. O objetivo de sua pesquisa era determinar um modelo que pudesse ser incorporado a um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos, partindo de três ideias principais: precisão da modelagem matemática dos resultados dos ensaios, viabilidade de implementação num método M-E e a fundamentação em solos tropicais. A seguir, são descritos os principais modelos de acordo com as observações e considerações de Guimarães (2001; 2009), Lima (2016) e Franco (2000).

Por conta de sua simplicidade, possibilidade de previsão tanto para solos argilosos quanto granulares e descrição da deformação permanente relativamente

boa, o modelo mais comumente empregado é proposto por Monismith, Ogawa e Freeme (1975), representado na Equação (10), que relaciona o número de repetições de carga com a deformação permanente.

$$\varepsilon_p = A * N^B \quad (10)$$

Em que:

ε_p : deformação específica plástica;

N : número de repetições de carga;

A e B : parâmetros experimentais.

Os parâmetros A e B são indicados por qualquer programa básico de estatística a partir de dados experimentais e determinam a previsão da deformação permanente; portanto, devem ser estudados os fatores que influenciam nestes valores para que se tenha a maior precisão possível na estimativa de DP, como energia e umidade de compactação, frequência de carregamento, estado de tensão e dimensões do CP. O valor de A mostrou ser dependente das condições do ensaio e do tipo de material, enquanto B aparenta ser dependente apenas das características de cada solo (Guimarães, 2001, p. 12, *apud* Bayomi; Al-Sanad, 1993).

Os parâmetros experimentais podem ser obtidos na literatura, por comparação, ou a partir dos dados de ensaios triaxiais, sendo um método vantajoso por permitir novas contribuições. Em geral, o número de ciclos empregado deve ser menor do que 100.000 repetições para manter a fidelidade da representação, o que é avaliado como insuficiente para a análise de ocorrência de *shakedown*. Além disso, não há consideração acerca do estado de tensões como variável independente, o que gera uma falta de acurácia ao modelo. Por conta disso, Guimarães (2009) aconselha o seu descarte e substituição.

O modelo de Uzan (1982) é baseado na formulação proposta por Monismith, Ogawa e Freeme (1975), sendo expresso pela Equação (11), a qual é uma diferenciação da formulação original por relacionar a deformação permanente à deformação resiliente através de variáveis secundárias a partir dos parâmetros experimentais.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu * N^{-\alpha} \quad (11)$$

Na qual:

$\varepsilon_p(N)$: deformação permanente total para o ciclo N ;

ε_r : deformação resiliente;

N : número de repetições de carga;

α : definido como $1 - B$;

μ : definido como $\frac{A*B}{\varepsilon_r}$;

A e B : parâmetros experimentais.

Assim como no modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), o modelo de Uzan (1982) também permite a utilização de novos dados, sejam eles provenientes da literatura ou advindos de ensaios triaxiais dinâmicos. Hipoteticamente, a deformação elástica deve ser constante ao longo do ensaio de deformação permanente de modo a se obter um valor de μ igualmente constante, no entanto, Guimarães (2001) indica que essa variação é significativa ao longo do ensaio, o que torna este modelo bastante limitado.

Outro modelo indicado é o de Tseng e Lytton (1989), mostrado na Equação (12), o qual foi desenvolvido a partir da aplicação de regressão múltipla com base em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas.

$$\delta_a(N) = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} * e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} * \varepsilon_v * h \quad (12)$$

Em que:

$\delta_a(N)$: deformação permanente da camada;

N : número de repetições de carga;

ε_0 , ρ e β : propriedades dos materiais;

ε_r : deformação específica resiliente;

ε_v : deformação específica vertical média resiliente;

h : espessura da camada.

Os parâmetros ρ e β , bem como a relação $\varepsilon_0/\varepsilon_r$, são provenientes dos próprios dados gerados pelos ensaios de deformação permanente, cuja estimativa é feita a partir das Equações (13) a (15) para o subleito e, para a base e sub-base, nas Equações (16) a (18):

$$\log(\rho) = 11,009 + 0,000681 * W_c^2 * \sigma_d - 0,40260 * \sigma_d + 0,0000545 * W_c^2 * \sigma_\theta \quad (13)$$

$$R^2 = 0,81$$

$$\log(\beta) = -0,9730 - 0,0000278 * W_c^2 * \sigma_d + 0,017165 * \sigma_d - 0,0000338 * W_c^2 * \sigma_\theta \quad (14)$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = -1,69867 + 0,09121 * W_c - 0,11921 * \sigma_d + 0,91219 * \log(E_r) \quad (15)$$

$$R^2 = 0,86$$

$$\log(\rho) = -1,78667 + 1,45062 * W_c + 0,0003784 * \sigma_\theta^2 - 0,002074 * W_c^2 * \sigma_\theta - 0,0000105 * E_r \quad (16)$$

$$R^2 = 0,66$$

$$\log(\beta) = -0,9190 + 0,03105 * W_c + 0,001806 * \sigma_\theta - 0,0000015 * E_r \quad (17)$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = 0,80978 - 0,06626 * W_c - 0,003077 * \sigma_\theta + 0,000003 * E_r \quad (18)$$

$$R^2 = 0,60$$

Onde:

W_c : umidade do material (%);

σ_θ : invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ou $\sigma_d + 3\sigma_3$) (lb/pol^2);

σ_d : tensão desvio (lb/pol^2);

E_r : módulo resiliente da camada (lb/pol^2).

As equações destes autores são relativamente precisas e englobam uma série de variáveis fundamentais, a exemplo da umidade de compactação. No entanto, o modelo de Tseng e Lytton (1989) não permite a adição de novas contribuições, tendo em vista que foi desenvolvido a partir de um banco de dados já estabelecido, o que impede ou dificulta a inclusão de materiais distintos ou solos tropicais. Por conseguinte, o dimensionamento de pavimentos no Brasil é comprometido; ademais, Guimarães (2009) especifica que ocorreu majoração da previsão de deformação permanente em solos lateríticos com a utilização desse modelo de comportamento; em compensação, tem-se um instrumento de comparação de resultados relativamente confiável. O modelo de Tseng e Lytton (1989) é utilizado no *software* MEPDG para calcular a susceptibilidade à deformação permanente de cada camada, o qual é

ajustado de acordo com os estudos de sensibilidade para evitar tendências errôneas (Lima, 2016).

Cita-se também o modelo proposto por Barksdale (1972) para solos granulares, correspondente à Equação (19), desenvolvido a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas com número de ciclos superior a 100.000. O autor concluiu que a deformação permanente axial acumulada é proporcional ao logaritmo do número de ciclos.

$$\varepsilon_{1,p} = a + b * \log(N) \quad (19)$$

Em que:

$\varepsilon_{1,p}$: deformação permanente axial acumulada;

N : número de repetições de carga;

a e b : parâmetros experimentais.

Sweere (1990) avaliou a deformação permanente em solos granulares submetidos a um número de repetições superior a 1.000.000 de ciclos e sugeriu uma abordagem do tipo log-log para esse tipo de ensaio empregando a Equação (20), a qual pode ser reescrita em termos da deformação permanente conforme a Equação (21). As críticas em relação ao modelo de Barksdale (1972) e Sweere provém, equitativamente, da falta de representação da dependência do estado de tensões.

$$\log_{10}(\varepsilon_{1,p}) = a + b * \log_{10}(N) \quad (20)$$

$$\varepsilon_{1,p} = 10^a * N^b \quad (21)$$

Na qual:

$\varepsilon_{1,p}$: deformação permanente axial acumulada;

N : número de repetições de carga;

a e b : parâmetros experimentais.

Ainda na linha de ensaios de materiais empregando um número elevado de repetições, Wolff e Visser (1994) propuseram uma variação dos modelos anteriores a partir dos resultados de um simulador do tipo *Heavy Vehicle Simulator* (HVS), resultando no modelo representado na Equação (22).

$$\varepsilon_{1,p} = (m * N + a) * (1 - e^{-bN}) \quad (22)$$

Onde:

$\varepsilon_{1,p}$: deformação permanente axial acumulada;

N : número de repetições de carga;

a, b e m : parâmetros experimentais.

Com isso, Wolff e Visser (1994) estabeleceram que o comportamento da deformação permanente pode ser dividido em duas fases, uma até 1,2 milhão de ciclos de carregamento e outra para valores de número de repetições maiores. Na primeira fase, observou-se um rápido desenvolvimento de deformações permanentes com uma diminuição gradativa da taxa de acréscimo. Na segunda fase, notou-se que a deformação permanente era ínfima e a taxa de acréscimo constante.

O grande número de equações listadas e abordagens distintas para buscar prever ou estabelecer o comportamento de deformação permanente dos materiais utilizados na pavimentação evidencia, nitidamente, a dificuldade em instituir um modelo de referência. Sabendo disso e da falta de precisão referente aos solos tropicais na maioria destes modelos, Guimarães (2009), como parte de suas contribuições no âmbito da deformação permanente, determinou um modelo que prevê adequadamente o comportamento dos solos encontrados no Brasil com a incorporação do estado de tensões, o qual é formulado na Equação (23). Este resultado é atualmente utilizado no método mecanístico-empírico brasileiro MeDiNa para estabelecer o ATR da estrutura do pavimento dimensionado.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 * \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} * \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} * N^{\psi_4} \quad (23)$$

Em que:

$\varepsilon_p(\%)$: deformação permanente específica;

N : número de ciclos de aplicação de carga;

σ_3 : tensão principal menor;

σ_d : tensão desvio;

ρ_0 : tensão de referência (tensão atmosférica);

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 : parâmetros de regressão.

O modelo proposto demonstrou boa acurácia para a previsão da deformação permanente para materiais granulares e finos submetidos à ação de cargas repetidas, seja devido aos elevados coeficientes de correlação quanto pela análise dos demais fatores, tal como a verificação da condição de normalidade dos desvios. A previsão da contribuição dos materiais pesquisados no ATR mostrou-se adequada para solos de uma ampla faixa de origem e características adotando-se umidade de compactação em torno da umidade ótima. O modelo descreveu o comportamento em relação às DPs de forma satisfatória mesmo com poucos ensaios realizados, embora o número mínimo recomendado seja de seis e os valores das tensões sejam bem espaçados entre si para melhor caracterizar as ações sofridas pelo pavimento no campo (Guimarães, 2009).

2.5. ESTUDOS PREGRESSOS DAS ADFS EM TERMOS DO MR E DP

A partir da pesquisa bibliográfica a respeito do comportamento das areias descartadas de fundição em relação ao módulo de resiliência, nota-se que a maior parte dos estudos é orientada para a avaliação destes parâmetros quando a ADF é voltada a finalidades distintas, como na incorporação a outros materiais, tais como solos, cal e misturas asfálticas. Alguns dos trabalhos publicados neste âmbito são de Klinsky e Fabbri (2009), Klinsky (2013), Siroma (2018), Morais (2019) e Zhang *et al.* (2021). Em geral, observou-se uma queda dos valores de MR de acordo com a proporção de ADF utilizada, entretanto, os resultados obtidos indicam valores acima dos limites necessários, o que designa o não comprometimento funcional do pavimento. As pesquisas que analisaram a deformação permanente são escassas tanto nos materiais com a incorporação da ADF quanto para ADF pura, o que motiva a elaboração deste trabalho.

Em Klinsky e Fabbri (2019), a ADF foi misturada a solos lateríticos argilosos para a construção de material de base e sub-base. Para a previsão de comportamento em relação ao módulo de resiliência, utilizou-se o modelo de Macêdo (1996), resultando em valores de MR que variaram, em média, de 103 a 400 MPa, a depender do teor de areia descartada de fundição incorporada. Os parâmetros de ajuste experimentais K_1 , K_2 e K_3 apresentaram grande variação, no entanto, obtiveram-se coeficientes de determinação superiores a 0,90 na maioria das amostras. Em outro estudo, Klinsky (2013) avaliou o MR de misturas de solos argilosos lateríticos com

ADFs para o último par de tensões do ensaio triaxial, obtendo-se valores de módulo de resiliência que variaram entre 150 a 2000 MPa, apresentando menores valores para as amostras com maiores percentuais de ADF, e R^2 superiores a 0,90, novamente com o modelo de Macêdo (1996).

Morais (2019), por sua vez, utilizou o modelo de Hicks (1970) para avaliar o comportamento resiliente das ADFs misturadas a diferentes teores entre 2 a 38% em substituição parcial aos agregados graúdos, obtendo valores de K_1 e K_2 entre 1215,4 a 2308,2 e 0,604 a 0,800, respectivamente, e R^2 médios de 0,950, com módulos de resiliência variando entre 90 MPa a 700 MPa a depender da porcentagem de ADF e da tensão confinante aplicada.

Zhang *et al.* (2021), ainda em relação a ADFs incorporadas a outros materiais, neste caso ADFs estabilizadas com agregados britados, verificou que o módulo de resiliência apresentou crescimento com o aumento da tensão confinante, assim como também averiguou Moraes (2019) e, em menor escala, com o aumento da tensão desvio, o que também é válido para os demais materiais granulares não ligados. Através do método do NCHRP (2003), verificou-se um R^2 de 0,719, o que é considerada uma baixa correspondência entre os dados experimentais e o comportamento previsto pelo modelo, com MRs medidos de 160 a 640 MPa. A escolha por este modelo foi justificada pelos autores devido à consideração da tensão octaédrica, a qual não é significativa para os demais modelos.

Com base no estudo do MR para areias descartadas de fundição puras, Javed (1994) verificou a previsão do comportamento resiliente de várias amostras com base no modelo de Biarez (1962) para invariante de tensões de 34,5 a 103,5 kPa, resultando em valores de módulo de 110 a 280 MPa, com R^2 variando entre 0,78 a 0,94 a depender do teor de umidade, peso específico aparente seco máximo e tipo de compactação; os parâmetros experimentais variaram de 3718,1 a 9481,3 e 0,413 a 0,670 para K_1 e K_2 , respectivamente.

Por fim, cita-se os estudos de Kleven, Edil e Benson (2000) que avaliaram o comportamento das areias descartadas de fundição puras em termos do módulo de resiliência e deformação permanente. Para a avaliação do MR foi empregado o modelo de Biarez (1962), resultando em R^2 superiores a 0,95 na grande maioria das amostras avaliadas na umidade ótima, com parâmetros de regressão de 7040 a 11100 para K_1 e 0,438 a 0,546 para K_2 . O módulo de resiliência para tensões desvio de 140

kPa variaram entre 98 a 113 MPa, o que representa uma resposta típica em termos de MR para materiais granulares.

No caso das deformações permanentes, estas foram avaliadas de acordo com a carga final obtida nos ensaios de módulo de resiliência, equivalentes a 690 kPa. A DP foi avaliada de acordo com o modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), obtendo-se coeficientes de determinação superiores a 0,93. Os valores de deformação permanente obtidos foram de 0,0068 a 0,011 para este nível de tensão a um ciclo de cargas igual a dez milhões de repetições. De acordo com os autores, estes valores são inferiores aos encontrados para materiais convencionais de bases de pavimentos (Kleven; Edil; Benson, 2000).

2.6. PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS PARA A OBTENÇÃO DE MR E DP

A obtenção de MR e DP é dada por ensaios triaxiais dinâmicos, cuja forma de realização é indicada, respectivamente, pelas normas 134 e 179 do DNIT (2018a, 2018b) de autoria do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Apesar do enfoque desta pesquisa não ser de evidenciar os dados brutos obtidos através destes ensaios, conforme será especificado na seção 3.2., o modo com que os parâmetros de MR e DP são determinados é considerado relevante para a melhor compreensão do tema.

Inicialmente é feita a preparação da amostra, que consiste na retirada de grandes partículas e de possíveis contaminações através da passagem pela peneira número 4 (4,8 mm), secagem em estufa a 60°C e destorroamento com pilão e almofariz. Na sequência, após a determinação dos pares de densidade aparente seca máxima ($\gamma_{d,máx}$) e umidade ótima (w_{ot}) em curvas de compactação para cada uma das energias identificadas pela NBR 7182 da ABNT (2016), é feita a montagem dos CPs através da compactação da amostra em molde cilíndrico tripartido de acordo com as especificações da Tabela 1.

No âmbito dos materiais passantes na peneira 4, as etapas necessárias para a preparação, moldagem e compactação dos corpos de prova para a determinação do módulo de resiliência e deformação permanente são similares, existindo distinções apenas em relação aos pares de tensões cujos CPs são submetidos.

Tabela 1 – Parâmetros utilizados para a aplicação de diferentes energias de compactação.

Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Volume (cm ³)	Energia (kgf.cm/cm ³)	Número de camadas	Altura de queda (cm)	Peso do soquete (kgf)	Número de golpes por camada
10	20	1570,8	Normal 6	10	30,5	2,5	12
					45,7	4,53	5
					30,5	4,53	7
					45,7	2,5	8
			Intermediária 13	10	30,5	2,5	27
					45,7	4,53	10
					30,5	4,53	15
					45,7	2,5	18
			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: DNIT (2018a, p. 12).

2.6.1. Pares de tensões em ensaios de MR

Os corpos de prova devem ser alocados na câmara do equipamento de carga triaxial e submetidos a três pares de tensões distintos na fase de condicionamento (Tabela 2) e 18 pares na fase de determinação do MR propriamente dito (Tabela 3) a uma frequência de um Hz (pulso de carga de 0,1 segundo e tempo de repouso de 0,9 segundo) com 500 repetições. Para o ensaio nas três energias de compactação (normal, intermediária e modificada), são necessários três CPs; no entanto, no caso de materiais obtidos de uma jazida única, a normativa do DNIT (2018a) recomenda a realização do ensaio em triplicata, totalizando nove corpos de prova.

Tabela 2 – Pares de tensões na fase de condicionamento do ensaio triaxial.

Tensão confinante (σ_3) (MPa)	Tensão desvio (σ_d) (MPa)	Razão de tensões (σ_1/σ_3)
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4

Fonte: DNIT (2018a, p. 6).

Para todas as combinações, são aplicados ao menos dez ciclos de carga com a aquisição de dados em pelo menos cinco deles a fim de se garantir a consistência das leituras, não havendo diferenças superiores a 5% entre elas, calculando-se o módulo de resiliência pela média destes valores. Depois do número total de ciclos de

carga repetida ter sido aplicado, a membrana que envolve o corpo de prova é removida e o CP é levado à estufa por 48 horas numa temperatura constante de 110°C para determinação da sua umidade através de sua pesagem, de acordo com a norma 213 do DNER (1994).

Tabela 3 – Pares de tensões na fase de determinação do módulo de resiliência no ensaio triaxial.

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

Fonte: DNIT (2018a, p. 7).

A determinação dos valores finais do MR é feita através da Equação (1) com base nos valores de tensão desvio, deslocamento resiliente e altura de referência, os quais são calculados e fornecidos pelo sistema de aquisição de dados do equipamento triaxial.

2.6.2. Pares de tensões em ensaios de DP

Bem como os ensaios triaxiais visando a obtenção do módulo de resiliência, os ensaios de DP também exigem uma fase de condicionamento prévia, a qual destina-se a eliminar as deformações permanentes excessivas que ocorrem nas primeiras aplicações de carga, com $\sigma_3 = \sigma_d = 30 \text{ kPa}$ e razão de tensões $\sigma_1/\sigma_3 = 2$.

A fase de determinação da DP propriamente dita inicia-se na sequência com a imposição de nove pares de tensões distintas, conforme a Tabela 4. Cada corpo de prova é submetido a um diferente estado de tensão, o que significa que são necessários nove CPs por energia de compactação, totalizando 27 corpos de prova para a realização do ensaio nas energias normal, intermediária e modificada.

Tabela 4 – Pares de tensões na fase de determinação da deformação permanente no ensaio triaxial.

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
	40	2
40	80	3
	120	4
80	80	2
	160	3
	240	4
120	120	2
	240	3
	360	4

Fonte: DNIT (2018b, p. 7).

A tensão confinante é mantida constante para três diferentes razões de tensões, adotando-se um número total de repetições de ciclos de carga de 150.000, os quais são aplicados a uma frequência recomendada de 2 Hz (0,1 segundo de pulso e 0,4 segundo de intervalo de repouso). Como resultado, tem-se os deslocamentos plásticos acumulados, os quais são comparados com a altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT) pela desconsideração do deslocamento plástico acumulado do número de ciclo anterior. Através da Equação (24), calculam-se as deformações específicas plásticas acumuladas para cada ciclo.

$$\varepsilon_p(\%) = \frac{\delta_p}{H_o} \quad (24)$$

Em que:

$\varepsilon_p(\%)$: deformação específica plástica acumulada;

δ_p : deslocamento plástico acumulado;

H_o : altura de referência do LVDT.

3. METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho fundamenta-se na necessidade do estabelecimento do melhor modelo de caracterização de comportamento de uma areia descartada de fundição (ADF), em termos do módulo de resiliência e deformação permanente, para viabilizar e qualificar a sua utilização em obras de infraestrutura, especialmente em pavimentação de vias, permitindo a atenuação do descarte deste subproduto da indústria metalúrgica em aterros sanitários. Para tanto, serão descritos os parâmetros relativos à ADF estudada, as condições dos ensaios que geraram os dados analisados, além dos modelos de previsão de comportamento escolhidos para caracterização da ADF com base naqueles mais reconhecidos pela literatura apresentados anteriormente.

3.1. MATERIAIS

O material utilizado para o estabelecimento dos parâmetros necessários para caracterizá-lo em termos do módulo de resiliência e deformação permanente é uma areia descartada de fundição, cujos parâmetros são muito similares àqueles descritos no estudo conduzido por Heidemann *et al.* (2021), a qual foi fornecida pela Schulz SA, uma indústria metalúrgica situada na cidade de Joinville/SC para utilização em pesquisas da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). A ADF disponibilizada não recebeu nenhum tratamento prévio, sendo utilizada da maneira com que rotineiramente é descartada.

Conforme o reporte de Heidemann *et al.* (2021), o material possui uma coloração escura, textura arenosa e partículas finas aderidas aos grãos, com umidade natural de aproximadamente 2%. Em termos percentuais, a amostra é composta de areia natural (90%), bentonita sódica (7%) e pó de carvão (3%), de acordo com relatório interno da empresa, cujos parâmetros estão dentro dos limites típicos especificadas por Fox e Mast (1998).

Os resultados a respeito dos testes de solubilização e lixiviação permitem a classificação da ADF em relação à NBR 10004 da ABNT (2004). Apesar da areia descartada de fundição em questão não poder ser considerada como de classe II-B (não perigosa e inerte) em razão da concentração em solubilização de alguns

elementos ser maior do que o permitido pela ABNT (2004), estes valores são baixos o suficiente para que a ADF seja caracterizada como não perigosa e não inerte (classe II-A), o que possibilita a sua utilização em obras de infraestrutura de acordo com o decreto estadual 1764 de 2018 de Santa Catarina. Além disso, em relação aos testes de lixiviação, todos os elementos possuem concentração inferior à máxima permitida e a ADF não apresenta características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade. O pH da ADF é de 7,0, adotando-se uma proporção de uma unidade de areia para uma unidade de água.

A fim de melhor caracterizar o material trabalhado ao longo desta pesquisa, nos Quadros 1, 2 e 3 são especificados, respectivamente, a composição química da ADF, as suas características físicas intrínsecas e suas particularidades em relação a ensaios de determinação da curva de compactação, CBR, resistência à compressão não confinada, cisalhamento direto, entre outros.

Quadro 1 – Composição química da ADF.

Substância	Porcentagem	Observações
Dióxido de silício	91%	Adição de bentonita e pó de carvão
Óxidos de alumínio, magnésio, sódio, potássio e cálcio e dióxido de titânio	4,2%	Adição de bentonita e pó de carvão
Perdas na combustão	3,4%	Consumo de água e carbono
Óxido de ferro	1%	Sobras do processo de fundição
Outros	0,4%	-
Total	100%	-

Fonte: Heidemann *et al.*, (2021, p. 4).

Quadro 2 – Características físicas da ADF.

Característica	Valor
Densidade relativa	2,61
Plasticidade	Não plástica
Percentual de finos	12%
Índice de vazios máximo	0,85
Índice de vazios mínimo	0,56
Formato dos grãos	Subangular a subarredondado

Fonte: Adaptado de Heidemann *et al.*, (2021, p. 5).

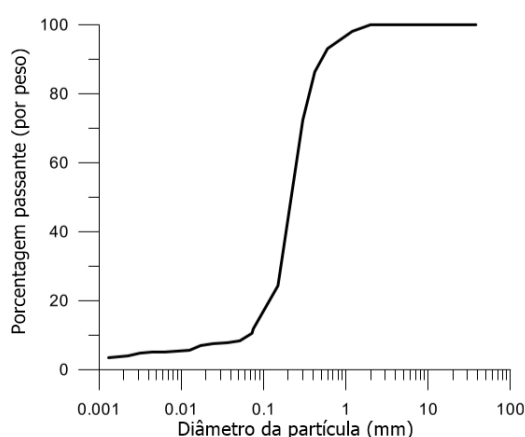
Quadro 3 – Características físicas com base em ensaios da ADF em função da energia de compactação.

Característica	Energia de compactação		
	Normal	Intermediária	Modificada
Densidade aparente seca máxima	18,3 kN/m ³	18,7 kN/m ³	19,1 kN/m ³
Umidade ótima	11,3%	10,2%	9,0%
CBR	12	26	51,2
Expansão	0,10%	0,11%	0,12%
Resistência à compressão não confinada (w_{ot})	47,03 kPa	59,12 kPa	97,18 kPa
Resistência à compressão não confinada, seca ao ar ($w < 2\%$)	2550 kPa	2895 kPa	3356 kPa
Ângulo de atrito	32,5°	37,0°	39,2°
Intercepto coesivo	18 kPa	18,3 kPa	31,0 kPa

Fonte: Adaptado de Heidemann *et al.*, (2021, p. 5-8).

Em relação à granulometria da areia descartada de fundição, a totalidade do material é passante na peneira 10 de 2,0 mm (Figura 23), com um baixo teor de finos, o que é característico de solos arenosos convencionais. O índice de vazios mínimo apresentado possui confiabilidade reduzida em função da quantidade de finos presente na amostra. No que se refere às curvas de compactação, a ADF demonstrou o comportamento típico de aumento da densidade aparente seca máxima e diminuição da umidade ótima com a utilização de energias de compactação maiores.

Figura 23 – Curva granulométrica da areia descartada de fundição.



Fonte: Heidemann (2022, p. 5).

Relativamente aos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, a ADF apresentou intercepto coesivo; no entanto, por se tratar de um material granular, surge uma falsa coesão que é dada em função do ajuste matemático ao aproximar a

envoltória de resistência à uma reta. Em relação à curva de sucção, a areia descartada de fundição apresentou valores de sucção maiores do que 50.000 kPa para umidades inferiores a 5%, enquanto tendeu a zero com a saturação do material, conforme é o esperado, apesar da ADF parecer mais sensível à variação do grau de saturação (Heidemann *et al.*, 2021).

3.2. MÉTODOS

Para melhor estruturação do trabalho, a abordagem em relação aos métodos empregados ao longo de seu desenvolvimento será subdividida em duas perspectivas, as quais são: i) ensaios, em que serão brevemente descritas as características destes, os quais deram origem aos dados que foram analisados e ii) modelos de comportamento, na qual serão indicadas as equações, formulações e abordagens escolhidas para a posterior verificação da adequação dos dados obtidos nos ensaios aos modelos existentes.

3.2.1. Condições dos ensaios de MR e DP

Os ensaios triaxiais dinâmicos para a obtenção dos parâmetros de módulo de resiliência e deformação permanente foram conduzidos ao longo de 2023 no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFSC por uma equipe constituinte de um projeto de pesquisa que visa a determinação do comportamento mecânico de uma areia descartada de fundição. O comportamento plástico e resiliente deste material foi avaliado, portanto, através dos dados gerados e cedidos por esse grupo de trabalho.

Em relação aos ensaios de módulo de resiliência, foram seguidas todas as prerrogativas e diretrizes apresentadas pela norma 134 do DNIT (2018a), sendo utilizada uma frequência de carregamento de um Hz (60 ciclos por minuto) nas fases de condicionamento e determinação do MR. Foram confeccionados um total de nove corpos de prova, sendo três para cada uma das energias de compactação normal, intermediária e modificada. A realização do ensaio em triplicata foi feita em função da amostra ter sido retirada de uma única jazida, conforme preconiza a normativa do DNIT, sendo que todos foram condicionados no estado drenado.

Após a realização dos ensaios, os valores foram extraídos do *software* de aquisição de dados do equipamento e transferidos para um editor de dados, os quais

foram disponibilizados para o autor deste trabalho para a verificação e análise dos resultados. Cada CP foi submetido a 18 pares de tensões distintos, totalizando, por conseguinte, 162 linhas de dados.

No tocante aos ensaios de deformação permanente, todos os procedimentos descritos pela normativa 179 do DNIT (2018b) foram seguidos rigorosamente para a obtenção deste parâmetro, os quais são similares ao aplicados ao módulo de resiliência, com distinções acerca dos pares de tensões e número total de aplicações de ciclos de carga. As fases de condicionamento e de obtenção da DP foram realizadas a uma frequência de 2 Hz (120 ciclos por minuto, com pulso de 0,1 segundo e intervalo de repouso de 0,4 segundo), com um total de 150.000 ciclos de repetição.

Assim como nos ensaios de MR, foram providenciadas as planilhas de dados geradas a partir do *software* de aquisição de dados do equipamento para que o autor desta pesquisa pudesse realizar suas análises. Cada corpo de prova foi submetido a somente um par de tensões por energia de compactação. Tendo em vista que cada EC contempla nove estados de tensões distintos e os ensaios foram feitos nas energias normal, intermediária e modificada, foi necessária a moldagem de um total de 27 corpos de prova, os quais geraram 2.403 linhas de dados, com a aferição de DP e outros parâmetros para 89 números de ciclos distintos, conforme preconiza a norma do DNIT (2018b).

3.2.2. Modelos selecionados

A partir dos modelos indicados na revisão bibliográfica, foram selecionados alguns deles para que o ajuste entre os dados experimentais e o comportamento esperado em termos do módulo de resiliência e deformação permanente fosse avaliado, os quais estão indicados, respectivamente, nos Quadros 4 e 5, buscando-se aquele que melhor caracteriza o comportamento da ADF em termos destes dois importantes parâmetros para o dimensionamento de pavimentos. A base do critério para a verificação do ajustamento dos dados fornecidos pelo equipamento triaxial dinâmico aos modelos definidos foi dada de acordo com o coeficiente de determinação (R^2) calculado por um *software* estatístico.

Quadro 4 – Modelos de previsão de comportamento resiliente analisados.

Autor	Equação	Número	Observações
Hicks (1970)	$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2}$	(2)	Modelo k- σ_3 para solos areno-argilosos
Biarez (1962)	$MR = K_1 * \theta^{K_2}$	(3)	Modelo k- θ para solos arenosos
Svenson (1980)	$MR = K_1 * \sigma_d^{K_2}$	(4)	Modelo k- σ_d para solos areno-argilosos
Macêdo (1996)	$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} * \sigma_d^{K_3}$	(5)	Modelo combinado de σ_3 e σ_d para solos granulares
Uzan (1985)	$MR = K_1 * \theta^{K_2} * \sigma_d^{K_3}$	(6)	Modelo combinado de σ_d e θ para solos granulares
NCHRP (2003)	$MR = K_1 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{K_2} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{K_3}$	(8)	Modelo combinado de θ e τ_{oct} para solos granulares

Fonte: Elaboração própria.

Quadro 5 – Modelos de previsão de deformação permanente analisados.

Autor	Equação	Número	Observações
Monismith, Ogawa e Freeme (1975)	$\varepsilon_p = A * N^B$	(10)	Modelo para solos argilosos e granulares
Barksdale (1972)	$\varepsilon_{1,p} = a + b * \log(N)$	(19)	Modelo para solos granulares submetidos a mais de 100 mil repetições
Sweere (1990)	$\varepsilon_{1,p} = 10^a * N^b$	(21)	Modelo para solos granulares submetidos a mais de um milhão de repetições
Guimarães (2009)	$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 * \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} * \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} * N^{\psi_4}$	(23)	Modelo para solos tropicais brasileiros

Fonte: Elaboração própria.

No caso do módulo de resiliência, a escolha dos modelos de Hicks (1970), Biarez (1962), Svenson (1980), Macêdo (1996), Uzan (1985) e NCHRP (2003) deu-se devido às diferentes abordagens utilizadas por cada um dos autores para solos granulares. Deste modo, espera-se verificar qual dos parâmetros (tensão confinante, tensão desvio, soma de tensões, tensão octaédrica ou combinação destes) exerce maior influência sobre o comportamento de uma areia descartada de fundição em relação ao módulo de resiliência e, conseqüentemente, determinar o modelo que melhor se ajusta aos dados experimentais.

O modelo empregado no *software* MeDiNa não foi utilizado, tendo em vista que o programa de dimensionamento brasileiro implementa uma equação generalista que resulta nas demais formulações descritas a depender das variáveis de interesse; deste modo, ao avaliar os modelos isoladamente, já se tem a resposta prevista pelo MeDiNa.

Já para a análise de previsão da deformação permanente, optou-se pelos modelos de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972), Sweere (1990) e Guimarães (2009) devido ao enfoque dado a cada um deles em relação ao número de ciclos, no caso dos três primeiros, e a solos lateríticos e incorporação das tensões desvio e confinante, relativamente ao último. Com isso, espera-se determinar qual é o modelo que melhor se ajusta aos dados experimentais para auxiliar na caracterização da areia descartada de fundição visando a sua aplicação em pavimentos.

Tendo em vista que a formulação de Uzan (1982) foi montada com base nos estudos de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), esta não foi avaliada. O modelo proposto por Tseng e Lytton (1989) também não foi analisado, levando em consideração que a sua base de dados é fechada e não permite a incorporação dos parâmetros relativos à areia descartada de fundição. A formulação de previsão de comportamento indicado por Wolff e Visser (1994) não foi ponderado em função do modelo de Sweere (1990) já objetivar-se a caracterizar solos que são submetidos a mais de um milhão de ciclos de carga, ademais, todos os ensaios realizados neste trabalho foram paralisados no limite mínimo proposto por DNIT (2018b) de 150.000 ciclos.

3.2.3. Método de análise

Os resultados obtidos pelos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, conduzidos de acordo com as normativas 134 e 179 do DNIT (2018a; 2018b), respectivamente, foram transferidos ao *software* estatístico *Microsoft Excel* para que a análise sob o ponto de vista da regressão não linear fosse feita. A investigação sob o aspecto linear não foi efetuada, uma vez que o problema em si e os modelos constitutivos acerca do MR e do DP são fundamentalmente não lineares.

Em relação ao módulo de resiliência, foram ensaiados nove corpos de prova submetidos à aplicação de cargas repetidas pelo equipamento triaxial dinâmico nas energias de compactação normal (600 kJ/m³), intermediária (1260 kJ/m³) e modificada (2750 kJ/m³), sendo três CPs para cada uma das diferentes energias (ensaio em triplicata), conforme prescrito pela norma a fim de obter-se resultados mais consistentes no caso de amostras obtidas de uma mesma jazida.

Para cada uma das energias de compactação, foi feita a implementação dos modelos de previsão de comportamento descritos na seção 3.2.2. de modo a obter-se um valor de MR previsto, o qual foi comparado com o MR medido efetivamente, que alternativamente pode ser calculado pela Equação (1) com base nos valores de deformação resiliente e tensão desvio. Além disso, foi medida a soma dos quadrados residuais (SQR) através da Equação (25) para cada um dos diferentes pares de tensão.

$$SQR = \sum_{i=1}^n (Valor_{i,medido} - Valor_{i,previsto})^2 \quad (25)$$

O valor de SQR foi utilizado para a determinação dos parâmetros de regressão, nomeados como K_i ou ψ_i a depender do modelo, através do suplemento *Solver* presente no próprio *software* de análise estatística. Por meio de milhares de iterações, o programa computacional busca a melhor combinação de valores dos parâmetros experimentais para minimizar o SQR, de modo a fazer com que a diferença entre os números previstos e medidos seja a menor possível e, conseqüentemente, atinja-se maior R^2 e melhor representatividade do modelo aos dados experimentais. Por fim, foi realizado o cálculo do coeficiente de determinação (R^2) por uma fórmula específica do *Microsoft Excel*.

Em relação à deformação permanente, foram utilizados 27 corpos de prova, sendo que cada um foi submetido a um diferente par de tensões de acordo com a indicação da norma 179 do DNIT (2018b) referente à aplicação de um único estado de tensões por CP, sendo nove para cada uma das três energias de compactação. Os parâmetros de regressão dos modelos de previsão de comportamento estipulados foram definidos para cada um dos pares e abordagens. O procedimento para comparação dos dados entre a DP medida e a prevista foi semelhante ao realizado para o módulo de resiliência, sendo utilizado o suplemento *Solver* do *software* para

avaliar o SQR, calculado pela Equação (25), e uma função própria do programa para a determinação do R^2 .

Os modelos de comportamento descritos na literatura estabelecem apenas uma relação do tipo $DP = f(N)$, com exceção do modelo de Guimarães (2009), que incorpora parâmetros de regressão, tensões confinantes (σ_3) e tensões desvio (σ_d) à formulação, o que permite a elaboração de um modelo com coeficientes mais assertivos e válidos para todos os estados de tensões, e conseqüentemente, para todos os corpos de prova ensaiados sob a mesma energia de compactação. Buscou-se, deste modo, relacionar o número de ciclos e o estado de tensões aos parâmetros experimentais dos modelos selecionados para verificar o ajuste entre eles e incorporar os valores das tensões principais diretamente nas equações destes.

Complementarmente, foram construídos gráficos que relacionam a deformação permanente à taxa de acréscimo da DP, o que fornece informações acerca da ocorrência de acomodação das deformações plásticas (*shakedown*), bem como foi analisada a possibilidade de determinação do módulo de resiliência através dos dados fornecidos pelo ensaio de deformação permanente pela divisão entre a tensão desvio (σ_d) e deformação resiliente (ϵ_r), cujo valor foi relacionado ao MR medido em seu ensaio próprio para definir se é adequado extrair o módulo de resiliência de ensaios de DP nos estágios iniciais.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base no propósito do trabalho em obter maiores informações acerca da areia descartada de fundição (ADF), foram conduzidos uma série de ensaios triaxiais dinâmicos objetivando-se a determinação do módulo de resiliência e deformação permanente, a fim de caracterizar o comportamento resiliente e plástico deste material não convencional para viabilizar e qualificar a sua utilização em obras de infraestrutura. Nesta seção serão apresentados os resultados e análises realizadas com base nos ensaios efetuados.

Para melhor estruturação, as análises foram concebidas em duas principais categorias, sendo uma relativa aos resultados de módulo de resiliência (MR) e outra aos de deformação permanente (DP). A exploração dos dados correspondentes ao MR será dada em relação às faixas de valores obtidas de acordo com o estado de tensões, bem como o seu comportamento no decorrer da aplicação crescente de cargas, avaliando-se a influência da tensão confinante, tensão desvio e demais parâmetros conexos, tais como invariante de tensões e tensão octaédrica, no âmbito das três energias de compactação empregadas (normal, intermediária e modificada) de acordo com os modelos de previsão de desempenho descritos para verificar a adequação destes aos dados experimentais.

Em relação à deformação permanente, as análises dos dados incidiram sobre os dados fornecidos pelos ensaios triaxiais dinâmicos performados a diferentes estados de tensões, buscando a sua compilação para apresentação dos valores representativos e característicos às areias descartadas de fundição, sendo possível avaliar o seu comportamento plástico, resiliente e a ocorrência de *shakedown* sob o ponto de vista das mesmas três energias de compactação na qual a ADF foi submetida para determinação do módulo de resiliência. Além disso, foi investigada a taxa de acréscimo de DP ao longo do aumento do número de ciclos e a obtenção dos valores de MR a partir dos ensaios de deformação permanente, bem como a sua adequação frente ao módulo de resiliência designado experimentalmente.

4.1. ANÁLISES RELATIVAS AO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os dados provenientes do equipamento triaxial dinâmico provém da tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d) aplicadas, as quais resultam em deslocamento resiliente (δr), deformação resiliente (ε_r) e módulo de resiliência (MR). As tensões e o MR são medidos em MPa, o deslocamento em mm e a deformação em percentual. Alternativamente, o módulo de resiliência pode ser calculado utilizando as variáveis expressas na Equação (1). Os ensaios foram feitos em triplicata por recomendação da normativa do DNIT (2018a) de modo a promover a melhor caracterização da amostra ao atenuar possíveis falhas de manuseio das amostras durante a preparação dos corpos de prova (CPs) ou do equipamento em si.

Os três valores de módulo de resiliência determinados para cada um dos três corpos de prova ensaiados para um mesmo estado de tensões foram condensados em apenas um valor através da média aritmética entre eles e dispostos na Tabela 5, caracterizando o MR da areia descartada de fundição em função de uma determinada combinação de tensão confinante e tensão desvio, de modo que $MR = f(\sigma_3, \sigma_d)$. Posteriormente, é analisada a influência de parâmetros correlacionados, como o invariante de tensões e da tensão octaédrica cisalhante.

Os valores de MR variaram entre 81,95 a 322,86 MPa para energia normal (EN), 100,61 a 353,38 MPa para energia intermediária (EI) e 111,49 a 374,98 MPa para energia modificada (EM), o que representa uma melhora do comportamento resiliente da areia descartada de fundição com o aumento das energias de compactação e conseqüente elevação do peso específico aparente seco, o que é uma característica típica de solos granulares. Este desempenho é desejável para que o material, quando utilizado em campo, seja mais estável e resista a maiores capacidades de carga.

Observa-se um acréscimo progressivo do módulo de resiliência com o aumento da tensão confinante, ainda que a tensão desvio reduza a cada três pares de tensão após a aplicação de razões de tensões σ_d/σ_3 de 1, 2 e 3, o que indica uma maior sensibilidade à variação de σ_3 em relação a σ_d , cujo comportamento também é característico de materiais granulares. Nota-se uma pequena redução do MR nos pares de tensões iniciais e finais, possivelmente devido a um acréscimo proporcionalmente maior das deformações resilientes em relação ao aumento da tensão desvio.

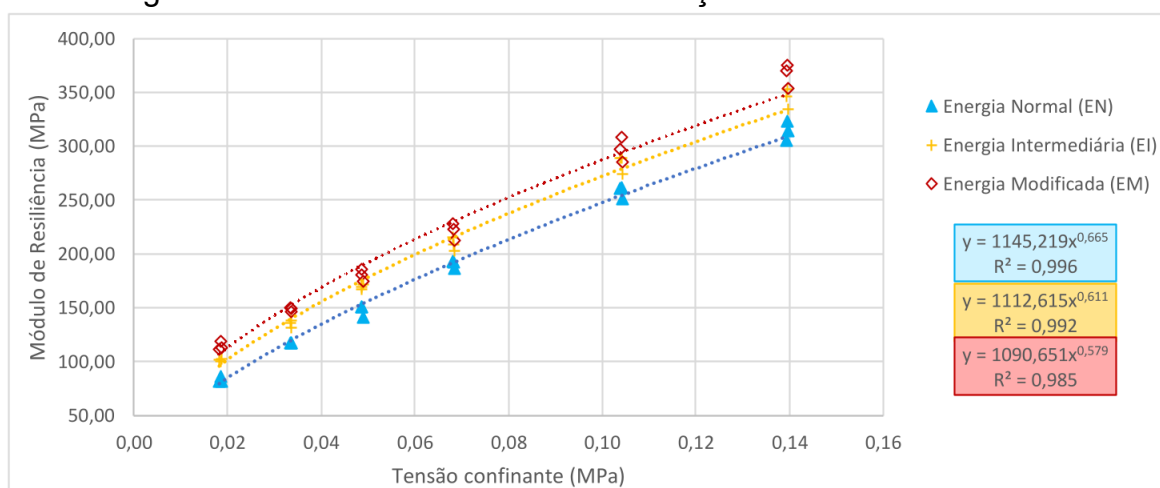
Tabela 5 – Valores de módulo de resiliência por energia de compactação.

Estado de tensões		EN	EI	EM
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)		
0,018	0,022	85,75	100,61	118,69
0,018	0,042	81,95	101,94	111,49
0,019	0,062	81,96	102,41	112,51
0,034	0,037	116,99	138,05	149,17
0,033	0,072	116,93	131,80	146,60
0,033	0,107	117,46	136,00	150,27
0,049	0,052	141,42	171,51	174,40
0,049	0,102	150,67	166,75	180,32
0,049	0,153	150,93	168,95	185,51
0,068	0,073	186,75	202,80	212,34
0,068	0,143	192,31	208,69	223,43
0,068	0,213	193,14	215,54	228,36
0,104	0,108	251,47	274,23	285,71
0,104	0,213	260,38	288,76	296,91
0,104	0,319	261,71	288,62	308,05
0,140	0,144	314,11	334,24	353,91
0,140	0,288	322,86	353,38	374,98
0,139	0,425	305,73	346,08	370,31
	Mínimo	81,95	100,61	111,49
	Máximo	322,86	353,38	374,98

Fonte: Elaboração própria.

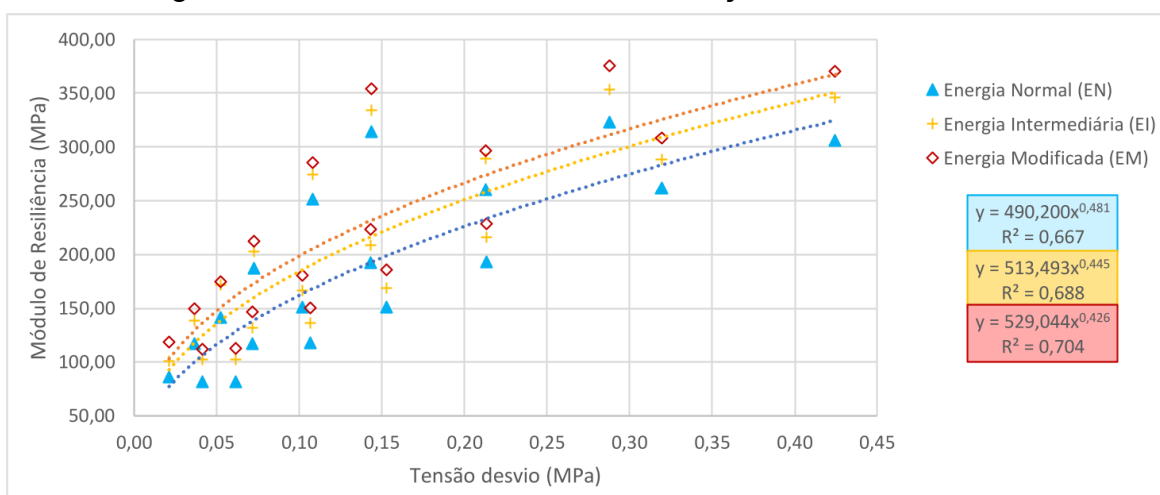
Nas Figuras 24 a 28 estão representados, graficamente, o aumento do módulo de resiliência com o aumento do estado de tensões para cada uma das três energias de compactação (normal, intermediária e modificada). As linhas de tendência, bem como as respectivas equações com os parâmetros de regressão e coeficiente de determinação, foram construídas com base na ferramenta nativa do *Microsoft Excel* empregando uma função potencial, a qual foi utilizada para todos os modelos dos autores investigados. As pequenas variações dos valores de tensão confinante e tensão desvio em relação à norma 134 do DNIT (2018a), em decorrência do próprio equipamento, foram desprezadas.

Figura 24 – Módulo de resiliência em função da tensão confinante.



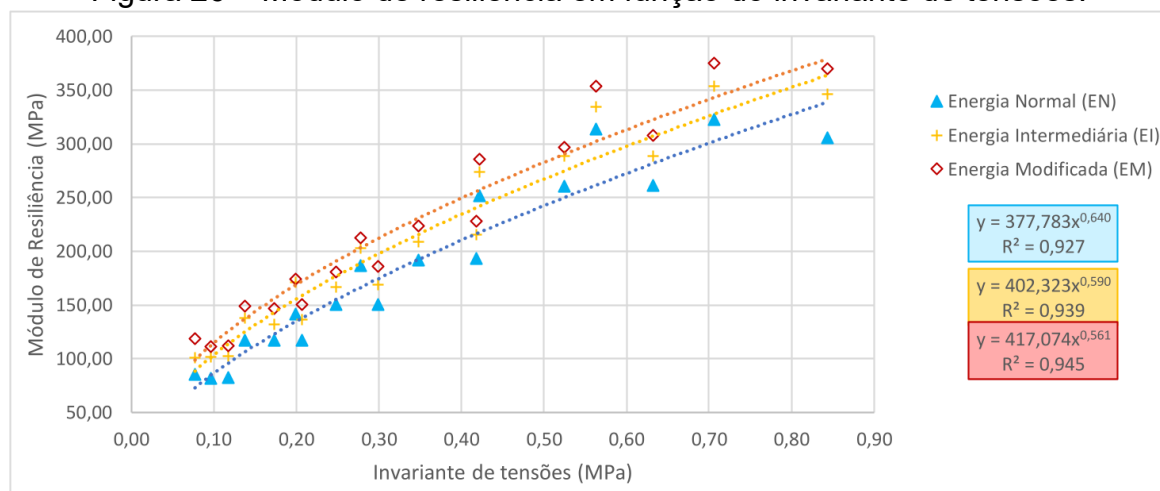
Fonte: Elaboração própria.

Figura 25 – Módulo de resiliência em função da tensão desvio.



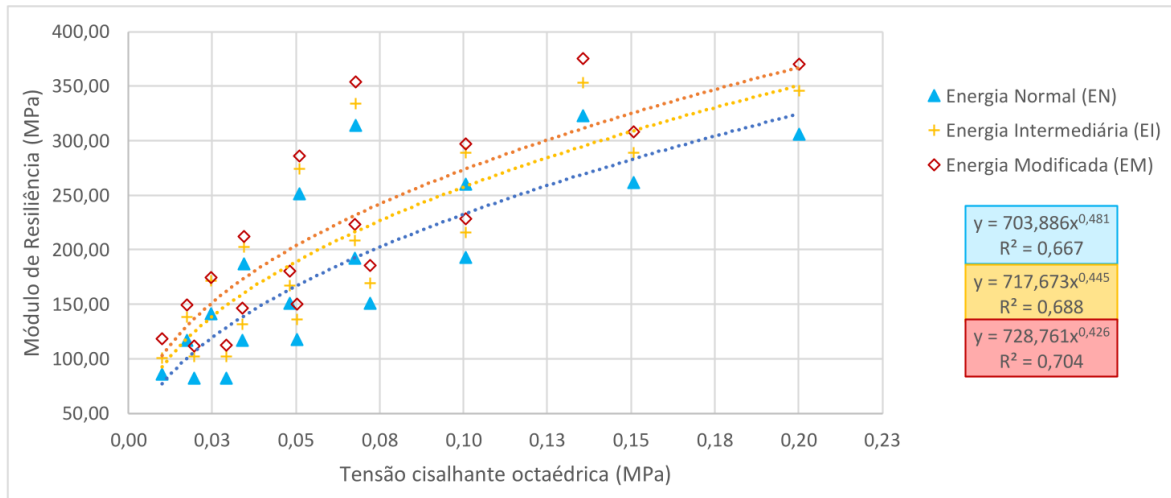
Fonte: Elaboração própria.

Figura 26 – Módulo de resiliência em função do invariante de tensões.



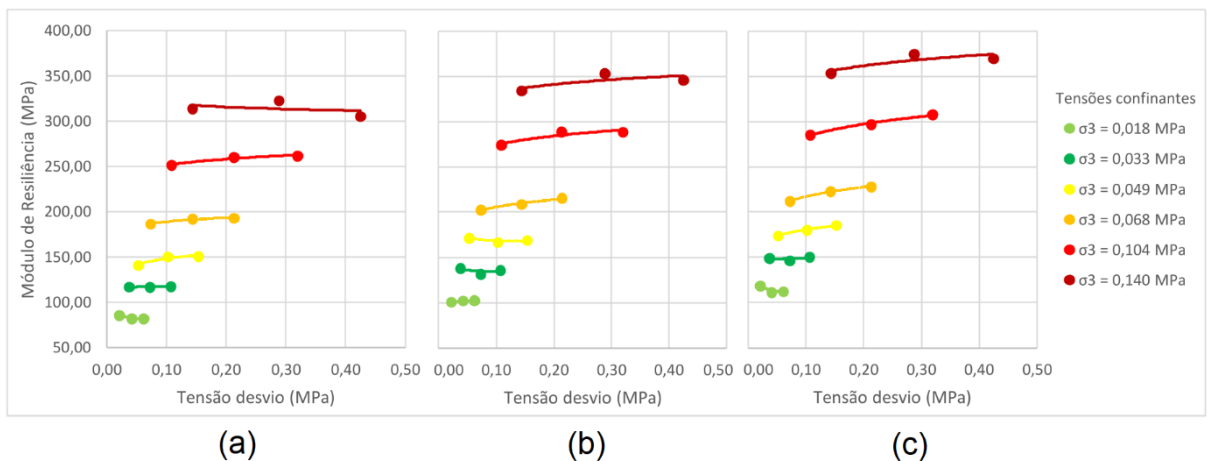
Fonte: Elaboração própria.

Figura 27 – Módulo de resiliência em função da tensão octaédrica cisalhante.



Fonte: Elaboração própria.

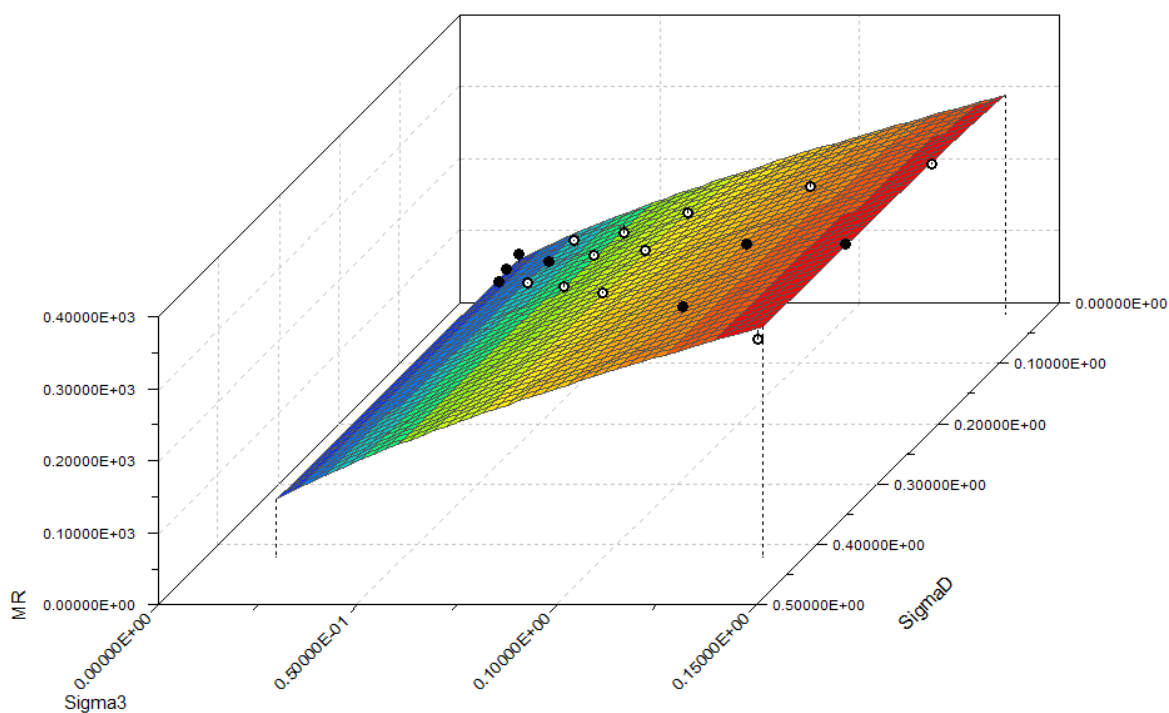
Figura 28 – Módulo de resiliência em função da combinação entre tensão desvio e tensão confinante em relação à energia de compactação (a) normal, (b) intermediária e (c) modificada.



Fonte: Elaboração própria.

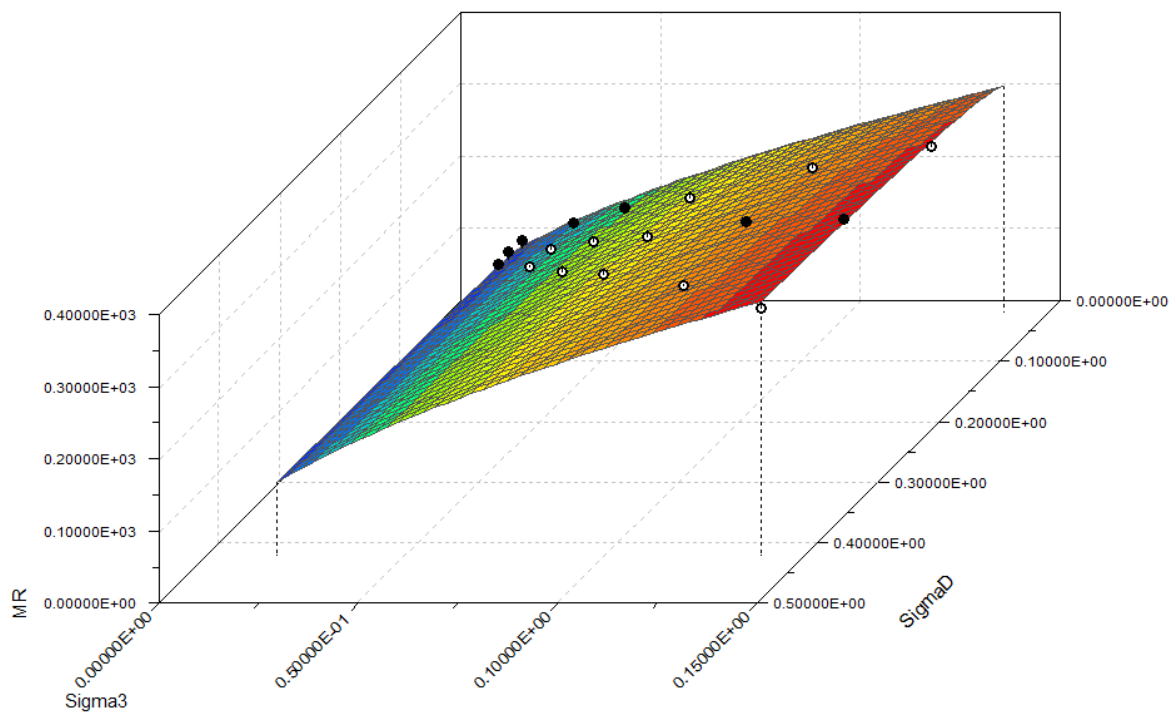
A Figura 28 refere-se ao modelo combinado que implementa a tensão desvio e tensão confinante simultaneamente, tal como o de Macêdo (1996), sendo necessário especificar cada conjunto de par de tensões em que a σ_3 permanece constante para que seja possível avaliar o comportamento resiliente com base no aumento da σ_d para cada uma das energias de compactação. Nas Figuras 29, 30 e 31 são apresentadas as superfícies formadas pelo modelo composto a partir do *software Labfit* para que se tenha uma visualização tridimensional desta abordagem.

Figura 29 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação normal.



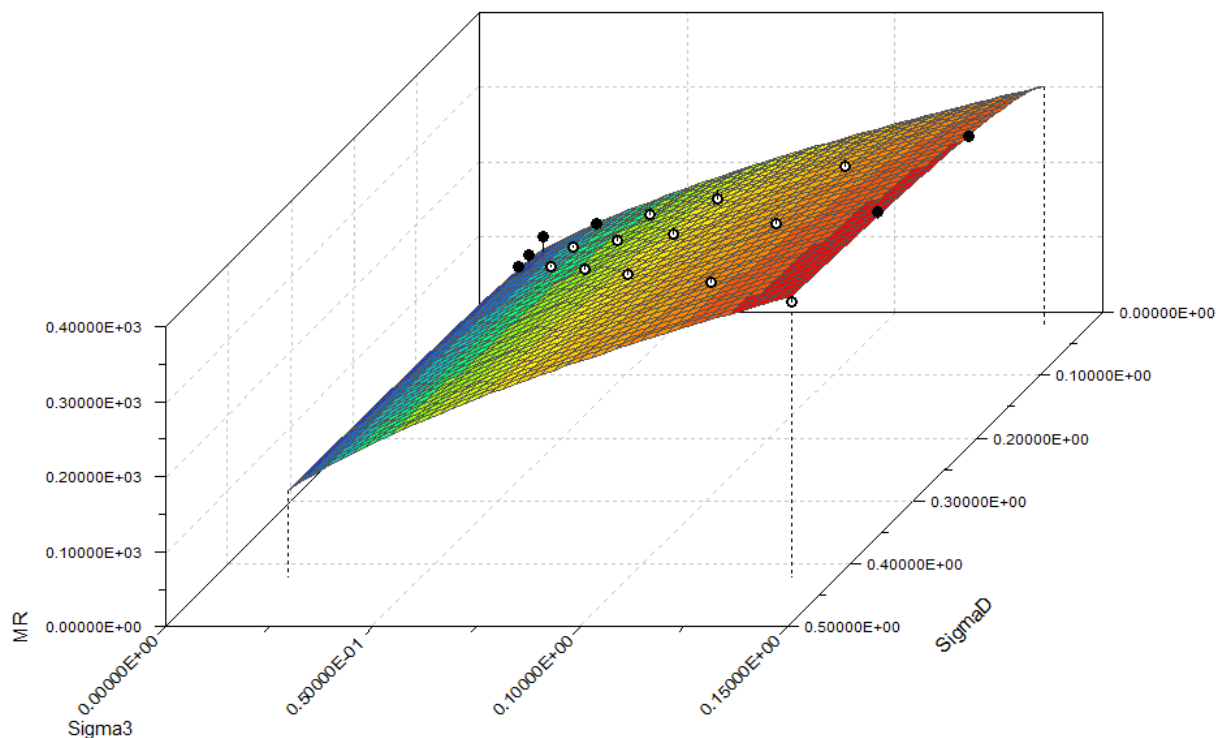
Fonte: Elaboração própria.

Figura 30 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação intermediária.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 31 – Superfície formada pelo modelo composto (tensão desvio, tensão confinante e módulo de resiliência) para a energia de compactação modificada.



Fonte: Elaboração própria.

Os modelos que combinam mais de um parâmetro, com equação do tipo $x^a y^b$, não possuem uma linha de tendência estabelecida nativamente no *software*, no entanto, o seu comportamento ainda pôde ser modelado de forma satisfatória pela função potencial. Os demais modelos combinados que incorporam outros parâmetros não foram plotados, como os de Uzan (1985) e NCHRP (2003), tendo em vista que ocorreu variação de ambas as variáveis no decorrer do ensaio triaxial.

Constata-se que o comportamento resiliente da areia descartada de fundição é melhor representado pelos modelos que incorporam a tensão confinante em sua formulação em consonância à ótima representatividade dos dados experimentais à linha de tendência prevista ($R^2 > 0,98$). Por outro lado, os modelos que utilizam a tensão desvio para explicar o módulo de resiliência da ADF não são adequados, resultando em coeficientes de determinação menores do que 0,71. É possível perceber a grande influência de σ_3 em destoaância a σ_d no gráfico tridimensional do modelo composto, o que ressalta o comportamento tipicamente granular apresentado pelo material.

A performance do modelo que incorpora a tensão octaédrica cisalhante foi muito similar ao modelo que utiliza a tensão desvio, tendo em vista que, no caso de ensaios triaxiais, o valor de τ_{oct} resume-se basicamente a σ_d por conta da tensão principal intermediária ser igual a tensão principal menor, de modo que:

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

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_3)^2}$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{\sigma_d^2 + \sigma_d^2 + 0}$$

$$\tau_{ct} = \frac{\sqrt{2}}{3} * \sigma_d$$

Por outro lado, os modelos que empregam o invariante de tensões em suas formulações, tais como o de Biarez (1962) e o de Uzan (1985), mostram-se adequados, contudo, têm sua precisão reduzida e explicam menos os dados experimentais gerados nos ensaios com as areias descartadas de fundição em relação aos modelos que utilizam apenas a tensão confinante.

Após a análise gráfica inicial referente à sensibilidade do comportamento resiliente da areia descartada de fundição para cada tipo de tensão, foi feita a substituição do estado de tensões para cada um dos modelos de acordo com as variáveis modeladas de modo a se obter os parâmetros de regressão K_1 , K_2 e K_3 , além do próprio coeficiente de determinação (R^2), para cada uma das energias de compactação (Tabela 6).

Os parâmetros de regressão não podem ser comparados entre si, tendo em vista que a sua relação com a variável do estado de tensões é alterada a depender do modelo empregado. Entretanto, de modo geral, observa-se uma tendência de aumento de K_1 e K_3 com o aumento da energia de compactação, bem como a diminuição no valor de K_2 , com pequenas variações percentuais de desvio padrão (DesP%) com a progressão da energia, com exceção do parâmetro K_2 no modelo de Macêdo (1996).

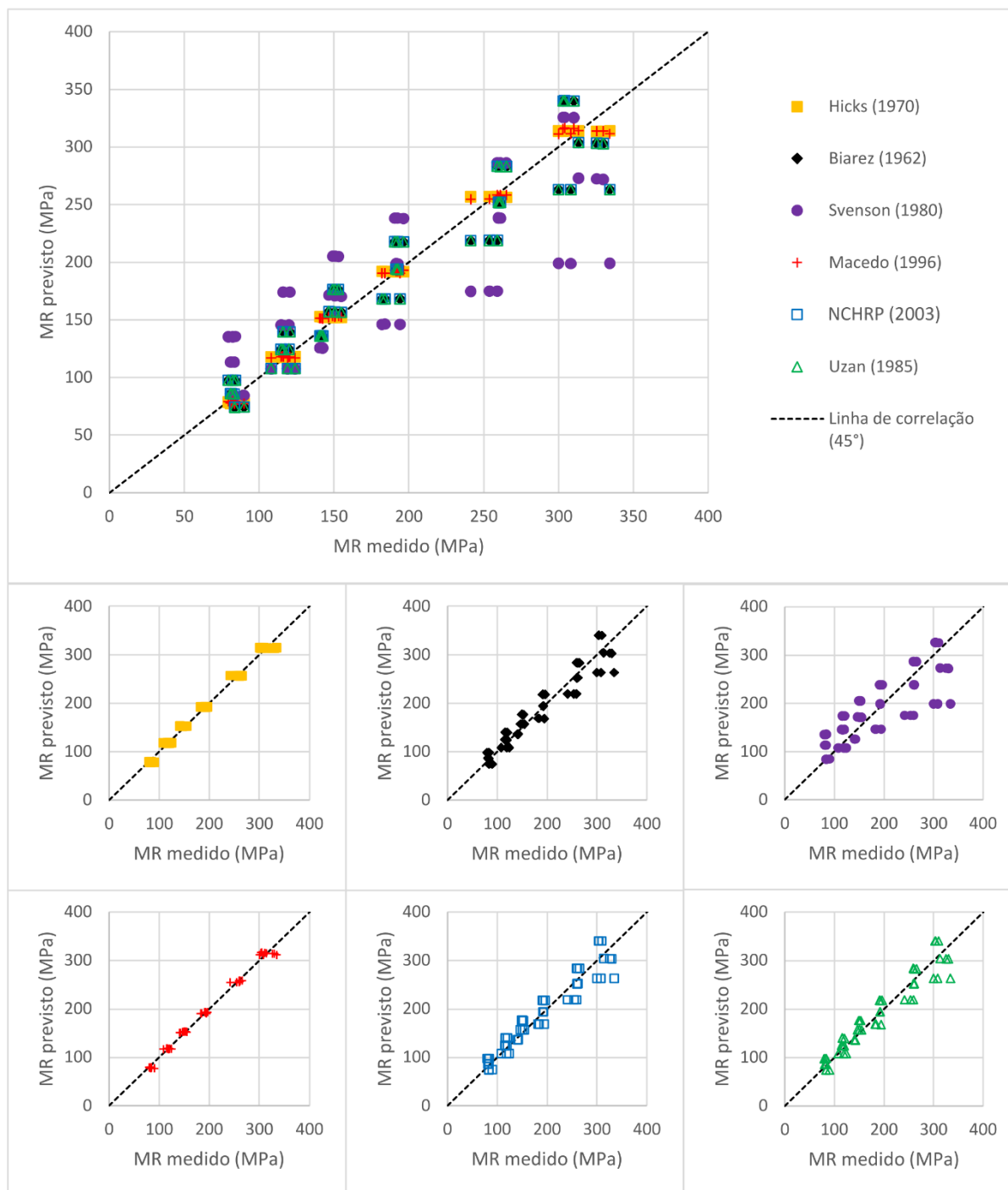
Tabela 6 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação dos modelos de previsão de comportamento resiliente.

Modelos	Parâmetros	Energias			Dados estatísticos		
		Normal	Intermediária	Modificada	Média	DesP	DesP%
Hicks (1970)	K_1	1215,59	1210,26	1221,28	1215,71	4,50	0,4%
	K_2	0,688	0,641	0,620	0,650	0,03	4,3%
	R^2	0,9920	0,9872	0,9808	0,9867	0,00	0,5%
Biarez (1962)	K_1	378,70	408,44	430,96	406,03	21,40	5,3%
	K_2	0,634	0,599	0,586	0,606	0,02	3,4%
	R^2	0,9233	0,9314	0,9383	0,9310	0,01	0,7%
Svenson (1980)	K_1	480,31	513,41	544,81	512,84	26,33	5,1%
	K_2	0,454	0,435	0,429	0,439	0,01	2,4%
	R^2	0,6650	0,6820	0,6986	0,6819	0,01	2,0%
Macêdo (1996)	K_1	1206,13	1187,53	1188,45	1194,04	8,56	0,7%
	K_2	0,674	0,608	0,571	0,617	0,04	6,9%
	K_3	0,014	0,035	0,052	0,034	0,02	45,7%
	R^2	0,9923	0,9890	0,9849	0,9887	0,00	0,3%
NCHRP (2003)	K_1	378,70	408,44	430,96	406,03	21,40	5,3%
	K_2	0,634	0,599	0,586	0,606	0,02	3,4%
	K_3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,0%
	R^2	0,9233	0,9314	0,9383	0,9310	0,01	0,7%
Uzan (1985)	K_1	378,69	408,44	430,96	406,03	21,41	5,3%
	K_2	0,634	0,599	0,586	0,606	0,02	3,4%
	K_3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,0%
	R^2	0,9233	0,9314	0,9383	0,9310	0,01	0,7%

Fonte: Elaboração própria.

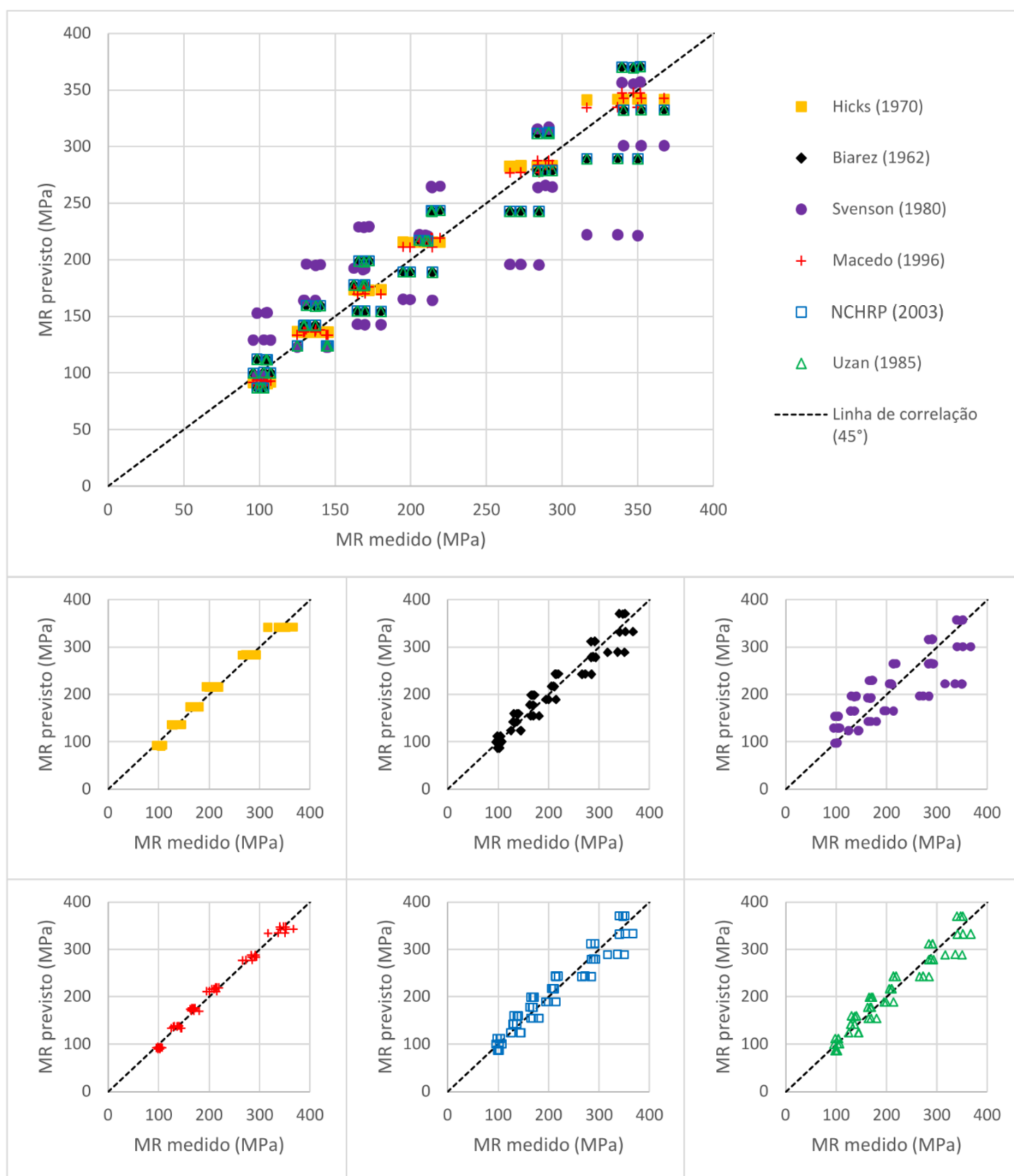
O coeficiente de determinação está interligado aos valores de soma dos quadrados residuais (SQR). Neste trabalho, o R^2 é o principal parâmetro para a definição de adequação aos dados experimentais, a qual é dada pela maior proximidade de $R^2 = 1$. O ajustamento dos modelos aos dados experimentais pode ser melhor visualizado em gráficos que contenham a linha de correlação, em que valores dispersos a ela indicam um mau ajuste e valores mais próximos apontam uma boa performance. Estes estão presentes nas Figuras 32, 33 e 34, respectivos à energia de compactação normal, intermediária e modificada.

Figura 32 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação normal.



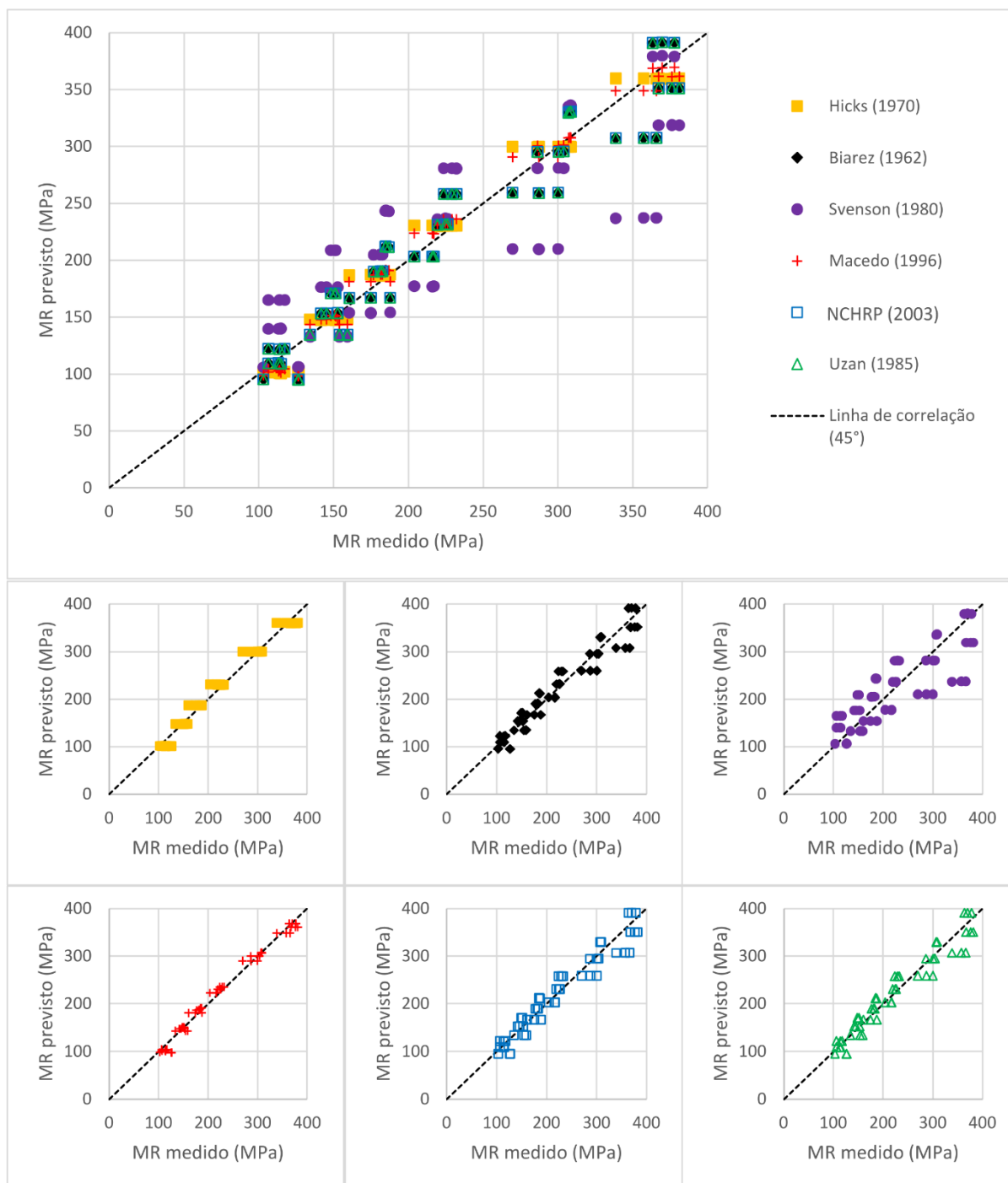
Fonte: Elaboração própria.

Figura 33 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação intermediária.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 34 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para a energia de compactação modificada.



Fonte: Elaboração própria.

Deste modo, determina-se que os modelos que melhor representam o comportamento resiliente são os de Macêdo (1996) e Hicks (1970), os quais apresentaram R^2 superiores a 0,985. O modelo de Macêdo (1996), que consiste na utilização combinada da tensão confinante e da tensão desvio, apresentou uma

performance ligeiramente superior ao de Hicks (1970) que incorpora somente a tensão confinante, ainda que tenha ocorrido um desvio padrão percentual mais elevado entre as energias de compactação.

Os modelos de Biarez (1962), NCHRP (2003) e Uzan (1985) determinam um comportamento resiliente da ADF muito semelhante entre si. Em comum, todas as formulações incorporam o invariante de tensões (θ) e a tensão desvio (σ_d), com exceção do modelo de Biarez (1962). No entanto, de acordo com a regressão não linear construída pelo *software* de análise estatística, foi atribuído um valor de $K_3 = 0$ a essa última variável, o que a tornou irrelevante para a descrição do módulo de resiliência da areia descartada de fundição, limitando-se a uma abordagem mais simples como a de Biarez (1962). Apesar de terem resultado num R^2 julgado como adequado (aproximadamente 0,93), o seu ajuste é inferior ao promovido pelos modelos de Macêdo (1996) e Hicks (1970).

O modelo de Svenson (1980), que emprega unicamente a tensão desvio, por sua vez, não se mostrou apropriado e não explica de forma adequada os dados experimentais da areia descartada de fundição. Em razão disso, sua formulação não deve ser utilizada para prever o comportamento da ADF em termos do módulo de resiliência.

Conforme previsto anteriormente, os modelos que melhor se adequaram aos dados experimentais foram aqueles dependentes da tensão confinante, o que indica que a areia descartada de fundição possui maior sensibilidade a σ_3 . Ainda que o modelo de Macêdo (1996) possua uma parcela do comportamento resiliente descrito por σ_d , o peso do coeficiente atrelado a essa variável é baixo, o que auxiliou na explicação dos dados, ao contrário do modelo de Svenson (1980).

Na Tabela 7 estão dispostas as formas finais das equações dos respectivos modelos para prever o módulo de resiliência da areia descartada de fundição. Os parâmetros de regressão foram determinados pela média aritmética dos três valores obtidos para cada uma das energias de compactação; caso a EC empregada seja conhecida, recomenda-se a substituição dos parâmetros experimentais pelos descritos na Tabela 6.

Tabela 7 – Equações gerais para qualquer energia de compactação a serem utilizadas para prever o comportamento resiliente da ADF.

Modelo	Dependência	Equação	R ²
Macêdo (1996)	σ_3 e σ_d	$MR = 1194,04 * \sigma_3^{0,617} * \sigma_d^{0,034}$	0,9887
Hicks (1970)	σ_3	$MR = 1215,71 * \sigma_3^{0,650}$	0,9867
Biarez (1962), NCHRP (2003) e Uzan (1985)	θ	$MR = 406,03 * \theta^{0,606}$	0,9310
Svenson (1980)	σ_d	$MR = 512,84 * \sigma_d^{0,439}$	0,6819

Fonte: Elaboração própria.

4.1.1. Inserção de novas variáveis no modelo de previsão mais adequado

Os dados que foram implementados nos diferentes modelos estudados não tiveram a inclusão expressa da energia de compactação, sendo realizadas análises individuais para cada uma das energias normal, intermediária e modificada. Apesar da dispersão dos dados (Figuras 32 a 34) demonstrar uma certa similaridade para os ensaios realizados a 600, 1260 e 2750 kJ/m³, foi analisada, de forma complementar, a inserção da energia de compactação e do peso específico aparente seco no modelo de previsão de comportamento mais adequado – Macêdo (1996) – para representação do MR em termos do coeficiente de determinação. Com isso, objetivou-se a obter um modelo mais generalizado que não necessite da utilização de parâmetros de regressão provenientes da média entre as energias de compactação, ou ainda, do emprego de diferentes parâmetros experimentais para cada tipo de energia.

Para tanto, foram propostas as Equações (26) e (27), as quais incorporam ao modelo de Macêdo (1996), além da própria energia de compactação e do peso específico aparente seco, um parâmetro de regressão nomeado de K_4 , o qual exponencia esta nova variável. Os dados provenientes do equipamento triaxial dinâmico foram analisados simultaneamente, sem a separação individual por energia de compactação, totalizando 162 diferentes estados de tensões (considerando os resultados em triplicata).

$$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} * \sigma_d^{K_3} * EC^{K_4} \quad (26)$$

$$MR = K_1 * \sigma_3^{K_2} * \sigma_d^{K_3} * \gamma_d^{K_4} \quad (27)$$

Em que:

MR : módulo de resiliência (MPa);

θ : invariante de tensões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) (MPa);

σ_d : tensão desvio (MPa);

EC : energia de compactação (MJ/m³);

γ_d : peso específico aparente seco (kN/m³);

K_1, K_2, K_3 e K_4 : parâmetros de regressão.

A partir da aplicação dessas equações, foram feitas as mesmas análises empregadas anteriormente para os diferentes modelos de previsão de comportamento do módulo de resiliência da areia descartada de fundição. Como resultado, obtiveram-se os parâmetros de regressão e os coeficientes de determinação expostos na Tabela 8.

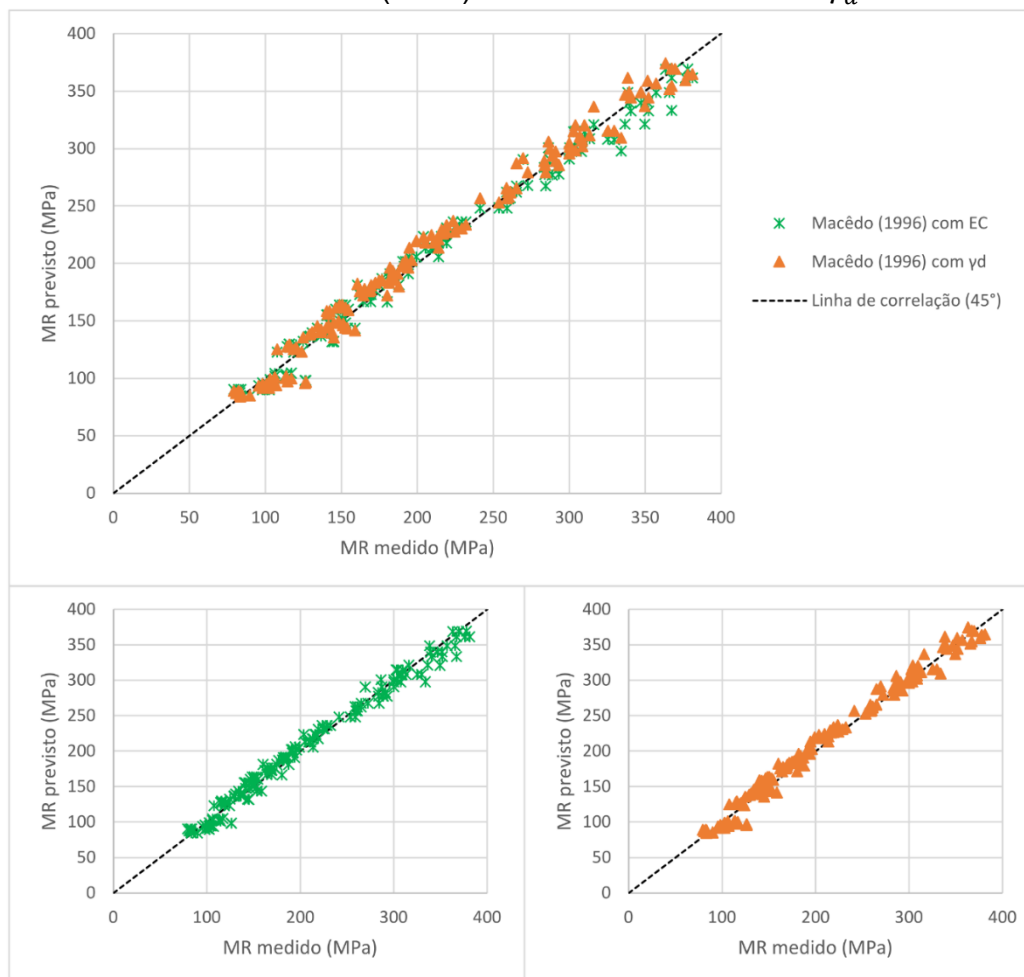
Tabela 8 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação do modelo de Macêdo (1996) com a inclusão de novas variáveis.

Modelos	Parâmetros de regressão				
	K1	K2	K3	K4	R ²
Macêdo (1996) com EC	1068,22	0,571	0,052	0,105	0,9852
Macêdo (1996) com γ_d	0,403	0,605	0,033	2,717	0,9856

Fonte: Elaboração própria.

O valor geral de ajuste referente ao parâmetro K_1 apresentou grande divergência entre ambos, sendo atribuído um maior peso à densidade aparente seca, respectivo ao parâmetro de regressão K_4 , no caso do modelo de Macêdo (1996) com a incorporação de γ_d . No entanto, em função da energia de compactação estar intrinsecamente ligada à densidade aparente seca, tendo em vista que maiores energias são utilizadas para se obter maiores valores de γ_d , obtiveram-se R² muito semelhantes. Ao analisar o gráfico de dispersão com a inclusão da linha de correlação (Figura 35), observa-se que há um bom ajuste de ambos os modelos aos dados experimentais.

Figura 35 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido para o modelo de Macêdo (1996) com a inclusão de EC e γ_d .



Fonte: Elaboração própria.

Na Tabela 9 são indicadas as equações que devem ser utilizadas para prever o comportamento resiliente de areias descartadas de fundição com base nos parâmetros de regressão determinados anteriormente para os modelos de Macêdo (1996) com a inserção da energia de compactação e do peso específico aparente seco.

Ainda que os valores de coeficiente de determinação sejam considerados adequados ($R^2 > 0,98$), estes são ligeiramente inferiores aos demonstrados pelo modelo de Macêdo (1996) puro sem a inclusão destes novos parâmetros. Por outro lado, a inserção do peso específico aparente seco possibilita a análise dos dados de uma forma geral, não sendo necessário discretizar os parâmetros de regressão para as diferentes energias de compactação.

Tabela 9 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento resiliente da areia descartadas de fundição com base nos modelos propostos.

Modelo	Dependência	Equação	R ²
Macêdo (1996) com EC	σ_3, σ_d e EC	$MR = 1068,22 * \sigma_3^{0,571} * \sigma_d^{0,052} * EC^{0,105}$	0,9852
Macêdo (1996) com γ_d	σ_3, σ_d e γ_d	$MR = 0,403 * \sigma_3^{0,605} * \sigma_d^{0,033} * \gamma_d^{2,717}$	0,9856

Fonte: Elaboração própria.

Deste modo, a utilização dos novos modelos propostos permitiria uma melhor qualificação do emprego da areia descartada de fundição em camadas dos pavimentos, tendo em vista que seria viável estimar o módulo de resiliência do material a partir de uma dada EC ou γ_d e do conhecimento do estado de tensões (σ_3 e σ_d) na qual a ADF estaria submetida. A partir da determinação de MR, seja pela previsão desse por meio da equação de Macêdo (1996) original ou das duas novas formulações propostas, é possível inserir esse valor no *software* do Método de Dimensionamento Nacional de pavimentos (MeDiNa) para avaliar as demais características pertinentes da estrutura.

4.2. ANÁLISES RELATIVAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os dados provenientes do equipamento triaxial dinâmico são resultado dos estados de tensões atuantes, representados pela alteração e combinação da tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d), os quais resultam em deslocamentos e deformações permanentes e resilientes. O módulo de resiliência pode também ser calculado através dos ensaios de deformação permanente, cuja consistência dos dados em relação ao ensaio específico para o MR será analisada na seção 4.2.4.. As tensões são medidas em kPa, os deslocamentos em mm e as deformações em percentual. Os valores respectivos a cada corpo de prova foram manipulados e estudados separadamente ou em conjunto, a depender do propósito requerido.

Ao contrário do MR, não foi necessário realizar os ensaios em triplicata; portanto, foram utilizados um total de 27 corpos de prova, sendo nove referentes a cada energia de compactação para cada um dos pares de tensão previstos pela norma 179 do DNIT (2018b), os quais foram submetidos a 150.000 ciclos de repetição. Para melhor organização dos dados e entendimento das análises, os diferentes estados de

tensões empregados são identificados por uma numeração do tipo *CP xx* de acordo com a Tabela 10. Na sequência, dispõem-se os valores de deslocamento e deformação permanente obtidos para cada um dos estados de tensões e energia de compactação ao término do ensaio na Tabela 11.

Tabela 10 – Identificação dos corpos de prova de acordo com o estado de tensões.

Identificação	Tensão principal maior (σ_1) (kPa)	Tensão confinante (σ_3) (kPa)	Tensão desvio (σ_d) (kPa)	Razão de tensões (σ_1/σ_3)
CP 01	80	40	40	2
CP 02	120	40	80	3
CP 03	160	40	120	4
CP 04	160	80	80	2
CP 05	240	80	160	3
CP 06	320	80	240	4
CP 07	240	120	120	2
CP 08	360	120	240	3
CP 09	480	120	360	4

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 11 – Valores de deslocamento e deformação permanente para um número de ciclos igual a 150.000 por corpo de prova.

CP	Energia Normal				Energia Intermediária				Energia Modificada			
	δp (mm)	δr (mm)	ϵp (%)	ϵr (%)	δp (mm)	δr (mm)	ϵp (%)	ϵr (%)	δp (mm)	δr (mm)	ϵp (%)	ϵr (%)
01	0,180	0,061	0,090	0,031	0,175	0,057	0,087	0,028	0,145	0,058	0,072	0,029
02	0,844	0,118	0,422	0,059	0,552	0,107	0,276	0,053	0,606	0,106	0,303	0,053
03	1,465	0,141	0,733	0,071	1,080	0,135	0,540	0,068	0,944	0,135	0,472	0,068
04	0,385	0,076	0,192	0,038	0,477	0,076	0,239	0,038	0,413	0,081	0,207	0,041
05	1,276	0,130	0,638	0,065	1,031	0,137	0,515	0,069	0,884	0,134	0,442	0,067
06	2,691	0,219	1,345	0,111	2,413	0,171	1,206	0,086	1,679	0,167	0,839	0,084
07	0,569	0,092	0,285	0,046	0,575	0,094	0,287	0,047	0,704	0,081	0,352	0,041
08	1,833	0,155	0,917	0,078	1,411	0,154	0,705	0,078	1,111	0,157	0,555	0,079
09	5,720	0,212	2,860	0,109	5,062	0,214	2,531	0,110	2,351	0,205	1,176	0,104

Fonte: Elaboração própria.

Nota-se que os valores relativos ao deslocamento e deformação permanente e resiliente de uma mesma energia de compactação aumentam de acordo com o aumento da razão de tensões para uma tensão confinante fixa (analisando isoladamente os conjuntos de CPs de 01 a 03, 04 a 06 e 07 a 09), ao passo que se observa uma tendência de diminuição destes parâmetros com o aumento da EC, ainda que exista uma maior dispersão dos dados neste caso. Os maiores valores de

deslocamento e deformação permanente a 150 mil ciclos são de 5,72 mm e 2,86%, respectivamente, relativos à energia de compactação normal. Acredita-se que este comportamento possa ser atribuído a uma maior densificação do material, conforme explicitado por Yoder e Witczak (1975).

Em relação aos modelos selecionados para a representação e previsão dos dados experimentais, todos performaram de forma adequada, com coeficientes de determinação superiores a 0,94 e curvas previstas de deformação permanente similares à curva de DP medida. Os modelos de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Sweere (1990) e Guimarães (2009), apesar de empregarem diferentes formulações, resultaram em R^2 idênticos entre si para todas as energias de compactação, com exceção do modelo de Barksdale (1972), que apresentou valores distintos e ligeiramente inferiores. No entanto, não é possível afirmar que este último não possa ser utilizado para representar o comportamento da areia descartada de fundição em termos da deformação permanente somente com base no coeficiente de determinação. Os parâmetros experimentais obtidos por regressão múltipla não linear são dispostos na Tabela 12, bem como as curvas de compactação medidas e previstas nas Figuras 36, 37 e 38.

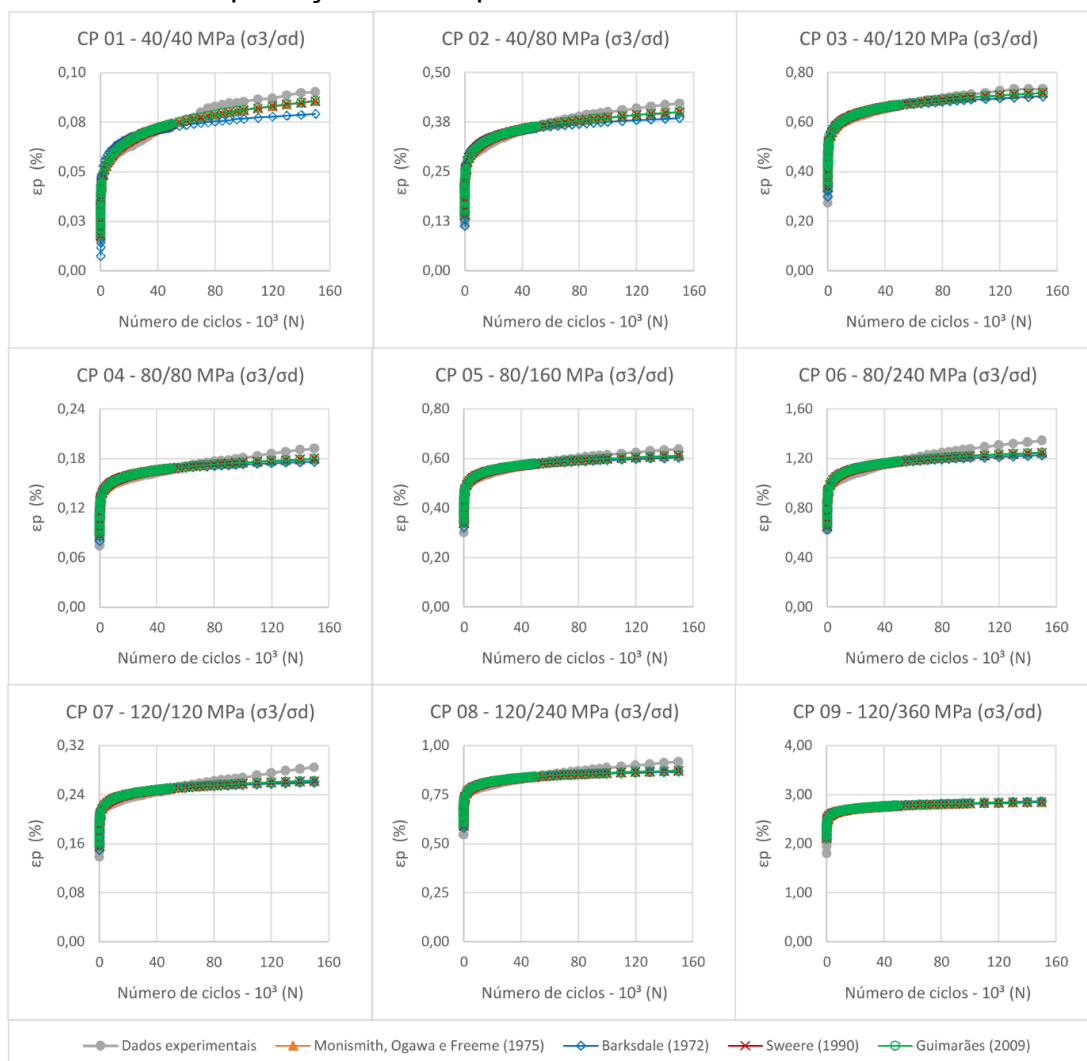
Tabela 12 – Parâmetros de regressão e coeficientes de determinação dos modelos de previsão de deformação permanente.

Modelo	Parâmetro	Energias de compactação			Dados estatísticos		
		Normal	Intermediária	Modificada	Média	DP	DesvP%
Monismith, Ogawa e Freeme (1975)	A	0,4935	0,4035	0,2456	0,38	0,125	32,9%
	B	0,0610	0,0665	0,0660	0,06	0,003	4,7%
	R^2	0,9561	0,9615	0,9611	0,96	0,003	0,3%
Barksdale (1972)	a	0,4754	0,3873	0,2323	0,36	0,123	33,7%
	b	0,0616	0,0551	0,0430	0,05	0,009	17,8%
	R^2	0,9487	0,9474	0,9473	0,95	0,001	0,1%
Sweere (1990)	a	-0,6106	-0,7034	-0,7798	-0,70	0,085	12,1%
	b	0,0610	0,0665	0,0660	0,06	0,003	4,7%
	R^2	0,9561	0,9615	0,9611	0,96	0,003	0,3%
Guimarães (2009)	ψ_1	0,7183	0,6035	0,4019	0,57	0,160	27,9%
	ψ_2	-0,0632	-0,0703	-0,0684	-0,07	0,004	5,4%
	ψ_3	-0,0702	-0,0758	-0,0731	-0,07	0,003	3,8%
	ψ_4	0,0610	0,0665	0,0660	0,06	0,003	4,7%
	R^2	0,9561	0,9615	0,9611	0,96	0,003	0,3%

Fonte: Elaboração própria.

Via de regra, os parâmetros independentes do número de ciclos exibiram queda com energias de compactação maiores, com desvios padrões percentuais consideráveis, o que indica maior sensibilidade à EC. O modelo de Guimarães difere-se dos demais por considerar o estado de tensões diretamente em seu equacionamento, no entanto, o parâmetro geral ψ_1 também apresentou queda com o aumento da energia de compactação, enquanto ψ_2 e ψ_3 demonstraram uma certa estabilidade. Os parâmetros dependentes de N apresentaram pouca variação com a EC em todos os modelos, bem como o valor do coeficiente de determinação.

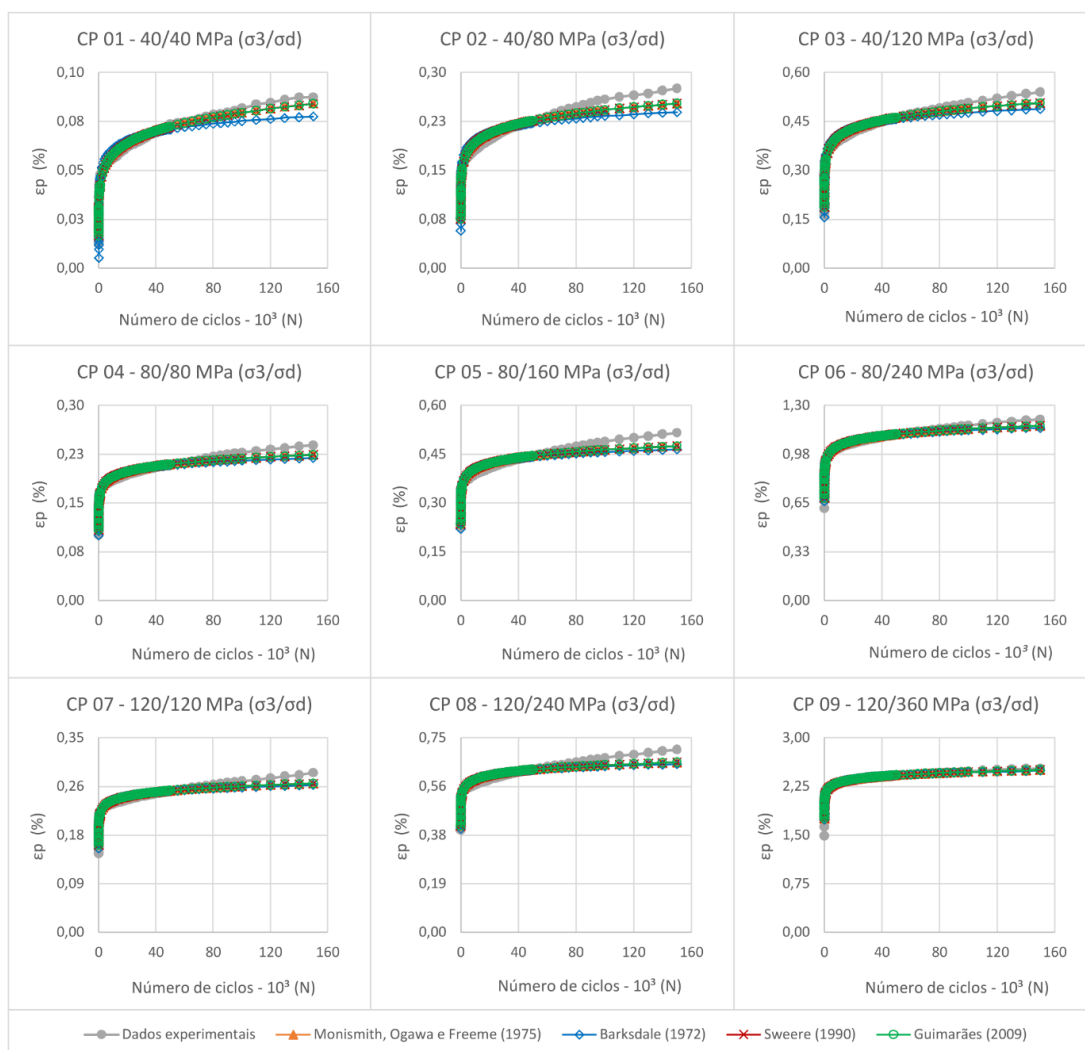
Figura 36 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação normal para diferentes estados de tensões.



Fonte: Elaboração própria.

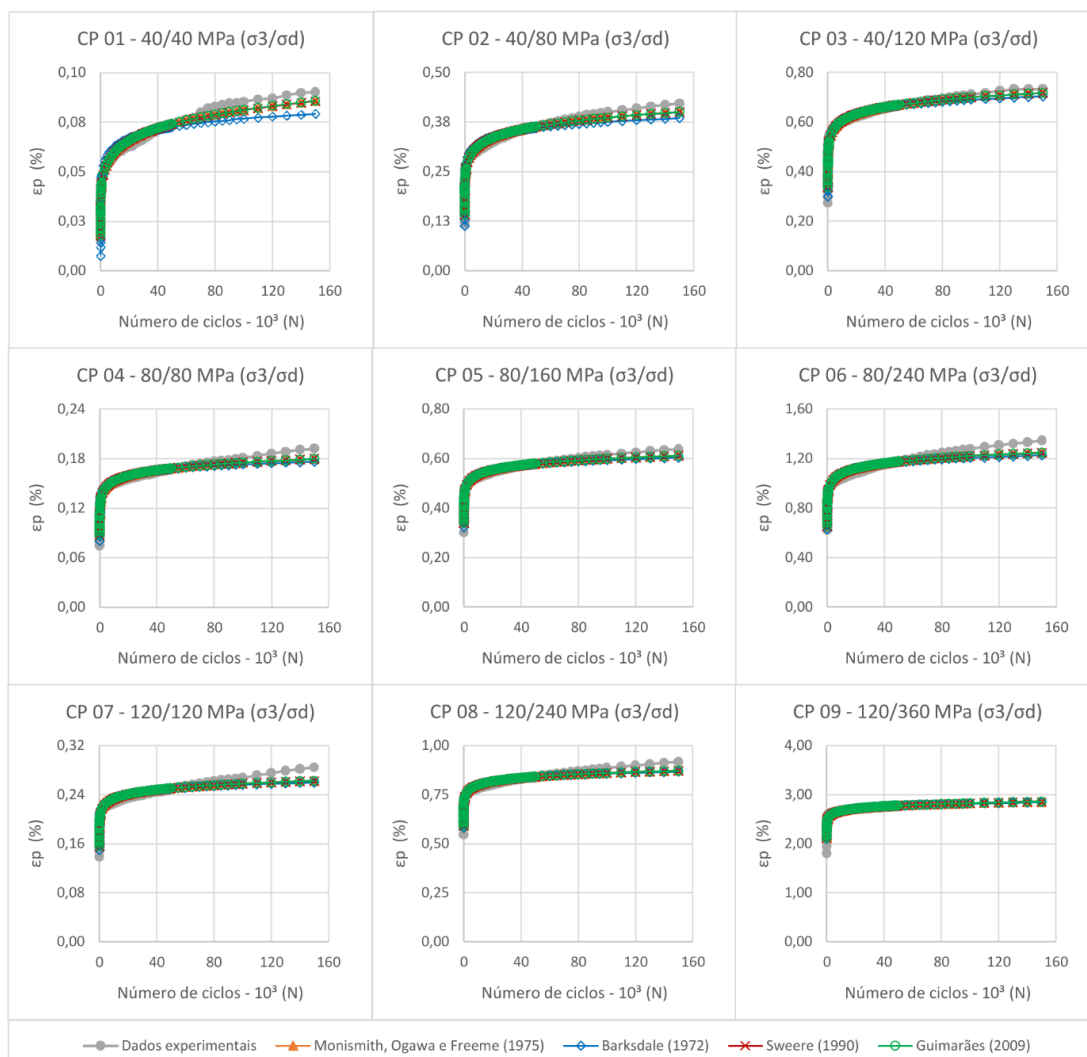
Submetidos à energia de compactação normal, os corpos de prova da areia descartada de fundição apresentaram um rápido crescimento da deformação permanente nos primeiros 40 mil ciclos e uma taxa menor no restante das repetições até o término do ensaio. O aumento da razão de tensões aplicada, bem como do valor da tensão confinante e tensão desvio, levaram a maiores deformações permanentes desde o início. As curvas dos modelos de previsão do comportamento da ADF em termos da deformação permanente podem ser julgadas como adequadas, no entanto, observa-se uma subestimativa do valor para números de ciclos elevadas para a maioria dos CPs.

Figura 37 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação intermediária para diferentes estados de tensões.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 38 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas para a energia de compactação modificada para diferentes estados de tensões.



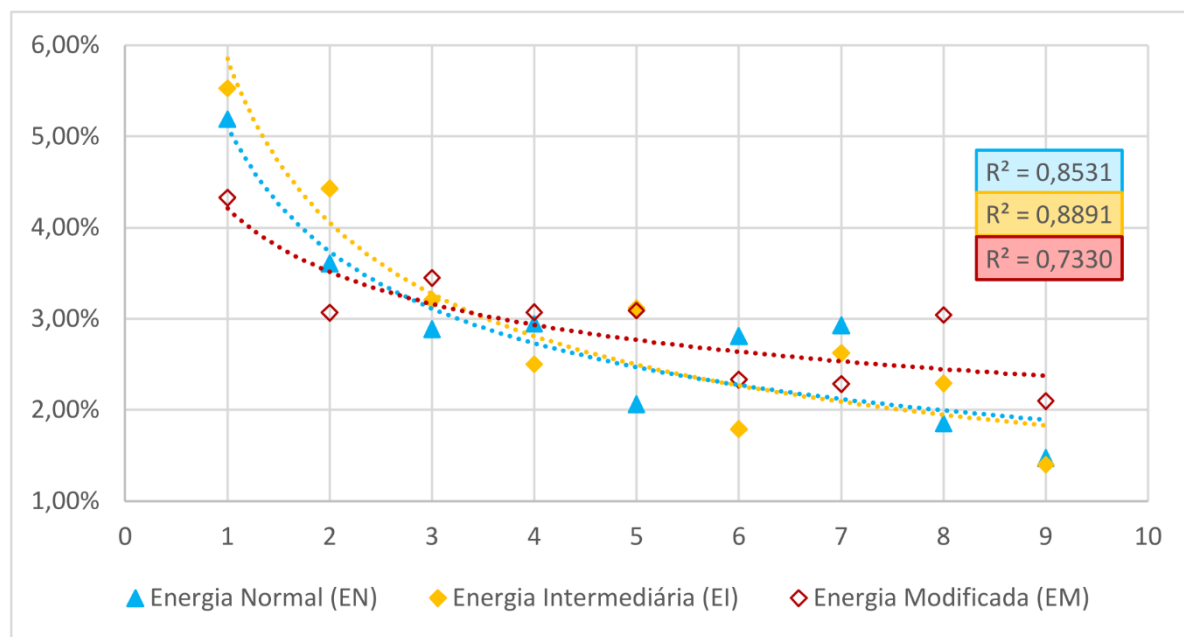
Fonte: Elaboração própria.

Os corpos de prova ensaiados à energia de compactação intermediária e modificada apresentaram um comportamento similar ao descrito para a EN, entretanto, fica evidente a redução de magnitude dos valores de deformação permanente entre os gráficos de acordo com o aumento da energia. Em função da semelhança dos coeficientes de determinação dos modelos explicitada na Tabela 12, as curvas de DP de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Sweere (1990) e Guimarães (2009) são coincidentes em todas as energias de compactação.

Analisando o comportamento gráfico das deformações permanentes, observa-se visualmente que há uma tendência de convergência maior dos modelos para maiores pares de tensões em todas as energias de compactação. Para avaliar

esta hipótese, foi explorado o erro percentual das DPs previstas em relação às DPs medidas para verificar se é possível perceber uma redução do erro com a progressão dos pares de tensões, sendo adotada a média aritmética dos erros de todos os modelos relativos a cada CP (Figura 39).

Figura 39 – Tendência da média do erro percentual das DPs previstas por corpo de prova em relação às DPs medidas por energia de compactação.



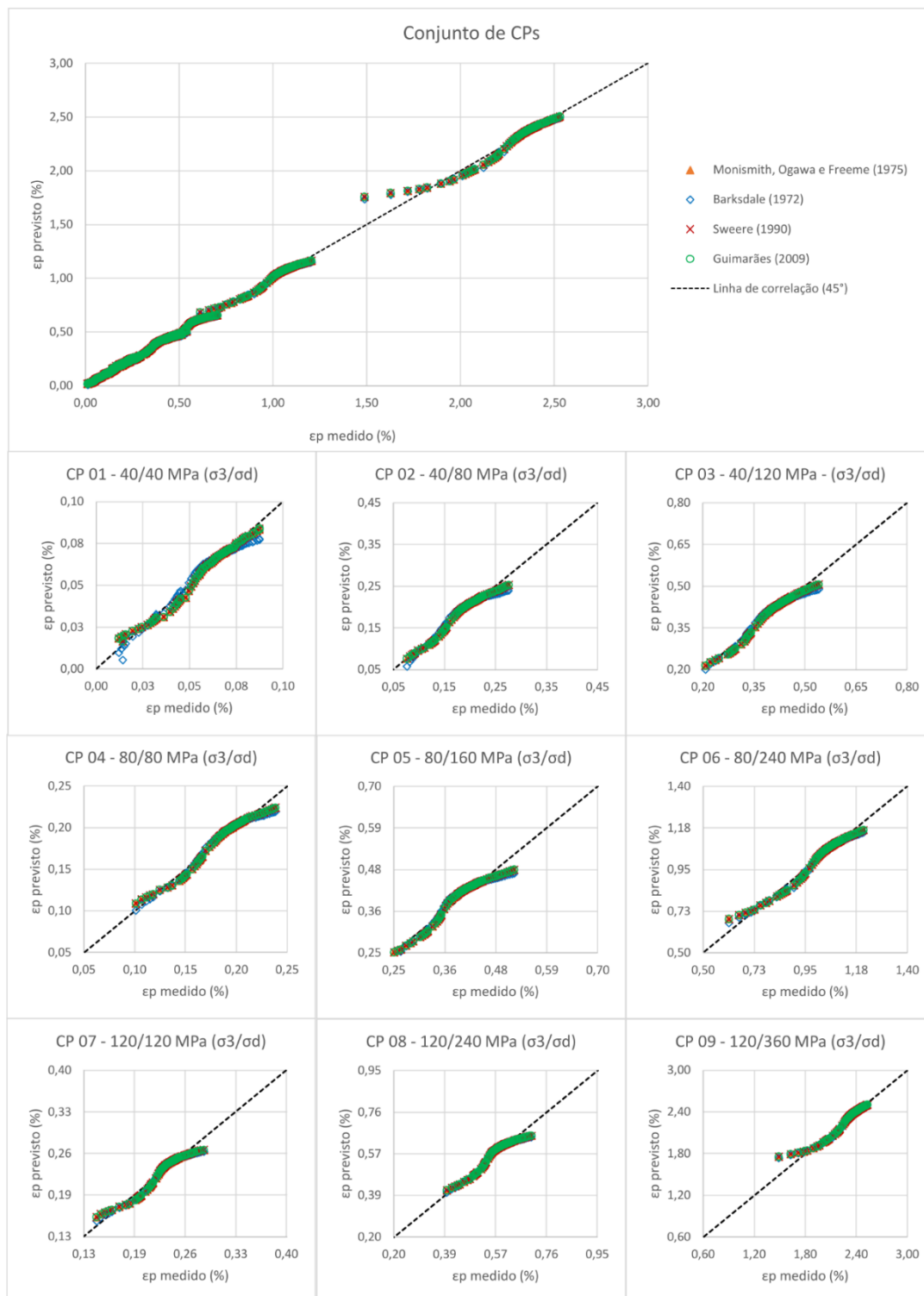
Fonte: Elaboração própria.

Nota-se que, de fato, há uma tendência de redução do erro percentual para os corpos de prova submetidos a elevadas tensões, com uma representatividade das razoável ($0,7330 > R^2 > 0,8891$). Individualmente, para cada CP, foi observado que o erro é maior no início, decresce ao longo do ensaio e apresenta um aumento sutil próximo ao número de ciclos máximo para qualquer energia de compactação. Este comportamento pode ser atribuído às condições do ensaio ou às características dos modelos, no entanto, não aparentam ter relação com o comportamento da ADF trabalhada em si.

Uma maneira alternativa de visualização da adequação dos modelos aos dados laboratoriais é através da linha de correlação, em que os dados medidos e previstos são comparados num gráfico de dispersão. A explicação dos modelos é dita como satisfatória quando a curva destes se assemelha à linha de 45°, o que

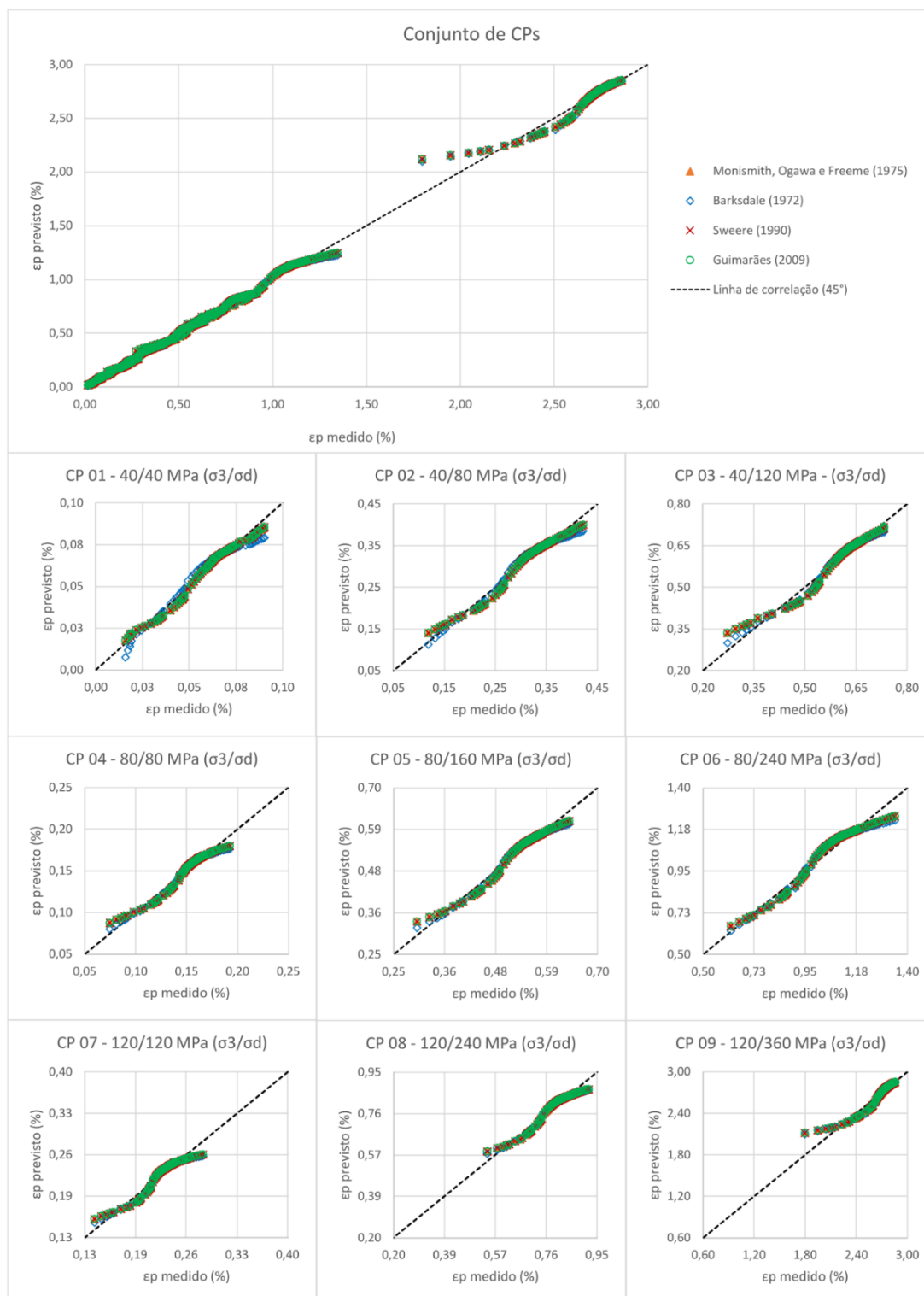
representa igualdade entre os valores experimentais e previstos. Nas Figuras 40, 41 e 42 são mostrados os resultados dessa análise para ECs distintas.

Figura 40 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação normal.



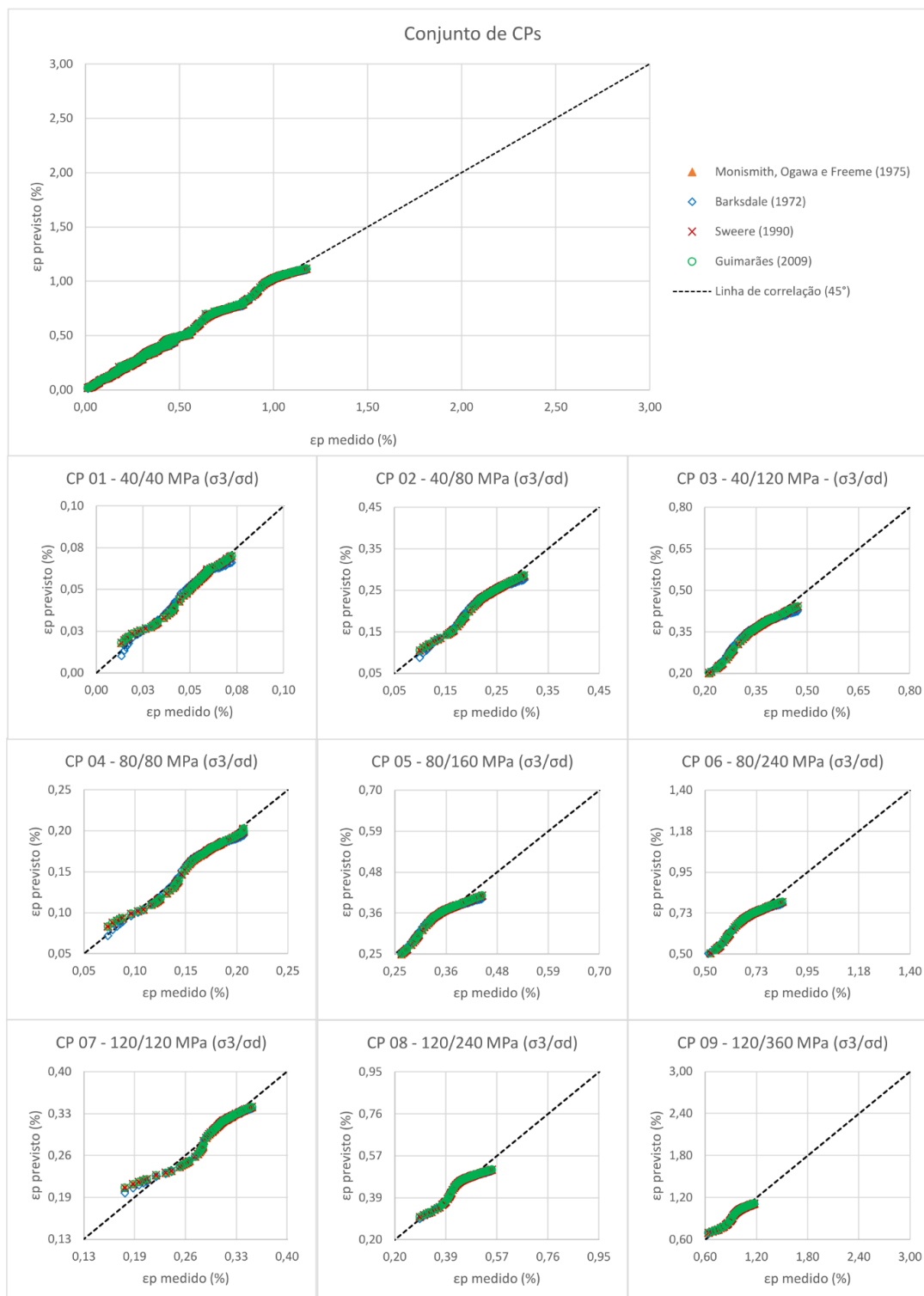
Fonte: Elaboração própria.

Figura 41 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação intermediária.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 42 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para a energia de compactação modificada.



Fonte: Elaboração própria.

Tem-se em destaque o gráfico composto para todos os corpos de prova submetidos a estados de tensões distintos, sendo possível visualizar as respostas do material num âmbito geral. Em segundo plano estão dispostos os valores de dispersão entre DP medidos e previstos para cada um dos CPs de modo a propiciar uma visualização individual e mais detalhada. As escalas dos gráficos para a energia normal, intermediária e modificada não foram alteradas para que se fosse capaz de comparar as curvas geradas de um mesmo corpo de prova para diferentes energias.

Inferese-se que os corpos de prova submetidos a razão de tensões igual a 2 e a baixas tensões confinantes e tensões desvio (CPs 01) respondem de forma semelhante entre si, gerando curvas similares e sendo pouco influenciadas pela energia de compactação. No entanto, maiores valores de σ_1/σ_3 , σ_3 e σ_d (CPs 09) levam à redução gradativa da deformação permanente, tanto em amplitude (em relação ao número de ciclos) quanto em magnitude, restringindo-o ao canto inferior esquerdo do gráfico.

Conforme supracitado, os modelos de previsão possuem comportamento semelhante, o que leva a curvas sobrepostas. Além disso, percebe-se que os valores de deformação permanente para todos os modelos variam suavemente para cima ou abaixo da linha de correlação em todas as energias de compactação, o que representa maiores valores de DP medido em relação ao DP previsto e vice-versa, respectivamente, no decorrer dos ensaios. Apesar da variação de fato ocorrer, esta ocorre ao redor da linha central de 45° , o que garante o bom ajuste dos modelos de previsão de comportamento em termos da deformação resiliente.

4.2.1. Proposta de readequação dos modelos de previsão

Apesar da integralidade dos modelos selecionados terem demonstrado um ajuste satisfatório, todos apresentam a dificuldade de serem modelados para um único estado de tensões, com exceção da formulação de Guimarães (2009), que contorna este obstáculo ao incorporar a tensão confinante e a tensão desvio. Devido a este fato, os modelos de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972) e Sweere (1990) necessitam de equações e parâmetros de regressão específicos para cada um dos estados de tensões nos quais o corpo de prova está submetido, o que dificulta a previsão de comportamento e conseqüentemente a utilização em campo dos materiais.

Ainda que este fato já fosse conhecido antecipadamente devido à incorporação de parâmetros gerais e dependentes somente do número de ciclos, os dados foram dispostos numa tabela consecutivamente, sem distinção de estados de tensões, sendo obtidos os resultados de R^2 descritos na Tabela 13. Não inesperadamente, o único modelo que performou de adequadamente foi o de Guimarães (2009), atingindo um coeficiente de determinação similar aos atingidos de forma parcial para cada um dos estados de tensões.

Tabela 13 – Coeficientes de determinação dos modelos de previsão ao analisar todos os dados de forma conjunta.

Modelo	Energias de compactação		
	Normal	Intermediária	Modificada
Monismith, Ogawa e Freeme (1975)	0,0123	0,0129	0,0446
Barksdale (1972)	0,0123	0,0128	0,0439
Sweere (1990)	0,0123	0,0129	0,0446
Guimarães (2009)	0,9701	0,9828	0,9627

Fonte: Elaboração própria.

Avaliando as três energias de compactação, a análise conjunta dos dados forneceu, em média, um R^2 de 0,9719 no modelo de Guimarães (2009), com valor muito similar e inclusive superior àqueles obtidos de forma parcial para cada um dos estados de tensões, cujo procedimento foi obrigatório para os modelos dos demais autores selecionados. Os parâmetros de regressão obtidos para cada uma das energias são dispostos na Tabela 14.

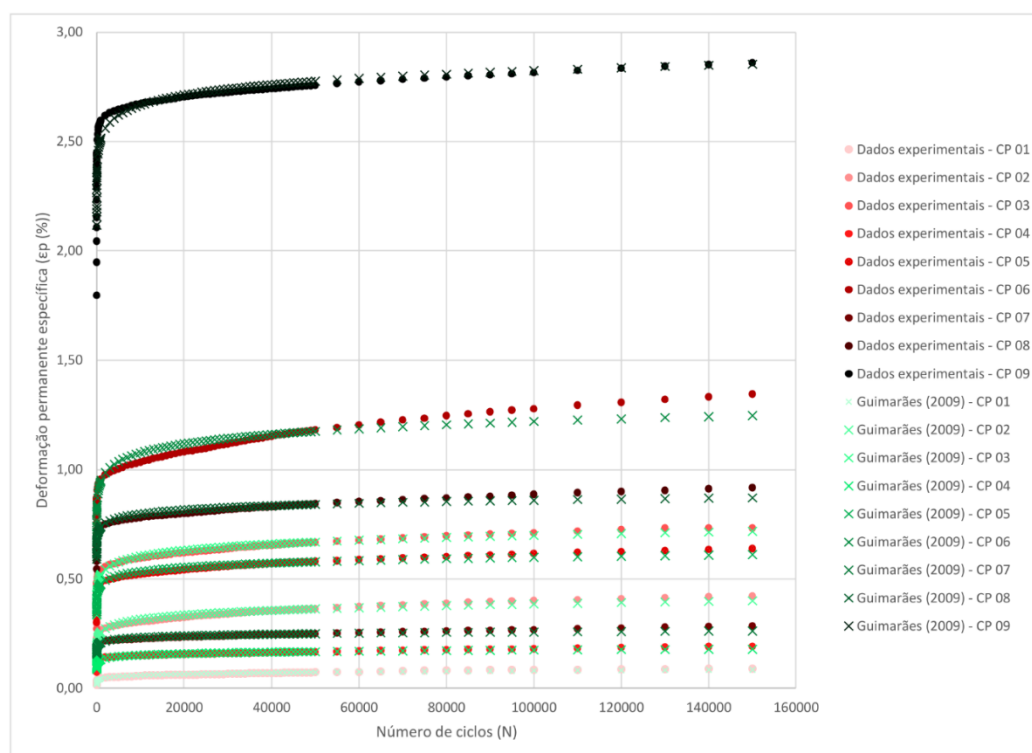
Tabela 14 – Parâmetros de regressão e R^2 dos modelos de previsão de deformação permanente analisados de forma conjunta pelo modelo de Guimarães (2009).

Parâmetros	Energias de compactação		
	Normal	Intermediária	Modificada
ψ_1	0,0000449	0,0000199	0,0018286
ψ_2	-0,8975	-1,1428	-0,5107
ψ_3	2,5412	2,8530	1,4069
ψ_4	0,0315	0,0344	0,0476
R^2	0,9701	0,9828	0,9627

Fonte: Elaboração própria.

Ao contrário de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972) e Sweere (1990), que se mostraram totalmente inaptos a esse tipo de abordagem, o modelo de Guimarães (2009) modela de forma adequada o comportamento da areia descartada de fundição em termos da deformação permanente para qualquer estado de tensões, construindo curvas similares às curvas dos dados experimentais, necessitando de uma análise diferenciada somente para as distintas energias de compactação. Nas Figuras 43, 44 e 45 dispõem-se a variação da deformação permanente de acordo com o número de ciclos para cada uma das energias.

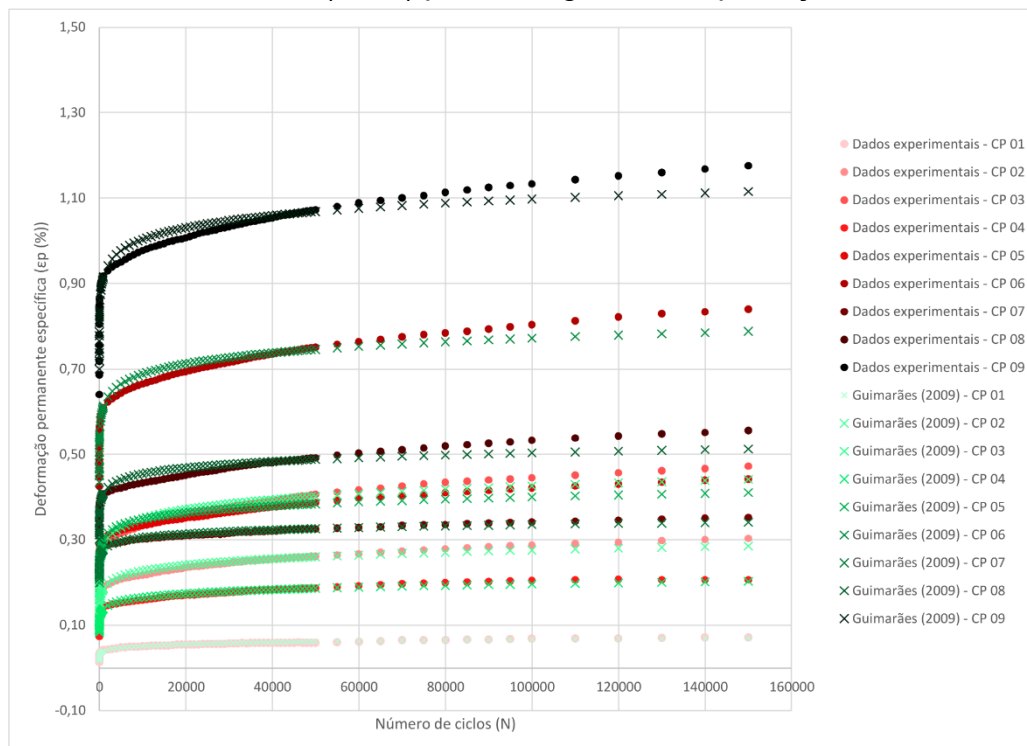
Figura 43 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação normal.



Fonte: Elaboração própria.

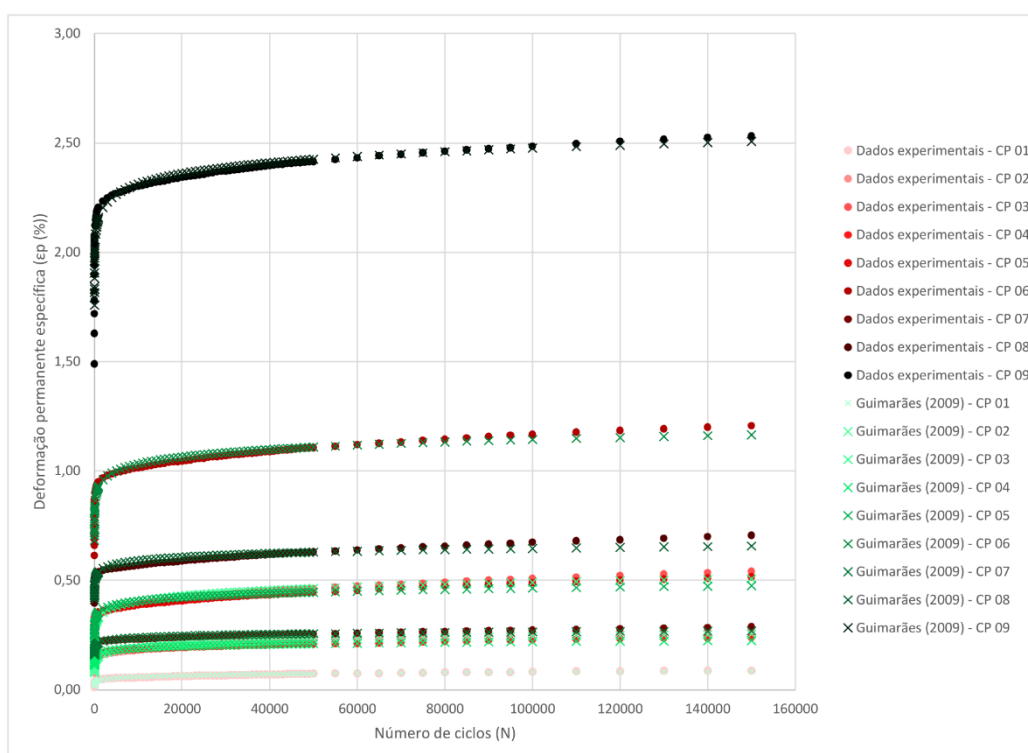
As equações a serem utilizadas para a previsão da deformação permanente em areias descartadas de fundição, conforme os parâmetros de regressão obtidos e com base no modelo de Guimarães (2009), são descritas na Tabela 15, sendo especificadas de acordo com a energia de compactação empregada.

Figura 44 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação intermediária.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 45 – Curvas medidas e previstas de acordo com o número de ciclos pelo modelo de Guimarães (2009) para energia de compactação modificada.



Fonte: Elaboração própria.

Tabela 15 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento plástico da areia descartada de fundição no modelo de Guimarães (2009).

Energia de Compactação	Equação	R ²
Normal	$\varepsilon_p(\%) = 0,0000449 * \sigma_3^{-0,8975} * \sigma_d^{2,5412} * N^{0,0315}$	0,9701
Intermediária	$\varepsilon_p(\%) = 0,0000199 * \sigma_3^{-1,1428} * \sigma_d^{2,8530} * N^{0,0344}$	0,9828
Modificada	$\varepsilon_p(\%) = 0,0018286 * \sigma_3^{-0,5107} * \sigma_d^{1,4069} * N^{0,0476}$	0,9627

Fonte: Elaboração própria.

Em razão desta limitação apresentada pelos modelos que determinam o comportamento plástico dos materiais somente em função do número de ciclos, foi sugerida uma abordagem distinta aos equacionamentos dos modelos de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972) e Sweere (1990), buscando incorporar o estado de tensões às formulações propostas por estes autores através das tensões p e q do círculo de Mohr, em que p é respectiva à coordenada central no eixo horizontal e q ao raio do círculo trabalhado, conforme Equações (28) e (29).

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (28)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_d}{2} \quad (29)$$

Em que:

p: tensão relativa à coordenada central do círculo de Mohr no eixo horizontal;

q: tensão relativa ao raio do círculo de Mohr;

σ_1 : tensão principal maior;

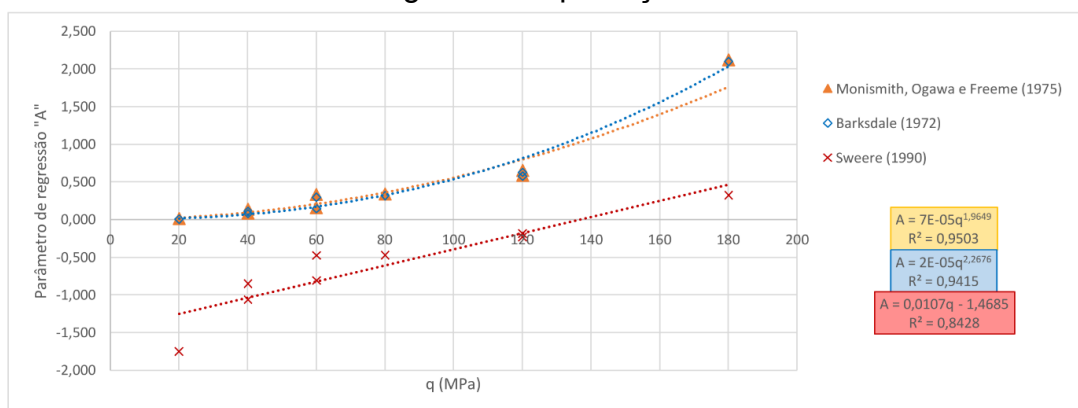
σ_3 : tensão principal menor;

σ_d : tensão desvio.

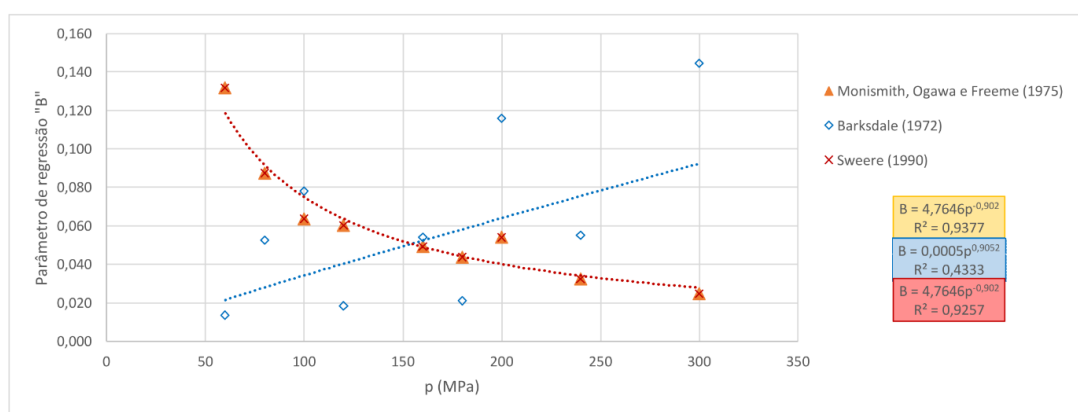
Num primeiro momento, analisou-se a correlação entre os parâmetros de regressão A e B destes modelos com as tensões q e p, respectivamente, as quais implicitamente representam a tensão confinante (σ_3) e a tensão desvio (σ_d) impostas pelo equipamento triaxial dinâmico. Este procedimento foi feito inserindo os pares (A,q) e (B,p) num gráfico de dispersão com os nove corpos de prova ensaiados para cada energia de compactação e analisando o coeficiente de determinação da curva de tendência calculada pelo *software Microsoft Excel*, o que deu origem às Figuras

46, 47 e 48. Os valores dos parâmetros de regressão A e B foram obtidos com base na Tabela 12.

Figura 46 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação normal.



(a)

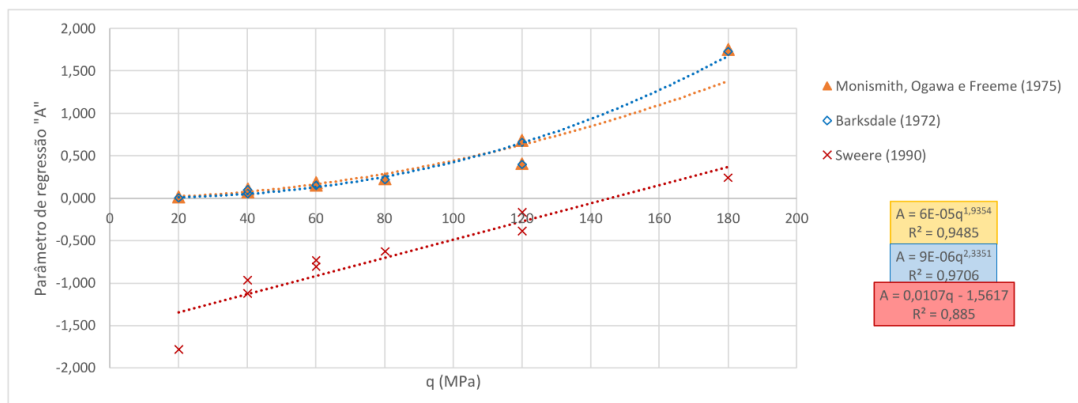


(b)

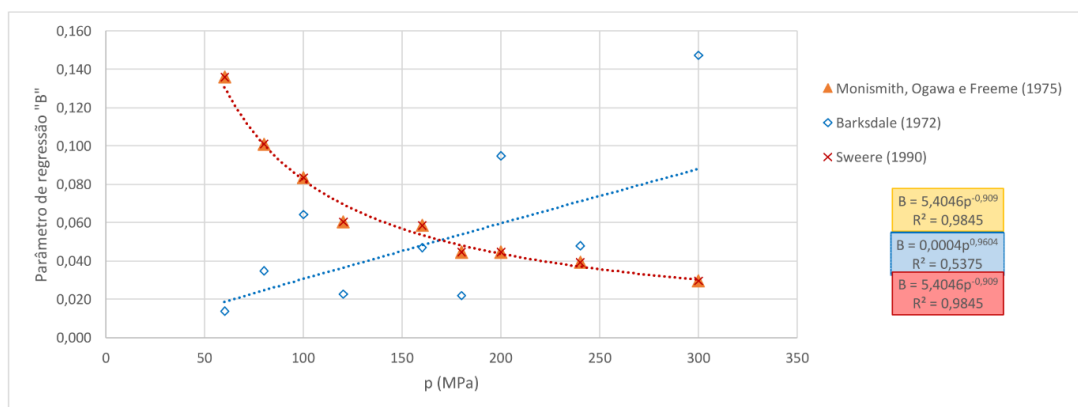
Fonte: Elaboração própria.

Através do coeficiente de determinação, nota-se que o modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975) é fortemente influenciado pela tensão p e tensão q, visto que o R² em ambos os parâmetros de regressão é superior a 0,93. O modelo de Sweere (1990) demonstra uma forte influência pela tensão p, no entanto, possui menor relação com a tensão q, não sendo possível modelá-la com uma linha de tendência potencial em função de seus valores negativos. O modelo de Barksdale (1972), por outro lado, apresenta maior influência pela tensão q e menor relação com a tensão p. Este comportamento é similar ao verificado para as energias intermediária e modificada.

Figura 47 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação intermediária.



(a)

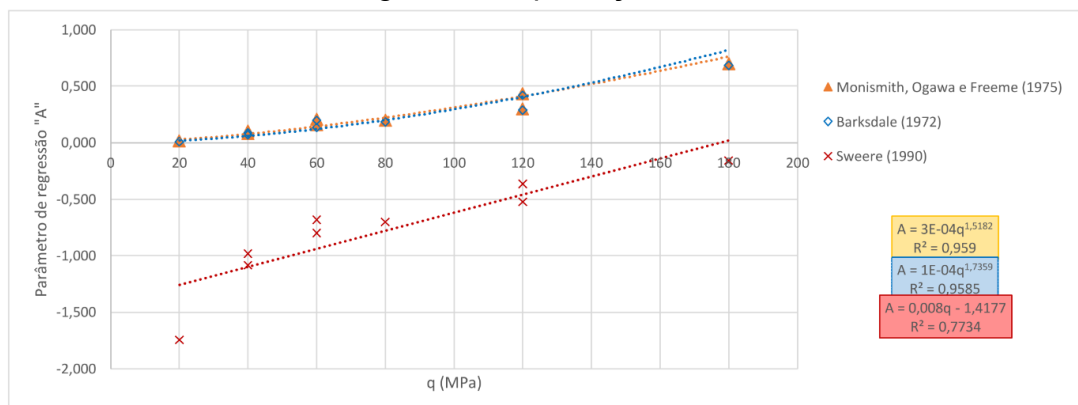


(b)

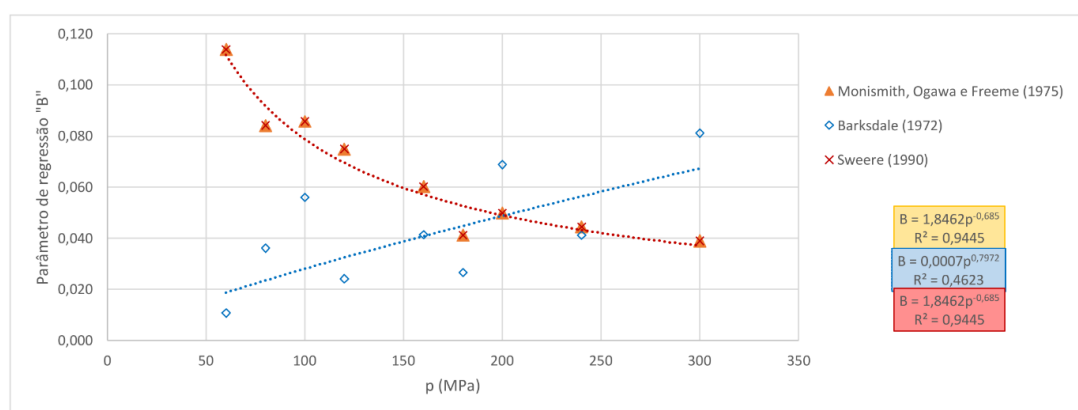
Fonte: Elaboração própria.

Deste modo, a proposição de inclusão do estado de tensões ao equacionamento dos modelos que empregam somente o número de ciclos só é possível de forma adequada no modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), tendo em vista que é o único dentre os selecionados que é fortemente influenciado por ambas as tensões p e q e que permite uma modelagem similar à proposta por Guimarães (2009).

Figura 48 – Correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões q (a) e p (b) na energia de compactação modificada.



(a)



(b)

Fonte: Elaboração própria.

A partir destes resultados, foi feita a alteração da formulação original proposta por Monismith, Ogawa e Freeme (1975) ao substituir os parâmetros de regressão A e B com base no equacionamento gerado pela linha de tendência potencial indicada pelo *software*, dando origem a Equação (30) que considera o estado de tensões, permitindo com que a deformação permanente seja calculada para qualquer par de tensão confinante e tensão desvio.

$$\varepsilon_p = (\psi_1 * q^{\psi_2}) * N(\psi_3 * (p^{\psi_4})) \quad (30)$$

Na qual:

ε_p : deformação específica plástica;

p : tensão relativa à coordenada central do círculo de Mohr no eixo horizontal;

q : tensão relativa ao raio do círculo de Mohr;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 : parâmetros de regressão.

Num primeiro momento, foram utilizados os próprios parâmetros indicados pelo equacionamento proposto pelas linhas de tendência potenciais, os quais por si só já resultaram em coeficientes de determinação satisfatórios (ajuste gráfico). Todavia, foi utilizada a técnica de regressão não linear para minimizar a soma dos quadrados residuais, sendo obtidos valores ainda melhores e inclusive superiores ao modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975) puro para as energias normal e intermediária, conforme indicado na Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros de regressão para incorporar o estado de tensões ao modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).

Parâmetro	Ajuste gráfico			Regressão não linear		
	EN	EI	EM	EN	EI	EM
ψ_1	7,00E-05	5,00E-06	3,00E-04	1,80E-06	9,08E-07	3,07E-04
ψ_2	1,9647	1,9354	1,5182	2,6845	2,7845	1,4864
ψ_3	4,7646	5,4046	1,8462	199,4935	146,4019	4,1793
ψ_4	-0,9020	-0,9090	-0,6850	-1,5586	-1,4880	-0,8212
R^2	0,9506	0,9435	0,9501	0,9816	0,9759	0,9542

Fonte: Elaboração própria.

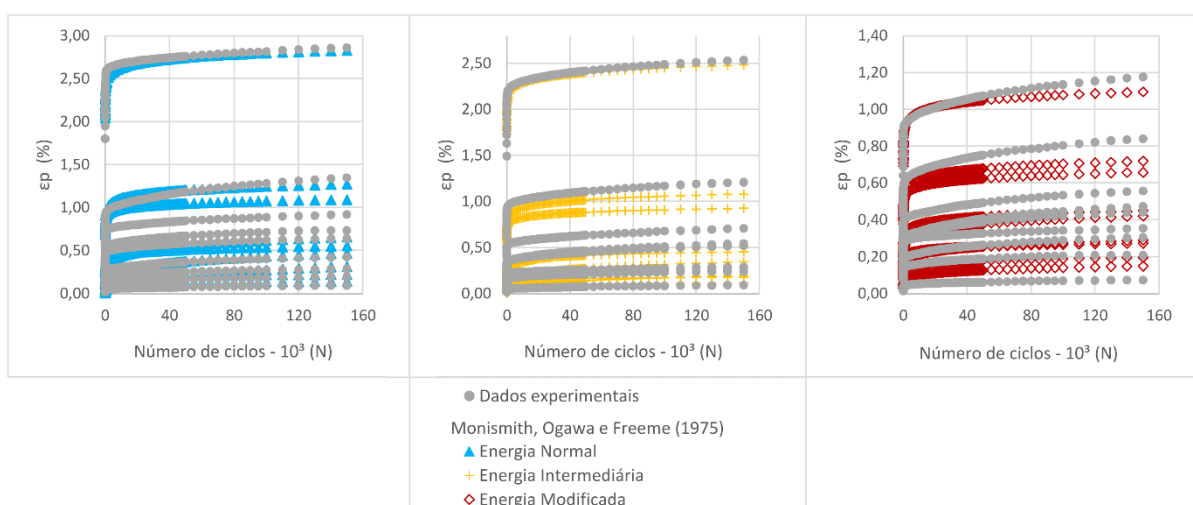
Na Tabela 17 especificam-se as equações que devem ser empregadas para a previsão da deformação permanente de areias descartadas de fundição submetidas a qualquer estado de tensões conforme as tensões p e q . As mesmas análises de ajuste entre as curvas de deformação permanente medidas e previstas foram feitas para este novo modelo confeccionado de acordo com o de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), sendo avaliadas simultaneamente num gráfico de DP *versus* número de ciclos na Figura 49 e com a linha de correlação de 45° na Figura 50.

Tabela 17 – Equações a serem utilizadas para prever o comportamento plástico da areia descartada de fundição no modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).

Energia de Compactação	Equação	R^2
Normal	$\varepsilon_p = (1,80^{-6} * q^{2,6845}) * N^{(199,4935*(p^{-1,5586}))}$	0,9816
Intermediária	$\varepsilon_p = (9,08^{-7} * q^{2,7845}) * N^{(146,4019*(p^{-1,4880}))}$	0,9759
Modificada	$\varepsilon_p = (3,07^{-4} * q^{1,4864}) * N^{(4,1793*(p^{-0,8212}))}$	0,9542

Fonte: Elaboração própria.

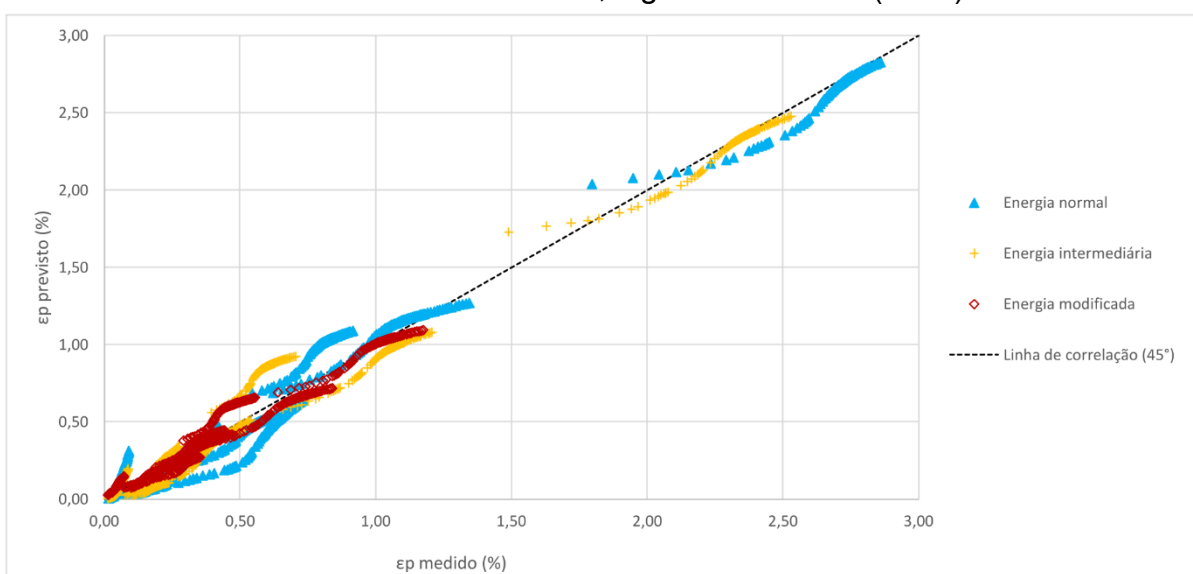
Figura 49 – Curvas de deformação permanente medidas e previstas pelo modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).



Fonte: Elaboração própria.

Não foi feita distinção entre os diferentes CPs (ou estados de tensões), tendo em vista que o objetivo é demonstrar a aptidão deste modelo em prever o comportamento plástico da ADF num âmbito geral. Observa-se o mesmo comportamento de variação ao redor da linha de correlação descrito nos demais modelos, no entanto, em geral, o ajuste é satisfatório.

Figura 50 – Comparação entre a DP prevista e a DP medida para o modelo modificado de Monismith, Ogawa e Freeme (1975).



Fonte: Elaboração própria.

Deste modo, entende-se que o melhor modelo para representação do comportamento da areia descartada de fundição em termos da deformação permanente é o de Guimarães (2009), cujo modelo puro permite a previsão da DP da ADF a partir de qualquer estado de tensões desde que se conheça a energia de compactação empregada. Por outro lado, o modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975) também se apresenta como uma alternativa viável, tendo em vista os bons resultados alcançados, desde que se empregue a proposição do autor deste trabalho. Os demais modelos demonstraram uma boa capacidade em ajustar os dados experimentais, no entanto, a necessidade do desenvolvimento de equações específicas para cada par de tensões dificulta e quase inviabiliza a sua utilização no campo prático.

4.2.2. Análise de *shakedown*

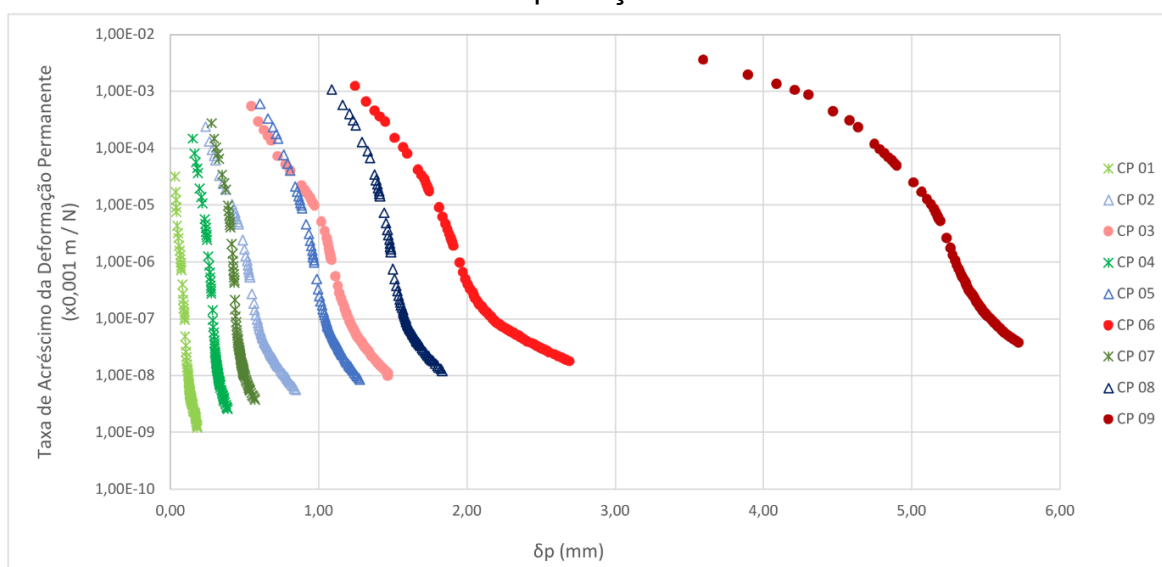
A ocorrência de *shakedown* nas areias descartadas de fundição foi avaliada para os nove corpos de prova de cada uma das energias de compactação empregadas (normal, intermediária e modificada) de acordo com a sua deformação permanente e sua taxa de acréscimo da deformação permanente (ε'_p), calculada pela divisão da DP em metros pelo número de ciclos respectivo. Estes dados foram inseridos num gráfico de dispersão e o comportamento demonstrado pelo material em cada energia foi mensurado de acordo com as curvas apresentadas, as quais foram comparadas com a classificação expressa por Lima *et al.* (2020) e Guimarães (2009).

Respectivamente, nas Figuras 51, 52 e 53, ilustra-se o comportamento apresentado para os corpos de prova nas energias normal, intermediária e modificada. Observou-se que a razão de tensões aplicada aos CPs possui influência sobre as curvas geradas e, deste modo, foi feito o agrupamento dos corpos de prova submetidos a uma mesma razão de tensões σ_1/σ_3 numa mesma escala de cores para melhor visualização dos dados, em que $\sigma_1/\sigma_3 = 2$ são respectivos aos CPs 01, 04 e 07, $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ respectivos aos CPs 02, 05 e 08 e $\sigma_1/\sigma_3 = 4$ aos CPs 03, 06 e 09. Os gráficos foram mantidos numa mesma escala horizontal e vertical para permitir uma análise aprimorada entre eles.

Em tese, o comportamento em relação ao *shakedown* independe da energia de compactação, tendo em vista que as curvas apresentadas para todos os CPs

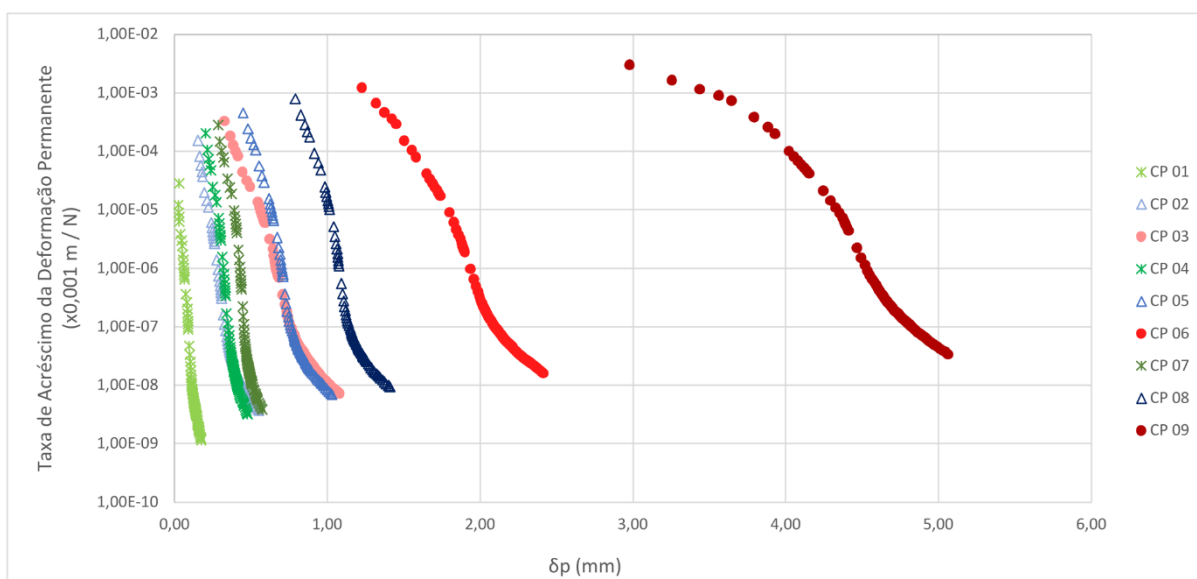
submetidos a diferentes energias de compactação apresentaram relativa similaridade. Nota-se apenas um deslocamento à esquerda em função da redução da DP, a qual já foi constatada em análises progressas neste trabalho, no entanto, a forma da curva e a magnitude da taxa de acréscimo da deformação permanente mantiveram-se praticamente idênticas ao longo das três energias ensaiadas.

Figura 51 – Ocorrência de *shakedown* para os CPs submetidos a energia normal de compactação.



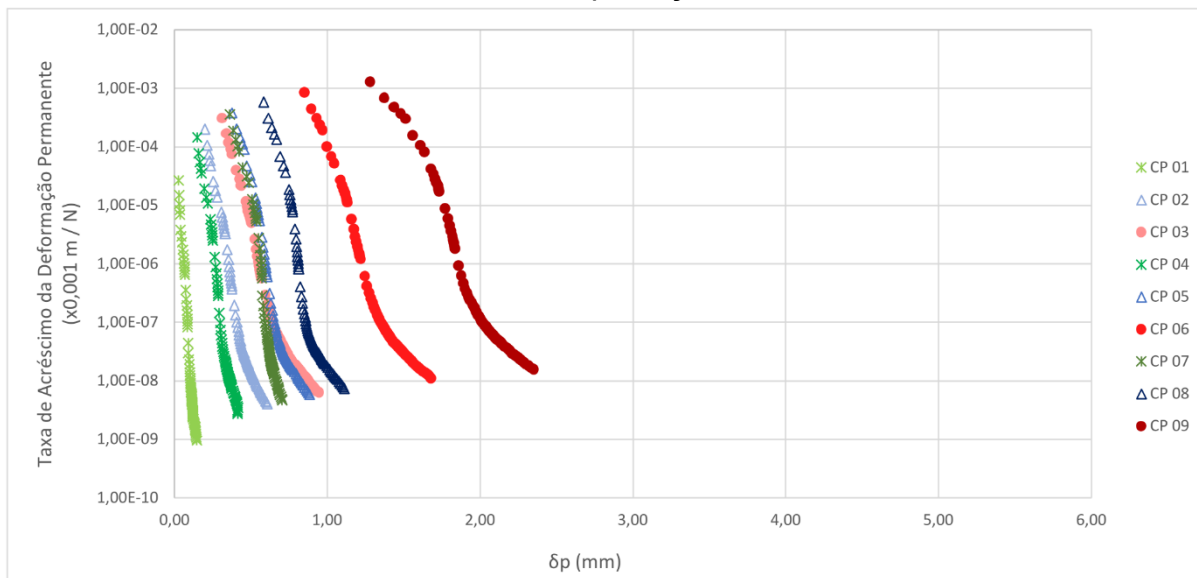
Fonte: Elaboração própria.

Figura 52 – Ocorrência de *shakedown* para os CPs submetidos a energia intermediária de compactação.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 53 – Ocorrência de *shakedown* para os CPs submetidos a energia modificada de compactação.



Fonte: Elaboração própria.

A razão de tensões empregada aparenta ser o principal fator de influência do comportamento frente à acomodação das deformações plásticas da areia descartada de fundição, tendo em vista que os CPs respectivos à razão de tensões σ_1/σ_3 igual a 2 apresentaram um comportamento mais próximo do nível A, com taxa de acréscimo da DP superior a 10^{-7} (* 0,001 m). Estes corpos de prova, portanto, tendem a apresentar um acomodamento de suas partículas e não acarretam em afundamentos na trilha de roda pronunciados quando submetidos a cargas repetitivas.

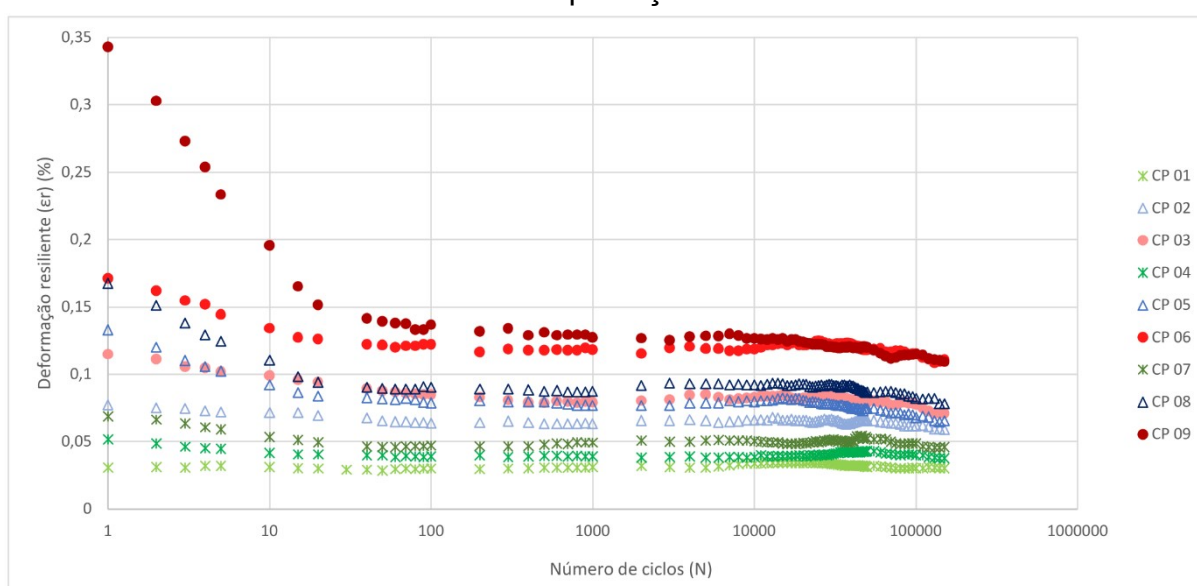
Todavia, ainda que todos os corpos de prova tenham apresentado uma taxa de acréscimo superior a 10^{-7} (* 0,001 m), os CPs submetidos a σ_1 quatro vezes maior do que σ_3 apresentaram um comportamento distinto daquele descrito para os CPs 01, 04 e 07. Constatou-se uma tendência à apresentação de *shakedown* de nível B, em que existe uma incerteza quanto ao comportamento deste material segundo Lima *et al.* (2020), podendo a ADF apresentar um futuro acomodamento plástico ou colapso da estrutura com a continuidade da aplicação da carga, tendo em vista o aumento gradativo da taxa de acréscimo da deformação permanente para elevados número de ciclos. Este efeito também ocorre para os corpos de prova submetidos à razão de tensões intermediária, no entanto, é menos evidente. De modo geral, é prudente considerar que a ADF apresenta um comportamento de nível B em relação ao *shakedown*, tendo em vista que a relação σ_1/σ_3 em campo pode ser superior a 2.

4.2.3. Análise de deformação resiliente via ensaios de DP

As deformações resilientes foram avaliadas para os 27 corpos de prova ensaiados a diferentes estados de tensões, sendo nove relativos a cada uma das três energias de compactação. Assim como na análise da areia descartada de fundição frente à ocorrência de *shakedown*, os CPs foram avaliados de forma conjunta para todos os estados de tensões, sendo feita uma distinção somente para energia de compactação normal (Figura 54), intermediária (Figura 55) e modificada (Figura 56). O número de ciclos, relativo ao eixo x, foi plotado em escala logarítmica para melhor avaliação do comportamento resiliente frente à repetição das cargas.

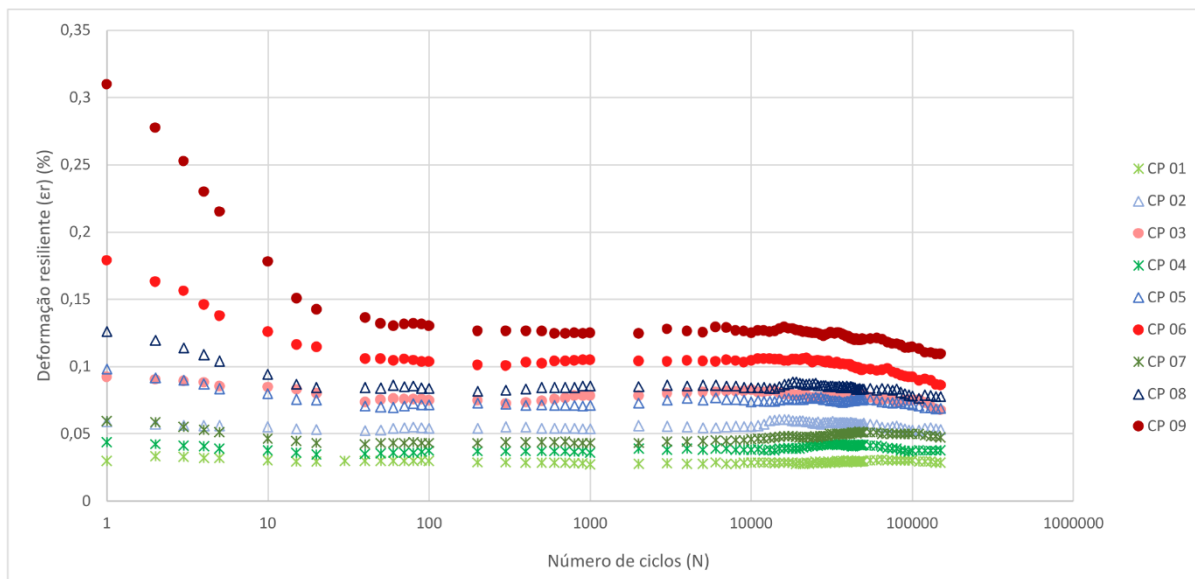
Inferese-se que as maiores razões de tensões levam a maiores deformações recuperáveis, comportamento comum a todas as energias de compactação ensaiadas. Assim como na deformação permanente, é notório que as deformações resilientes decrescem à medida que a areia descartada de fundição é submetida a maiores valores de EC. De modo geral, as deformações elásticas mantiveram-se constantes ao longo do aumento do número de ciclos, ainda que tenham apresentado um decréscimo expressivo nos primeiros ciclos de repetição, especialmente àqueles submetidos a $\sigma_1/\sigma_3 \geq 3$.

Figura 54 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia normal de compactação.



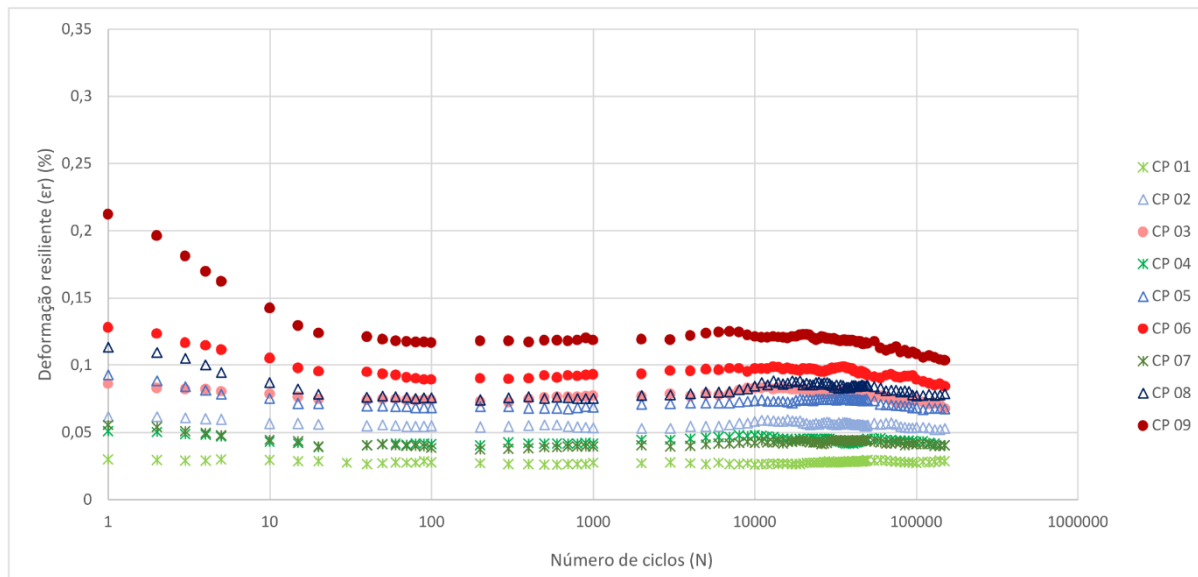
Fonte: Elaboração própria.

Figura 55 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia intermediária de compactação.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 56 – Deformação resiliente pelo número de ciclos para energia modificada de compactação.



Fonte: Elaboração própria.

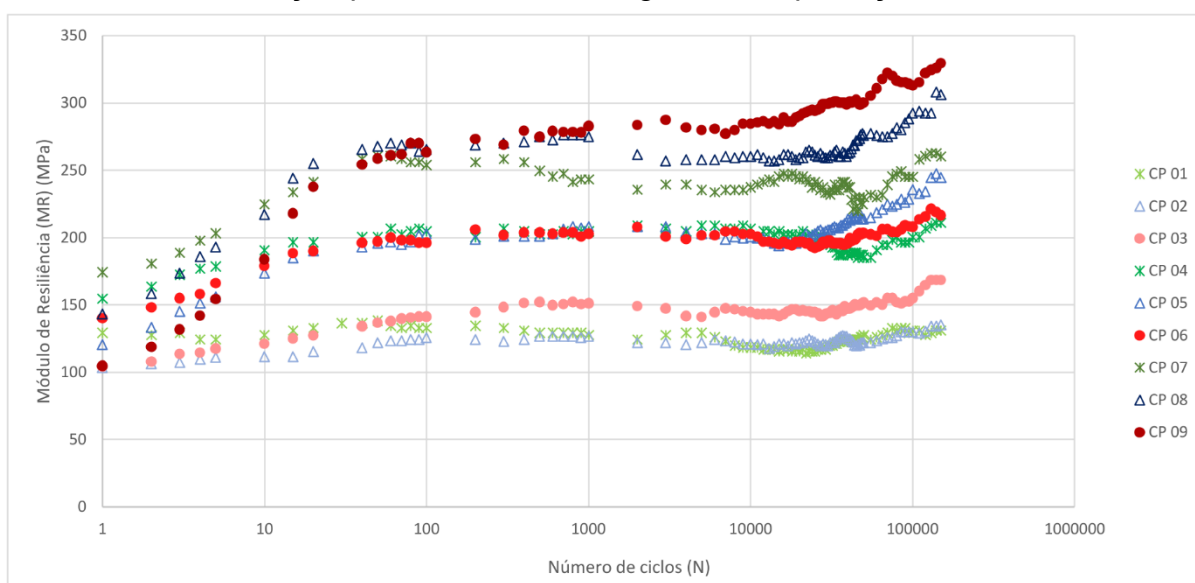
4.2.4. Determinação do MR a partir dos ensaios de DP

Tendo em vista que os ensaios de deformação permanente têm como um de seus resultados as deformações resilientes para cada corpo de prova e, conseqüentemente, para cada estado de tensões, tendo a tensão desvio como um

dos parâmetros atrelados, teoricamente é possível determinar o módulo de resiliência aproveitando os dados fornecidos por esses ensaios. Uma vez que este material foi ensaiado para a obtenção de ambos os parâmetros de forma independente, é possível comparar os valores para verificar a viabilidade da utilização dos resultados do ensaio de deformação permanente, o que economizaria tempo, material e custo na caracterização da ADF. Os gráficos com os valores de MR determinados a partir dos ensaios de DP são dispostos nas Figuras 57, 58 e 59.

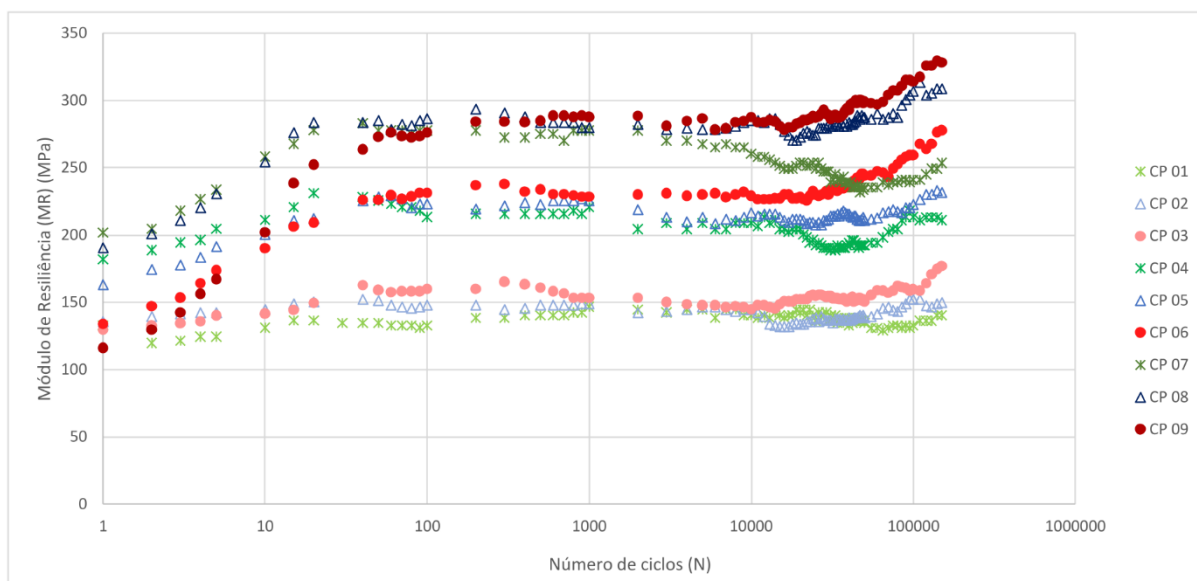
Nota-se pelos gráficos descritos, com o número de ciclos estabelecido em escala logarítmica, que o comportamento geral do módulo de resiliência é de um aumento gradativo nos 100 primeiros ciclos, a presença de um período de consolidação entre 100 a 40.000 ciclos, seguido de um novo aumento considerável que persiste até o fim do ensaio, o qual é mais pronunciado em razões de tensões mais elevadas. Este comportamento é condizente com os resultados de deformação resiliente, tendo em vista que a diminuição da deformação recuperável acarreta num enrijecimento do material para uma mesma tensão desvio. Observa-se que o aumento da energia de compactação influi em valores sutilmente maiores de módulo de resiliência. Para a energia modificada, tem-se a presença de uma crista no decorrer da elevação do número de repetições antes do aumento gradativo para $N > 40.000$.

Figura 57 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação normal.



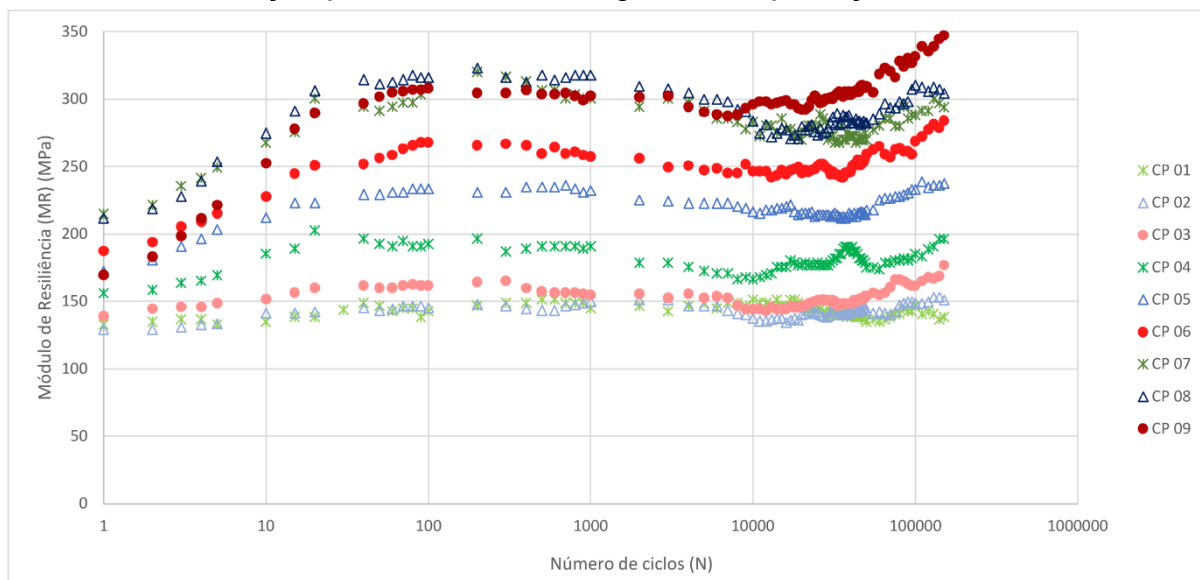
Fonte: Elaboração própria.

Figura 58 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação intermediária.



Fonte: Elaboração própria.

Figura 59 – Módulo de resiliência calculado a partir dos dados de saída do ensaio de deformação permanente na energia de compactação modificada.



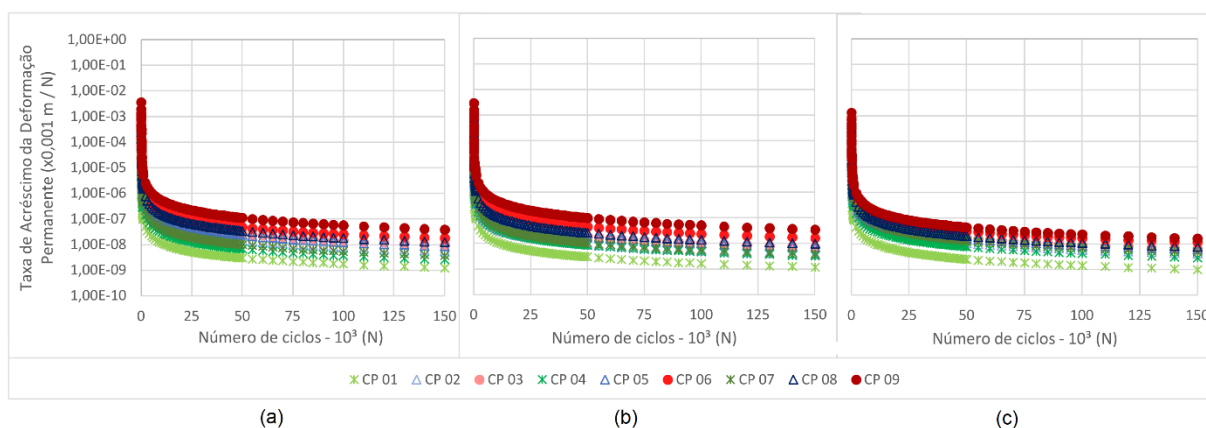
Fonte: Elaboração própria.

A comparação direta entre valores não é possível, tendo em vista que os pares de tensões empregados no ensaio de módulo de resiliência distinguem-se dos estados de tensões utilizados no ensaio de deformação permanente. Sendo assim, foi empregado o modelo de Macêdo (1996) para comparar os valores de MR obtidos a partir da combinação das tensões confinante e desvio estabelecidos pela normativa

179 do DNIT (2018b) com os valores previstos por este modelo, adotando os respectivos parâmetros de regressão por energia de compactação conforme Tabela 6. A formulação deste autor foi escolhida em função de ter apresentado o melhor ajuste matemático aos dados experimentais.

Os valores de módulo de resiliência característicos foram determinados pela média simples dos dados de MR relativos aos últimos 100 mil ciclos ($50.000 \geq N \geq 150.000$) de cada corpo de prova. Esta medida foi adotada para evitar a influência das elevadas taxas de acréscimo de deformações permanentes que ocorrem no início do ensaio, conforme demonstra a Figura 60, respectivo, aproximadamente, ao trecho anterior ao que o material passa a apresentar *shakedown*. Na prática, isso significa que o valor de módulo de resiliência estabelecido possui maior influência das deformações resilientes do que as permanentes e, portanto, tem-se um valor de MR mais próximo daqueles que foram obtidos num ensaio específico para determinação deste parâmetro.

Figura 60 – Taxa de acréscimo da deformação permanente de acordo com a energia de compactação normal (a), intermediária (b) e modificada (c).



Fonte: Elaboração própria.

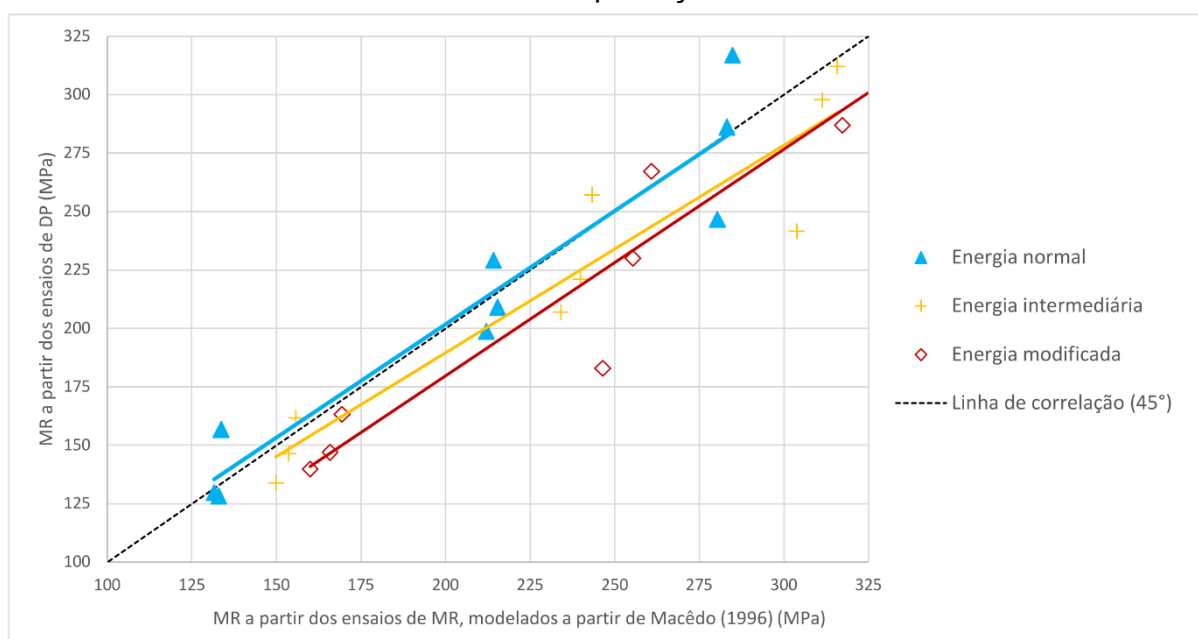
A comparação entre os valores descritos é expressa na Tabela 18 para as energias de compactação normal, intermediária e modificada. A Figura 61 ilustra a correlação entre os dados de MR medidos pelo ensaio de deformação permanente nas três diferentes ECs e aqueles descritos pelo modelo de Macêdo (1996).

Tabela 18 – Determinação do módulo de resiliência a partir dos ensaios de deformação permanente utilizando o modelo de Macêdo (1996).

CP	Módulo de Resiliência (MPa)										
	Energia Normal			Energia Intermediária			Energia Modificada				
	Ensaio de DP	Macêdo (1996)	QR	Ensaio de DP	Macêdo (1996)	QR	Ensaio de DP	Macêdo (1996)	QR		
1	129,73	131,60	3,47	133,85	149,91	257,90	139,81	159,98	406,76		
2	128,31	132,91	21,18	146,42	153,61	51,82	146,92	165,85	358,23		
3	156,72	133,68	530,56	161,71	155,82	34,70	163,21	169,38	38,16		
4	198,61	212,05	180,43	206,87	234,09	740,57	182,95	246,38	4023,83		
5	229,04	214,16	221,25	221,06	239,87	353,81	229,98	255,42	647,38		
6	209,09	215,41	39,89	257,12	243,32	190,31	267,19	260,87	40,01		
7	246,65	280,30	1132,27	241,55	303,81	3875,71	286,89	317,18	917,85		
8	286,11	283,10	9,05	297,72	311,32	184,85	299,23	328,82	875,72		
9	316,78	284,75	1025,73	312,12	315,79	13,51	327,54	335,83	68,75		
SQR			3163,82	SQR			5703,18	SQR			7376,68
R²			0,9109	R²			0,8969	R²			0,9243
K1			1206,13	K1			1187,53	K1			1188,45
K2			0,674	K2			0,608	K2			0,571
K3			0,014	K3			0,035	K3			0,052

Fonte: Elaboração própria.

Figura 61 – Comparação entre o MR previsto e o MR medido com base nos dados de deformação permanente pelo modelo de Macêdo (1996) para diferentes energias de compactação.



Fonte: Elaboração própria.

Tem-se que a utilização da equação de Macêdo (1996) com os parâmetros de regressão especificados, estabelecida a partir dos parâmetros experimentais das três diferentes energias de compactação, ajustou-se aos dados obtidos pelo ensaio de deformação permanente de forma razoável, sendo possível estimar os valores de módulo de resiliência sem a necessidade da realização de ensaios de MR propriamente dito. Entretanto, a correlação não é perfeita e o módulo fornecido pelo ensaio de DP tende a ser minorado, o que é observado pela maioria da dispersão estar posicionada abaixo da linha de correlação; logo, para aplicações que requerem um alto nível de confiabilidade, ainda se recomenda a realização do ensaio específico.

A título de comparação entre parâmetros de regressão, foi possível minimizar a soma dos quadrados residuais utilizando a ferramenta *Solver* do *Microsoft Excel* e obter R^2 maiores, no entanto, isso modifica os parâmetros experimentais do modelo de Macêdo (1996), conforme expresso na Tabela 19. Na prática, estes valores obtidos só seriam úteis para ajustar valores de módulo de resiliência obtidos por meio de ensaios de deformação permanente com base nos próprios valores de DP, contudo, isso não aproxima os resultados do módulo de resiliência medido em seu ensaio próprio.

Tabela 19 – Comparação entre os parâmetros de regressão obtidos com base no modelo de Macêdo (1996) para ensaios de módulo de resiliência e determinados por regressão não linear por ajuste dos dados de DP.

Situação	1	2	1	2	1	2
Parâmetros	Energia Normal		Energia Intermediária		Energia Modificada	
K1	1206,13	1040,16	1187,53	880,70	1188,45	1068,78
K2	0,674	0,499	0,608	0,380	0,571	0,461
K3	0,0143	0,1649	0,0352	0,2124	0,0520	0,1914
R ²	0,9109	0,9674	0,8969	0,9872	0,9243	0,9699
Situação 1	Macêdo (1996) conforme Tabela 6.					
Situação 2	Macêdo (1996) ajustado para os resultados do ensaio de DP					

Fonte: Elaboração própria.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A determinação do comportamento plástico e resiliente da areia descartada de fundição (ADFs) é fundamental para a caracterização deste resíduo industrial e para viabilizar a sua utilização em obras de infraestrutura. Para tanto, ao longo da pesquisa, foi conduzida uma série de análises em relação ao módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP) a partir da realização de ensaios triaxiais dinâmicos com três energias de compactação distintas, cujas avaliações contribuem com o conhecimento científico acerca do principal rejeito da indústria metalúrgica. Esta pesquisa suscita os valores típicos de MR e DP, bem como fornece os subsídios necessários para a previsão do comportamento plástico e resiliente por meio do estabelecimento dos modelos mais adequados.

Em relação ao módulo de resiliência, os valores típicos encontrados para a areia de fundição variaram entre 81,95 a 322,86 MPa para energia de compactação (EC) normal, 100,61 a 353,38 MPa para a energia intermediária e 111,49 a 374,98 MPa para a energia modificada. A título de comparação, as areias e lateritas analisadas por Guimarães (2009) através dos resultados dos ensaios de deformação permanente atingiram valores de MR entre 300 a 1050 MPa, o que demonstra um comportamento razoável da ADF e o seu potencial frente aos solos naturais.

Foi observado um aumento do MR em consonância com o aumento da tensão confinante (σ_3), com conseqüente baixa sensibilidade à tensão desvio, os quais são características típicas de materiais granulares. O acréscimo do módulo de resiliência com a elevação da EC indica maiores valores de peso específico aparente seco (γ_d), o que representa uma maior estabilidade e capacidade de carga da ADF quando esta é utilizada em campo, sugerindo que este resíduo industrial pode ser empregado como material de pavimentação.

Em relação aos modelos que descrevem o comportamento dos materiais, a ADF foi melhor representada pelas equações que incorporam a tensão confinante em sua formulação, como Hicks (1970) e Macêdo (1996), o que era esperado, uma vez que a areia descartada de fundição apresentou desempenho similar ao de solos granulares. Dentre eles, a proposição que melhor ajustou os dados experimentais foi a de Macêdo (1996), respectivo ao modelo composto, atingindo coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,985. Os modelos que integram o invariante de

tensões (θ) ou a tensão octaédrica cisalhante, como Biarez (1962), NCHRP (2003) e Uzan (1985) obtiveram R^2 superiores a 0,90. Por outro lado, as formulações que empregam unicamente a tensão desvio, tal como Svenson (1980), tiveram uma performance ruim e não devem ser utilizados para prever o comportamento resiliente da ADF.

Desta forma, o modelo de Macêdo (1996) foi considerado o melhor para prever os valores de módulo de resiliência de areias descartadas de fundição, com equações típicas para cada energia de compactação empregada especificadas na Tabela 6. Neste modelo, os parâmetros de regressão variaram entre 1187,53 a 1206,13 (K_1), 0,571 a 0,674 (K_2) e 0,014 a 0,052 (K_3). Uma das possibilidades ponderadas para tornar essa formulação mais genérica para qualquer EC foi considerar a média aritmética dos parâmetros experimentais para as três energias de compactação conforme a Tabela 7; no entanto, esta não foi julgada como totalmente adequada.

Para tanto, foi proposta uma nova formulação baseada em Macêdo (1996) incorporando a energia de compactação e também o peso específico aparente seco, que na realidade é o parâmetro que se deseja modificar ao alterar a EC. As equações resultantes a serem aplicadas para prever o comportamento resiliente da ADF são descritas na Tabela 9, com parâmetros de regressão iguais a 1068,22 para K_1 , 0,571 para K_2 , 0,052 para K_3 e 0,105 para K_4 no modelo com a incorporação de EC e 0,403, 0,605, 0,033 e 2,717 com o emprego de γ_d , respectivamente. Esta nova equação resultou em R^2 muito similares ao original, com a vantagem de poder ser utilizada para qualquer energia de compactação diferente das utilizadas neste trabalho. Deste modo, o autor indica que tanto a equação de Macêdo (1996) quanto o modelo modificado podem ser manuseadas para caracterizar o MR de maneira adequada.

No campo dos ensaios triaxiais dinâmicos para DP, constatou-se um aumento gradual do deslocamento e deformação permanente e resiliente com o acréscimo da razão de tensões σ_1/σ_3 para uma dada tensão confinante fixa e para uma mesma energia de compactação. Com maiores ECs, foi verificado uma tendência geral de diminuição das variáveis mencionadas. Os valores mais elevados de deslocamento e deformação permanente foram de 5,72 mm e 2,86%, respectivamente, observados na energia de compactação normal no CP 09, naturalmente no último ciclo de carga do ensaio (150.000), o qual foi submetido a $\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa ($\sigma_1/\sigma_3 = 4$).

Do ponto de vista do avanço das deformações permanentes ao longo do ensaio, nota-se que o aumento da razão de tensões e dos valores de σ_3 e σ_d influem em maiores DPs desde o início, havendo uma progressão rápida nos primeiros 40 mil ciclos de repetição para uma posterior diminuição da taxa desse ponto, aproximadamente, até o fim do ensaio. As curvas de DP têm formato similar independente da energia de compactação utilizada, todavia, fica evidente a redução de magnitude dos valores de DP para energias maiores. Percebe-se que os corpos de prova submetidos a baixas tensões e a menor razão de tensões possuem um comportamento semelhante e pouco influenciado pela EC, ao contrário daqueles com a incidência de altas tensões e a maior razão de tensões, que apresentam gradativa redução da deformação permanente em amplitude e magnitude.

Os modelos de previsão de comportamento em termos da deformação permanente selecionados foram os de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), Barksdale (1972), Sweere (1990) e Guimarães (2009), os quais ajustaram os dados experimentais de forma satisfatória ao atingir um R^2 mínimo de 0,94, mesmo que suas formulações empreguem abordagens distintas. As curvas de DP previstas foram levemente minoradas em relação às medidas. O modelo de Barksdale (1972) foi o que apresentou o pior desempenho entre os modelos analisados, no entanto, o seu coeficiente de determinação é suficientemente elevado para se afirmar que sua equação não pode ser utilizada para representar o comportamento da ADF em termos da DP. De forma geral, os parâmetros independentes do número de ciclos decresceram com o aumento da energia de compactação, enquanto os dependentes apresentaram pouca alteração, o que indica uma maior sensibilidade à EC em relação ao número de repetições.

Em contrapartida, apenas o modelo de Guimarães (2009) incorpora a tensão confinante e tensão desvio em sua formulação além do número de ciclos, o que o torna apto a se ajustar a qualquer estado de tensões. A análise de todos os dados de forma conjunta resultou em um R^2 entre 0,9627 a 0,9828, superior, inclusive, aos coeficientes de determinação parciais para cada combinação. No caso dos demais selecionados, é necessário o estabelecimento de parâmetros de regressão para cada par de tensões e energias de compactação, o que praticamente inviabiliza a utilização destes modelos. Naturalmente, o modelo de Guimarães (2009) pode ser considerado como o melhor para representação dos dados experimentais de deformação permanente, cujas equações foram dispostas na Tabela 15 para as três energias de

compactação empregadas neste trabalho. No entanto, buscou-se novas proposições com base nos demais modelos para incorporar os estados de tensões e estabelecer uma formulação mais generalista.

Esta nova abordagem estudou a correlação entre os parâmetros de regressão e as tensões p e q do círculo de Mohr, as quais implicitamente representam σ_3 e σ_d . O modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975) foi o único que demonstrou correlação entre os parâmetros experimentais A e B às tensões q e p , respectivamente, sendo, portanto, o objeto desta nova perspectiva que resultou no surgimento da Equação (30), que incorpora novos parâmetros experimentais sob enfoque similar àquele implementado por Guimarães (2009). Por meio dessa formulação e pelo ajuste através de regressão não linear, obteve-se coeficientes de determinação superiores ao do modelo original para cada estado de tensões e competitivos com os apresentados por Guimarães (2009) – $0,9542 \leq R^2 \leq 0,9816$ –, com a apresentação das equações do modelo de Monismith, Ogawa e Freeme (1975) modificado para qualquer estado de tensões na Tabela 17.

Desta forma, o autor infere que o modelo que melhor se ajusta aos dados experimentais das deformações permanentes é o de Guimarães (2009), que apesar de ter apresentado uma performance semelhante aos demais modelos analisados, é o único que nativamente considera os estados de tensão em sua formulação desde que a energia de compactação seja pré-determinada. A abordagem diferenciada em termos da tensão p e q proposta pelo autor baseada na equação de Monismith, Ogawa e Freeme (1975), fundamentado em Guimarães (2009), também é uma alternativa viável para prever o comportamento da areia descartadas de fundição com relação à deformação permanente.

Os modelos constitutivos sugeridos pelo autor contribuem para a previsão do comportamento em termos do módulo de resiliência e deformação permanente da ADF ao elaborar uma equação generalizada que permite bons ajustes aos dados experimentais com uma pequena quantidade de parâmetros, facilitando a sua utilização e possibilitando a descrição destes dados de uma maneira global.

No caso do MR, tem-se uma única formulação para a EC e γ_d , o que acarreta na descrição do comportamento de uma ADF para inúmeras condições de campo. Para a DP, tem-se centenas de parâmetros de regressão e dezenas de equações específicas para cada par de tensões e EC resumidas a uma equação com quatro

parâmetros para cada energia de compactação, tornando a previsão da deformação permanente de uma ADF muito mais viável.

Em relação ao *shakedown*, em tese, tem-se que a energia de compactação não possui influência sobre a sua ocorrência, uma vez que as formas das curvas apresentadas dos CPs submetidos a diferentes ECs são similares, diferindo-se apenas devido à diminuição da DP com maiores energias. A razão de tensões aparente ser o principal fator atuante, tendo em vista que os CPs submetidos a $\sigma_1/\sigma_3 = 2$ aparentam um comportamento similar ao de nível A e para $\sigma_1/\sigma_3 \geq 3$ constata-se um comportamento respectivo ao nível B. Por prudência, o autor classifica as areias descartadas de fundição como *shakedown* de nível B, quando não se tem certeza acerca de um futuro acomodamento dos afundamentos na trilha de roda ou do colapso da estrutura, uma vez que a relação entre as tensões principais maior e menor em campo pode ser superior a dois.

No que se refere ao comportamento resiliente com base nos ensaios de deformação permanente, nota-se que as maiores deformações recuperáveis ocorrem em maiores razões de tensões para todas as energias de compactação ensaiadas, decrescendo com o aumento da EC e mantendo-se constante ao longo do aumento do número de ciclos após um decréscimo expressivo nos primeiros ciclos de repetição. O módulo de resiliência apresenta uma elevação gradativa nos 100 ciclos iniciais, um período de consolidação até 40 mil ciclos, seguido de um novo aumento até o fim do ensaio, sendo mais pronunciado para CPs submetidos a razões de tensões mais elevadas, o que é esperado, dado que o MR aumenta com a redução das deformações resilientes para um mesmo estado de tensões.

Com base na média dos valores de MR obtidos nos ensaios de DP relativos aos últimos 100 mil ciclos de cada corpo de prova, foi utilizado o modelo de Macêdo (1996) com os parâmetros de regressão explicitados na Tabela 6 para verificar se os valores de módulo de resiliência medidos através do ensaio de deformação permanente são condizentes aos determinados pelo próprio ensaio de MR, uma vez que a correlação direta não é possível devido aos diferentes pares de tensão empregados pela norma. Como resultado, denota-se que é válido estimar os valores de MR a partir dos ensaios de DP de forma satisfatória, no entanto, a correlação não é perfeita e há uma tendência de minoração dos valores, sendo indicada a realização do ensaio específico para aplicações que requerem um alto nível de confiabilidade.

Ademais, o autor acredita que os resultados demonstrados neste trabalho estimulam a utilização da areia descartada de fundição em obras da engenharia civil, especialmente voltadas à pavimentação, tendo em vista os comportamentos apresentados pelo resíduo em termos do módulo de resiliência e deformação permanente. Ainda, a areia descartada de fundição possui MR compatível com outros materiais empregados em estruturas de pavimento e conta com uma faixa de valores adequada, possuindo comportamento similar aos de solos granulares. Em relação às deformações permanentes, para baixos níveis de tensão, inferiu-se a ocorrência de acomodação das deformações, o que acarretam em baixos níveis de afundamentos na trilha de roda (ATR). Deste modo, constata-se que a ADF possui características que a qualificam para seu uso em obras de infraestrutura do ponto de vista mecanicista.

Por fim, através de regressões não lineares, foi possível sugerir os modelos mais adequados para prever o comportamento plástico e resiliente da ADF, bem como propor novos a fim de obter previsões mais fidedignas, cujos valores podem ser utilizados em metodologias mecanística-empíricas de dimensionamento de pavimentos, tais como o MeDiNa. Como forma de difundir ainda mais a aplicabilidade deste material, tem-se as seguintes sugestões de trabalhos futuros:

- Realização de ensaios de MR sob os mesmos estados de tensão empregados em ensaios de DP para permitir a comparação direta entre ambos;
- Execução de ensaios de DP com ADF pura para mais de um milhão de ciclos;
- Incorporação da energia de compactação no melhor modelo de previsão de DP;
- Verificação de ajuste com base em análises de erros residuais;
- Avaliação da influência das características geotécnicas no comportamento da ADF em relação ao seu comportamento plástico e resiliente;
- Utilização dos modelos indicados para comparar os parâmetros de MR e DP medidos e previstos de ADFs geradas por indústrias metalúrgicas de outros locais.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Salvador Luiz Matos de; LUZ, Adão Benvindo da. **Manual de agregados para construção civil**. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2009. 245 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2487**: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). [S.L.]: ASTM, 2017. 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FUNDIÇÃO (ABIFA). **Índices setoriais**. 2022. Disponível em: <http://www.abifa.org.br/indices-setoriais/>. Acesso em: 27 set. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10004**: Resíduos sólidos – Classificação. 2. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 71 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7207**: Terminologia e classificação de pavimentação. Rio de Janeiro: ABNT, 1982. 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9895**: Solo - Índice de suporte califórnia (ISC) - Método de Ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 14 p.
- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DAS ENTIDADES DE PRODUTORES DE AGREGADOS PARA CONSTRUÇÃO CIVIL (**ANEPAC**). Anuário ANEPAC 2011. [S.L.]: KD Comunicação e Propaganda, 2011.
- BAKIS, Recep; KOYUNCU, Hakan; DEMIRBAS, Ayhan. An investigation of waste foundry sand in asphalt concrete mixtures. **Waste Management & Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy**, [S.L.], v. 24, n. 3, p. 269-274, jun. 2006.
- BARKSDALE, Richard Dillon. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 3rd, 1972, London, England. **Proceedings [...]**. London, England, 1972. p. 161-174.
- BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás e Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos (ABEDA), 2008. 504 p.
- BIAREZ, Jean. **Contribution a l'étude des proprietes mecaniques des sols et des materiaux pulverents**. 1962. Tese (Doutorado), Faculté Des Sciences, Grenoble, 1962.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1998. 1 v.
- CEYLAN, Halil; GOPALAKRISHNAN, Kasthurirangan; KIM, Sunghwan. **MEPDG work plan task no. 5**: characterization of unbound materials (soils/aggregates) for mechanistic-empirical pavement design guide. [S.L.]: Iowa State University, 2009. 50 p. InTrans Project Reports. Institute for Transportation.

CUNTO, Flávio José Craveiro. **Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples**: estudo de três solos do nordeste brasileiro. 1998. 154 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

DAWSON, Andrew; KOLISOJA, Pauli. **Permanent deformation**. [S.L.]: The University Of Nottingham And Tampere University Of Technology, 2004. 47 p. Roadex II Northern Periphery.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER-ME 213/94**: Solos - Determinação do teor de umidade. [S.L.]: DNER, 1994. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Ministério dos Transportes. **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro: IPR-719, 2006a. 274 p. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Ministério dos Transportes. **Manual de estudos de tráfego**. Rio de Janeiro: IPR-723, 2006b. 274 p. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT 134/2018**: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro: DNIT, 2018a. 20 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT 179/2018**: Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio. Rio de Janeiro: DNIT, 2018b. 20 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de utilização do programa MeDiNa**: apresentação dos programas. [S.L.]: COPPE/UFRJ, 2020. 78 p. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

DYER, Paulo P.O.L.; COPPIO, Gustavo J.L.; SILVA, Silvelene A.; CIVIDANES, Luciana S.; KLINSKY, Luis Miguel G.; LIMA, Maryangela Geimba de. Mechanical and microstructural assessments of waste foundry sand in hot mix asphalt. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 311, p. 125329, dez. 2021.

ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA. U.S. EPA's Sector Strategies Division, Office of Policy, Economics, and Innovation. **Beneficial reuse of foundry sand**: a review of state practices and regulations. Washington, DC: U.S. EPA, 2002. 35 p.

FERREIRA, Andreza Dias. Comparação entre método empírico e mecanístico-empírico para dimensionamento de pavimentos flexíveis. In: CONGRESSO TÉCNICO CIENTÍFICO DA ENGENHARIA E DA AGRONOMIA, 2021., 2021, [S.L.]. **Proceedings [...]**. [S.L.]: CONTECC 2021. p. 1-8. ISSN 2358117-4, Ano 7, Volume 1.

FOX, Patrick J.; MAST, David G.. **Geotechnical performance of a highway embankment constructed using waste foundry sand**. West Lafayette, Indiana: Purdue University, 1998. 110 p.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença. **Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos**. 2000. 171 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do *shakedown* aplicada a pavimentos flexíveis**. 2001. 279 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 352 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HEIDEMANN, Marcelo; NIERWINSKI, Helena Paula; HASTENPFLUG, Daniel; BARRA; Breno Salgado; PEREZ, Yader Guerrero. Geotechnical behavior of a compacted waste foundry sand. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 277, n. 2021, p. 1-12, mar. 2021.

HICKS, Russell Gary. **Factors influencing the resilient response of granular materials**. 1970. 486 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engineering, Graduate Division, University Of California, Berkeley, 1970.

HVEEM, F. N.; SUTHERLAND, Earl C.; CAMPEN, W. H.; STUART, Williams; MANER, A. W.. Pavement deflections and fatigue failures. **Highway Research Board**, [S.L.], v. 114, p. 43-87, 1955. Highway Research Board Bulletin.

JAVED, Sayeed. **Use of waste foundry sand in highway construction**. West Lafayette, Indiana: Purdue University, 1994. 273 p.

JAVED, Sayeed; LOVELL, C W. Uses of waste foundry sand in civil engineering. **Transportation Research Record**, [S.L.], v. 1, n. 1486, p. 109-113, nov. 1995.

KLEVEN, Jay R.; EDIL, Tuncer B.; BENSON, Craig H.. Evaluation of excess foundry system sands for use as subbase material. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [S.L.], v. 1714, n. 1, p. 40-48, jan. 2000.

KLINSKY, Luis Miguel Gutiérrez. **Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição residual em camadas de pavimentos**. 2013. 279 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infra-Estrutura de Transporte, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

KLINSKY, Luis Miguel Gutiérrez; FABBRI, Glauco Tulio Pessa. Reaproveitamento da areia de fundição como material de base e sub-base de pavimentos flexíveis. **Transportes**, [S.L.], v. 17, n. 2, p. 36-45, 2 jul. 2009. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes.

KNABBEN, Ramon Mendes; CARPIO, Joe Arnaldo Villena del. **Como usar o software MeDiNa**: o guia prático para a utilização do *software* MeDiNa de dimensionamento de pavimentos flexíveis. [S.L]: Método MeDiNa, 2020.

LIMA, Caroline Dias Amancio de. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos**. 2016. 242 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

LIMA, Caroline Dias Amancio de; UBALDO, Mariluce de Oliveira; MOTTA, Laura Maria Goretti da; ARAGÃO, Francisco Thiago Sacramento. Caracterização da deformabilidade de solos arenosos não lateríticos no equipamento triaxial de cargas repetidas. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE DA ANPET, 34., 2020, [S.L.]. **Proceedings [...]**. [S.L.]: ANPET, 2020. p. 1608-1619.

MACÊDO, José Afonso Gonçalves de. **Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996. 455 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MALYSZ, Rodrigo. **Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação**. 2004. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MARANGON, Márcio. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência**. 2004. 442 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MASTELLA, Miguel Angelo; GISLON, Edivelton Soratto; PELISSER, Fernando; RICKEN, Cláudio; SILVA, Luciano da; ANGIOLETTO, Elídio; MONTEDO, Oscar Rubem. Mechanical and toxicological evaluation of concrete artifacts containing waste foundry sand. **Waste Management**, [S.L.], v. 34, n. 8, p. 1495-1500, ago. 2014.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638 p.

MODERN CASTING. [S.L.]: American Foundry Society, jan. 2021. Census of world casting production - total casting tons dip in 2019.

MONISMITH, Carl L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R.. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. In: ANNUAL MEETING OF THE TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 54th., 1975, Washington, DC. **Proceedings [...]**. Washington, DC: TRID, 1975. p. 1-17.

MORAIS, Manuella de. **Avaliação da aplicação de areia descartada de fundição em bases e sub-bases de pavimentos asfálticos**. 2019. 46 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ciência e Tecnologia Ambiental, Programa de Pós Graduação em Ciência e Tecnologia Ambiental, Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 2019.

MORE: **Mecanismo online para referências**, versão 2.0. Florianópolis: UFSC Rexlab, 2013. Disponível em: <http://www.more.ufsc.br/>. Acesso em: 08 nov. 2023.

MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis**: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. 1991. 366 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). **NCHRP 01-28A final report**: Harmonized test methods for laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. [S.L.]: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), 2003. v. 1, 417 p. Matthew Witczak as principal investigator by research agency University of Maryland.

NORBACK, Carine. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. 2018. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

OLIVEIRA, Larissa Xavier de. **Análise geomecânica de um solo residual de gnaise visando sua aplicação em pavimentação**. 2022. 99 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2022.

PASTEUR, Louis. **Discours de réception de Louis Pasteur**. 1882. Disponível em: <https://www.academie-francaise.fr/discours-de-reception-de-louis-pasteur>. Acesso em: 22 nov. 2023.

PATRIDGE, Barry K.; ALLEMAN, James E.. **Field demonstration of highway embankment constructed using waste foundry sand**. West Lafayette, Indiana: Purdue University, 1998. 201 p.

ROTH, Caroline das Graças; GARCIAS, Carlos Mello. Construção civil e a degradação ambiental. **Desenvolvimento em Questão**, [S.L.], v. 13, n. 7, p. 111-128, jun. 2009.

SABOUR, Mohammad Reza; DERHAMJANI, Ghazaleh; AKBARI, Mohammadamin; HATAMI, Amir Mostafa. Global trends and status in waste foundry sand management research during the years 1971-2020: a systematic analysis. **Environmental Science And Pollution Research**, [S.L.], v. 28, n. 28, p. 37312-37321, 13 mar. 2021.

SANTA CATARINA (Estado). Decreto nº 1.764, de 18 de outubro de 2018. **Regulamenta a lei nº 17.479, de 2018, que dispõe sobre a utilização das areias descartadas de fundição (ADF)**. Florianópolis, SC, 18 out. 2018.

SIROMA, Rodrigo Shigueiro. **Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF)**. 2018. 200 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia e Ciências Mecânicas, Programa de Pós Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2018.

SOLEIMANBEIGI, Ali; EDIL, Tuncer B.. Compressibility of recycled materials for use as highway embankment fill. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 141, n. 5, p. 04015011.1-04015011.14, maio 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE).

SVENSON, Margareth. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. 135 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

SWEERE, Govert T. H.. **Unbound granular bases for roads**. 1990. 431 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculty Of Civil Engineering And Geosciences, University Of Technology, Delft, Netherlands, 1990.

TSENG, Kuo-Hsuan; LYTTON, Robert L.. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. In: IMPLICATION OF AGGREGATES IN THE DESIGN, CONSTRUCTION, AND PERFORMANCE OF FLEXIBLE PAVEMENTS (STP 1016), 1989, [S.L.]. **Proceedings [...]** . [S.L.]: ASTM, 1989. p. 154-172.

UZAN, Jacob. Characterization of granular material. **Transportation Research Record**, [S.L.], v. 1022, p. 52-59, 1985.

UZAN, Jacob. Permanent deformation in pavement design and evaluation. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY OF ROADS AND AIRFIELDS, 1982, Trondheim, Norway. **Proceedings [...]** . Trondheim, Norway: Norges Tekniske Høgskole (NTH), 1982. v. 2, p. 658-669.

UZAN, Jacob; WITCZAK, Matthew W.; SCULLION, Tom; LYTTON, Robert L.. Development and validation of realistic pavement response models. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS 1, 7th, 1992, Nottingham, UK. **Proceedings [...]**. Nottingham, UK, 1992. p. 334-350.

WOLFF, H.; VISSER, Alex T.. Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS - TRANSPORT, 1994, [S.L.]. **Proceedings [...]**. [S.L.]: Ice Publishing From Emerald, 1994. v. 105, p. 259-272.

YODER, Eldon Joseph; WITCZAK, Matthew W.. **Principles of pavement design**. 2. ed. New York: Wiley Interscience, 1975. John Wiley & Sons, Inc..

ZHANG, Y.; SAPPINEN T.; KORKIALA-TANTTU L.; VILENIUS M.; JUUTI E.. Investigations into stabilized waste foundry sand for applications in pavement structures. **Resources, Conservation And Recycling**, [S.L.], v. 170, p. 1-11, jul. 2021.