

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**MELHORAMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO:
PROPRIEDADES COMO FUNÇÃO DA POROSIDADE, TEOR
DE ASFALTO E ADIÇÃO DE FIBRAS**

Guilherme Pepplow Piuzzi

Porto Alegre
2020

Guilherme Pepplow Piuzzi

**MELHORAMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO:
PROPRIEDADES COMO FUNÇÃO DA POROSIDADE, TEOR
DE ASFALTO E ADIÇÃO DE FIBRAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Piuzzi, Guilherme Peplow
Melhoramento de concreto asfáltico: propriedades
como função da porosidade, teor de asfalto e adição de
fibras / Guilherme Peplow Piuzzi. -- 2020.
160 f.
Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Joe Arnaldo Villena Del Carpio.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. Concreto asfáltico. 2. Pavimentação. 3.
Resistência à tração. 4. Módulo de resiliência. 5.
Fibras. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Villena
Del Carpio, Joe Arnaldo, coorient. III. Título.

GUILHERME PEPPLOW PIUZZI

**MELHORAMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO:
PROPRIEDADES COMO FUNÇÃO DA POROSIDADE, TEOR
DE ASFALTO E ADIÇÃO DE FIBRAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 09 de abril de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Joe Arnaldo Villena Del Carpio (UFPR)
Dr. pela Universidade Federal de Santa Catarina
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Olivier Cuisinier
Ph.D. pela Université de Lorraine - França

RESUMO

PIUZZI, G. P. **Melhoramento de Concreto Asfáltico: Propriedades como Função da Porosidade, Teor de Asfalto e Adição de Fibras.** 2020. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O estado atual das rodovias pavimentadas brasileiras revela que menos de um terço das rodovias federais públicas estão em perfeita condição. Dentre os fatores que colaboram para esse prognóstico, estão o método de dimensionamento adotado; as tecnologias e o processo construtivo; a manutenção e o gerenciamento das estradas; e a fiscalização através de pesagem e balanças. Referente aos métodos de dimensionamento, soluções empíricas estão sendo gradativamente substituídas por métodos mecanístico-empíricos, os quais possuem critérios de ruptura mais condizentes com as solicitações às quais as estruturas do pavimento são submetidas ao longo da vida. Para tanto, faz-se necessária a definição de parâmetros de deformabilidade e danificação das camadas da estrutura. Nesse contexto, julga-se importante estimar a sensibilidade da resistência à tração (q_t) e do módulo de resiliência (MR) em função da porosidade e do teor de aglomerante das misturas - metodologia originalmente criada e verificada para melhoramento de solos. Concomitantemente com esta análise, julga-se conveniente avaliar a aplicação de fibras de vidro (0.5% da massa total) às misturas asfálticas, a fim de se aprimorar o comportamento frente aos esforços de tração e, conseqüentemente, à fadiga – além de analisar o seu efeito no módulo de resiliência. Para o estudo, a dosagem dos corpos de prova objetivou diferentes combinações entre teores de ligante asfáltico e porosidade das misturas – de modo a desassociar o “volume de vazios” da porcentagem de ligante asfáltico. Para o intervalo de propriedades analisado (volumes de vazios acima de 4%, porcentagem de ligante entre 3.5% e 7.5%, e temperatura de 25°C), verificou-se que, para os concretos asfálticos sem fibras, o volume de vazios é significativamente mais relevante que a porcentagem de ligante na previsão da resistência à tração e do módulo de resiliência. Quando as fibras são adicionadas às misturas, as propriedades mecânicas são beneficiadas com o aumento da porcentagem de ligante, o que sugere uma melhor colagem das fibras aos agregados. Em ambos os casos, diminuir o volume de vazios é benéfico. Agrupando-se todos os resultados entre corpos de prova sem e com fibras, foi possível criar curvas teóricas de mesmo formato para a resistência à tração e para o módulo de resiliência. A relação MR/q_t foi igual a 5800 para o grupo sem fibras, e de 3900 para o grupo com fibras – sugerindo um melhor indicador da vida de fadiga para os concretos asfálticos com adição de fibras.

Palavras-chave: *Pavimentação; Resistência à tração; Módulo de resiliência; Fibras.*

ABSTRACT

PIUZZI, G. P. **Asphalt Concrete Improvement: Properties as a Function of Porosity, Asphalt Content and Addition of Fibers.** 2020. Master's thesis of Civil Engineering - PPGEC, UFRGS, Porto Alegre.

The current state of Brazilian paved highways reveals that less than a third of public federal highways are in perfect condition. Among the factors that contribute to this prognosis, are the design method adopted; technologies and the construction process; road maintenance and management; and inspection of vehicular weights. Regarding the design methods, empirical solutions are gradually being replaced by mechanistic-empirical methods, which are based on rupture criteria more consistent with the stresses the pavement structures are subjected to throughout its design life. Therefore, it is necessary to define the deformability and damage parameters of the pavement layers. In this context, it is important to estimate the sensitivity of the Tensile Strength (q_t) and the Resilient Modulus (MR) as a function of the porosity and the binder content of the mixtures - a methodology originally created and verified for the soil improvement field. Simultaneously, it is convenient to evaluate the application of glass fibers (0.5% of the total mass) to the asphalt mixtures, in order to improve its behavior under tensile loads and fatigue, consequently - in addition to analyzing their effects on the Resilient Modulus. For the study, the dosage matrix of the specimens aimed at different combinations between asphalt content and porosity of the mixtures - in order to disassociate the air voids from the asphalt content. For the resulting volumetric properties of the specimens (air voids above 4%, asphalt content between 3.5% and 7.5%, and temperature of 25° C), it was found that air void is significantly more relevant than the asphalt content in the prediction of Tensile Strength and Resilient Modulus of fiber-free asphalt concretes. When fibers are added to the mixtures, the mechanical properties are benefited by increasing the percentage of binder, which suggests a better bonding between the fibers and the aggregates. For both cases, decreasing air voids is beneficial. By grouping all results between unimproved and fiber-reinforced specimens, it was possible to create a unique theoretical curve for both the Tensile Strength and the Resilient Modulus. The MR/ q_t ratio was 5800 for the fiber-free group, and 3900 for the fiber-reinforced group - suggesting a better fatigue life indicator for asphalt concretes when fibers are added to the mixture.

Keywords: *Pavement Engineering; Tensile Strength; Resilient Modulus; Fibers.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Telma e Gilberto, que sempre estiveram presentes e incentivaram os meus estudos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli, pela liberdade e incentivo na escolha do tema, assim como pelo grande auxílio na elaboração deste trabalho.

Ao meu coorientador, Prof. Dr. Joe Arnaldo Villena Del Carpio, pelo auxílio teórico e prático na execução de ensaios laboratoriais de pavimentação asfáltica.

Aos meus professores, por todos os ensinamentos transmitidos, os quais foram fundamentais para minha formação. Especialmente ao Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht, que sempre foi bastante solícito em sanar as minhas dúvidas referentes à pavimentação asfáltica, assim como trazer grandes contribuições ao participar da minha banca de qualificação.

A todos os meus amigos, colegas e pessoas próximas queridas, pelo companheirismo e por tornarem os dias mais felizes. Especialmente durante esses dois intensos anos, muito obrigado, Aziz, Brenda, Caroline, Daniel, Eduardo, Egon, Hayane, Lais, Lívio, Lucas, Lukas, Maria Mariana e Vitor.

À empresa CBB Asfaltos, pelo fornecimento do ligante asfáltico.

À empresa Mineração Costa, pelo fornecimento dos agregados.

À Cia. de Cimentos Itambé, pelo fornecimento do fíler de calcário.

Ao CNPq, pela contribuição financeira.

Por fim, agradeço a todos os não citados nominalmente que, neste e em outros momentos da minha vida, também tiveram protagonismo nas minhas conquistas.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	JUSTIFICATIVA	19
1.2	OBJETIVO GERAL	21
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1	ESTADO DA MALHA RODOVIÁRIA NO BRASIL.....	23
2.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS.....	25
2.2.1	Métodos mecanístico-empíricos	27
2.2.2	Módulo de resiliência	31
2.2.3	Módulo Dinâmico.....	39
2.2.4	Fadiga	44
2.2.5	Deformação Permanente	48
2.2.6	Retroanálise mecânica	51
2.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS.....	53
2.3.1	Melhoramento de solos com fibras.....	56
2.3.2	Resistência como Função da Porosidade e Teor de Aglomerante.....	59
2.4	ADIÇÃO DE FIBRAS AO CONCRETO ASFÁLTICO	68
2.4.1	Influência das fibras nas propriedades do concreto asfáltico	68
2.4.2	Tipos de fibras	69
2.4.3	Processos e valores usuais de mistura	71
3	METODOLOGIA	73
3.1	Materiais	73
3.1.1	Agregados.....	73
3.1.2	Ligante asfáltico	77
3.1.3	Fibras	78
3.2	ENSAIOS E EQUIPAMENTOS	79

3.2.1 Resistência à tração	81
3.2.2 Módulo de resiliência	83
3.3 DOSAGEM.....	86
3.3.1 Composições dos materiais	87
3.3.2 Volume de vazios alvo	90
3.4 USINAGEM	93
3.5 VOLUMETRIA	95
4 RESULTADOS.....	103
4.1 VOLUMETRIA	104
4.1.1 Teores de ligante e volumes de vazios	104
4.1.2 Observações sobre a reprodutibilidade do volume de vazios.....	108
4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	112
4.2.1 Sem fibras	113
4.2.1 Com fibras	114
4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	116
4.3.1 Sem fibras	117
4.3.2 Com fibras	118
4.4 INTERAÇÃO ENTRE FIBRAS E LIGANTES	119
4.5 CURVAS TEÓRICAS.....	121
4.5.1 Sem fibras	122
4.5.2 Com fibras	127
4.5.3 Indicação quanto à vida de fadiga	129
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	130
5.1 CONCLUSÕES	130
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	131
REFERÊNCIAS	132
ANEXO 1: GRANULOMETRIA DO FÍLER DE CALCÁRIO	147
ANEXO 2: CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO	149
APÊNDICE 1: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO SEM FIBRAS.....	151
APÊNDICE 2: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO COM FIBRAS.....	153
APÊNDICE 3: MÓDULO DE RESILIÊNCIA SEM FIBRAS.....	155
APÊNDICE 4: MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM FIBRAS.....	157

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Composição da malha rodoviária brasileira (CNT, 2017)	24
Figura 2.2: Condições das rodovias federais públicas em 2016 (adaptado de CNT, 2017)	24
Figura 2.3: Ábaco para dimensionamento empírico de pavimentos flexíveis (DNIT, 2006) ..	26
Figura 2.4: Preocupações atuais dos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos...	27
Figura 2.5: Tensões sob carregamento circular axissimétrico (HUANG, 2004).....	28
Figura 2.6: Exemplo de um sistema genérico de multicamadas (adaptado de HUANG, 2004)	29
Figura 2.7: Exemplo de critérios de ruptura para outros métodos de dimensionamento (MONISMITH e BROWN, 1999 apud FRANCO, 2007).....	31
Figura 2.8: Mudança no plano de tensões durante carregamento móvel (MEDINA E MOTTA, 2005).....	32
Figura 2.9: Definição de carga aplicada e recuperação recuperável (adaptado de SADROSSADAT et al., 2016).....	33
Figura 2.10: Modelos do módulo de resiliência de acordo com o material (FRANCO, 2007)	34
Figura 2.11: Variação do módulo de resiliência pela adição de finos (JORENBY e HICKS, 1986 apud VIANA, 2007)	37
Figura 2.12: Carregamento senoidal para obtenção do módulo complexo (FONSECA, 1995)	40
Figura 2.13: Módulo dinâmico representado no plano complexo (SILVA et al., 2015).....	42
Figura 2.14: Exemplo de plano Cole-Cole (adaptado de QUINTERO, 2015).....	43
Figura 2.15: Obtenção de curva mestra (adaptado de MATEOS, 2015).....	44
Figura 2.16: Condições para a manifestação da fadiga no concreto asfáltico (adaptado de MANGIAFICO, 2014)	45
Figura 2.17: Efeito progressivo da fadiga (adaptado de BERNUCCI et al., 2010).....	46
Figura 2.18: Perda da rigidez pelo dano de fadiga em camada estabilizada (FRANCO e MOTTA et al, 2018)	46
Figura 2.19: Exemplos de funções de transferência (FRITZEN ,2016).....	48
Figura 2.20– Deformações permanentes em pavimentos asfálticos (adaptado de BERNUCCI et al., 2010).....	49

Figura 2.21: Classificação das causas dos afundamentos de trilha de roda das camadas granulares (adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004; GUIMARÃES, 2009 apud LIMA, 2016).....	49
Figura 2.22: Concepção de bacias deflectométricas (adaptado de BERNUCCI et al., 2010)..	52
Figura 2.23: Execução de drenos verticais (HAYWARD BAKER, 2019,1).....	54
Figura 2.24: Execução de compactação dinâmica (HAYWARD BAKER, 2019,2).....	54
Figura 2.25: Injeção de aditivos (BOSZCZOWSKI et al., 2010).....	55
Figura 2.26: Analogia entre estacas e fibras (McGOWN et al., 1978)	57
Figura 2.27: Comportamento típico de um solo melhorado com fibras (adaptado de PIUZZI e BOSZCZOWSKI, 2019)	58
Figura 2.28: Variação da resistência à compressão simples dada a razão entre cimento e porosidade, para uma porcentagem específica de fibras (CONSOLI et al., 2011).....	62
Figura 2.29: Exemplo da variação da resistência à compressão simples com a razão ajustada entre cimento e porosidade para uma porcentagem específica de fibras (CONSOLI et al., 2011)	62
Figura 2.30: Previsibilidade da resistência (CONSOLI et al, 2017,1)	66
Figura 2.31: Validação da equação de previsibilidade (CONSOLI et al, 2017,1)	66
Figura 3.1: Granulometria dos agregados	74
Figura 3.2: Agregados retidos em cada peneira	74
Figura 3.3: Primeira tentativa da curva granulométrica	75
Figura 3.4: Segunda tentativa da curva granulométrica	76
Figura 3.5: Curva granulométrica escolhida	76
Figura 3.6: Latas de ligante asfáltico 50/70.....	77
Figura 3.7 - Fibras de vidro utilizadas.....	78
Figura 3.8: Fluxograma do novo método brasileiro para o dimensionamento de pavimento asfáltico.....	81
Figura 3.9: Prensa utilizada para resistência à tração diametral.....	82
Figura 3.10: Distribuição de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral (FRANCO, 2007)	83
Figura 3.11: Aparelhagem para determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas (DNIT, 2010).....	85
Figura 3.12: Ensaio de módulo de resiliência em execução.....	86
Figura 3.13: Ilustração esquemática e exemplo de compactador giratório Superpave (adaptado de BERNUCCI et al, 2010)	90

Figura 3.14: Inflexão das propriedades mecânicas (adaptado de BERNUCCI et al, 2010).....	91
Figura 3.15: Proporções da mistura solo-agregado (YODER & WITCZAK, 1975)	91
Figura 3.16: Limites de temperatura do ligante asfáltico	93
Figura 3.17: Misturador mecânico.....	94
Figura 3.18: Homogeneização da mistura	95
Figura 3.19: Volumes levados em consideração para o cálculo das densidades (adaptado de BERNUCCI et al, 2010).....	98
Figura 3.20: Informação da massa específica estimada ao compactador giratório Superpave	101
Figura 3.21: Fluxograma dos trabalhos laboratoriais	102
Figura 4.1: Balança hidrostática	105
Figura 4.2: Equipamentos para ensaio Rice	105
Figura 4.3: Relação entre teor de ligante e volume de vazios dos corpos de prova teste.....	107
Figura 4.4: aglomeração de finos	108
Figura 4.5: Corpo de prova de superfície lisa e porosa	109
Figura 4.6: Diferença do fator de correção para diferentes números de giros.....	110
Figura 4.7: Diferença do volume de vazios previsto e obtido para diferentes números de giros	110
Figura 4.8: Nuvem de pontos dos corpos de prova sem fibras do ensaio de resistência à tração	113
Figura 4.9: Ajuste da equação da resistência à tração sem fibras.....	113
Figura 4.10: Nuvem de pontos dos corpos de prova com fibras do ensaio de resistência à tração	114
Figura 4.11: Ajuste da equação da resistência à tração com fibras	115
Figura 4.12: Nuvem de pontos dos corpos de prova sem fibras do ensaio de módulo de resiliência.....	117
Figura 4.13: Ajuste da equação do módulo de resiliência sem fibras	118
Figura 4.14: Nuvem de pontos dos corpos de prova com fibras do ensaio de módulo de resiliência.....	118
Figura 4.15: Ajuste da equação do módulo de resiliência com fibras	119
Figura 4.16: Comportamento das misturas com e sem fibras em função do teor de ligante..	120
Figura 4.17: Escolha de Δ similar das misturas sem fibras	123
Figura 4.18: Curva teórica da resistência à tração sem fibras	123
Figura 4.19: Curva teórica do módulo de resiliência sem fibras	124

Figura 4.20: Curva teórica normalizada sem fibras.....	125
Figura 4.21: Fluxograma de cálculo	126
Figura 4.22: Escolha de Δ similar das misturas com fibras.....	127
Figura 4.23: Curva teórica da resistência à tração com fibras.....	128
Figura 4.24: Curva teórica do módulo de resiliência com fibras.....	128
Figura 4.25: Curva teórica normalizada com fibras	129

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Composição granulométrica dos agregados por porcentagem passante nas peneiras	77
Tabela 3.2: Porcentagem em massa dos materiais por traço	88
Tabela 3.3: Massa dos materiais por corpo de prova	88
Tabela 3.4: Massa dos materiais por ensaio de Rice	89
Tabela 4.1: Massas específicas aparentes dos corpos de prova teste	106
Tabela 4.2: Densidade máxima medida dos corpos de prova teste	106
Tabela 4.3: Exemplo de diferenças volumétricas previstas e obtidas	109

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Modelos do módulo de resiliência para solos e agregados como função das características do material além do estado de tensões	37
Quadro 2.2: Parâmetros internos e externos usuais	67
Quadro 3.1: Quantidade de corpos de prova	87
Quadro 3.2: Viscosidade do ligante asfáltico	93
Quadro 3.3: Temperaturas de usinagem do ligante asfáltico	94
Quadro 3.4: Diferenças na contabilização das propriedades volumétricas	96
Quadro 4.1: Volume de vazios dos corpos de prova teste.....	107
Quadro 4.2: Expoentes externos das misturas sem fibras	122
Quadro 4.3: Expoentes externos das misturas com fibras	127

ÍNDICE

A = parâmetro que depende do tipo de mistura (obtido automaticamente da regressão de ajuste exponencial dos dados) (sem dimensão);

A_{iv} = quantidade de ligante asfáltico (expressa em relação ao volume total do corpo de prova);

C = percentagem de cimento em massa;

C_{iv} = quantidade de cimento (expressa em relação ao volume total do corpo de prova);

D = dano de fadiga;

DMT = densidade máxima teórica;

$d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6$ = constantes de regressão do modelo de fadiga;

E_0 = Módulo de rigidez inicial;

E^* = Módulo Complexo;

E' = Módulo de armazenamento;

E'' = Módulo de perda;

$|E^*|$ = Módulo Dinâmico

E_N = Módulo de rigidez para o n ésimo carregamento;

$\%f$ = percentagem de fíler, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

F = percentagem de fibras em massa;

F_v = força vertical registrada pela prensa (N);

F_{vr} = força vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova (N);

G_0 = módulo cisalhante;

$G_{3/4}$ = massa específica real da brita $3/4$ '';

$G_{3/8''}$ = massa específica real da brita 3/8'';

G_a = massa específica real do asfalto;

G_{areia} = massa específica real da areia;

G_f = massa específica real do fíler

G_{mb} = massa específica aparente da mistura asfáltica compactada;

H = altura do corpo de prova;

i = número imaginário

I_p = índice de penetração do ligante (25°C, 0,1mm);

k_1 , k_2 e k_3 = constantes de regressão do modelo do módulo de resiliência;

LL = limite de liquidez (%)

LP = limite de plasticidade (%)

M_s = massa seca do corpo-de-prova compactado;

MR = módulo de resiliência (MPa);

N = número de ciclos de aplicação de carga;

N_f = número de ciclos de carga até a ruptura por fadiga;

P = carga aplicada;

P_a = pressão atmosférica

PA = ponto de amolecimento (°C);

P_{34} = porcentagem de agregado passante na peneira 3/4, em relação ao agregado total;

P_{38} = porcentagem de agregado passante na peneira 3/8, em relação ao agregado total;

P_4 = porcentagem de agregado passante na peneira 4, em relação ao agregado total;

P_{200} = porcentagem de agregado passante na peneira 200, em relação ao agregado total;

q_t = resistência à tração (MPa);

q_u = resistência à compressão simples (MPa);

r = distância horizontal do ponto de aplicação da carga e o ponto analisado;

RBV = relação betume-vazios (%);

T = temperatura do ensaio de módulo ($^{\circ}\text{C}$);

t_i = razão do tempo entre os picos de tensão e deformação;

t_i = tempo de um ciclo de carga;

V = volume corpo de prova compactado, dado pela diferença entre a massa seca e massa submersa do corpo de prova compactado, em função da densidade da água (princípio de Arquimedes);

V_v = “volume” de vazios (%);

z = distância vertical do ponto de aplicação da carga e o ponto analisado;

α = expoente externo (sem dimensão).

β = expoente interno (sem dimensão);

Δ = valor usado para determinar propriedades mecânicas (sem dimensão);

Δh_t = deformação vertical recuperável total;

$\Delta \sigma_t$ = diferença entre a maior tensão de tração e a menor tensão de compressão;

$\Delta \sigma_z$ = Acréscimo de tensão vertical gerada pela carga P ;

ε_p = deformação permanente específica;

ε_r = deformação recuperável;

ε_{tr} = deformação específica registrada no plano diametral horizontal;

η = porosidade da mistura (sem dimensão);

ϕ = ângulo de fase;

γ_d = densidade relativa da mistura, dada pela massa específica seca/massa específica da água (sem dimensão);

γ_{sf} = densidade relativa das fibras;

γ_{ss} = densidade relativa dos grãos do solo;

γ_c = densidade relativa do cimento.

ψ_1, ψ_2, ψ_3 = parâmetros de regressão do modelo de deformação permanente;

ν = coeficiente de Poisson;

σ_1 = tensão vertical;

σ_2, σ_3 = tensões de confinamento;

σ_d = tensão desviadora;

σ_t = tensão de tração máxima;

σ_{td} = tensão normal aplicada ao plano vertical diametral;

θ = tensão octaédrica;

τ_{oct} = tensão cisalhante octaédrica;

%a = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%3/4" = porcentagem da brita 3/4", expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%3/8" = porcentagem da brita 3/8", expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%areia = porcentagem de areia, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica.

1 INTRODUÇÃO

Na área científica, são notórias as contínuas inovações que acontecem ao longo do tempo. Na engenharia civil, incluindo a área de geotecnia e pavimentação, essa ambição pelo aprimoramento de soluções existentes está claramente presente, face à complexidade do comportamento mecânico do material com o qual se trabalha. Nesse contexto, técnicas originalmente empíricas vêm sendo substituídas gradativamente por abordagens mais racionais e mecanicistas (MARQUES, 2004), uma vez que alguns dos fatores que governam a modelagem dos problemas são compreendidos.

Concomitantemente com esta preocupação em se refinar o conhecimento teórico, há também a ambição pela aplicação imediata de novas tecnologias que solucionem problemas ainda em estudo encontrados na sociedade. Como exemplo geotécnico, mais precisamente de melhoramento de solos, estes vêm sendo aprimorados desde a antiguidade, mesmo que sem o entendimento teórico completo para se explicar o funcionamento dessas técnicas. E como prova disso, há registros da utilização de lã de lhama no reforço das estradas Incas em solos de baixa capacidade de carga e grande deformabilidade (PALMEIRA, 1992). Hoje, não é difícil notar as diferentes ramificações decorrentes desta área da engenharia: basta verificar os diversos exemplos da prática de geotecnia. É possível listar tecnologias como compactação mecânica, solos grampeados, injeção de cimento, mistura profunda com cinzas volantes, entre várias outras. Nota-se ainda a sofisticação do entendimento teórico dessas tecnologias ao longo dos anos, já sendo possível avaliar suas aplicabilidades e recomendações para dimensionamentos (MITCHELL, 1981), as quais continuam se aprimorando e mudando através de novas descobertas de pesquisas científicas.

Do ponto de vista da pavimentação, o dimensionamento de pavimentos flexíveis também se alterou de forma significativa com a introdução da teoria das multicamadas e do aperfeiçoamento de técnicas computacionais. A preocupação pela deformação das camadas através de correlações com parâmetros empíricos vem sendo substituída pela preocupação pelas tensões horizontais de tração no fundo da camada asfáltica (causadoras da fadiga) e das tensões verticais de compressão no subleito e nas camadas do pavimento (causadoras das deformações permanentes). Para tanto, as análises atuais devem levar em conta os parâmetros de

deformabilidade dos materiais (MARQUES, 2004). Sendo assim, deu-se espaço para a avaliação mecanístico-empírica do concreto asfáltico e suas camadas inferiores, na qual há a análise de deformabilidade e de efeitos do clima em uma estrutura de várias camadas não lineares (cujas propriedades se alteram em função das tensões atuantes). Apesar dos avanços, existem ainda muitos limitadores teóricos que exigem a adoção de métodos empíricos para se prever a correlação entre o que se mede em laboratório e o que ocorre, de fato, em campo – como os modelos de desempenhos empíricos para correlacionar as respostas mecânicas com a deterioração do pavimento (BALBO, 2007).

Além dessa permanente necessidade de aprimoramento teórico verificada tanto na geotecnia como na pavimentação, não se pode ainda negar a ligação, na prática, dessas duas áreas: ambos o solo e o pavimento asfáltico hão de ser levados em consideração para um dimensionamento correto das camadas constituintes da estrutura do pavimento – independentemente do nível de sofisticação teórico do método de dimensionamento adotado. Dessa forma, parece coerente a tentativa de se lucidar as características mecânicas do concreto asfáltico através de abordagens provenientes da área de melhoramento de solos - correlacionando as características mecânicas da mistura com a porosidade e o teor de aglomerante (CONSOLI et al. 2017) -, a fim de se avaliar a sensibilidade das propriedades da mistura entre o que se planejara em laboratório e o que pode vir a ser executado em campo; assim como a tentativa de se aprimorar características mecânicas do concreto asfálticos através de misturas historicamente associadas à estabilização de solos, como a adição de fibras com alta resistência à tração.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os métodos de dimensionamento do pavimento asfáltico sofreram grandes avanços nas últimas décadas. Nesse contexto, o módulo de resiliência (MR) e o Módulo Dinâmico ($|E^*|$) foram concebidos para subsidiar métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos.

A escolha pela adoção do módulo de resiliência ou do Módulo Dinâmico depende da norma adotada. Este trabalho irá focar no módulo de resiliência, pois a eminente atualização da norma brasileira se utilizará inicialmente desse parâmetro (MOTTA et al., 2017; FRANCO e MOTTA, 2018).

O módulo de resiliência é utilizado para o cálculo das espessuras das camadas do pavimento em função das tensões e critérios de projetos definidos. Na fase de dimensionamento, contudo, faz-se necessário, muitas vezes, a adoção de um valor – visto que nessa fase do projeto não se sabe a mistura asfáltica que será resultante do processo de dosagem e testes em laboratório. Sendo assim, corre-se o risco de, ao executar um pavimento, obter um módulo diferente daquele definido durante o processo de dimensionamento (SILVA, 2007). Nesse contexto, o desempenho dos pavimentos asfálticos é influenciado por dois fatores principais: mistura asfáltica adequadamente projetada e uma produção e compactação consistente compactação em campo. Nenhum desses fatores por si só pode garantir uma vida satisfatória do pavimento (HUGHES, 1989 e PROWELL et.& DUDLEY, 2002 apud MOHAMMAD et. al, 2004).

Essa diferença entre projeto e campo pode ser verificada através da retroanálise das bacias deflectométricas, feita por processos iterativos, que possuem a desvantagem de poder obter diversas soluções para uma mesma bacia analisada. Isto ocorre, porque uma mesma resposta mecânica pode ser atribuída a diversas estruturas com diferentes combinações de características entre as camadas. Para minimizar este problema, deve-se informar um módulo inicial, ou faixa de aceitação de módulo de resiliência para cada camada (JÚNIOR, 2018).

Sendo assim, julga-se apropriado avaliar um método que consiga estimar a sensibilidade do módulo de resiliência em função de eventuais diferenças entre o material obtido após a produção e execução em campo, e o que se imaginou em laboratório – a fim de se quantificar prováveis mudanças no módulo inicial ou na faixa de aceitação do módulo inicialmente sugeridos. Além disso, tal método também poderia ser uma contribuição na dosagem da mistura asfáltica a fim de se avaliar a plausibilidade de se atingir as características mecânicas desejadas em projeto através dos materiais disponíveis e testados em laboratório.

Para tanto, buscaram-se métodos de previsão para o módulo de resiliência na bibliografia. Pesquisas tentaram correlacionar o módulo de resiliência com parâmetros da dosagem da mistura asfáltica, mas se demonstraram como abordagens não triviais, pois são funções de regressão de bancos de dados restritos (MOTTA et al., 2002). Nesse contexto, correlacionar o módulo de resiliência - além da resistência à tração dos concretos asfálticos - com valores de porosidade e teor de aglomerante das misturas parece promissor, uma vez que propriedades mecânicas em função destes fatores vêm sendo verificadas para melhoramento de diferentes solos com diferentes características e vasta gama de adições (CONSOLI et al. 2017). Essa técnica proveniente da geotecnia é realizada em misturas cujo aglomerante é, por exemplo, a

cal hidratada e o cimento Portland – ou seja, com características distintas do ligante asfáltico. É também importante, portanto, atentar-se ao efeito da mudança do material aglomerante na previsão das características mecânicas através de métodos existentes na bibliografia, para misturas com e sem a adição de fibras.

Em suma, uma vez que a degradação pelo aparecimento de trincas é uma das principais preocupações para a manutenção das estradas brasileiras (Confederação Nacional do Transporte, 2017), a adição de fibras - com função estrutural – justifica-se pela alta resistência à tração, característica que poderia beneficiar o concreto asfáltico face à danificação durante a sua vida útil. Além disso, compreender melhor o comportamento mecânico do pavimento asfáltico em função das características que este fora, de fato, executado em campo (englobando eventuais falhas na mistura em relação à proporção de ligante asfáltico, além de eventuais heterogeneidades da compactação), seria uma contundente colaboração aos estudos de previsão da vida útil da estrutura.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desse trabalho é analisar a sensibilidade da resistência à tração e do módulo de resiliência em função do teor de ligante e do “volume de vazios” dos concretos asfálticos com e sem fibras de vidro.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral, faz-se necessário:

- Avaliar a aplicabilidade de métodos de previsão das propriedades de misturas, criados para a área de melhoramento de solos, no concreto asfáltico – sugerindo coeficientes internos e externos para o ajuste proveniente da regressão dos dados;
- Correlacionar a resistência à tração e o módulo de resiliência do concreto asfáltico com a porosidade e o teor de ligante da mistura;
- Avaliar os efeitos da adição de fibras de vidro na resistência à tração e no módulo de resiliência do concreto asfáltico.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 4 capítulos:

- Capítulo 1: Introduz as ideias gerais da pesquisa, justificando a sua importância e a correlação entre geotecnia e pavimentação. Também define os objetivos almejados;
- Capítulo 2: Apresenta a revisão bibliográfica a fim de contextualizar alguns conceitos de relevância para este trabalho. Para tanto, subdivide-se em 5 subitens principais responsáveis por realizar um prognóstico da pavimentação brasileira atual; salientar a progressão dos conhecimentos teóricos que possibilitaram a adoção de métodos mecanístico-empíricos para o dimensionamento de pavimentos asfálticos; revisar sobre a influência das características volumétricas nas propriedades do concreto asfáltico; abordar conceitos de solos melhorados pela adição de agentes cimentantes, bem como pelo controle dos vazios da mistura; e comentar sobre a utilização de fibras nas misturas asfálticas;
- Capítulo 3: Expõe o programa experimental que foi realizado, descrevendo os materiais utilizados, os ensaios necessários e os procedimentos de dosagem, de usinagem, e o raciocínio de cálculo da análise dos dados;
- Capítulo 4: Expõem os resultados que foram observados durante as análises dos dados obtidos nos ensaios;
- Capítulo 5: Faz um resumo do capítulo 4, comentando as conclusões mais relevantes observadas nos resultados, além de sugerir temas para estudos futuros, a fim de elucidar ainda mais as dúvidas que fomentaram a justificativa deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir, serão abordados alguns itens de relevância para este trabalho. Um prognóstico da pavimentação brasileira atual, e a progressão dos conhecimentos teóricos que possibilitam o dimensionamento de pavimentos através da adoção de métodos mecanístico-empíricos serão abordados. Da mesma forma, conceitos de solos melhorados serão expostos. Por último, a utilização de fibras na mistura asfáltica também será revisada.

2.1 ESTADO DA MALHA RODOVIÁRIA NO BRASIL

A importância do modal rodoviário no cenário brasileiro se verifica ao se constatar que esse modal tem a participação de 61,10% de toda a movimentação anual de cargas e passageiros do país (CNT, 2015). Soma-se à importância da expansão e manutenção das estradas o fato que a densidade da malha rodoviária pavimentada do país ainda é muito baixa quando comparada com a densidade da malha de outros países com dimensões territoriais similares às do Brasil, como os Estados Unidos e China (CNT, 2017).

Neste contexto, verifica-se que apesar de um crescimento de frota de 110,4% de julho de 2006 a junho de 2016, houve apenas, nesse mesmo período, um crescimento de apenas 11,7% da extensão da malha rodoviária nacional. Portanto, verifica-se que o investimento na malha rodoviária pavimentada não acompanha o ritmo de crescimento da frota de veículos do país (CNT, 2017).

Apesar desse peso na logística brasileira, a Figura 2.1 mostra que a malha rodoviária brasileira – a qual possui um total de 1.720.756 km de rodovias – possui apenas 12,3% (211.468 km) de sua extensão pavimentada (CNT, 2017).



Figura 2.1: Composição da malha rodoviária brasileira (CNT, 2017)

Além da necessidade de expansão da malha rodoviária, Silva (2005) constata que, com as técnicas majoritariamente utilizadas atualmente no país, os pavimentos das rodovias brasileiras não vêm atendendo aos requisitos de resistência e durabilidade. Essa afirmação é confirmada pelo estudo realizado pela Confederação Nacional do Transporte, a qual verificou que menos de um terço das rodovias federais públicas estão em perfeita condição, conforme a Figura 2.2.

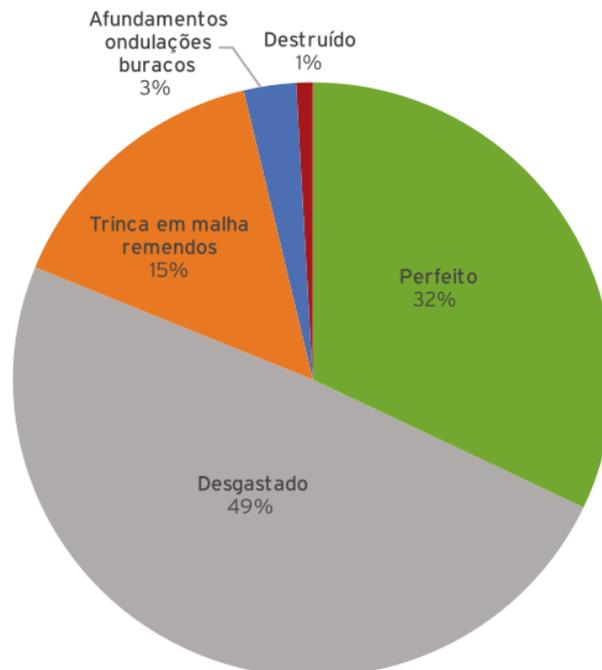


Figura 2.2: Condições das rodovias federais públicas em 2016 (adaptado de CNT, 2017)

Apesar de especialistas acadêmicos afirmarem que o método de dimensionamento não pode ser apontado como a causa única do desgaste precoce dos pavimentos do Brasil, ele é, entretanto, apontado como um dos pontos críticos. Sendo considerado antiquado, o método de dimensionamento do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) é deficiente em incorporar novas tecnologias de materiais; baseia-se em uma composição de tráfego que já não se configura mais na atualidade brasileira: os veículos modernos possuem capacidade de carga superiores à da época em que o método foi desenvolvido; além de estar defasado em relação às variáveis climáticas (CNT, 2017).

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Um pavimento deve ser dimensionado para suportar as cargas oriundas do tráfego, levando-se em conta as condições climáticas locais, a fim de se obter conforto e segurança ao usuário. No passado, o baixo número de veículos em combinação à baixa carga por eixo dos veículos da época permitia a utilização de métodos de dimensionamento relativamente fáceis – baseados na experiência adquiridas pelos órgãos rodoviários ao longo dos anos, através da observação do desempenho de estruturas existentes. Eram, portanto, métodos empíricos (BALBO, 2007).

Os primeiros métodos de dimensionamento empíricos de pavimentos asfálticos buscavam basicamente uma maior segurança contra a ruptura plástica dos subleitos. Para tanto, não levavam em conta o conceito de deformabilidade das camadas do pavimento e do subleito (SILVA, 2014).

Dentre esses métodos de base empírica, destaca-se o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semirrígidos do DNER (atual Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, DNIT), que ainda é muito difundido na prática brasileira (BALBO, 2007). Inicialmente concebido pelo Prof. Murilo Lopes de Souza, em 1966, é uma adaptação do método do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USCE), de 1962. Esse método utiliza o conceito de CBR ou ISC (Índice de Suporte Califórnia) para avaliação da capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes das camadas do pavimento. A solicitação pelo tráfego é contabilizada através do número equivalente de operações (N) de um eixo tomado como padrão no projeto. Além disso, dados de pista experimental da American Association of

State Highway and Transportation Officials (AASHTO), posteriormente modificados pelo professor, são usados para a definição de coeficiente de equivalência estrutural e fator climático (PINTO e PREUSSLER, 2001).

Dessa forma, o dimensionamento é feito através da realização sucessiva do somatório da multiplicação das espessuras das camadas pelos seus respectivos coeficientes estruturais, a fim de garantir uma espessura total maior à espessura mínima exigida para se proteger a camada imediatamente inferior às camadas consideradas. Estas espessuras mínimas são definidas através dos valores do número N e do CBR, conforme a Figura 2.3, com exceção da espessura dos revestimentos asfálticos, os quais são tabelados em função do número N e do tipo de revestimento (BALBO, 2007).

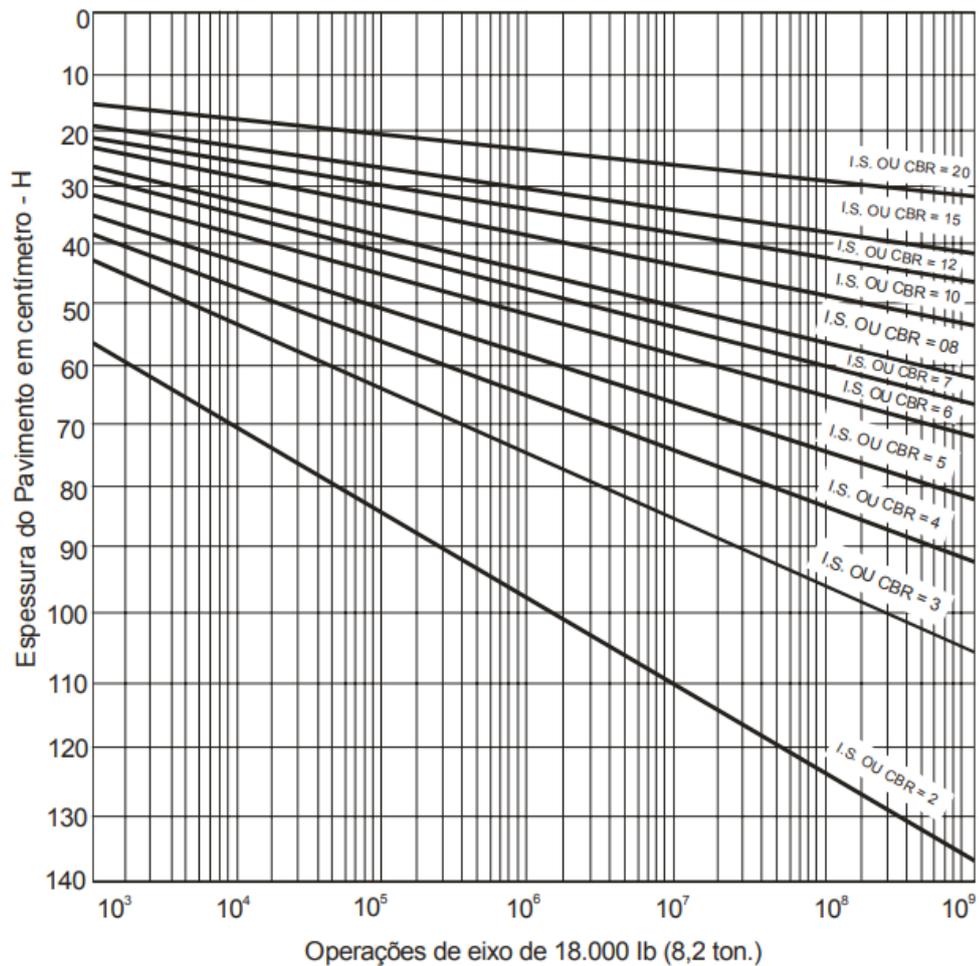


Figura 2.3: Ábaco para dimensionamento empírico de pavimentos flexíveis (DNIT, 2006)

2.2.1 Métodos mecanístico-empíricos

Para se criar uma alternativa aos métodos empíricos, faz-se necessário dimensionar um pavimento levando-se em conta o seu estado de tensão e de deformação, a fim de compatibilizá-los com os critérios de ruptura. Para tanto, Yoder e Witczak (1975) apontam para a aplicação da teoria da elasticidade em conjunto à avaliação do trincamento à fadiga (devido às tensões cíclicas de tração, e conseqüentemente à deformação elástica, na fibra inferior da camada asfáltica); e a deformação permanente (decorrente do acúmulo das deformações plásticas em todas as camadas da estrutura asfáltica). Esta mudança nos critérios de avaliação do pavimento pode ser verificada de forma resumida na Figura 2.4.



Figura 2.4: Preocupações atuais dos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos

A primeira solução formulada para o cálculo das tensões e deformações em um regime elástico foi a de Boussinesq (1885) – o que reforça, novamente, a ligação entre a área de pavimentação e a área de geotecnia, abordada na introdução, já que essa solução é tradicionalmente empregada também nesta ramificação da engenharia civil. O método de Boussinesq requer a consideração de um meio semi-infinito, linear, isotrópico, com um carregamento pontual, e estático. A Equação 2.1 é utilizada para a definição da tensão vertical gerada em um determinado ponto.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} * \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (\text{Equação 2.1})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_z$ = Acréscimo de tensão vertical gerada pela carga P;

P = carga pontual aplicada;

z = distância vertical entre o ponto analisado e o ponto de aplicação da carga P;

r = distância horizontal entre o ponto analisado e o ponto de aplicação da carga P.

A solução para um carregamento circular (aproximando-se à marca da roda sobre o asfalto) pode ser obtida através da integração das soluções para um carregamento pontual. Assim, Foster e Ahlvin (1954) criaram gráficos que permitem calcular as tensões normais e as tensões de cisalhamento, além dos deslocamentos verticais. Para tanto, considera-se um meio semi-espaco homogêneo de módulo elástico E e coeficiente de Poisson ν , submetido a uma carga circular de raio a e tensão uniforme q (axissimétrico), como na Figura 2.5.

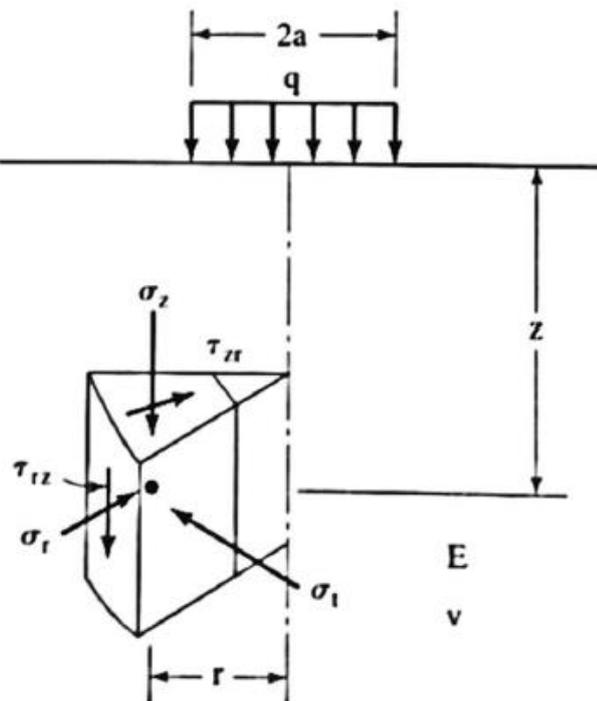


Figura 2.5: Tensões sob carregamento circular axissimétrico (HUANG, 2004)

Outra evolução do método de Boussinesq é a inclusão de um sistema formado por mais de uma camada. Para tanto, Burmister (1943, 1945) criou um método no qual a razão entre os módulos das camadas é fundamental para a compreensão da deformação de toda a estrutura. A Figura 2.6 representa um exemplo de um sistema de multicamadas. Mais adiante, Fox (1948) quantificou a variação da tensão vertical ao longo da interface entre 2 camadas. Por fim, Poulos e Davis (1974) compilaram as equações e tabelas necessárias para a solução das respostas estruturais de um sistema de multicamadas através de ábacos.

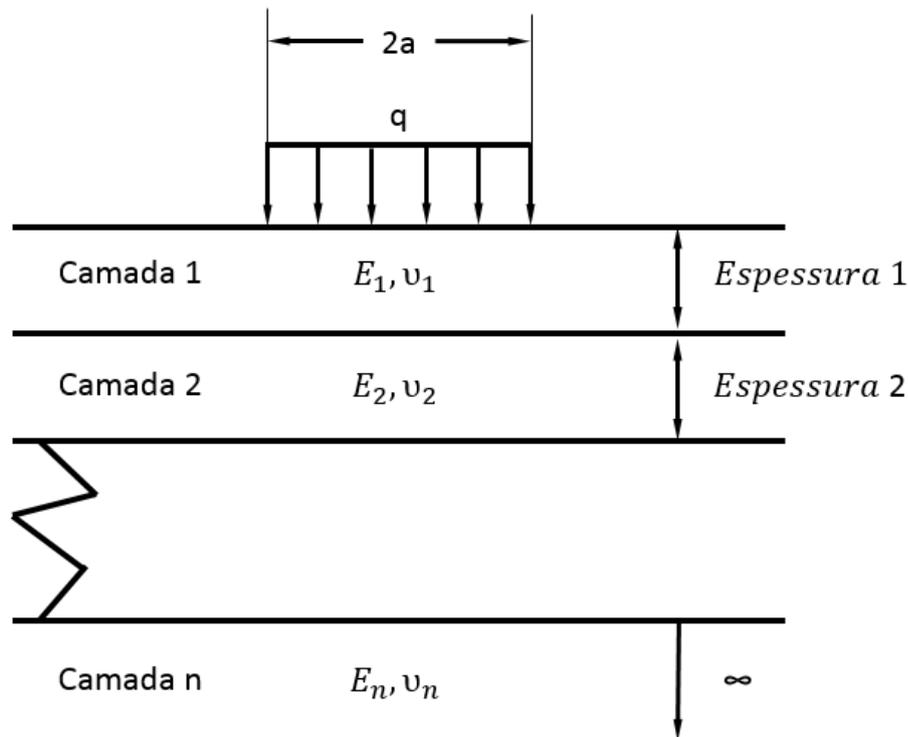


Figura 2.6: Exemplo de um sistema genérico de multicamadas (adaptado de HUANG, 2004)

Conforme adicionam-se mais camadas ao sistema, a solução através de ábacos se torna extremamente complexa, devidas as inúmeras variáveis: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, e espessura de cada uma das camadas, além da intensidade e do raio da carga aplicada. Neste contexto, o surgimento dos primeiros programas computacionais de cálculo, na década de 1970, levou a uma economia de tempo para a execução dos cálculos, permitindo a consideração de estruturas com mais de 3 camadas e variações dos módulos e dos coeficientes de Poisson fora dos valores tabelados, sem interpolação (SILVA, 2014).

Segundo Franco (2007), dado o desenvolvimento da informática, dois métodos computacionais se destacam para a o cálculo das tensões e deformações em estruturas de camadas elásticas. O primeiro deles se dá através dos cálculos analíticos que adotam as hipóteses de Burmister – utilizando-se das equações deste para a codificação de algoritmos que reportam soluções matematicamente exatas. O segundo é a análise feita através do Método de Elementos Finitos, no qual a estrutura é subdividida em elementos conectados entre se si, que interagem em função da geometria e propriedades atribuídas.

Segundo Silva (2014), grande parte dos métodos mecanístico-empíricos atuais calculam os esforços da estrutura através da Teoria da Elasticidade – seja através da teoria de camadas elásticas ou por elementos finitos 2D ou 3D – considerando o mesmo modelo constitutivos para as camadas do pavimento. A camada de revestimento é tida como elástico linear, enquanto as demais camadas são tidas como elástico não-linear (dependente dos estados de tensão atuantes, ou seja, da profundidade analisada). A difusão da adoção desses modelos constitutivos se deve ao fato de as propriedades elásticas fundamentais dos materiais poderem ser obtidas por métodos de ensaio consideravelmente econômicos e rápidos.

No caso do novo método de dimensionamento brasileiro (Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos, MeDiNa) - na iminência de ser oficializado quando da escrita deste trabalho-, o programa computacional avalia as tensões e deformações e verifica os critérios de área trincada da camada asfáltica, decorrente da fadiga, e o acúmulo da deformação permanente nas camadas da estrutura (FRANCO e MOTTA, 2018), os quais serão discutidos nos itens a seguir.

Outros métodos de dimensionamento - mesmo que também mecanístico-empíricos -, contudo, podem adotar diferentes critérios de ruptura. Essa pluralidade quanto aos critérios de rupturas está exemplificada na Figura 2.7.

Método	Crítérios de Ruptura
Shell International Petroleum	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito Deformação permanente na camada asfáltica (estimado)
Instituto do Asfalto (MS-1)	Fadiga em camadas asfálticas Deformação limite no topo do subleito
Austroroads	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito
Laboratoire Central de Ponts et Chaussées (LCPC)	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação permanente na camada asfáltica
Federal Aviation Administration (LEDFAA)	Fadiga em camadas estabilizadas com cimento ou asfálticas Deformação limite no topo do subleito

Figura 2.7: Exemplo de critérios de ruptura para outros métodos de dimensionamento (MONISMITH e BROWN, 1999 apud FRANCO, 2007)

2.2.2 Módulo de resiliência

Como descrito no item 2.2.1, para se calcular as tensões em um pavimento, faz-se necessária a obtenção de algumas características dos materiais. Nesse contexto, o módulo de resiliência é usado de modo análogo ao módulo de Young – ainda que seja uma restrição discutível nos métodos de elementos finitos (MEDINA E MOTTA, 2005).

O termo resiliência foi uma nomenclatura sugerida por Hveem (1955). A diferenciação entre o termo módulo de elasticidade (utilizado vastamente para outros materiais como concreto e aço) e o módulo de resiliência se justifica pelas grandes deformações que se observam no pavimento, muito peculiar à área de pavimentação e geotecnia.

Originalmente, contudo, Medina e Motta (2005) salientam que o termo resiliência significa a energia armazenada em um corpo submetido a uma deformação elástica registrada após o término da aplicação das tensões causadoras – o que também pode ser encontrado na literatura como energia potencial de deformação.

Tendo em vista que os ensaios tecnológicos para avaliação das propriedades dos materiais visam a simulação da solicitação que ocorrerá em campo, o módulo de resiliência é obtido através do

carregamento cíclico, causado pela variação das tensões decorrente de uma carga móvel, como representado na Figura 2.8.

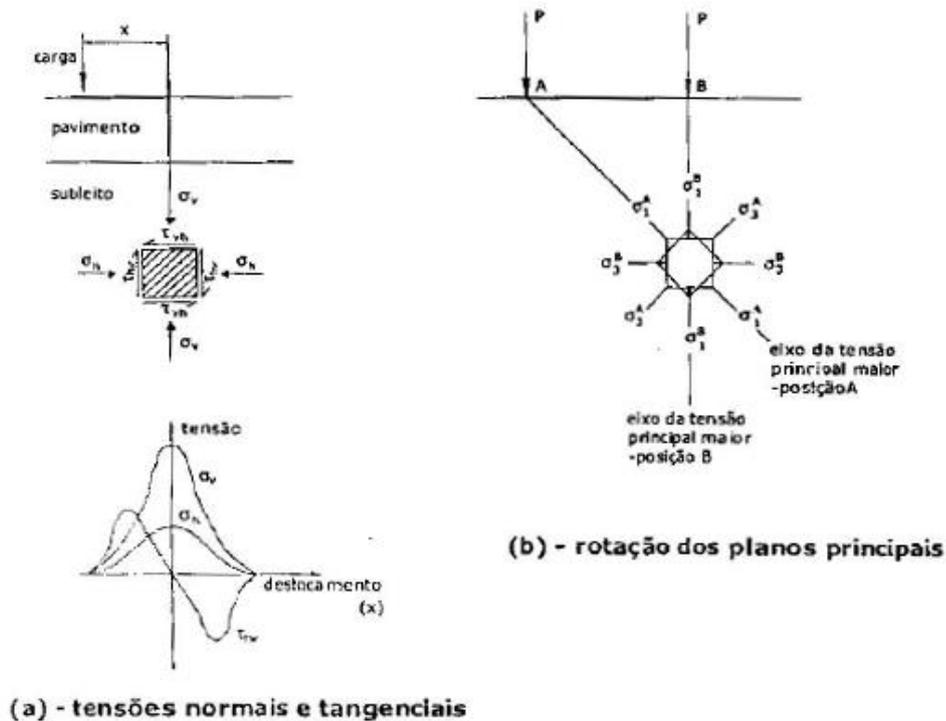


Figura 2.8: Mudança no plano de tensões durante carregamento móvel (MEDINA E MOTTA, 2005)

De uma forma generalizada, então, o módulo elástico - baseado na deformação recuperável - é chamado de Módulo Resiliente quando a aplicação da carga é repetitiva. Ou seja, como pode ser verificado na Figura 2.9, o módulo de resiliência (MR) é considerado como a razão entre a tensão aplicada (σ_d) e a deformação recuperável (ϵ_r), como descrito na Equação 2.2 (CARMICHAEL e STUART, 1985).

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (\text{Equação 2.2})$$

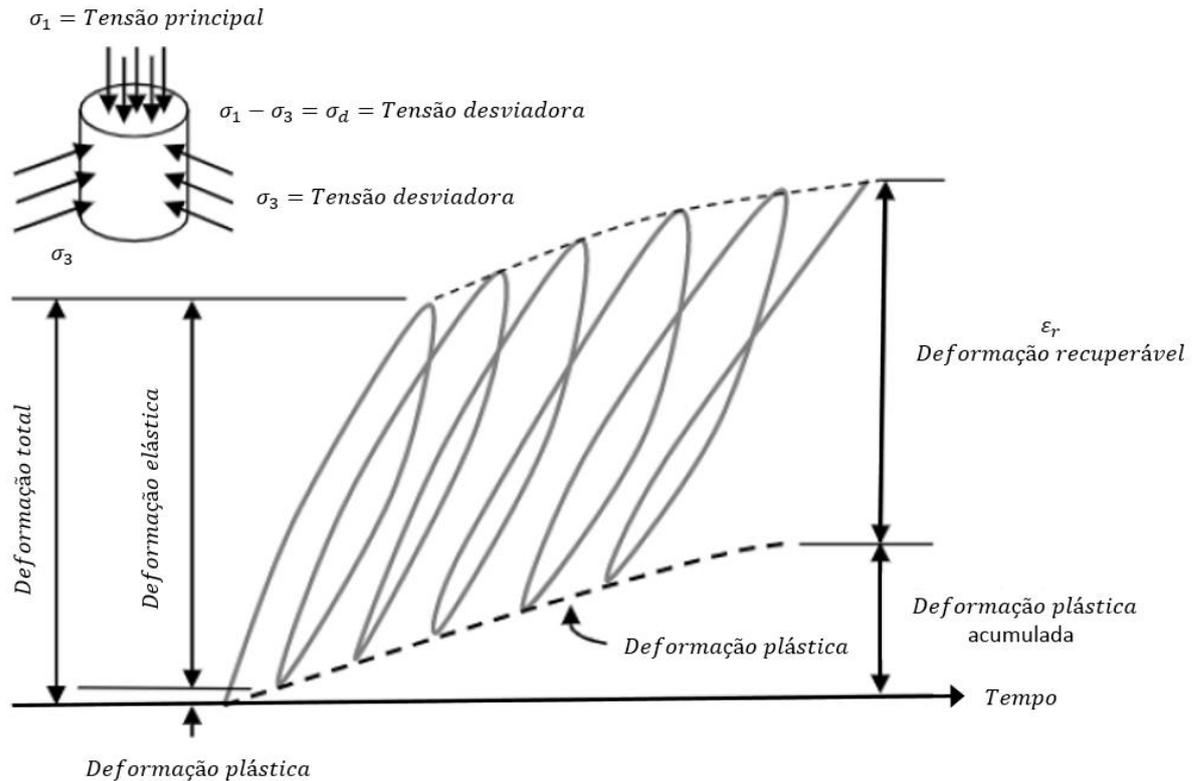


Figura 2.9: Definição de carga aplicada e recuperação recuperável (adaptado de SADROSSADAT et al., 2016)

A Figura 2.9 também representa a obtenção do módulo de resiliência através do ensaio triaxial com carregamento cíclico – o qual é o ensaio tradicionalmente praticado em solos. Para a camada asfáltica, diferentes ensaios são sugeridos: cilindros à compressão diametral (tração indireta), viga à flexo-compressão, cilindros à compressão axial, troncos de pirâmide à flexão em balanço, entre outros (MEDINA E MOTTA, 2005).

Diferentes estudos sugerem modelos constitutivos do módulo de resiliência através de regressões: modelos matemáticos ajustados por constantes após retroanálise dos dados de inúmeros ensaios. Motta (1991), Silva (1995), Aedo (1997), e Medina e Motta (2005) abordam os principais modelos constitutivos, como observado na Figura 2.10.

Classe	Material	Modelo
0	Asfáltico	$M_r = f(t^\circ C)$
1	Granular	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
2	Argiloso	$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
3	Misturas asfálticas, solo cimentado de módulo elevado ou solo siltoso de módulo baixo	$M_r = \text{constante}$
4	Solos arenosos com bastante argila e solos lateríticos finos	$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
5	Granular (dependente da soma das tensões principais)	$M_r = K_1 \cdot \theta^{k_2}$
6	Argiloso (dependente da tensão desvio)	$M_r = K_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
7	Todos os solos e britas em geral	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$

Figura 2.10: Modelos do módulo de resiliência de acordo com o material (FRANCO, 2007)

Pode se perceber que - para solos e agregados sem cimentação - o módulo de resiliência é uma propriedade não linear, ou seja, depende dos estados de tensão atuantes (Hicks e Monismith, 1971). Na Figura 2.10, k_1 , k_2 e k_3 são as constantes, σ_d é a tensão desviadora, σ_3 é a tensão confinante e θ é o primeiro invariante de tensão (também chamada de tensão volumétrica ou octaédrica), como descrito na Equação 2.3.

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{Equação 2.3})$$

Considerando a axissimetria das tensões atuantes, tem-se a Equação 2.4:

$$\sigma_2 = \sigma_3 \quad (\text{Equação 2.4})$$

E, por definição, tem-se a Equação 2.5:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (\text{Equação 2.5})$$

Logo, a Equação 2.3 pode ser representada pela Equação 2.6:

$$\theta = 3\sigma_3 + \sigma_d \quad (\text{Equação 2.6})$$

Além das equações destacadas na Figura 2.10, o módulo de resiliência também pode ser definido através do modelo de Witczak e Uzan (1988), conforme Equação 2.7.

$$\frac{MR}{Pa} = k_1 \left(\frac{\theta}{Pa} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} \right)^{k_3} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Na qual:

MR = módulo de resiliência;

Pa = pressão atmosférica;

k_1 , k_2 e k_3 = constantes de regressão do modelo;

θ = tensão octaédrica, como definido na Equação 2.6;

τ_{oct} = tensão cisalhante octaédrica, como definido na Equação 2.8.

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}}{3} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Considerando novamente as Equações 2.4 e 2.5, tem-se a Equação 2.9:

$$\tau_{oct} = \sigma_d \frac{\sqrt{2}}{3} \quad (\text{Equação 2.9})$$

Observa-se que a Equação 2.7 possui os termos θ e τ_{oct} normalizados pela pressão atmosférica para que as constantes k_1 , k_2 e k_3 possam ser preservadas independente das unidades adotadas para o cálculo do módulo de resiliência – uma vez que essas razões resultam em termos adimensionais.

Quanto aos fatores que podem influenciar o módulo de resiliência dos solos e agregados, destacam-se a composição granulométrica, umidade, e compactação do material: Segundo Jorenby e Hicks (1986), a adição de finos (passante na peneira #200) em um material granular é benéfica até certa porcentagem, a partir da qual há um decréscimo significativo do módulo de resiliência – como pode-se verificar na Figura 2.11; Mohhamed et al. (1995) sugere que a diminuição do módulo de resiliência pelo acréscimo da umidade se deve à diminuição da resistência ao cisalhamento decorrente da diminuição da tensão efetiva por conta do acréscimo da pressão neutra; por último, Rada e Witczak (1981) verificaram que o aumento da densidade – analisado em 6 categorias de materiais granulares – aumenta o módulo de resiliência.

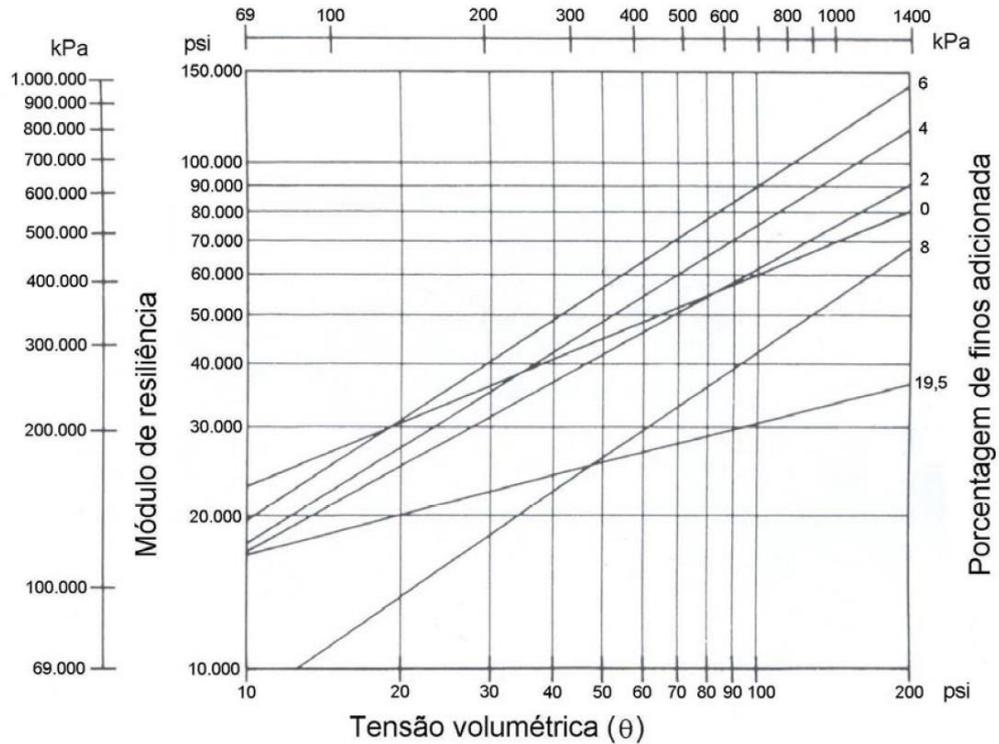


Figura 2.11: Variação do módulo de resiliência pela adição de finos (JORENBY e HICKS, 1986 apud VIANA, 2007)

Dados esses fatores que influenciam no módulo de resiliência, alguns autores tentam correlacioná-lo não apenas com o nível de tensão, mas com outras características dos solos e agregados. Alguns desses exemplos estão listados no Quadro 2.1

Quadro 2.1: Modelos do módulo de resiliência para solos e agregados como função das características do material além do estado de tensões

Autores	Equação	Material	Dados
ZAMAN et al. (1994)	$MR = 2860,94 + 275c + 128\sigma_1 tg\phi + 118\theta$	Agregados graúdos de calcário, arenito e riólito	c = coesão (psi) σ_1 = tensão principal maior (psi) ϕ = ângulo de atrito (graus) θ = tensão octaédrica (psi)
VISSER et al. (1994)	$LogMR = 2.79 + 0.0268LL - 0.0573LP - 0.000158LP \cdot \sigma_d$	Solos região central do Brasil	LL = limite de liquidez (%) LP = limite de plasticidade (%) σ_d = tensão desvio (kPa)
PARREIRA et al. (1998)	$MR = 0.8481E_0^{0.4559} + 1.1472\theta^{0.8630}$	Solos arenosos do Nordeste e São Paulo	E_0 = módulo inicial (kPa) θ = tensão octaédrica (kPa)

Quanto aos fatores que podem influenciar o módulo de resiliência do concreto asfáltico, Motta et al. (2002) destaca que este valor é influenciado pela granulometria da mistura (diretamente proporcional à espessura da faixa adotada); pelas características do ligante asfáltico (diretamente proporcional à viscosidade e inversamente proporcional à penetração do asfalto); pela relação asfalto fíler; pela natureza do fíler. Destaca-se ainda a baixa influência do teor de ligante, mas apenas para valores usuais de dosagem. Salienta-se, contudo, a dificuldade de se compreender a interdependência entre esses fatores.

É válido ressaltar que ao longo do tempo com o envelhecimento do ligante o módulo de resiliência das misturas asfálticas varia, o ligante sofre um processo de enrijecimento aumentando a rigidez dos revestimentos (BERNUCCI et al., 2010).

Da mesma forma como para solos e agregados, dados esses fatores que influenciam no módulo de resiliência do concreto asfáltico, alguns autores tentam correlacioná-lo com outras características de dosagem. As sugestões de Motta. (1998) encontram-se na Equação 2.10 (usada para misturas asfálticas recém compactadas de concreto asfáltico tipo camada de rolamento ou binder, com ligantes convencionais) e na Equação 2.11 (usada para misturas asfálticas recém compactadas de asfalto-polímero do tipo SBS). Vale ressaltar, contudo, que, segundo Motta et al. (2002), essas não são de abordagens triviais, pois são funções de regressão de bancos de dados restritos. Além disso, segundo Bernucci et al. (2010), faz-se importante salientar que ao longo do tempo, com o envelhecimento do ligante (*ageing*), o módulo de resiliência das misturas asfálticas varia: o ligante sofre um processo de enrijecimento, resultando no aumento da rigidez dos revestimentos.

$$MR = 7568.92 - 39.82I_p + 527.56V_v + 71.91RBV - 243\%a + 112.63P34 - 189.06P38 + 136.71P4 - 169.91P200 - 423.57T \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$MR = -17.76I_p + 34.75V_v + 75.91RBV + 319.07\%a - 22.32PA - 107.02T \quad (\text{Equação 2.11})$$

Nas quais:

MR = módulo de resiliência (MPa);

I_p = índice de penetração do ligante (25°C, 0,1mm);

V_v = volume de vazios (%);

RBV = relação betume-vazios (%);

%a = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

PA = ponto de amolecimento (°C);

P34 = porcentagem de agregado passante na peneira 3/4, em relação ao agregado total;

P38 = porcentagem de agregado passante na peneira 3/8, em relação ao agregado total;

P4 = porcentagem de agregado passante na peneira 4, em relação ao agregado total;

P200 = porcentagem de agregado passante na peneira 200, em relação ao agregado total;

T = temperatura do ensaio de módulo (°C).

2.2.3 Módulo Dinâmico

A utilização do módulo de resiliência, como descrito no item 2.2.2, acarreta na simplificação de que as camadas constituintes do pavimento possuem um comportamento elástico quando solicitadas. O concreto asfáltico, contudo, possui um comportamento bastante complexo: sua deformabilidade é função do nível de tensão, e é fortemente influenciada pela velocidade do carregamento e pela temperatura. Nesse contexto, Fonseca (1995) considera que o Módulo Dinâmico, proveniente do Módulo Complexo (E^*), é uma boa evolução para se reproduzir o comportamento das misturas asfálticas, uma vez que aborda o comportamento como viscoelástico linear.

Para levar em consideração a influência da velocidade de carregamento, segundo Lytton (2000), as características de rigidez do asfalto podem ser separadas em 2 parcelas: uma elástica (que ocorre de forma praticamente instantânea), e outra viscosa (que é função do tempo de aplicação da carga). Dessa forma, uma maneira de se separar essas duas parcelas, a fim de se medir apenas

o comportamento elástico, para posterior avaliação da viscosidade, seria a partir de carregamentos instantâneos. Contudo, segundo Silva et al. (2015), a aplicação instantânea de uma carga encontra entraves tecnológicos para a sua execução. Por isso, a solução encontrada foi a aplicação de pulsos de cargas senoidais com o acompanhamento dos deslocamentos, que por consequência também serão senoidais, em função do tempo – o que pode ser observado na Figura 2.12.

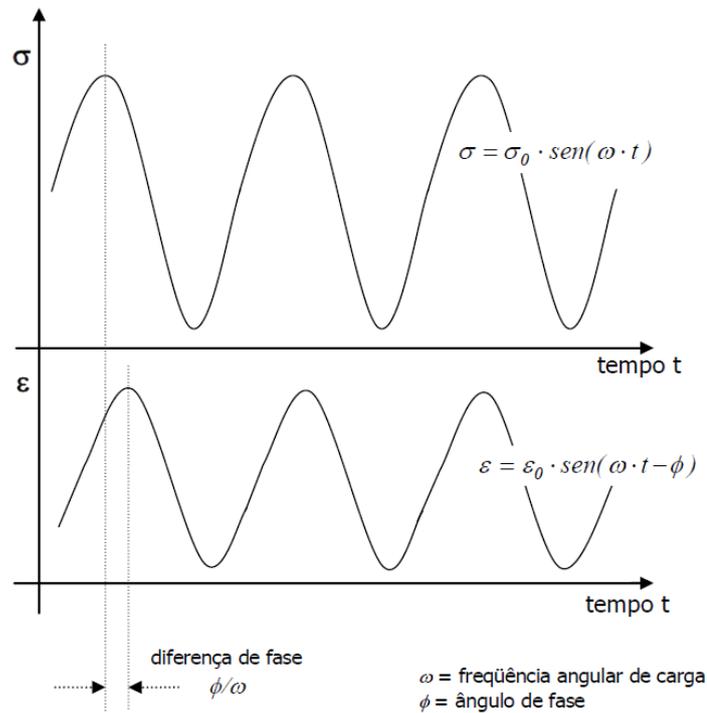


Figura 2.12: Carregamento senoidal para obtenção do módulo complexo (FONSECA, 1995)

Pode-se observar na Figura 2.12 que há um atraso entre o momento do pico da tensão máxima e o pico da deformação máxima. Esse atraso se deve ao comportamento viscoso do material e é analisado através do ângulo de fase, o qual é determinado através da Equação 2.12. Para um material puramente elástico, o ângulo de fase é 0° , enquanto que para um material puramente viscoso, 90° .

$$\phi = \frac{t_i}{t_p} * 360^\circ \quad (\text{Equação 2.12})$$

Sendo:

ϕ = ângulo de fase;

t_i = razão do tempo entre os picos de tensão e deformação;

t_i = tempo de um ciclo de carga.

A partir do ângulo de fase, pode-se definir o Módulo Complexo como descrito na Equação 2.13. Percebe-se ainda que a Equação 2.13 pode ser reorganizada conforme a Equação 2.14, que demonstra haver uma parte real (E' , referente à parcela elástica), e uma parte imaginária (E'' , referente à parcela viscosa).

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} (\cos\phi + i * \sin\phi) \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$E^* = E' + i.E'' \quad (\text{Equação 2.14})$$

Sendo:

E^* = Módulo Complexo;

ϕ = ângulo de fase;

i = número imaginário;

E' = Módulo de armazenamento;

E'' = Módulo de perda.

O valor absoluto do Módulo Complexo é chamado de módulo dinâmico. A Figura 2.13 representa graficamente a relação entre o Módulo Dinâmico e os módulos de armazenamento e de perda. Dessa forma, as parcelas elástica e viscosa do material podem ser reescritas, respectivamente, conforme as Equações 2.15 e 2.16.

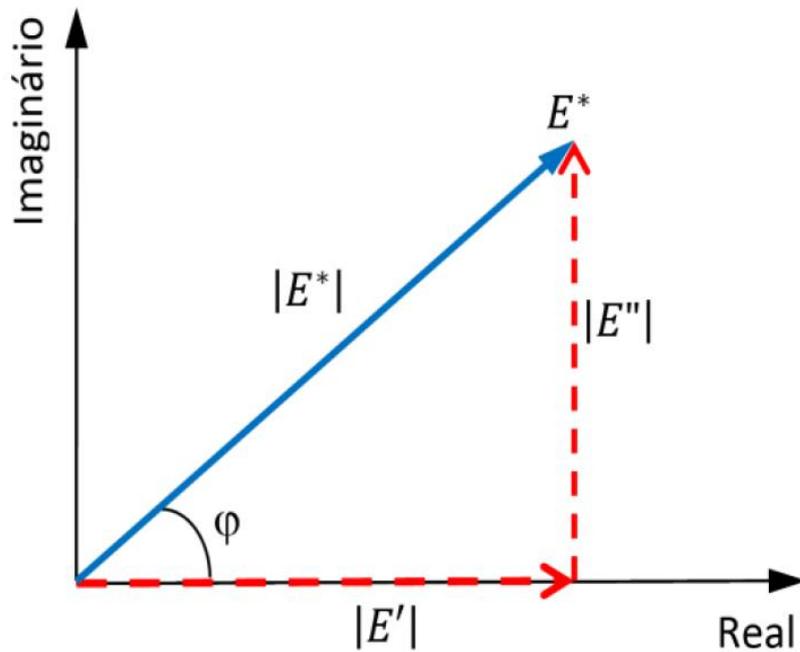


Figura 2.13: Módulo dinâmico representado no plano complexo (SILVA et al., 2015)

$$E' = |E^*| \cos \phi \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$E'' = |E^*| \sin \phi \quad (\text{Equação 2.16})$$

Sendo:

E' = Módulo de armazenamento;

E'' = Módulo de perda;

$|E^*|$ = Módulo Dinâmico;

ϕ = ângulo de fase.

Segundo Silva et al. (2015), embora o ângulo de fase e Módulo Dinâmico, e, por consequência, o Módulo Complexo, sejam considerados parâmetros do material, são sensíveis à variação de frequência de aplicação de carga e à temperatura. Em campo, a frequência está associada à velocidade dos veículos; e a temperatura, às condições ambientais. Dessa forma, os autores

lembram que os ensaios devem ser realizados de forma que representem as condições dos pavimentos em campo.

Em carregamentos rápidos (altas frequências), o ligante asfáltico se comporta mais elasticamente – comportamento também verificado em menores temperaturas – uma vez que não há tempo para a reconstrução da estrutura molecular. No cenário oposto – baixas frequências e/ou altas temperaturas -, o ligante asfáltico se comporta de forma mais viscosa, pois há tempo para a reconstrução molecular, que no caso de altas temperaturas, ainda é favorecida pelo maior agitação das moléculas do ligante (HINTZ, 2012).

Uma forma de se verificar a influência da temperatura é através do gráfico do plano Cole-Cole (Figura 2.14). Observa-se que quando a temperatura é baixa, maior o módulo referente ao comportamento elástico (E'), e menor o módulo referente ao comportamento viscoso (E'') – o que corrobora com a informação de que menores temperaturas induzem a um comportamento mais rígido. Quando a temperatura atinge níveis altos, os dois módulos diminuem, indicando a deterioração das características mecânicas decorrentes da fluidificação do ligante asfáltico.

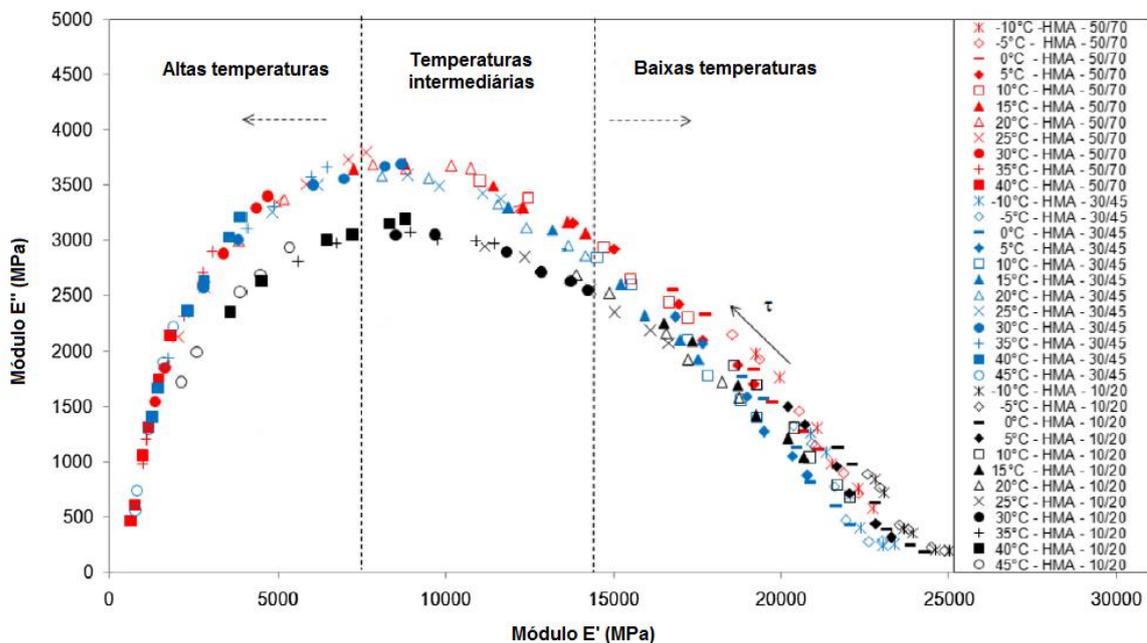


Figura 2.14: Exemplo de plano Cole-Cole (adaptado de QUINTERO, 2015)

É possível correlacionar o Módulo Dinâmico com diferentes temperaturas e frequências através de uma curva mestra (Figura 2.15), chamada também de curva S (de sigmoideal, dada a sua forma característica). Como explicado por Mateos (2015), o ajuste dessa curva é obtido através

de processos iterativos, no qual os dados passam por uma equação de transferência e são plotados em função da frequência reduzida.

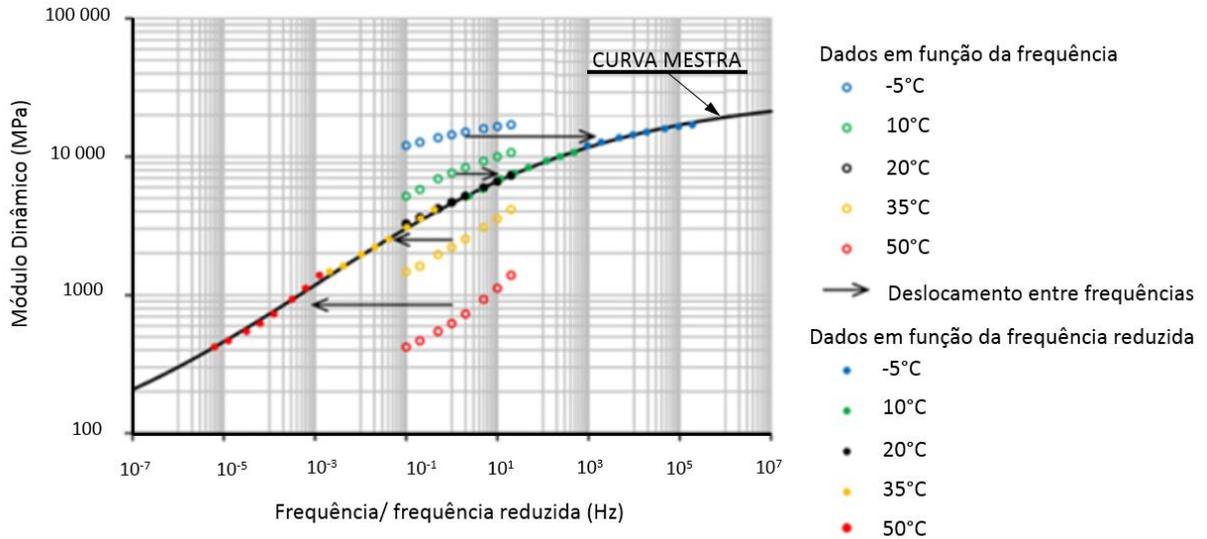


Figura 2.15: Obtenção de curva mestra (adaptado de MATEOS, 2015)

2.2.4 Fadiga

Uma das manifestações mais frequentes nos pavimentos asfálticos é a fissuração por fadiga – a qual começa a partir de microfissuras e, após carregamentos cíclicos, passam a formar rachaduras interligadas até a ruptura estrutural. A fadiga normalmente ocorre em temperaturas intermediárias e é intensificada pelo aumento da dureza e falta de flexibilidade da mistura asfáltica (DEACON et al., 1994). Essas trincas normalmente ocorrem no ligante asfáltico ou na interface entre o ligante asfáltico e os agregados (HINTZ e BAHIA, 2013).

Portanto, a fadiga é função das propriedades químicas e da reologia do ligante asfáltico; do processo de envelhecimento (*ageing*); do tipo, características e tamanho dos agregados; das propriedades volumétricas da mistura asfáltica; do carregamento; e das condições ambientais (BAHIA et al., 1999). Além disso, a vida de fadiga de um revestimento asfáltico, correspondente ao número de solicitações necessárias para que ocorra um determinado grau de trincamento, é função da estrutura do pavimento (MOTTA, et al., 2002).

O estudo do conceito de fadiga nos pavimentos asfálticos remonta Hveem (1955), que concluiu que o aparecimento de trincas se deve à repetição de pequenas deformações elásticas. Nesse

contexto, a Figura 2.16 revela como a fadiga pode ser atingida, dentre os demais modelos de ruptura, com a influência da temperatura.

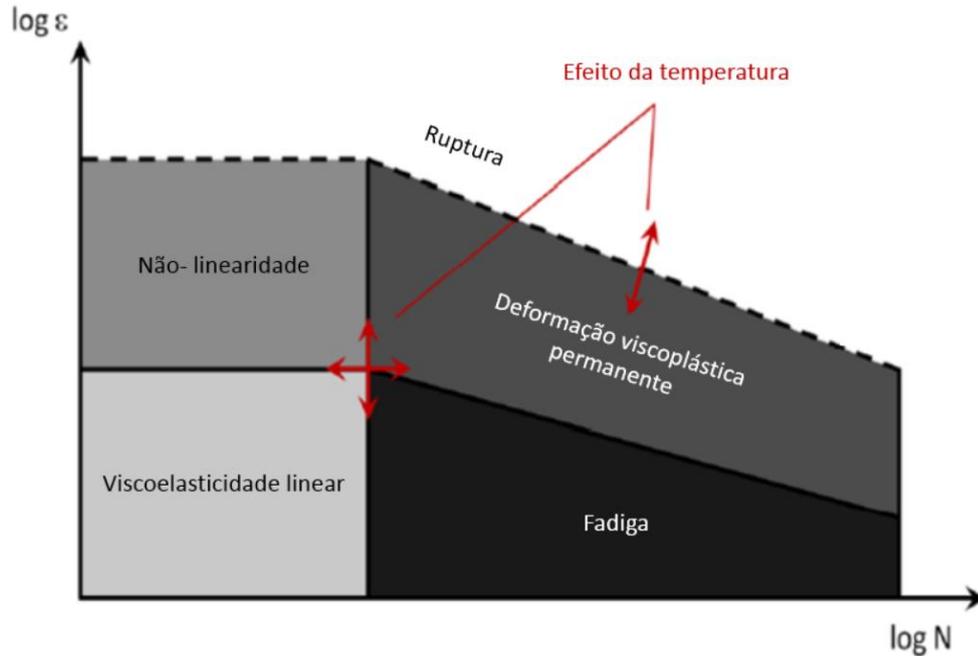


Figura 2.16: Condições para a manifestação da fadiga no concreto asfáltico (adaptado de MANGIAFICO, 2014)

O aparecimento das trincas se inicia em pontos críticos, como na fibra inferior do pavimento asfáltico, aonde as tensões de tração são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada. Dessa forma, a água é capaz de adentrar a estrutura, o que ajuda a enfraquecer e reduzir o desempenho global do pavimento (AYRES, 1997). Segundo Bernucci et al. (2010), essa propagação das fissuras se dá de maneira progressiva, acelerando com o número de ciclos (Figura 2.17), uma vez que a degradação do pavimento leva à perda da continuidade do maciço – assim como a queda dos módulos de rigidez (FRANCO e MOTTA et al., 2018), representada para o exemplo de uma camada quimicamente estabilizada, na Figura 2.18.

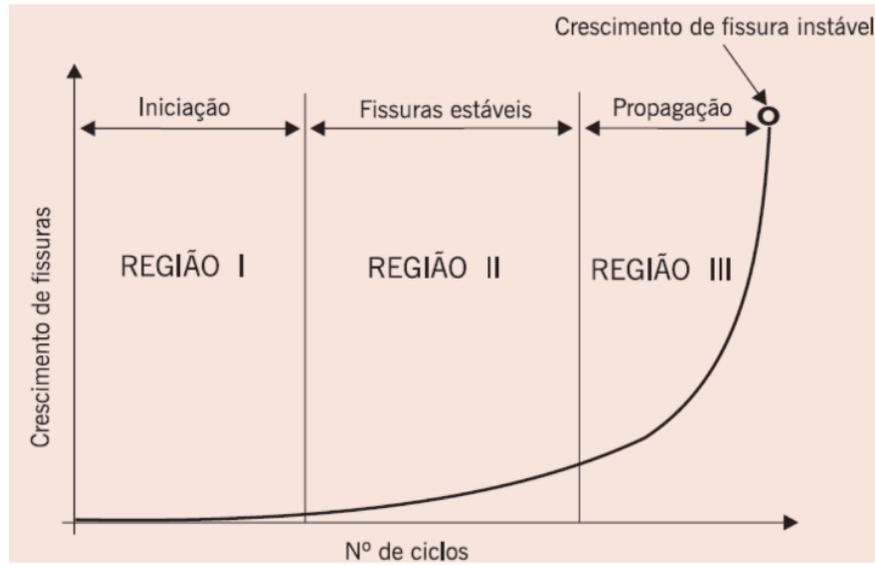


Figura 2.17: Efeito progressivo da fadiga (adaptado de BERNUCCI et al., 2010)

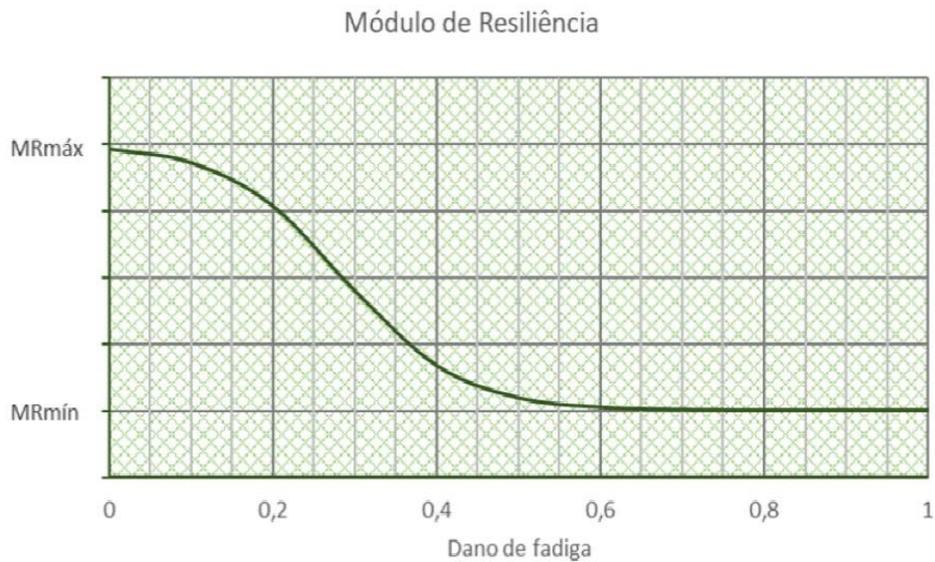


Figura 2.18: Perda da rigidez pelo dano de fadiga em camada estabilizada (FRANCO e MOTTA et al, 2018)

Segundo Benedetto et al. (2004), de forma generalizada, o dano de fadiga é obtido através da Equação 2.17.

$$D = \frac{E_0 - E_N}{E_0} \quad (\text{Equação 2.17})$$

Sendo:

D = dano de fadiga;

E_0 = Módulo de rigidez inicial;

E_N = Módulo de rigidez para o n ésimo carregamento;

Segundo Theisen (2011), geralmente os modelos empregados para a previsão das misturas asfálticas são provenientes da lei de Wöhler e suas invariantes (Equações 2.18, 2.19 e 2.20):

$$N_f = d_1(\sigma_t)^{d_2} \quad (\text{Equação 2.18})$$

$$N_f = d_3(\varepsilon_t)^{d_4} \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$N_f = d_5(\Delta\sigma_t)^{d_6} \quad (\text{Equação 2.20})$$

Sendo:

N_f = número de ciclos de carga até a ruptura por fadiga;

σ_t = tensão de tração máxima;

$\Delta\sigma_t$ = diferença entre a maior tensão de tração e a menor tensão de compressão;

$d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6$ = constantes de regressão do modelo.

A limitação destes modelos é que, além de todas as questões referentes à transição laboratório-campo, as constantes obtidas nos ensaios são válidas apenas para a mistura testada, com um tipo de carregamento e temperatura, para um limitado domínio de tensões e/ou deformações,

além de serem dependentes do critério de ruptura à fadiga adotado (LEE et al., 2003 apud Theisen, 2011).

Dessa forma, para o dimensionamento e análise de vida útil do pavimento, utiliza-se do artifício de uma Função de Transferência (Figura 2.19), calibrada através de observações de trechos experimentais, quanto à porcentagem de área trincada. Essa função é a correlação entre os resultados obtidos em laboratório e as condições de campo, por meio de simulações computacionais considerando as propriedades dos materiais e o desempenho observado em campo (FRITZEN, 2016). Para tanto, correlaciona-se a área trincada com o dano médio reduzido. Este, segundo Nascimento (2015), é expresso através da razão entre o número de eixos padrão analisado (N) e o número de ciclos de carga até a ruptura por fadiga (N_f).

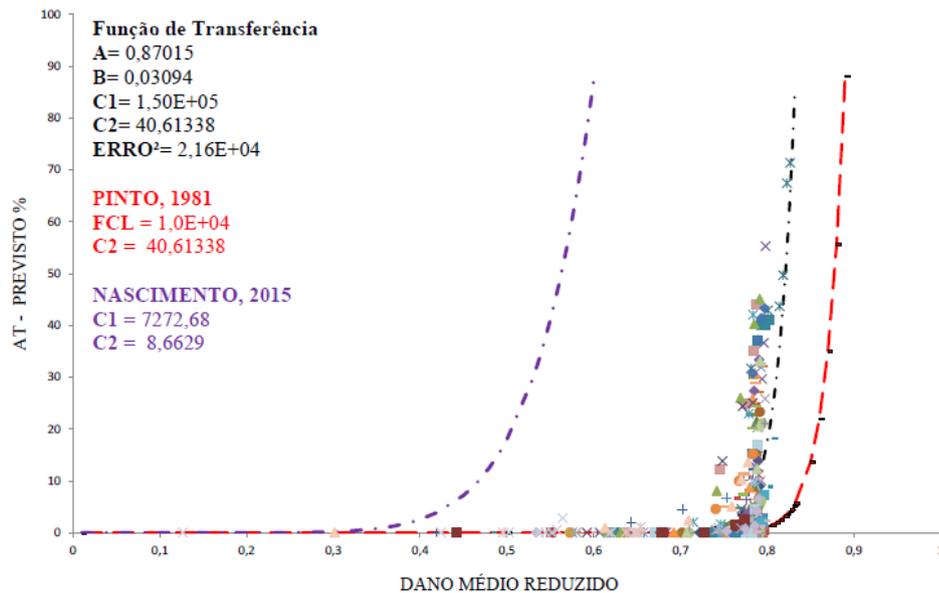


Figura 2.19: Exemplos de funções de transferência (FRITZEN ,2016)

2.2.5 Deformação Permanente

A deformação permanente, também conhecida como deformação plástica, se manifesta de maneira acumulativa, durante a vida útil do pavimento. Essas deformações são responsáveis pela formação de flechas nas trilhas de rodas, o que interfere na segurança e conforto do tráfego. Esse efeito, conforme ilustra a Figura 2.20, pode ser atribuída ao revestimento asfáltico, às subcamadas, ou ainda à combinação de efeitos (BERNUCCI et al., 2010).



Figura 2.20– Deformações permanentes em pavimentos asfálticos (adaptado de BERNUCCI et al., 2010)

As manifestações dos afundamentos de trilha de rodas decorrentes da deformação das camadas granulares podem ser classificadas em diferentes categorias. A Figura 2.21 mostra a proposta de Dawson e Kolisoja (2004) para estruturas constituídas por camadas granulares sem revestimento, ou com revestimento pouco espesso.

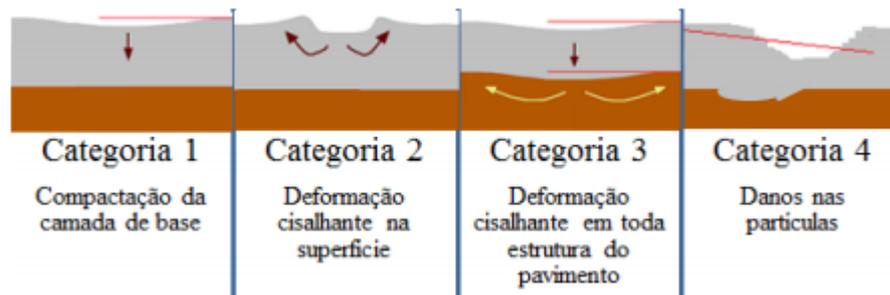


Figura 2.21: Classificação das causas dos afundamentos de trilha de roda das camadas granulares (adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004; GUIMARÃES, 2009 apud LIMA, 2016).

A categoria 1 é decorrente da variação volumétrica por causa da densificação da base granular através da passagem do tráfego. As deformações causadas são normalmente pequenas e podem ser minimizadas através de uma boa compactação durante a execução da estrutura – contudo, caso venham a acontecer, normalmente o material se torna mais denso, e, portanto, mais rígido. A categoria 2 é decorrente de materiais com baixa resistência ao cisalhamento: evidenciando o

uso de agregados inadequados ou dosagem inadequada do revestimento asfáltico – aumentando as tensões transmitidas à base. A categoria 3 também é causada por esforços cisalhantes, mas que ocorrem em todas as camadas da estrutura, inclusive o subleito. Por último, a categoria 4 é decorrente de danos devido as propriedades de atrito e abrasão do agregado graúdo (LIMA, 2016).

Diferentes modelos de previsão da deformação permanente foram criados através da retroanálise de dados de ensaios triaxiais cíclico, nos quais se destacam o Modelo de Monismish et al. (1975), Uzan (1982), e Tseng e Lytton (1989). Estes modelos, contudo, possuem algumas limitações. Segundo Lima (2016), o método Tseng e Lytton não permitem a adição de novos dados, impedindo a inclusão de parâmetros de solos tropicais. Além disso, Guimarães (2009) saliente que os métodos não consideram os estados de tensão, e sugere um aprimoramento da análise da deformação permanente através de métodos mecanístico-empíricos – resultando na sugestão da utilização da Equação 2.21. Além desses métodos, ainda se listam as alternativas computacionais através de elementos finitos de múltiplas camadas, com diferentes definições quanto ao comportamento constitutivo dos materiais (LIMA, 2016).

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Sendo:

ε_p = deformação permanente específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 = parâmetros de regressão;

σ_3 = tensão confinante;

σ_d = tensão desviadora;

N = número de ciclos de aplicação de carga.

Cada método de dimensionamento aborda de forma distinta a deformação permanente em função das camadas da estrutura do pavimento. No método MeDiNa, por exemplo, Franco e Motta (2018) salientam que a deformação do revestimento asfáltico não é levada em consideração. Isto, contudo, não quer dizer que não se deva atentar às deformações plásticas das misturas asfálticas. Nestas, contudo, a satisfação quanto à deformação permanente é assegurada no processo de dosagem, pela verificação do *flow number* – método laboratorial destinado a estimar a compatibilidade da mistura asfáltica quanto ao número N previsto durante a vida útil do pavimento, dada condições normais e severas de tráfego. Diferentemente, outros métodos, como o Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), utilizam modelos de previsão da deformação permanente também para o revestimento asfáltico – dos quais, segundo Franco (2007), destacam-se as extensas pesquisas realizadas por Leahy (1989) e Ayres (1997).

2.2.6 Retroanálise mecânica

A avaliação estrutural de um pavimento visa a caracterização dos parâmetros mecânicos das camadas constituintes de um pavimento já executado, em campo, a fim de se avaliar o comportamento e sua condição de integridade, defronte às ações ambientais e solicitação de tráfego (BALBO, 2007).

Segundo Bernucci et al. (2010), as bacias podem ser obtidas por ensaios destrutivos, semidestrutivos e não destrutivos, estes realizados pela viga Benkelman, pelo deflectômetro de impacto, ou pelo dynaflect (carregamento vibratório). Os ensaios não destrutivos são responsáveis pela aquisição de dados necessários para a retroanálise mecânica. Estes dados, observados em campo, foram, segundo MARTINS *et al.* (2018), convencionalmente definidos como as deformações verticais na superfície do pavimento, tidas como as deflexões atribuídas a um carregamento conhecido.

Essas deflexões, quando medidas consecutivamente a partir do ponto de aplicação da carga, originam a bacia deflectométrica, conforme Figura 2.22. Ainda sobre a retroanálise, Medina e Motta (2015) afirmam:

“A mecânica de pavimentos está baseada em cálculo de tensões e deformações de sistemas de camadas, em geral utilizando a teoria da elasticidade sendo necessário se conhecer os módulos de elasticidade e o coeficiente de Poisson de cada um dos materiais que compõem o pavimento e o subleito. Ora, ao se fazer uma medida de deflexão num certo ponto do pavimento, sabe-se que esta deflexão resulta da contribuição de todas as camadas, e, portanto, está vinculada aos módulos de elasticidade das mesmas. Assim a retroanálise, nada mais é do que se resolver o problema inverso em relação ao dimensionamento de um pavimento novo, ou seja, têm-se as deformações resultantes de um carregamento conhecido e deseja-se conhecer os módulos que conduziram àquelas deformações elásticas.”

Segundo Júnior (2018), a retroanálise requer processos iterativos, uma vez que diversas soluções para uma mesma bacia analisada podem ser encontradas, visto que uma bacia pode corresponder a diversas combinações de parâmetros mecânicos entre as diferentes camadas da estrutura. Dessa forma, deve-se atentar às faixas de aceitação dos módulos usuais de cada material constituinte das camadas.

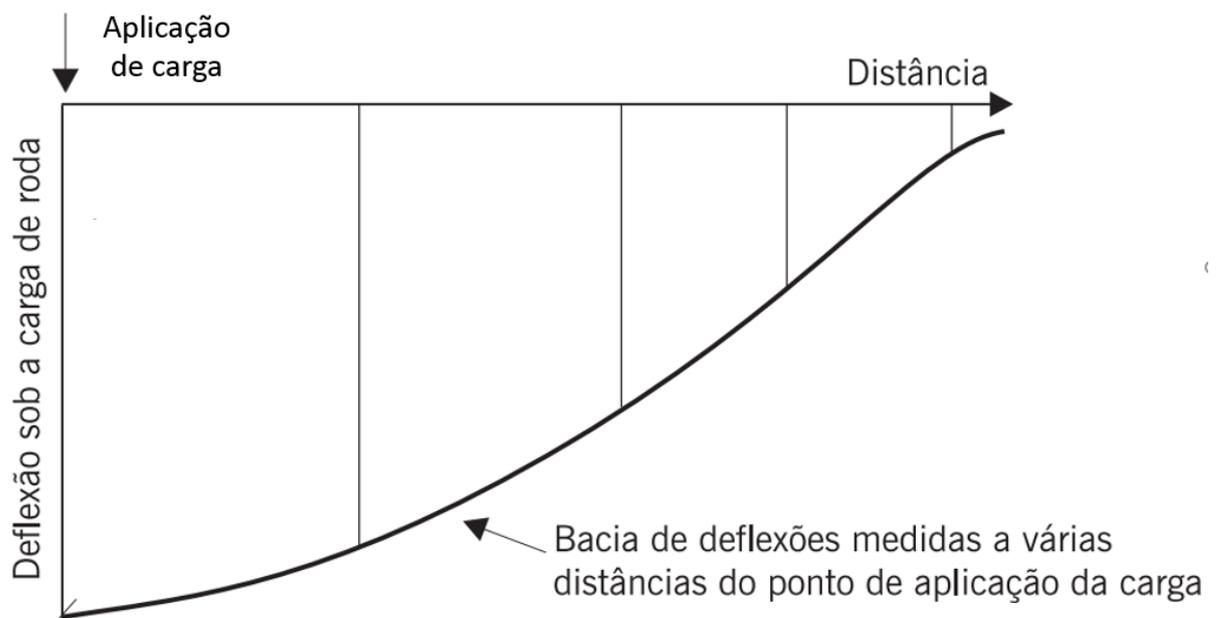


Figura 2.22: Concepção de bacias deflectométricas (adaptado de BERNUCCI et al., 2010)

Por fim, a avaliação estrutural do pavimento é importante, pois possibilita diagnosticar a ocorrência de defeitos ou diferenças entre o projeto e a estrutura em campo. Dessa forma, contribui para a definição de soluções adequadas a fim de garantir a vida de projeto (FONSECA, 2013).

2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

Uma das preocupações da engenharia geotécnica é garantir que o solo seja capaz de resistir aos esforços solicitantes de uma determinada obra. Muitas vezes, o solo não é capaz de resistir mecanicamente, em seu estado natural, a essas solicitações. Dessa forma, se faz necessário realizar algum tipo de intervenção. A maioria dos projetos de fundação foca em considerar as características do solo existente para o dimensionamento, devendo-se aumentar as dimensões da fundação, ou optar por soluções mais complexas. Contudo, há uma diferente abordagem: pode-se tentar melhorar as características do solo para minimizar o tamanho das obras de fundação de uma estrutura, o que resulta, muitas vezes, em uma solução mais econômica (CODUTO et al., 2016).

Segundo Coduto et al. (2016), as técnicas de melhoramento do solo podem ser subdivididas em duas categorias. A primeira reúne métodos cujo objetivo é melhorar a resistência ao cisalhamento, intensificar a coesão e/ou aumentar o ângulo do atrito do solo, de modo que este tenha sua compressibilidade reduzida. De modo geral, as alternativas comumente utilizadas para este objetivo envolvem densificar o solo a partir da adição de algum material que, ao ser misturado a este, aumenta a resistência. O segundo grupo é composto por alternativas que objetivam diminuir ou até mesmo eliminar potencialidades de instabilidades futuras, como liquefação por terremotos, aumento de volume de solos expansíveis. Para mitigar esses efeitos deletérios, normalmente se estuda modos de alterar quimicamente a estrutura do solo.

Mitchell (1981) lista algumas das tecnologias de melhoramento de solos. Uma das opções é a pré-compressão do solo. Uma alternativa antiga, que consiste em carregar um solo com através da construção de um aterro temporário. A sobrecarga criada pelo aterro é capaz de consolidar o solo, aumentando a sua resistência e diminuindo sua tendência ao recalque, já que os grãos de solos são aproximados, aumentando o contato, e, conseqüentemente o atrito interno.

A pré-compressão do solo ainda pode ser associada à construção de drenos verticais. (Figura 2.23). A maioria dos solos quando submetidos a uma carga, levam anos para expulsar a água de seu interior, e permitir a aproximação dos seus grãos. Enquanto esse processo está ativo, o solo sofre recalque. Ao introduzir drenos verticais, o caminho que a água precisa percorrer para ser expulsa do solo é drasticamente diminuído: anteriormente, a água teria que percolar pelo

solo, verticalmente, até a superfície; já com os drenos, basta que ela se desloque horizontalmente para o dreno mais próximo para ser conduzida rapidamente para fora do solo (CODUTO et al., 2016).

Ainda com o objetivo de consolidar o solo, a tecnologia de densificação pode ser mencionada. A densificação consiste em introduzir fortes vibrações ao solo, sendo mais apropriada para areias (Figura 2.24). As vibrações podem ser induzidas por estacas introduzidas no solo e vibradas; por impacto (compactação dinâmica), ao se levantar, com ajuda de guias, grandes blocos de concreto, e soltá-los ao chão; ou ainda por meio de detonação de explosivos (MITCHELL, 1981).



Figura 2.23: Execução de drenos verticais (HAYWARD BAKER, 2019,1)



Figura 2.24: Execução de compactação dinâmica (HAYWARD BAKER, 2019,2)

Ao invés de se tentar consolidar o solo mecanicamente, aditivos podem ser injetados com o objetivo de preencher os vazios (Figura 2.25). Esta técnica é chamada de injeção de aditivos e é normalmente feita com a injeção sob pressão de cimento, silicatos ou resinas, com o objetivo de endurecer dentro do solo, enrijecendo-o (BOSZCZOWSKI et al., 2010).



Figura 2.25: Injeção de aditivos (BOSZCZOWSKI et al., 2010)

Tem-se ainda a alternativa de mistura superficial, que é normalmente feita com cimento, formando uma estrutura chamada de solo-cimento, comparável a um concreto fraco, mas suficiente para aumentar a resistência, diminuir a compressibilidade e condutividade hidráulica do solo (CODUTO et al., 2016).

Dadas tantas alternativas de melhoramento do solo, não se deve, contudo, esquecer-se da justificativa deste trabalho, que retoma à análise sobre diferentes dosagens de concretos asfálticos, com e sem fibras – a fim de se avaliar a sensibilidade das propriedades mecânicas em função da porosidade e teor de ligante. Dessa forma, a revisão bibliográfica dos próximos subitens irá abordar estudos de misturas superficiais, cuja aplicação também abrange a mistura em laboratórios – também presente na área de pavimentação, através, por exemplo, de alterações ao concreto asfáltico convencional por meio de aditivos, como no caso de asfalto modificado com polímero, pela adição de borracha.

2.3.1 Melhoria de solos com fibras

Historicamente, os solos são melhorados com fibras há muito tempo. Alguns indícios da utilização dessa técnica retomam à construção da Grande Muralha da China – com a utilização de fibras vegetais-, e à construção das estradas incas – com a utilização de lã de lhama. (PALMEIRA, 2007).

Grandes avanços nesta área só vieram a acontecer, contudo, durante a Segunda Guerra mundial, devido a necessidades militares, na construção de rotas com solos de baixa capacidade (CLAUMANN, 2007).

As fibras podem ser classificadas como naturais, poliméricas, minerais e metálicas. Dentre as fibras naturais, pode-se listar as de cana-de-açúcar. Quanto as poliméricas, tem-se como exemplos as de polipropileno, polietileno e poliéster. As mineiras são representadas pelas de carbono, vidro e amianto. As metálicas mais comuns são as de aço (CASAGRANDE, 2001).

Atualmente, as fibras de polipropileno têm sido consideradas as mais promissoras para utilização como adição ao solo, devido a sua alta resistência à tração, inércia à água e flexibilidade de aplicação (TRINDADE et al., 2004).

Uma das explicações sobre a interação das fibras com o solo é analogia inversa ao comportamento de uma estaca cravada (McGOWN et al.,1978). As estacas estão ora comprimidas, ora tracionadas – dependendo dos esforços externos -, de forma que durante o seu carregamento, induzem deformações ao solo. Em solos melhorados, esforços externos causam a deformação do solo, que por sua vez geram esforços nas fibras. Sendo assim, esforços de compressão geram esforços de compressão nas estacas. Por outro lado, solos comprimidos geram tração nas fibras (Figura 2.26).

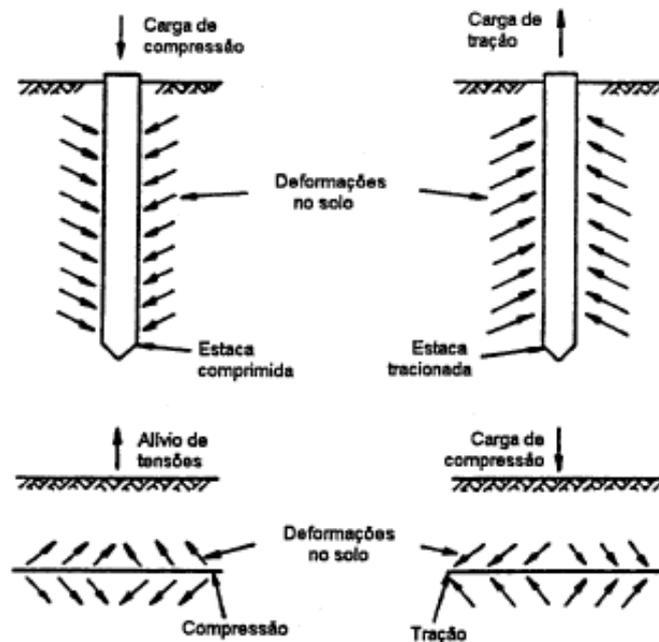


Figura 2.26: Analogia entre estacas e fibras (MCGOWN et al., 1978)

Morel et al. (1997) mostram que a adição de fibras ao solo aumenta a resistência da mistura, além de aumentar a ductibilidade, comparativamente a solos não melhorados. Essas características podem ser explicadas por Hannant (1994), que afirma que as fibras mantêm as interfaces das fissuras juntas, sendo benéficas às propriedades mecânicas do solo, principalmente após a sua ruptura. Nos ensaios de tração indireta, contudo, o ganho de resistência à tração de solos melhorados apenas com fibras não é muito significativo uma vez que a mobilização das fibras não ocorre em baixas deformações, nas quais normalmente ocorre o critério de ruptura para esses ensaios (CORREIA et al., 2014) – o que também foi verificado por Piuzzi e Boszczowski para fibras de polipropileno (2019), conforme a Figura 2.27. Esta afirmação é corroborada por Crockford et al. (1993), que conclui que solos reforçados com fibras têm expressiva aplicabilidade em obras suscetíveis a grandes deformações, como no caso da pavimentação de estradas.

Specht (2000) afirma que fibras mais rígidas aumentam a resistência de pico e o módulo de resiliência das misturas. Já fibras mais flexíveis, tendem a aumentar a tenacidade e a ductibilidade das misturas. Quanto à vida de fadiga, fibras mais flexíveis absorvem mais energia, aumentando o número de ciclos até a ruptura. De forma geral, as propriedades

mecânicas dos solos melhorados dependem do comprimento das fibras - evidenciando a importância da ancoragem ao esqueleto mineral - e da porcentagem de fibras.

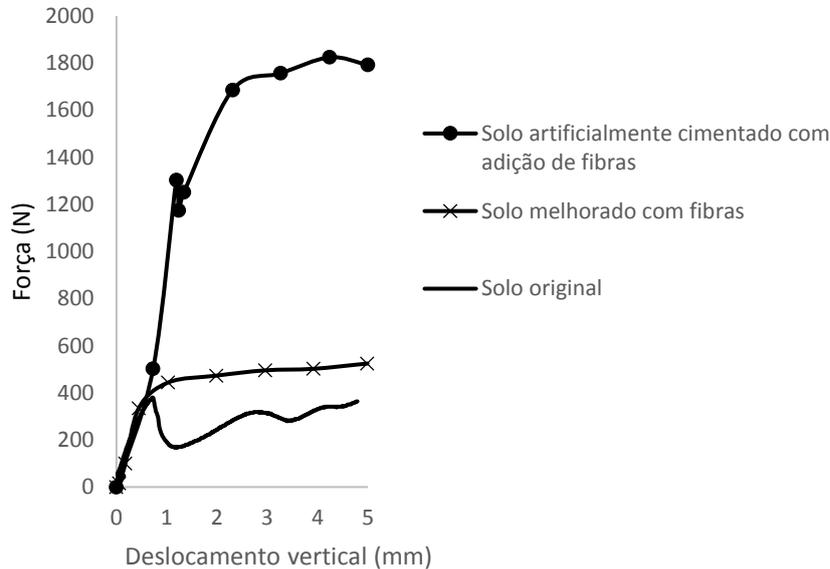


Figura 2.27: Comportamento típico de um solo melhorado com fibras (adaptado de PIUZZI e BOSZCZOWSKI, 2019)

Gray e Maher (1989) sugerem que solos melhorados com fibras aleatoriamente dispostas, favorecem o comportamento isotrópico da mistura.

Segundo Taylor (1994), o desempenho dos solos melhorados com fibras é influenciado pelos seguintes fatores: teor de fibra (quanto maior o teor, maior a resistência pós-fissuração); módulo de elasticidade das fibras (se muito elevado, há maior probabilidade de arrancamento das fibras); aderência das fibras (quanto maior a aderência, menor as fissuras); resistência das fibras (quanto maior a resistência, maior a ductibilidade do solo melhorado, desde que não haja o arrancamento delas); e comprimento das fibras (quanto mais compridas, maior a resistência da mistura, visto que o arrancamento é dificultado). Vale ressaltar que quanto ao comprimento das fibras, Consoli et al. (2009) afirma que até certo ponto, ele é de fato favorável. Contudo, comprimentos acima de 24 mm, em fibras muito finas (com diâmetros inferiores a 0.05 mm), começam a ser desfavoráveis à resistência das misturas. Isso ocorre, segundo os autores, porque a mistura das fibras se torna muito difícil, e emaranhados se tornam muito presentes.

As fibras também podem ser adicionadas em conjunto com outros materiais ao solo, dos quais se destacam os aditivos químicos. Sobre estes, Mitchell (1981) aborda os princípios da estabilização de solos. Segundo o autor, os principais objetivos de misturar aditivos químicos ao solo é controlar a manutenção do volume, da resistência e razão entre tensão e deformação. O desenvolvimento e manutenção da resistência e da rigidez das misturas se dá pela eliminação de poros grandes, ao se ligar partículas junto aos aglomerantes. As adições podem ser orgânicas e inorgânicas. Aquelas que se caracterizam pelo rápido ganho de resistência e uma constância da propriedade com o tempo, sendo exemplos as resinas, os poliuretanos e o asfalto, sendo este o único economicamente viável em grandes quantidades. Já as adições inorgânicas permitem um ganho nas propriedades da mistura ao longo do tempo, visto que as reações químicas podem continuar por anos, como no caso da cal e do cimento – sendo estes os materiais mais comumente usados na estabilização de solos como um todo, visto a vasta gama de aplicações e compatibilidade com vários tipos de solos.

Neste contexto, de modo geral, apenas a adição sozinha de cimento ao solo gera pouco acréscimo de resistência à tração e à flexão, além de implicar em um aumento da característica frágil das misturas (GÜLLÜ, 2015). Portanto, para contrapor o comportamento frágil de solos melhorados apenas com cimento, a introdução de fibras à mistura pode ser realizada (TANG et al., 2007). Para contrapor o pouco ganho de resistência à tração e à flexão de solos melhorados apenas com cimento, a adição de fibras é vantajosa. Isso se verifica para mistura com até 10% de cimento (CAI et al., 2006; CONSOLI et al., 2010 apud OLIVEIRA, 2015).

O problema dessas misturas, contudo, é a complexidade de se estipular um método de dosagem, devido às inúmeras variáveis das misturas. Dentre elas, pode-se listar a quantidade e tipo de cimento, as características e quantidade de fibras (CONSOLI et al, 2011).

Dessa forma, o próximo subitem (2.3.2) irá abordar técnicas para se prever as características de solos melhorados com aglomerantes e com ou sem fibras, que também remontam ao escopo deste estudo.

2.3.2 Resistência como Função da Porosidade e Teor de Aglomerante

Quando se produz um concreto, vários componentes devem ser levados em consideração para se obter a fluidez e resistência desejadas. Esses componentes englobam o tipo e a quantidade de cimento utilizado, a quantidade de água utilizada, as características dos agregados, a

presença ou não de aditivos. Todas essas variáveis tornam a elaboração de um método para a previsão das características do concreto extremamente importante (TUTIKIAN et al., 2011).

Nesse contexto, as leis de Abrams, de Lyse e de Molinari transformaram o método de dosagem do concreto – que deixou de ser não experimental (com traços arbitrários, definidos pela experiência), para se tornar um método racional, baseado em estudos teórico-práticos. Dessa forma, possibilitou-se a criação de misturas econômicas, elevando em consideração os materiais e condições de serviços disponíveis (TUTIKIAN et al., 2011).

Esse mesmo raciocínio de padronizar, estabelecendo um procedimento prático, para se obter misturas com as características desejadas, é necessário nos estudos de melhoramento do solo (TEIXEIRA, 1995).

Teixeira (1995) salientou a importância da quantidade de fibras inseridas em um solo para se obter as características de resistências almejadas, e que, como qualquer adição química aplicada solo, deve-se dosar de forma correta a quantidade de fibras para que seja adquirida a maior quantidade de ganhos possíveis nos desempenhos mecânicos.

Nesse contexto, Consoli et al. (2011 e 2017,1) estudam métodos para se prever a resistência dos solos à compressão e à tração, quando melhorados com fibras de polipropileno e cimento CPV-ARI.

Consoli et al. (2011) elaboraram um método para se plotar em um único gráfico as resistências à compressão simples de solos melhorados com cimento e fibras de polipropileno, em função da quantidade de cimento e fibras de cada mistura. Para este estudo, variou-se a quantidade de fibras e cimentos utilizados, mas manteve-se o mesmo solo para todos os corpos de prova. Para tanto, Consoli et al. (2011) concluíram que o comprimento das fibras e o ajuste da razão entre a quantidade de cimento e a porosidade da mistura (C_{iv}/η) são parâmetros chave para a avaliação da resistência à compressão simples e à tração, e podem ser verificados através das Equações 2.22 e 2.23.

$$\eta = 100 - 100 \left\{ \left[\frac{\gamma_d}{1 + C/100 + F/100} \right] * \left[\frac{1/100}{\gamma_{S_s}} + \frac{C/100}{\gamma_{S_c}} + \frac{F/100}{\gamma_{S_f}} \right] \right\} \quad (\text{Equação 2.22})$$

Sendo:

η = porosidade da mistura (sem dimensão);

γ_d = densidade relativa da mistura, dada pela massa específica seca/massa específica da água (sem dimensão);

C = porcentagem de cimento em massa (sem dimensão);

F = porcentagem de fibras em massa (sem dimensão);

γ_s = densidade relativa dos grãos do solo (sem dimensão);

γ_c = densidade relativa do cimento (sem dimensão);

γ_f = densidade relativa das fibras (sem dimensão).

$$C_{iv} = 100 * \frac{C * \gamma_d}{(1 + C) * \gamma_c} \quad (\text{Equação 2.23})$$

Sendo:

C_{iv} = quantidade de cimento (expressa em relação ao volume total do corpo de prova) (sem dimensão);

γ_d = densidade relativa da mistura, dada pela massa específica seca/massa específica da água (sem dimensão);

C = porcentagem de cimento em massa (sem dimensão);

γ_c = densidade relativa do cimento (sem dimensão);

Segundo Consoli et al. (2011), pode-se perceber que quando uma variedade de misturas, para uma dada porcentagem de fibras, é plotada em um gráfico - que correlaciona a resistência à compressão simples pela razão entre a quantidade de cimento e a porosidade da mistura -, os dados se agrupam em misturas de mesma porcentagem de cimento. Essa afirmação pode ser verificada na Figura 2.28.

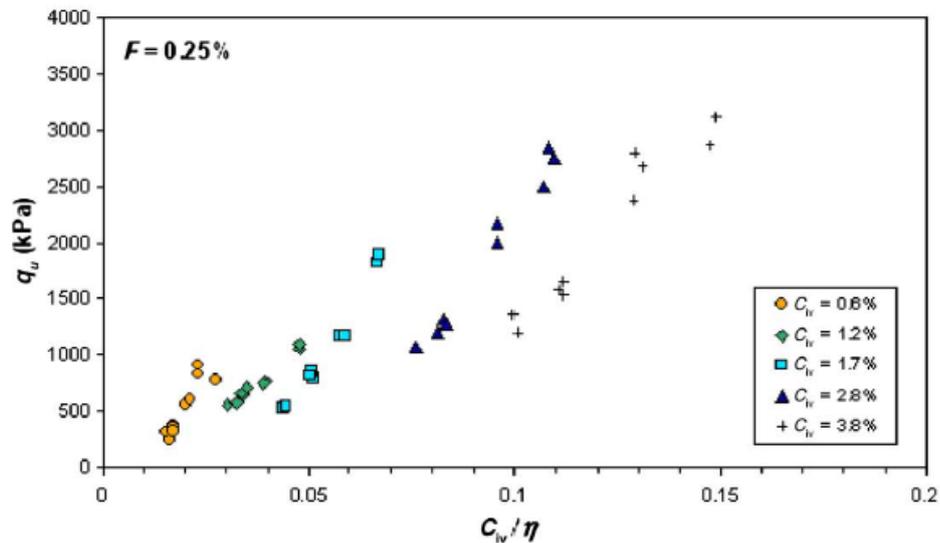


Figura 2.28: Variação da resistência à compressão simples dada a razão entre cimento e porosidade, para uma porcentagem específica de fibras (CONSOLI et al., 2011)

Quando esse gráfico tem as abscissas ajustadas por um coeficiente – que eleva o valor de C_{iv} das misturas, resultando em $(C_{iv}^{0,28})/\eta$ -, é possível ter uma única curva para todos os pontos (CONSOLI et al., 2011). Essa afirmação pode ser verificada na Figura 2.29.

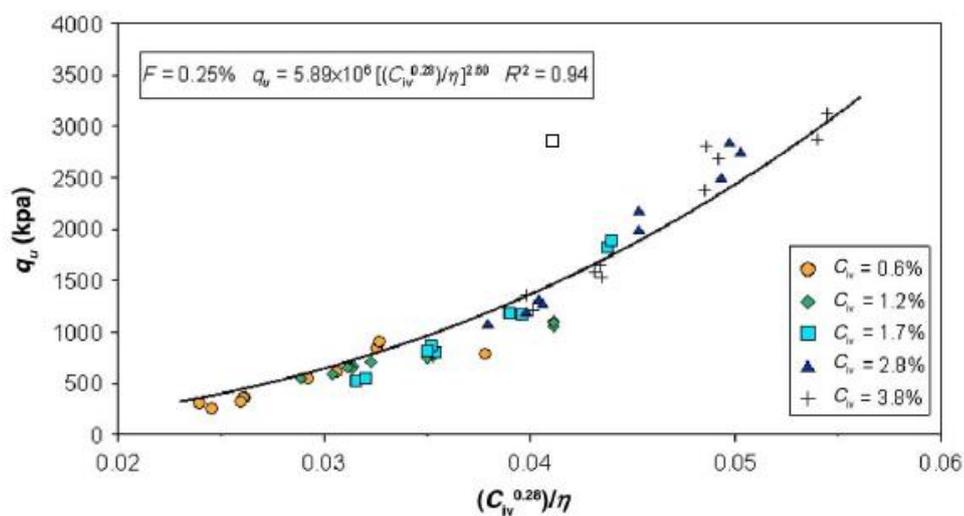


Figura 2.29: Exemplo da variação da resistência à compressão simples com a razão ajustada entre cimento e porosidade para uma porcentagem específica de fibras (CONSOLI et al., 2011)

Assim, ficou comprovado ser possível achar um padrão para as curvas de resistência, dado a razão ajustada entre a quantidade de cimento e a porosidade da mistura. Contudo, a porcentagem de fibras não é levada em conta nesta padronização. A partir dessa conclusão, Consoli et al. (2011) conseguiram desenvolver um modelo para encontrar o valor da resistência à compressão simples e à compressão diametral da mistura, mas que era função da porcentagem de fibras e específica para um tipo único de solo, não podendo ser generalizada.

O ajuste do termo C_{iv} por 0,28 (resultando na abscissa $C_{iv}^{0,28}/\eta$) foi amplamente investigado por Festugato et al. (2017) para solos finos. Chamou-se esse termo de expoente interno (β) e observou-se que o seu valor talvez seja função das características do solo e do cimento utilizados na mistura. Isso foi afirmado, pois, independente da porcentagem e comprimento das fibras utilizadas, o valor de 0,28 era o melhor ajuste das abscissas para se correlacionar as resistências dos solos melhorados ao valor de C_{iv}/η .

Consoli et al. (2017,1) desenvolveram um método mais abrangente, com o qual é possível ajustar uma única curva capaz de correlacionar a resistência à compressão simples - ou à tração de solos melhorados com cimento e fibras de propileno para tempo de cura de 7 dias – com o valor de Δ , dado pela Equação 2.24. Nesse estudo, as conclusões podem ser aplicadas a uma gama muito maior de solos: é necessário apenas que este possua, no mínimo, 10% de finos. Para tanto, um outro parâmetro experimental foi introduzido: expoente externo (α), como mostrado na Equação 2.25.

$$\Delta = \frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} \quad (\text{Equação 2.24})$$

Como conclusão, Consoli et al. (2017,1) desenvolveram uma fórmula normalizada, testando vários solos:

$$\frac{q_u}{q_u[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} = \Delta^\alpha \left[\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} \right]^{-\alpha} \quad (\text{Equação 2.25})$$

Sendo:

q_u = resistência à compressão simples (MPa);

q_t = resistência à tração (MPa);

Δ = valor usado para determinar propriedades mecânicas, conforme equação 2.25 (sem dimensão);

η = porosidade da mistura, calculado conforme equação 2.22 (sem dimensão);

C_{iv} = quantidade de cimento (expressa em relação ao volume total do corpo de prova, conforme equação 2.23 (sem dimensão);

α = expoente externo (sem dimensão).

Para fins didáticos, Consoli et al. (2017,1) escolheram, dentre suas várias misturas, $\Delta=30$, pois era um valor existente no conjunto de corpos de prova de todos os tipos de solos analisados- embora, como por ser verificado em Consoli et al. (2017, 2), qualquer valor de Δ possa ser, idealmente, utilizado para a normalização, desde que se repita para todos os solos testados - e obteve $\alpha=2,45$, chegando na Equação 2.26.

$$\frac{q_u}{q_u[\Delta = 30]} \text{ ou } \frac{q_t}{q_t[\Delta = 30]} = \Delta^{2,45} \left[\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} \right]^{-2,45} \quad (\text{Equação 2.26})$$

Vale salientar que $\alpha=2,45$ é o valor médio dos coeficientes externos - provenientes da regressão de ajuste exponencial dos dados das misturas de cada tipo de solo, representada de forma generalizada através da Equação 2.27 -, mas que resulta em um bom ajuste se aplicado ao grupo total de solos estudados.

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left[\frac{\eta}{C_{iv}^\beta} \right]^{-\alpha} \quad (\text{Equação 2.27})$$

Sendo:

q_u = resistência à compressão simples (MPa);

q_t = resistência à tração (MPa);

η = porosidade da mistura, calculado conforme equação 2.22 (sem dimensão);

C_{iv} = quantidade de cimento (expressa em relação ao volume total do corpo de prova, conforme equação 2.23 (sem dimensão);

α = expoente externo (sem dimensão);

β = expoente interno (sem dimensão);

A = parâmetro que depende do tipo de mistura (obtido automaticamente da regressão de ajuste exponencial dos dados) (sem dimensão).

Verificar na Figura 2.30 como esta equação se ajusta bem a uma gama de fibras e porcentagens de cimento utilizados, para 4 tipos de solos testados. Assim, é possível se prever qual será a resistência à compressão ou à tração de um solo melhorado com fibras de polipropileno, através de um único ensaio. Essa afirmação é válida, contudo, para a gama de parâmetros que foi utilizada por Consoli et al. (2017, 1).

Esses parâmetros são:

- Solos com, no mínimo 10% de finos;
- Fibras de polipropileno, com 0.023 mm de diâmetro e comprimento de 6 mm a 24 mm, variando de 0.25% a 0.75%;
- Cimento CPV-ARI, variando de 0.5% a 7%;
- Razão ajustada entre a porcentagem de cimento e a porosidade da mistura ($C_{iv}^{0.28}/\eta$) entre 15 e 80.

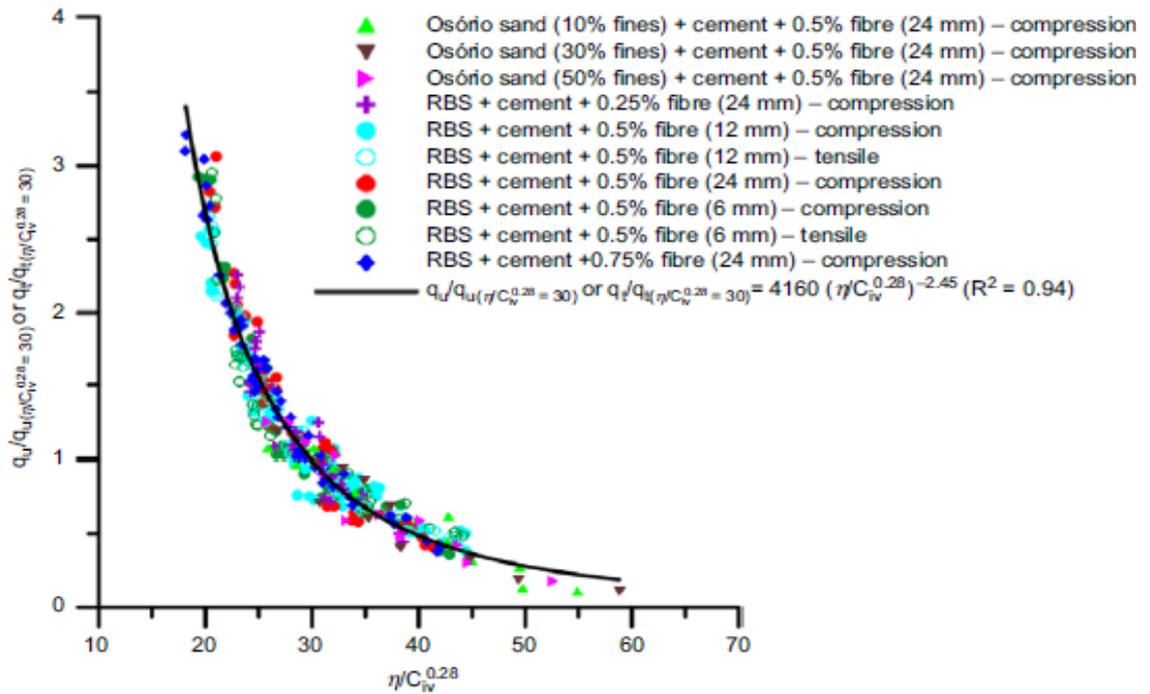


Figura 2.30: Previsibilidade da resistência (CONSOLI et al, 2017,1)

Consoli et. al (2017) verificaram a Equação 2.26 para outros 2 tipos solos. Os resultados podem ser verificados na Figura 2.31. Como pode-se notar, o método foi validado com sucesso, pois a equação normalizada da resistência (Equação 2.25) se ajustou bem, de fato, aos dados das demais misturas dos novos 2 tipos de solos melhorados, mantendo-se o expoente externo $\alpha=2,45$.

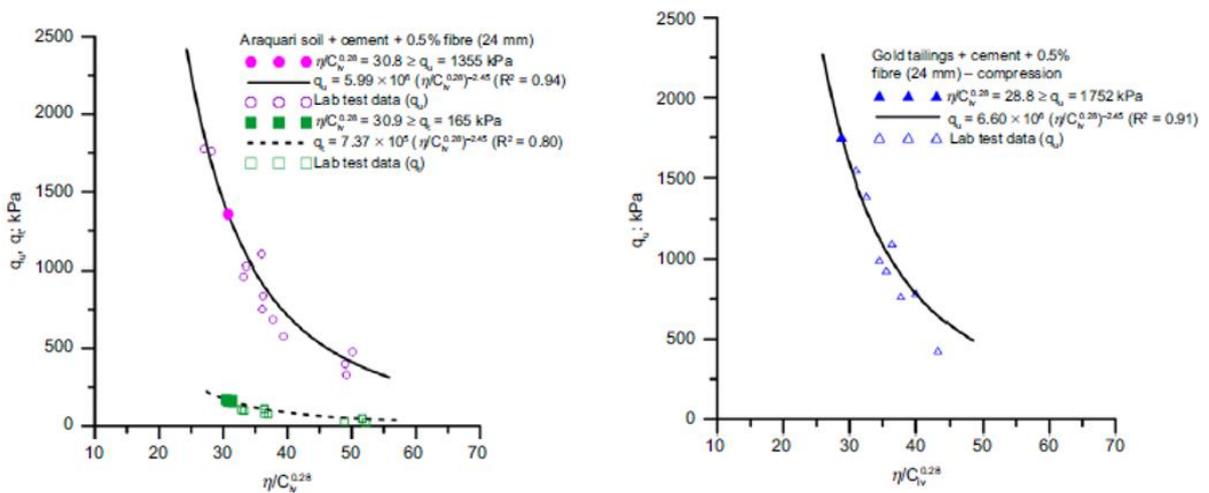


Figura 2.31: Validação da equação de previsibilidade (CONSOLI et al, 2017,1)

A Figura 2.31 também demonstra como Consoli et al. (2017,1) afirmaram existir uma proporcionalidade entre a resistência à compressão simples e à tração de solos melhorados com cimento e fibras. Essa afirmação é justificável, pois foi possível utilizar o coeficiente externo α – ajustado utilizando os dados de compressão simples das misturas – também para as fórmulas de previsão de resistência à tração, sem alteração.

Vale ressaltar ainda que para ensaios de misturas com cimento, mas sem a presença de fibras, Diambra et al. (2017) sugerem adotar parâmetros internos e externos interdependentes. Assim, generaliza-se a adoção de um expoente interno ($\beta=1/a$) aproximadamente igual ao inverso com sinal trocado do expoente externo ($\alpha=a$) para areias e solos residuais melhorados com cimento – podendo vir a ser verificado para outras matérias, como pavimento asfalto fresado (RAP) com adição de cimento (CONSOLI et al, 2017,3) e até para misturas com fibras, adicionadas conjuntamente com cal, cinzas volantes e cloreto de sódio (CONSOLI et al, 2019).

Esse raciocínio de se relacionar as resistências à tração e à compressão através da porcentagem de cimento e porosidade da mistura também foi abordado por outros estudos que, inclusive, utilizam outros aglomerantes (com ou sem a adição conjunta de fibras) e abordam outras propriedades do material melhorado. Um resumo de alguns desses estudos pode ser verificado no Quadro 2.2

Quadro 2.2: Parâmetros internos e externos usuais

Material	Adição	Propriedade avaliada	Expoente interno	Expoente externo	Referência
Solo arenoso	Cimento	q_u q_t	1	1.38	CONSOLI et al. 2017, 4
Solo arenoso	Cinzas volantes, cal, sal e fibras	q_u G_0 Durabilidade	0.28 varia	3.57 varia	CONSOLI et al. 2019
Solo siltoso e argiloso	Cimento	q_u G_0	0.28	3.85 varia	CONSOLI et al. 2016
Areia	Cimento	Sucção MR fadiga	1	2.58 varia 1.83	Verson, 2015
Asfalto fresado (RAP)	Cimento	q_u E^* , f (temperatura e frequência)	0.41 0.41	2.6 1.5	CONSOLI et al. 2017, 3

2.4 ADIÇÃO DE FIBRAS AO CONCRETO ASFÁLTICO

De acordo com Fitzgerald (2000), cientistas e engenheiros estão constantemente tentando melhorar as características das misturas asfálticas. Dentre as alternativas para se alcançar esse objetivo, pode-se listar a modificação do ligante asfáltico, uma vez que a fabricação, na refinaria, de ligantes asfálticos com melhor performance encontra, segundo Kim (2009), entraves econômicos. Isto se deve ao fato de que, fundamentalmente, a produção de asfalto na maioria das refinarias é um processo secundário que não é capaz de competir com a preocupação dada ao combustível e outros produtos quanto à geração de receita.

Neste contexto, a modificação pela adição de polímeros é, tradicionalmente, a técnica mais popular de modificação do ligante asfáltico (AIREY, 2004). Contudo, dentre as outras opções de modificação aos ligantes, a adição de fibras ao asfalto vem ganhando cada vez mais atenção por causa das suas várias influências positivas às propriedades do concreto asfáltico (WU et al. 2008).

2.4.1 Influência das fibras nas propriedades do concreto asfáltico

As fibras são filamentos encontrados com as mais variadas composições, e podem ser categorizadas em fibras naturais e sintéticas. As fibras sintéticas podem ainda ser classificadas em fibras orgânicas e inorgânicas. (ISACSSON e LU, 1995).

Verifica-se que as fibras melhoram uma vasta gama de propriedades mecânicas da matriz da mistura asfáltica. Essas propriedades incluem suscetibilidade à umidade; viscoelasticidade; resistência à fluência; resistência à deformação permanente; propriedades contra rachaduras em baixa temperatura; fadiga; durabilidade de misturas de concreto asfáltico; tenacidade do material; módulo dinâmico; elasticidade; resistência ao desgaste; além de absorvem a absorver o asfalto, evitando a exsudação (CHEN e WU, 2010; MOKHTARI E NEJAD, 2012).

Além disso, quando as fibras têm alta resistência à tração em relação ao ligante asfáltico, elas podem melhorar à resistência à tração das misturas asfálticas (MAHREZ et al., 2003).

Por outro lado, as fibras também aumentam o teor ótimo de asfalto da mistura além de exigirem maior esforço de compactação devido ao aumento dos vazios de ar da mistura de concreto asfáltico (CHEN E WU, 2010). Nesse contexto, para as misturas avaliadas por

Chen et al. (2009), concretos asfálticos com fibras possuem maiores resistência à tração que concretos asfálticos sem fibras, caso ambos sejam dosados com seus respectivas teores de ligantes ótimos. Por outro lado, concretos asfálticos com fibras possuem menores resistência à tração que concretos asfálticos sem fibras, se dosados com os teores de ligante ótimo destes.

2.4.2 Tipos de fibras

As fibras naturais, como a de celulose, são usualmente empregadas para a redução da exsudação do ligante na mistura, apesar de aumentarem o teor ótimo de ligante (DECOENE, 1990)

Quanto às fibras de polipropileno, Tapkin (2008) observou que concretos asfálticos melhorados com estas fibras possuem valores de estabilidade Marshall maiores, e diminuição significativa da deformação. Além disso, a adição de fibras de polipropileno aumenta a resistência à fadiga das misturas, tendo a sua vida útil prolongada, por apresentarem menos rachaduras reflexivas.

Embora a baixa temperatura à fusão dessas fibras seja um limitador para algumas aplicações, algumas pesquisas sugerem a vantagem de uma melhor aderência da fibra à matriz, a qual foi verificada através de rede neural artificial (ANN) e visualizada através de experimentos (HEJAZI et al., 2008).

Justamente quanto à preocupação ao ponto de fusão, Maurer e Malasheskie (1989) sugerem a investigaram da influência das fibras de poliéster, em substituição às fibras de polipropileno.

Shaopeng et al. (2008) investigaram os efeitos das fibras de poliéster nas características reológicas e nas propriedades de resistência à fadiga do concreto asfáltico. Os resultados indicaram que a viscosidade do aglomerante asfáltico é aumentada com o aumento dos teores de fibras de poliéster, especialmente em baixas temperaturas e níveis de tensão.

Devido a suas propriedades mecânicas, acredita-se que as fibras de carbono ofereçam mais vantagens do que outros tipos de fibras para a modificação do aglomerante asfáltico, pois as fibras são compostas de carbono e o asfalto é um hidrocarboneto - logo, são considerados inerentemente compatíveis. Além disso, como as fibras de carbono são produzidas em temperaturas extremamente altas (acima de 1000°C), a fusão das fibras não é uma preocupação

relevante quando da mistura do concreto asfáltico. Do ponto de vista mecânico, a alta resistência à tração das fibras de carbono aumenta a resistência à tração, incluindo a resistência a trincas térmicas. O efeito de enrijecimento observado também na adição de outras fibras deve ocorrer em misturas com adição de fibra de carbono, aumentando a vida útil dos pavimentos, frente aos esforços de fadiga. (CHUNG, 1994). O limitador de sua aplicação, contudo, seria o preço ainda elevado.

A fibra de vidro também possui alta resistência à tração e o seu alongamento é de apenas 3-4%, além de possuir uma alta recuperação elástica. Quanto adicionadas ao concreto asfáltico, as fibras de vidro não vão queimar, ou amolecer, uma vez que apenas temperaturas superiores a 315°C são capazes de interferir negativamente em sua resistência. (MAJORYL, 1986).

Segundo Mahrez et al. (2003), a adição de fibras de vidro às misturas de asfalto aumenta a resistência do material, a resistência à de fadiga, além da ductibilidade. Devido às suas excelentes propriedades mecânicas, as fibras de vidro podem oferecer um excelente potencial para modificação de asfalto. Com novos desenvolvimentos na produção de fibra de vidro, a adição ao concreto asfáltico pode ser competitiva em termos de custos, sendo tão rentáveis como os ligantes asfálticos modificados. Isso se deve ao fato de que apesar das misturas asfálticas reforçadas com fibra de vidro aumentarem o custo de construção, podem reduzir e economizar o custo de manutenção. Além disso, as fibras de vidro têm um grande efeito na melhoria do desempenho de misturas asfálticas em altas temperaturas (LUO et al., 2019).

Fibras de aço (lã de aço), limalha (escórias de siderurgia) e são usadas no processo de aquecimento por ondas eletromagnéticas, a fim de estimularem o processo de regeneração do concreto asfáltico (CONTRERAS e GARCIA, 2016 apud JOENCK e VILLENA, 2018), a qual é tida como capacidade intrínseca do ligante asfáltico em reduzir as trincas dentro do corpo betuminoso, e conseqüentemente iniciar a recuperação parcial das propriedades originais do material asfáltico (AYAR et al. 2017). Uma limitação da autorregeneração é a incapacidade de recuperar danos por deformação permanente (JOENCK e VILLENA, 2018).

Ainda referente a este grupo, quanto ao comportamento mecânico, García et al. (2014) sugerem que as fibras de lã de aço não são ideais para melhorar a perda por abrasão ou aumentar a resistência à tração do concreto asfáltico denso. Na verdade, elas podem até ter um impacto negativo no desempenho de perda por abrasão da mistura quando não são distribuídas

homogeneamente e ficam emaranhadas na mistura. Isso se deve ao fato dos emaranhados impactam o “volume de vazios” no concreto asfáltico denso o qual é um parâmetro crítico na avaliação destas propriedades. Quanto à rigidez, Fountoura et al. (2018), afirmam que o módulo de resiliência dos concretos asfálticos diminui ao aumentar o teor de limalha, podendo ser menores aos valores de concretos asfálticos sem fibras.

2.4.3 Processos e valores usuais de mistura

Da bibliografia, destacam-se dois métodos para a introdução das fibras na mistura asfáltica: o processo úmido e o processo seco. O processo úmido combina as fibras com o ligante asfáltico antes de incorporar incorporá-los aos agregados. O processo seco, por outro lado, sugere a incorporação da fibra com o agregado antes de adicioná-los ao ligante asfáltico. Geralmente, o processo seco é preferido em relação ao úmido devido a algumas razões. Em primeiro lugar, experimentalmente, o processo seco é o mais fácil de ser executado e permite a melhor distribuição de fibras na mistura. Em segundo lugar, já que as fibras usadas não devem se fundir ao ligante asfáltico, não parece haver benefícios especiais que justifiquem a utilização do processo úmido. Além do que, a execução em campo de misturas asfálticas reforçadas com fibras tem utilizado o processo seco (ECHOLS, 1989; MUNN, 1989; HEJAZI, 2007 apud ABTAHI et al., 2010), possivelmente devido à problemas de introduzir as fibras diretamente no asfalto (ABTAHI et al., 2010).

Outra razão para usar o processo seco é o fato dele minimizar o problema de aglomeração ou emaranhamento de fibras na mistura (LABIB e MAHER, 1999). Apesar das dificuldades executivas, se o processo úmido resultar em uma mistura tão homogênea como o de uma mistura similar realizada pelo processo seco, Abtahi et al. (2008) relataram que não há diferença na estabilidade Marshal e na deformação entre os concretos asfálticos.

Quanto às porcentagens de fibras na mistura, da bibliografia, destacam-se os valores usuais na faixa de 0.2% a 0.6% para fibras de vidro. Essas porcentagens referem-se à massa total, por adição, do concreto asfáltico ainda sem fibras (LUO et al. 2019).

Quanto ao comprimento das fibras de vidro, Enieb et al. (2019) concluem experimentalmente que, embora o aumento da quantidade de fibra adicionada à mistura tenha uma influência positiva sobre o módulo de resiliência, o resultado das misturas com adição de fibras mais longas (12 mm) não se alterou significativamente os das misturas contendo fibras mais curtas (6 mm). Além disso, os autores afirmam haver uma grande semelhança no comportamento tensão x deformação - através de simulação por modelo de elemento finito micromecânico (MFEM) – entre as misturas melhoradas com esses comprimentos de fibras. Deve-se atentar, contudo, segundo os autores, que essas conclusões ainda não podem ser seguramente generalizadas para fibras de qualquer comprimento e propriedades – sendo que a orientação das fibras desempenha um papel crucial nas características mecânicas do concreto asfáltico melhorado.

3 METODOLOGIA

A seguir, serão descritos os materiais; o raciocínio de dosagem dos corpos de prova; os ensaios e suas respectivas normas a fim de se obter resultados para se avaliar os objetivos deste trabalho – os quais foram esclarecidos no item 1.2.

É importante salientar algumas nomenclaturas discrepantes entre as áreas de geotecnia e da área de pavimentação. Neste trabalho, se utilizará os termos “porosidade” e “volume de vazios” de forma permutável, pois, em suas áreas, ambos os termos denotam a ideia de volume de ar na mistura compactada pelo volume total. O que poderia causar confusão é o fato do termo “volume de vazios”, na área geotécnica, não ser uma porcentagem, mas sim, o volume de ar em uma mistura compactada.

3.1 MATERIAIS

Os concretos asfálticos convencionais são constituídos tradicionalmente de agregados e ligante asfáltico. Nesse trabalho, ainda irá se adicionar fibras de vidro a alguns dos corpos de prova.

3.1.1 Agregados

Os agregados foram fornecidos pela empresa Mineração Costa, Curitiba (PR). Eles foram coletados de 3 pilhas de armazenagem: pedregulho (ou brita 1, predominantemente passante na peneira 3/4”), pedrisco (ou brita 0, predominantemente passante na peneira 3/8”) e pó de pedra. A curva granulométrica desses materiais pode ser observada na Figura 3.1.

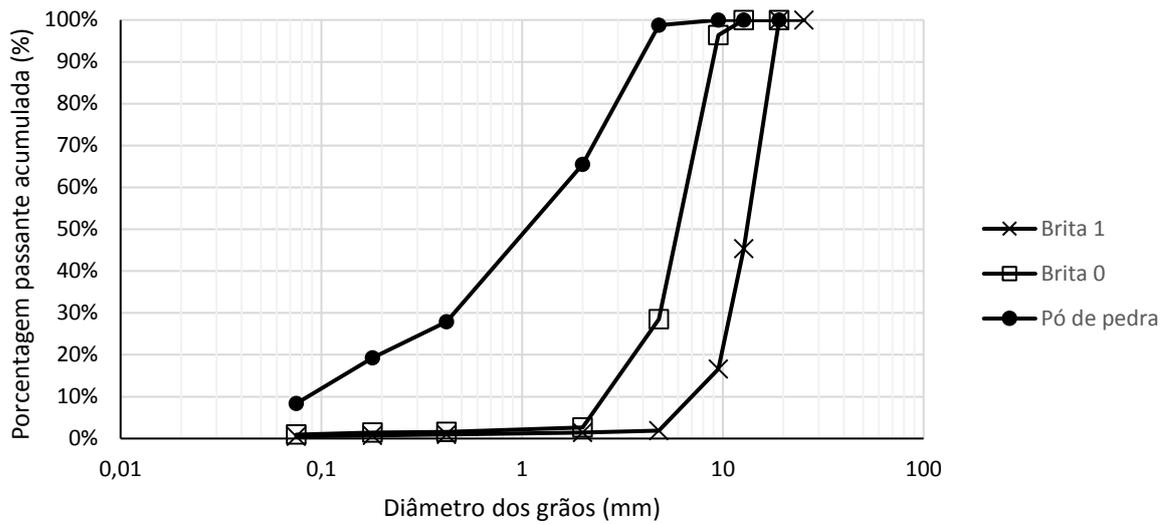


Figura 3.1: Granulometria dos agregados

Todos os materiais foram secos em estufa a 100°C até a constância de massa. Posteriormente foram peneirados (Figura 3.2), e armazenados em sacos de ráfia, ou sacos plásticos, conforme a sua granulometria.



Figura 3.2: Agregados retidos em cada peneira

Para a fabricação do concreto asfáltico, faz-se necessária a definição de uma composição granulométrica. Inicialmente, optou-se por escolher uma curva que objetivasse, majoritariamente, o centro da faixa C do DNIT 031/2004, a fim de se obter uma mistura com granulometria fechada, com teor de agregados miúdos consideráveis (passante na peneira #4, dimensão máxima de 4.8 mm). Essa escolha objetivou aumentar a probabilidade de ancoragem das fibras, dado o maior teor de finos (passante na peneira #200). Como pode-se observar na Figura 3.3, essa primeira composição granulométrica objetivava 10% de finos (passante na peneira #200), o que foi assegurado pela utilização de fíler de calcário – fornecido pela Cia de Cimentos Itambé, Balsa Nova (PR), e cuja granulometria está contida no ANEXO 1. A mistura resultante, contudo, se mostrou muito compressível durante a compactação do concreto asfáltico – sendo inviável para a obtenção dos volumes de vazios planejados (conforme será abordado no item 3.3). Dessa forma, notou-se a necessidade da adoção de uma composição granulométrica menos densa, com menos finos. Felizmente, como se comprovou mais tarde, as fibras podem ser suficientemente ancoradas aos agregados - justamente pela “colagem” que o ligante asfáltico oferece – mesmo em corpos de prova mais porosos.

A segunda tentativa diminuiu essa quantidade de finos, e objetivou uma curva granulométrica mais próxima ao limite inferior da faixa C (Figura 3.4). Embora a mistura fosse menos compressível, ainda resultava em concretos asfálticos com baixos volumes de vazios, o que não era o objetivo (novamente, conforme será abordado no item 3.3).

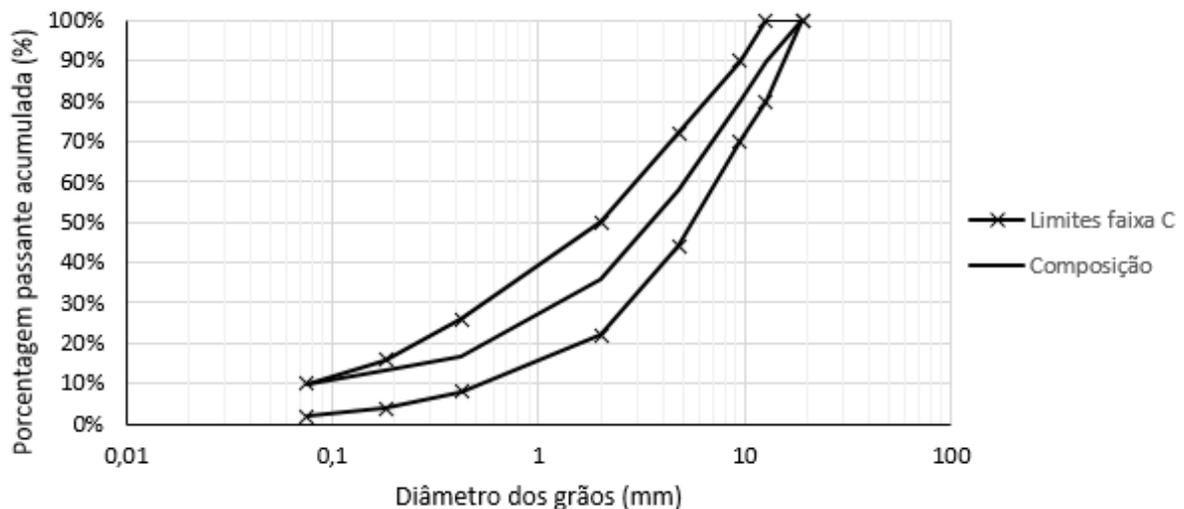


Figura 3.3: Primeira tentativa da curva granulométrica

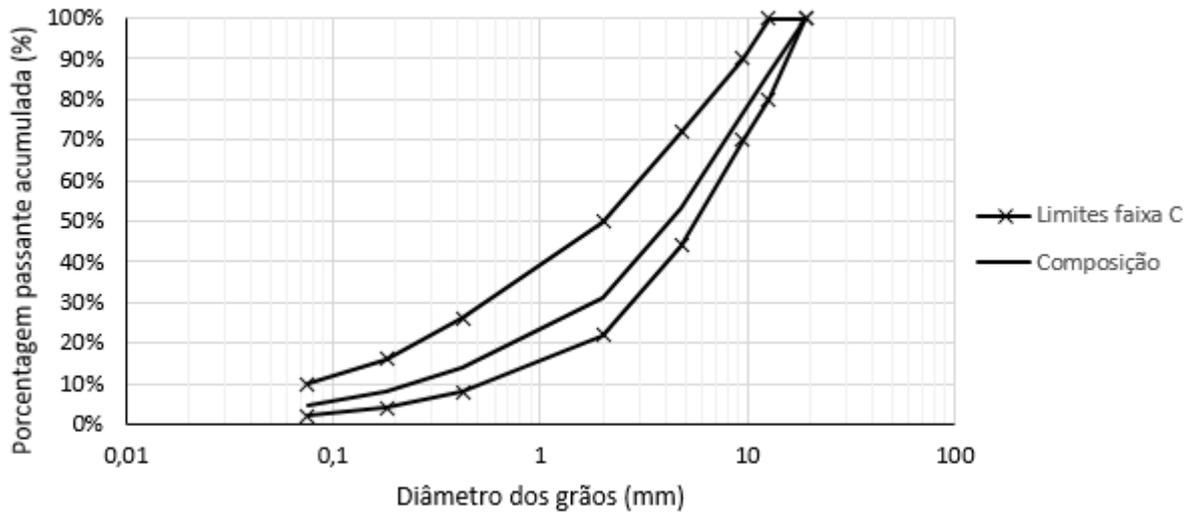


Figura 3.4: Segunda tentativa da curva granulométrica

Por fim, uma terceira curva granulométrica se mostrou bastante promissora para garantir os corpos de prova com as características volumétricas convenientes para a proposta deste trabalho. Ela objetivou o limite inferior da curva C, mesmo assim, dentro dos pontos de controle Superpave. A curva pode ser verificada na Figura 3.5, e a sua composição granulométrica -com o percentual necessário de cada material previamente peneirado-, na Tabela 3.1.

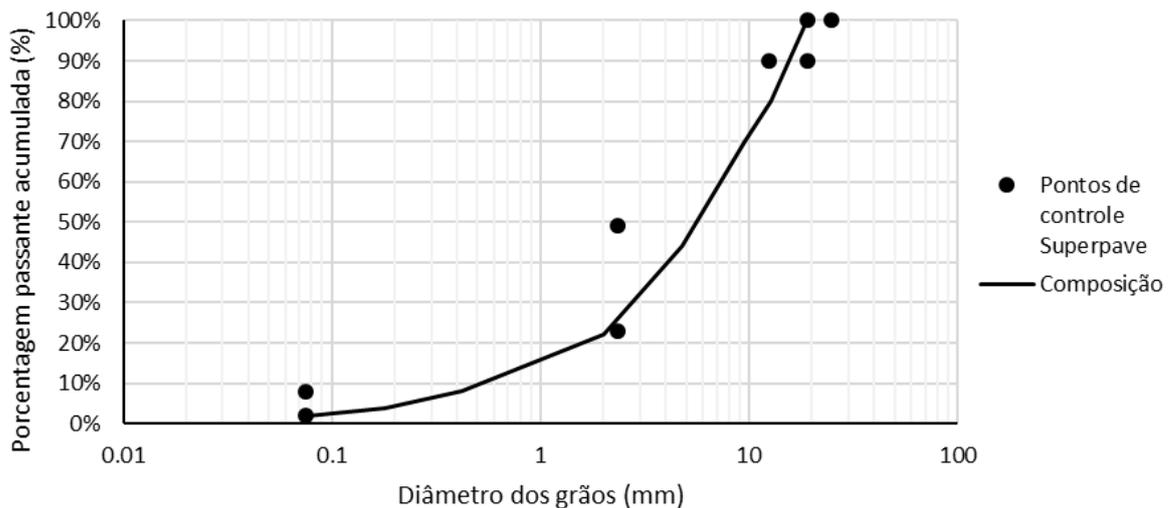


Figura 3.5: Curva granulométrica escolhida

Tabela 3.1: Composição granulométrica dos agregados por porcentagem passante nas peneiras

Peneira	Abertura (mm)	Material peneirado (percentual passante)								Composição
		1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°80	N°200	Filer	
3/4"	19.1	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
1/2"	12.7	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	80%
3/8"	9.5	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	70%
N°4	4.8	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	100%	44%
N°10	2	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	100%	22%
N°40	0.42	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	100%	8%
N°80	0.18	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	100%	4%
N°200	0.075	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%	2%
		20%	10%	26%	22%	14%	4%	2%	2%	
		100%								

3.1.2 Ligante asfáltico

O ligante asfáltico selecionado é um CAP 50/70 – o qual é uma das especificações mais utilizadas no Brasil (BERNUCCI et al, 2010). Este material foi fornecido pela empresa CBB asfaltos, de Curitiba (PR). Encontra-se armazenado em 10 latas de 3.6 kg, conforme a Figura 3.6. As características do ligante podem ser verificadas no Anexo 2 - ao qual adiciona-se a informação faltante sobre a Recuperação Elástica: 61,5%.



Figura 3.6: Latas de ligante asfáltico 50/70

3.1.3 Fibras

Para a escolha das fibras, a temperatura de fusão foi uma característica preponderante. Como neste trabalho as fibras terão o objetivo de induzir a mudanças no comportamento mecânico da mistura, recusou-se fibras que possuíssem o ponto de fusão próximo à temperatura de mistura do concreto asfáltico. Nesse contexto, fibras vegetais foram descartadas, assim com as fibras de polipropileno - tradicionalmente usadas em estudos sobre melhoramento de solos -, pois, segundo Maccaferri (2008), o ponto de fusão destas fibras é de 160 °C.

Dessa forma, as opções foram afuniladas entre fibras de aço, fibras de vidro e aramida. Como discutido em 2.4.2, as fibras de aço vêm sendo mais usadas em pesquisas sobre regeneração por indução eletromagnética, e não necessariamente possuem e/ou induzem alta resistência à tração ao concreto asfáltico. Dessa forma, também por questões econômicas, preferiu-se trabalhar com fibras de vidro.

As fibras de vidro são tradicionalmente vendidas em mantas ou tecidos, dessa forma, tomou-se o cuidado de se procurar por fibras resultantes de fio “*roving* picado”, com comprimento padrão. O produto escolhido foi o ME3050F - Roving Contínuo Advantex® da empresa Owens Corning. Dentre as especificações técnicas destacam-se a possibilidade de aplicação até a temperatura de 740° C, Módulo de Young de 81 GPa e resistência à tração de 3751 MPa à temperatura de 22°C e diâmetro de 0.014 mm. Os filamentos foram cortados entre aproximadamente 15 e 20 mm de comprimento, conforme a Figura 3.7.



Figura 3.7 - Fibras de vidro utilizadas

3.2 ENSAIOS E EQUIPAMENTOS

O fluxograma dos ensaios necessários para a obtenção dos parâmetros do dimensionamento MeDiNa está demonstrado na Figura 3.8. Percebe-se que, após a seleção dos materiais, é necessário que se faça a dosagem - a fim de se obter a quantidade de ligante asfáltico e agregados -, responsável por assegurar que o concreto asfáltico (CA) possua propriedades que respeitem critérios estabelecidos por norma, entre os quais se destacam o “volume de vazios” (normalmente próximo a 4) e o *flow number*. Este é importante para se garantir, logo no começo, a conformidade com a deformação permanente aceitável do concreto asfáltico.

Como foi visto no item 2.2.1, as camadas do pavimento devem ser dimensionadas em função da danificação, através da análise das tensões no pavimento. Estas tensões são função das propriedades mecânicas dos materiais, logo, faz-se também necessária a avaliação da rigidez.

Para este método de dimensionamento, a rigidez é dada através do módulo de resiliência, o qual é executado através de ensaio cíclico de compressão diametral para concretos asfálticos e materiais cimentados. Para esse ensaio, dependendo da norma seguida, faz-se necessário executar ensaios de compressão diametral monotônico, já que o ensaio do módulo pode ser função de uma tensão de tração máxima. Dessa forma, justifica-se a análise da resistência à tração por este estudo. Para solos e agregados soltos, o módulo de resiliência deve ser feito através de ensaio triaxial cíclico.

Quanto à danificação, o concreto asfáltico e materiais cimentados devem ser ensaiados quanto à fadiga, e os demais materiais, quanto à deformação permanente. Estes ensaios devem fornecer as constantes de regressões que serão usadas para se prever o comportamento dos materiais frente à danificação em qualquer estado de tensão durante a vida útil da estrutura.

Para se conhecer os estados de tensões na estrutura durante a solicitação pela passagem dos eixos padrões, faz-se necessário, além dos Módulos de Resiliência previamente citados, definir os coeficientes de Poisson. Com estes dados, o software AEMC, que trabalha em conjunto com o MeDiNa, fornece os estados de tensão e deformação de cada camada, para as espessuras definidas.

Embora não seja o raciocínio do dimensionamento MeDiNa- o qual trabalha com as tensões médias em uma malha de pontos-, é interessante notar que, com os dados do AEMC, é possível conferir as tensões de tração máxima (nas fibras inferiores) e avaliar se não ultrapassam a resistência à tração previamente conferida em laboratório. Esta análise, contudo, não deve ser confundida com a verificação da fadiga, uma vez que o dano por fadiga ocorre com valores muito menores aos de plastificação. Apesar disso, uma análise independente do dimensionamento MeDiNa - acerca das tensões e resistência máximas- pode ser conveniente para elucidar que o aumento da resistência à tração ou a diminuição das tensões de tração que se desenvolvem no concreto asfáltico são indicadores de uma melhor durabilidade frente ao aparecimento de trincas – e, portanto, justifica-se novamente o cuidado dado à resistência à tração neste trabalho.

O raciocínio para o dimensionamento MeDiNa se baseia nas espessuras necessárias das camadas a fim de se verificar um acúmulo de deformação permanente e área trincada condizentes aos valores máximos estipulados por norma e contrato, levando-se em consideração o tipo de via e a confiabilidade. Logo, a deformação permanente vai ser função das constantes de regressão definidas em laboratório e das tensões fornecidas pelo AEMC. Até aqui, verifica-se um método mecanicista, pois a análise das tensões e critérios de verificação são obtidos puramente através das propriedades mecânicas dos materiais. De forma similar, a área trincada também será função das constantes de regressão – desta vez sobre fadiga - definidas em laboratório e das tensões fornecidas pelo AEMC, os quais fornecerão o número de fadiga (N_f). Este pode ser finalmente convertido em uma área trincada, através de uma função de transferência. Esta - disponível em bibliografias, como as sugestões para as realidades brasileiras de Fritzen (2016) e suas posteriores modificações- é, contudo, resultante da observação de pistas experimentais, como mencionado no item 2.2.4. Dessa forma, configura-se a característica mecanístico-empírica do método.

Dentre todos estes passos, a seguir serão abordados os ensaios que este trabalho executará: ensaio de compressão diametral para resistência à tração e obtenção do módulo de resiliência.

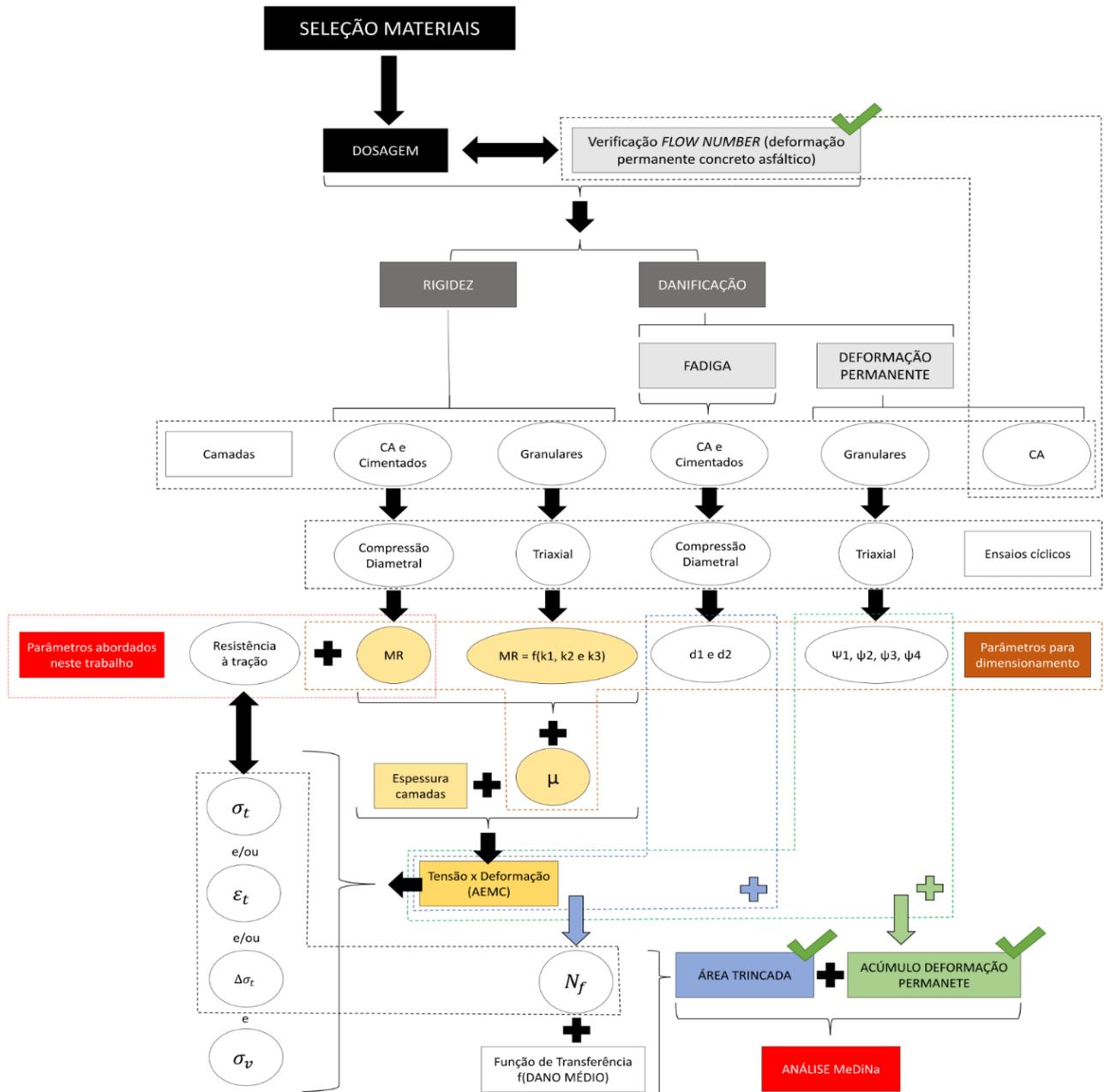


Figura 3.8: Fluxograma do novo método brasileiro para o dimensionamento de pavimento asfáltico

3.2.1 Resistência à tração

Para este trabalho, as premissas da norma DNIT 136/2018 foram seguidas. A resistência à tração, através da compressão diametral, é obtida através da Equação 3.1. Vale ressaltar novamente, aqui, a proximidade recorrente entre a pavimentação e a geotecnia: essa norma

também serve de parâmetro para muitos ensaios de tração para corpos de prova de solos (KRISHHNAYYA et al., 1974 apud VILLAR et al., 2007). A velocidade do ensaio foi de 8mm por segundo.

$$q_t = \frac{2 * F_v}{100 * \pi * D * H} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Na qual:

q_t = resistência à tração (MPa);

F_v = força vertical registrada pela prensa (N);

D = diâmetro do corpo de prova;

H = altura do corpo de prova.

Vale ressaltar que ainda a escolha pela utilização da prensa de argamassas EMIC[®], marca INSTRON Brasil[®], disponível no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME), da Universidade Federal do Paraná (UFPR), conforme Figura 3.9, pois possibilitou um acompanhamento mais preciso da velocidade de carregamento e das tensões e deformações durante o ensaio.



Figura 3.9: Prensa utilizada para resistência à tração diametral

3.2.2 Módulo de resiliência

A concepção dos ensaios para a obtenção do módulo de resiliência varia bastante. A prática brasileira é utilizar o ensaio de compressão diametral para avaliar esse parâmetro através de aplicação de carga repetida (MOTTA, et al. 2002).

Franco (2007) explica que, decorrente da hipótese de um comportamento linear, o módulo de resiliência é dado pela relação entre a tensão de tração normal aplicada ao plano vertical diametral (σ_{td}) e a conseqüente deformação específica registrada no plano diametral horizontal (ϵ_{tr}), conforme a Equação 3.2 e a Figura 3.10.

$$M_r = \frac{\sigma_{td}}{\epsilon_{tr}} \quad (\text{Equação 3.2})$$

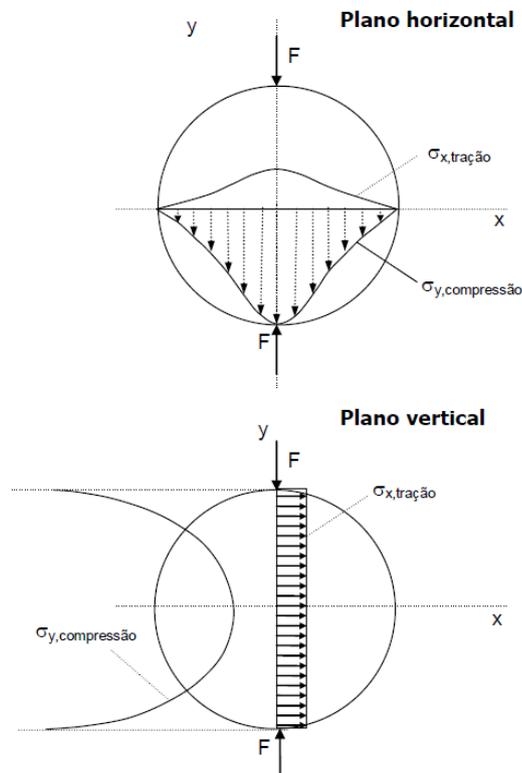


Figura 3.10: Distribuição de tensões em um corpo de prova submetido à compressão diametral (FRANCO, 2007)

Para a norma DNIT 135/2018 – ME, as tensões e deformações no plano horizontal podem ser reescritas de forma que o módulo de resiliência possa ser descrito através da força aplicada e as deformações registradas pelos transdutores LVDT (verificar a Figura 3.11). De forma similar, para este trabalho, os passos para a realização do ensaio foram seguidos conforme a norma ASTM D 4123 (1995), devido à configuração da rotina da prensa disponível. Os ensaios de módulo de resiliência foram executados à tensão controlada de 10% da resistência à tração máxima. A Figura 3.12 ilustra um dos ensaios executados. Optou-se por utilizar o cálculo do módulo de resiliência total, conforme a Equação 3.3. Essa escolha se deu pelo fato de o módulo total avaliar a combinação de comportamento elástico e viscoso, enquanto o módulo instantâneo avalia apenas a porção elástica. Dessa forma, seria possível que a aplicação do módulo instantâneo concentrasse a análise no comportamento do ligante asfáltico; enquanto o módulo total integra o comportamento de todo o CA, possivelmente melhor retratando a contribuição das fibras.

$$MR = \frac{F_{vr} (\nu + 0.27)}{H\Delta h_T} \quad (\text{Equação 3.3})$$

Na qual:

MR = módulo de resiliência (MPa);

F_{vr} = força vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova (N);

Δh_T = deformação vertical recuperável total (cm);

H = altura do corpo-de-prova (cm);

ν = coeficiente de Poisson.

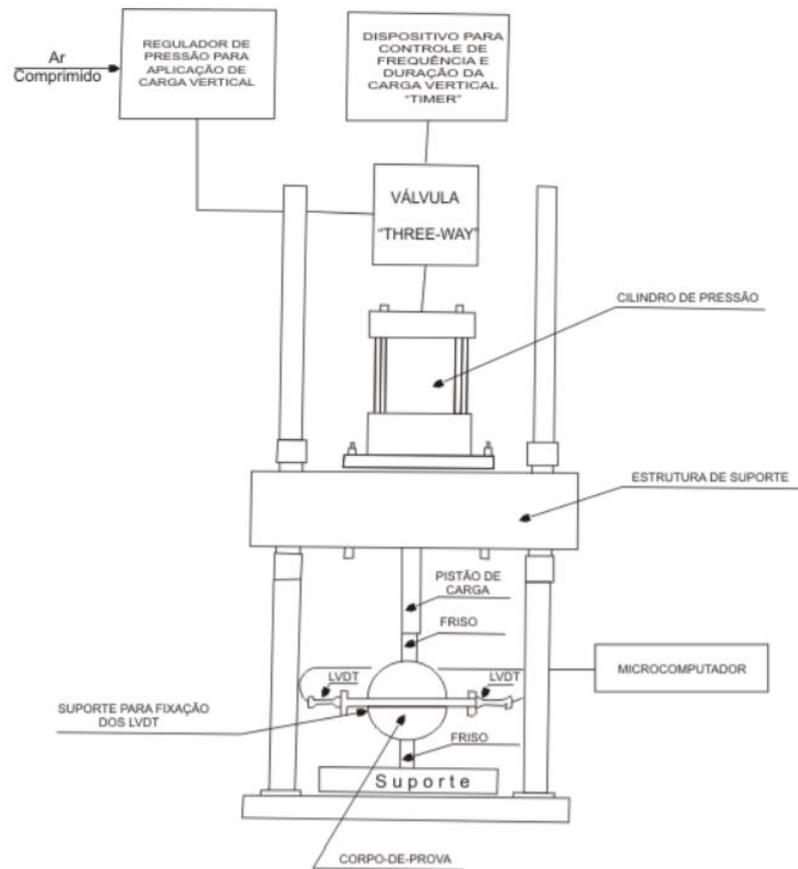


Figura 3.11: Aparelhagem para determinação do módulo de resiliência de misturas asfálticas (DNIT, 2010)

Vale salientar que o Coeficiente de Poisson de misturas asfálticas é influenciado pela temperatura e normalmente varia entre 0.15 e 0.5 (NCHRP, 2004). A DNIT 135/2010 – ME adota a simplificação de recomendar uma temperatura padrão de ensaio a $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ (caso não haja especificação contrária) e coeficiente de Poisson igual a 0.3. Por último, deve-se esclarecer que a norma ASTM D4123 (1995) utilizada não é a mais recente. Na data de publicação deste estudo, a norma mais atual é a ASTM D7369 (2009). Para os objetivos desse trabalho, contudo, não se observam interferências significativas entre os procedimentos de ensaio a ponto de comprometerem os resultados.



Figura 3.12: Ensaio de módulo de resiliência em execução

3.3 DOSAGEM

O método de dosagem objetivou definir os traços das misturas, assim como definir a quantidade de material para cada corpo de prova. Uma característica importante deste estudo foi analisar o “volume de vazios” de forma dissociada da quantidade de ligante. Ou seja, diferentemente do que normalmente se observa na prática da área de pavimentação, os corpos de prova não objetivaram um valor ótimo de asfalto. Muito pelo contrário, forçou-se que cada teor de ligante fosse moldado com diferentes níveis de compactação. Dessa forma, não se seguirá todas as premissas e verificações de requisitos volumétricos tradicionais estipulados pela metodologia de dosagem Superpave, conforme NCHRP (2011).

3.3.1 Composições dos materiais

A fim de se avaliar os objetivos deste trabalho, como descrito no item 1.2, corpos de provas de 100 mm de diâmetro, com diferentes porosidades, diferentes teores de ligantes e presença ou não de fibras foram produzidos para serem testados nos ensaios mencionados no item 3.2. O Quadro 3.1 resume o raciocínio para a obtenção da quantidade total de corpos de prova.

Quadro 3.1: Quantidade de corpos de prova

Ensaio	Resistência à tração	2
	Módulo de resiliência	
	Quantidades de % de asfalto	3
	Porosidades	3
Melhoramento	Sem fibra	2
	Fibra	
	Tréplica	3
	Total	108

Como pode-se ver, serão definidos 18 diferentes traços de misturas, provenientes da combinação de 3 teores de ligantes, 3 porosidades e presença ou não de fibras. Cada um desses traços será submetido a dois ensaios: resistência à tração diametral (item 3.2.1) e módulo de resiliência (item 3.2.2). Os dois ensaios serão realizados em tréplicas, o que soma o total de 108 corpos de prova. Quanto aos teores de ligantes, utilizou-se os valores de 3.5%, 5% e 7.5%, para assegurar uma boa dispersão dos dados. Quanto às porosidades, objetivou-se volumes de vazios acima do ideal – o que, segundo Napa (1982), normalmente é próximo a 4%. Logo, esse estudo irá focar em concretos asfálticos com volumes de vazios acima de 4%. Essa escolha será explicada no item 3.3.2.

Com os traços e a curva granulométrica definidos, é possível definir as porcentagens de cada componente da mistura asfáltica, conforme a Tabela 3.2. Como a adição do ligante asfáltico se faz por substituição, a porcentagem do agregado retido em cada peneira (conforme já fora descrito na Tabela 3.1) deve ser corrigida pela Equação 3.4.

$$\% \text{ agregado_corrigido} = \% \text{ agregado} * (100\% - \% \text{ asfalto}) \quad (\text{Equação 3.4})$$

Tabela 3.2: Porcentagem em massa dos materiais por traço

		Teor de asfalto		
		3.50%	5.00%	7.50%
Peneira (material retido)	1/2"	19.30%	19.00%	18.50%
	3/8"	9.65%	9.50%	9.25%
	N°4	25.09%	24.70%	24.05%
	N°10	21.23%	20.90%	20.35%
	N°40	13.51%	13.30%	12.95%
	N°80	3.86%	3.80%	3.70%
	N°200	1.93%	1.90%	1.85%
	Fundo	1.93%	1.90%	1.85%
Total		100.00%	100.00%	100.00%

Em seguida é possível definir a massa de agregado retido em cada peneira do ligante, estipulando-se que todos os corpos de prova devam ter 1200g - que é a massa esperada por corpo de prova compactado, para fins de análise mecânica (DNIT 178/2018 – PRO). A Tabela 3.3 apresenta a massa de cada material constituinte dos diferentes traços de mistura, levando-se em consideração um fator de segurança de 1%, para contabilizar por materiais retidos no misturador. A adição de fibras de vidro se dá por adição, e representa 0.5% da massa dos agregados mais a massa do ligante asfáltico – dessa forma, não se altera as massas dos demais componentes quando se compara corpos de prova com e sem fibras.

Tabela 3.3: Massa dos materiais por corpo de prova

		Teor de asfalto		
		3.5%	5.0%	7.50%
Peneira (material retido)	1/2"	233.92	230.28	224.22
	3/8"	116.96	115.14	112.11
	N°4	304.09	299.36	291.49
	N°10	257.31	253.31	246.64
	N°40	163.74	161.20	156.95
	N°80	46.78	46.06	44.84
	N°200	23.39	23.03	22.42
	Fundo	23.39	23.03	22.42
Asfalto		42.42	60.60	90.90
Fibras		6.06	6.06	6.06
Somatório sem fibras		1212.00	1212.00	1212.00
Somatório com fibras		1218.06	1218.06	1218.06

É importante notar que o “volume de vazios” do corpo de prova não altera a massa total da mistura, uma vez que diferentes volumes de vazios serão obtidos através de um maior ou menor número de giros do compactador giratório Superpave (CGS), conforme a Figura 3.13. Como será explicado no item 3.4, o controle do “volume de vazios” de cada corpo de prova será dependente, entre outros fatores, da densidade máxima medida (G_{mm}), cujo ensaio para a sua obtenção requer misturas de 2500g. Logo, a Tabela 3.3 foi convertida para a Tabela 3.4 através da proporção 2500/1200.

Tabela 3.4: Massa dos materiais por ensaio de Rice

		Teor de asfalto		
		3.5%	5.0%	7.50%
Peneira (material retido)	1/2"	487.33	479.75	467.13
	3/8"	243.66	239.88	233.56
	N°4	633.52	623.68	607.26
	N°10	536.06	527.73	513.84
	N°40	341.13	335.83	326.99
	N°80	97.46	95.95	93.42
	N°200	48.73	47.98	46.71
	Fundo	48.73	47.98	46.71
	Asfalto	88.38	126.25	189.38
Fibras	12.63	12.63	12.63	
Somatório sem fibras		2525.00	2525.00	2525.00
Somatório com fibras		2537.63	2537.63	2537.63

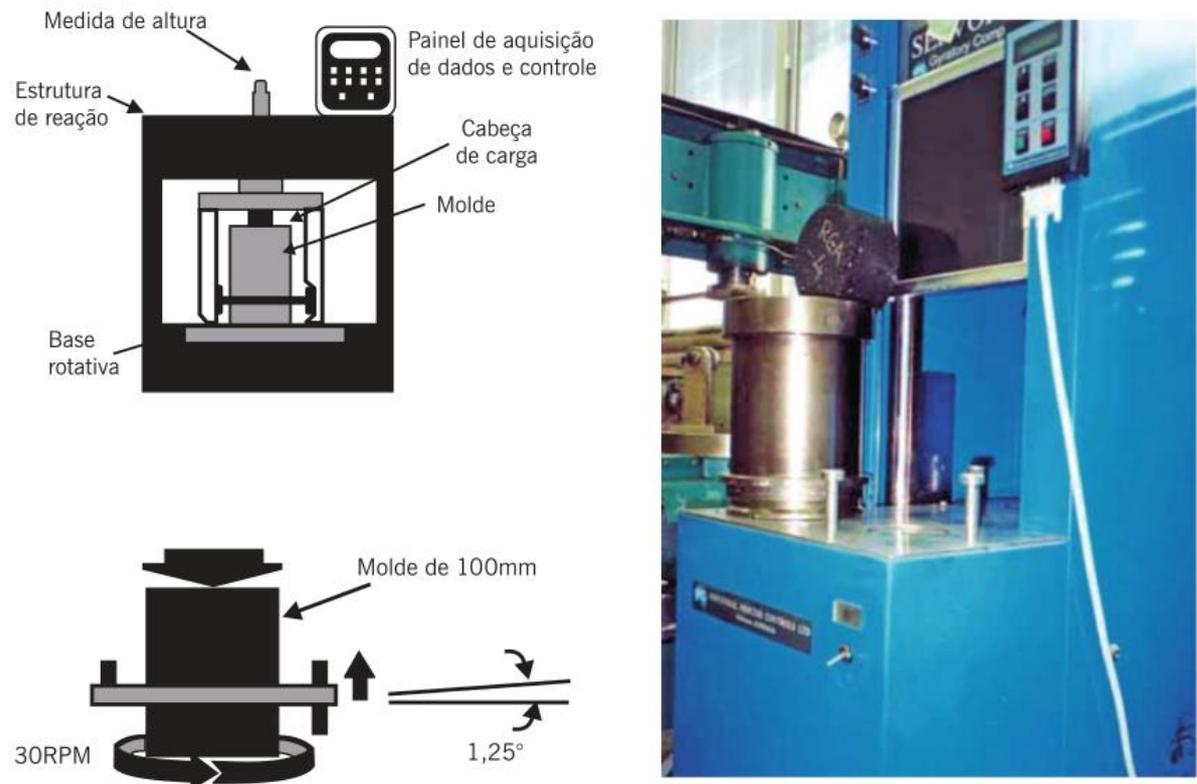


Figura 3.13: Ilustração esquemática e exemplo de compactador giratório Superpave (adaptado de BERNUCCI et al, 2010)

3.3.2 Volume de vazios alvo

A escolha dos traços de dosagem e níveis de compactação se justifica pelo foi abordado no item 1.1: métodos que ajudem elucidar a previsão das características mecânica do concreto asfáltico produzidos em laboratório e os, de fato, executados em campo, são bem-vindos. Nesse sentido, entende-se que dentre os problemas mais prováveis de se observar em campo, destacam-se a ineficiência na compactação e uma mistura má executada - com espessura heterogênea de ligante cobrindo os grãos. Por conta deste, variou-se o teor de ligante entre 3.5 e 7.5%. Quanto às consequências da ineficiência da compactação, a fim de abordar os piores casos, focou-se em volumes de vazios acima do qual normalmente se têm como meta: 4% - configurando concretos asfálticos pouco densos.

Isso não quer dizer, contudo, que quanto maior os volumes de vazios, pior as propriedades mecânicas, sempre. O comportamento do concreto asfáltico é notoriamente complexo. No caso da Estabilidade (Figura 3.14), por exemplo, se observa que até certo incremento de ligante

asfáltico (com conseqüente diminuição do “volume de vazios”), essa propriedade mecânica é beneficiada. Por outro lado, quando o ligante asfáltico passa de um certo valor, as propriedades mecânicas passam a ser prejudicadas.

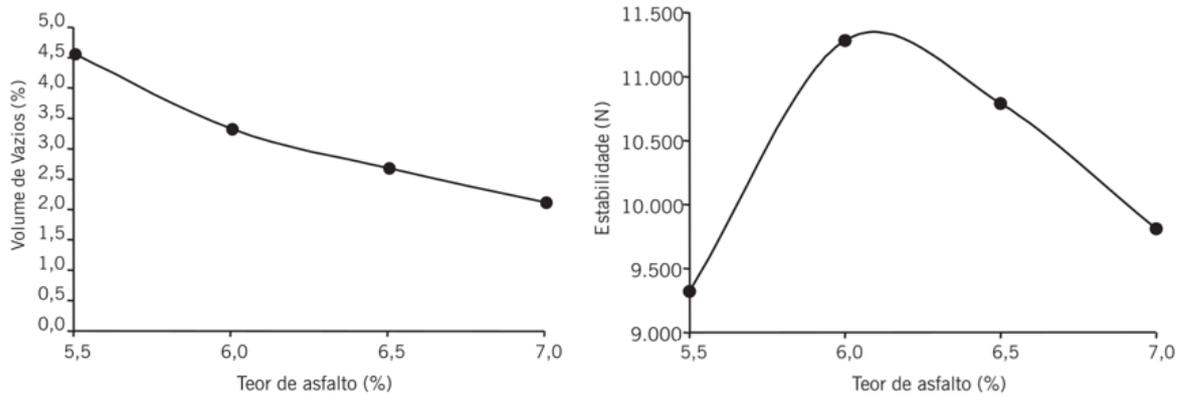


Figura 3.14: Inflexão das propriedades mecânicas (adaptado de BERNUCCI ET AL, 2010).

Esse comportamento da mistura asfáltica pode ser explicado através de uma analogia com o comportamento de um solo-agregado (presente tanto na área de geotecnia, como na própria área de pavimentação). Yoder e Witczak (1975), afirmam que a estabilidade da mistura solo-agregado é função da granulometria, da forma das partículas, da densidade, do ângulo de atrito e da coesão. Propriedades mecânicas, como a resistência ao cisalhamento, dependem do ângulo de atrito, o qual, por sua vez, é fortemente influenciado pelo contato entre os grãos. Esse contato, por sua vez, é não apenas função da densidade, mas também da relação entre frações finas e grossas da mistura. Para explicar a influência desta relação, os autores apresentam uma análise de 3 casos (Figura 3.15).

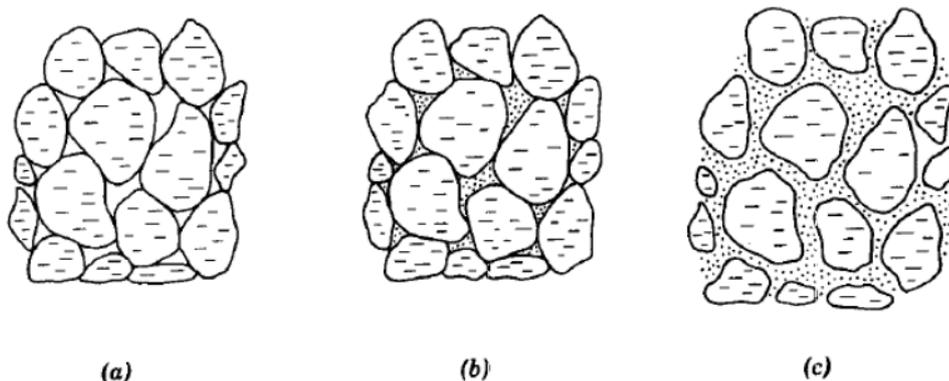


Figura 3.15: Proporções da mistura solo-agregado (YODER & WITCZAK, 1975)

No caso 1º caso, há pouca ou nenhuma quantidade de finos. Apesar do grande contato entre os grãos, a falta de coesão e alto “volume de vazios” sugere instabilidade para manter a sua forma. No 2º caso, a quantidade de finos é aumentada, preenchendo parte dos vazios e assegurando coesão, sem comprometer o contato entre os grãos. Representa o melhor caso, do ponto de vista de estabilidade. No 3º caso, o aumento da quantidade de finos continuou, e agora é tanta que prejudica o contato entre os grãos, fazendo com que a porção grossa “flutue”.

Na analogia, podemos entender o ligante asfáltico como os finos: dada uma certa granulometria, a adição de ligante garante um cobrimento e colagem dos agregados entre si. O excesso do ligante, contudo, causa exsudação e separação dos contatos grãos a grãos, amolecendo a mistura. Essa analogia é possível, pois tanto os finos como o ligante asfáltico configuram a parte mais fraca das misturas correspondentes.

O que é difícil conceber a priori, contudo, é como o valor máximo de ligante (até o ponto em que passa a ser prejudicial), se correlaciona com um valor mínimo de “volume de vazios”, pois quanto mais aberta a granulometria do esqueleto mineral da mistura – ou menos compactada – mais vazios para ser preenchido pelo ligante, sem detrimento das propriedades mecânicas. Neste contexto, como os teores de ligantes da dosagem chegam a valores altos (7.5%), preferiu-se focar em concretos asfálticos com altos volumes de vazios (mínimo de 4%), esperando-se observar uma única tendência (no caso, crescente) entre as propriedades mecânicas e a porosidade.

Dessa forma, salienta-se que a previsão das características mecânicas do concreto asfáltico - abordado nos resultados (item 4) -, limita-se aos traços e volumes de vazios deste trabalho. Por outro lado, deve-se observar que as porcentagens de ligante são bastante abrangentes (3.5% a 7.5%) e, embora o “volume de vazios” exclua valores abaixo de 4%, esta limitação também se explica pelo que se observa nas recomendações práticas. Para concretos asfálticos quentes usuais, de uma forma geral, volumes de vazios muito baixos não são almejados. Isso se deve seja à difícil compactação (ou exigência de muito ligante); ou pelo fato de misturas muito densas sofrerem com o problema de exsudação (com altas temperatura e a aplicação das cargas, caso não haja vazios para acomodar o ligante dentro da mistura, ele pode acabar grudando às rodas dos veículos); ou ainda pelos problemas de atrito com pneus (por conta do fechamento da macroestrutura). Logo, além do que já fora abordado anteriormente neste item, analisar “volume de vazios” muito baixos não encontraria justificativas na prática, para os objetivos deste trabalho.

3.4 USINAGEM

As temperaturas de mistura do ligante e a temperatura de compactação são função do limite inferior e superior da viscosidade do ligante, como mostram o Quadro 3.2 e a Figura 3.16.

Quadro 3.2: Viscosidade do ligante asfáltico

	Mistura		Compactação	
	Viscosidade (poise)	Temperatura (°C)	Viscosidade (poise)	Temperatura (°C)
Limite inferior	1.5	152.8	2.5	139.71
Limite superior	1.9	146.8	3.1	134.2

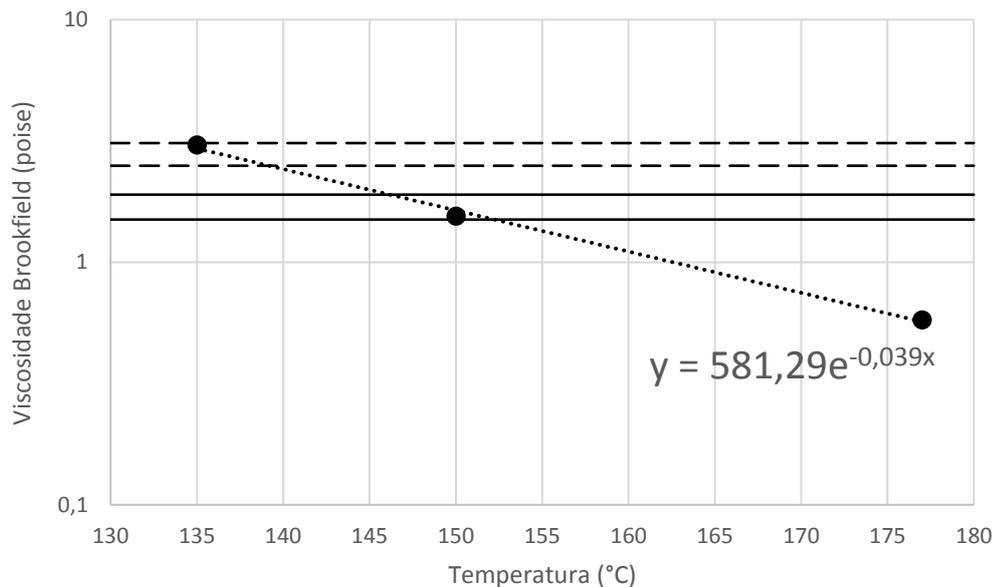


Figura 3.16: Limites de temperatura do ligante asfáltico

Para a temperatura de mistura dos agregados, recomenda-se valores em torno de 10°C a 15°C acima da temperatura de mistura do ligante asfáltico (BERNUCCI et al, 2010). As temperaturas de mistura do ligante, por sua vez, objetivaram a média entre os limites inferiores e superiores de viscosidade. O mesmo raciocínio se aplicou para a temperatura de compactação. Quadro 3.3 resume todas essas temperaturas.

Quadro 3.3: Temperaturas de usinagem do ligante asfáltico

	Ligante	Agregado
Temp. Mistura (°C)	150	160-165
Temp. Compactação (°C)		137

Para a usinagem de cada leva de corpos de prova, os agregados foram aquecidos previamente por 24h, em estufa. O ligante, por sua vez, foi aquecido apenas algumas poucas horas antes de cada procedimento de mistura, a fim de evitar o seu envelhecimento.

A mistura foi realizada em misturador mecânico (Figura 3.17). Para cada procedimento de mistura, a ordem da adição dos componentes foi a seguinte: ligante, agregados, fibras (quanto houvesse). A lata do ligante aquecido era tarada junto com uma espátula. O ligante era gradualmente adicionado, e controlava-se a quantidade correta através da medição da massa resultante da lata e da espátula. A importância da adição do ligante por primeiro se deve à possibilidade de retirar, com a espátula, excesso de ligante que ultrapassasse a massa calculada.



Figura 3.17: Misturador mecânico

Experimentalmente, observou-se que a adição dos agregados, seguidos das fibras, e uma única mistura por 400 segundos a 50 rotações por minuto, eram suficientes para garantir uma mistura homogênea, conforme a Figura 3.18.



Figura 3.18: Homogeneização da mistura

Finalizada a mistura, a massa correspondente de cada corpo de prova (objetivava-se 1200g) era colocada em bandeja metálica. A mistura era então envelhecida por 2 horas, em estufa, na temperatura de compactação.

Antes da colocação da mistura nos moldes do compactador giratório, a bandeja com a mistura era tarada, de modo que se pudesse saber exatamente a massa que seria compactada. Esse cuidado era importante, pois como será explicado no item 3.5, o “volume de vazios” dos corpos de prova era controlado pela massa específica aparente, densidade máxima medida e fator de correção.

3.5 VOLUMETRIA

Com fora explicado no item 3.3, o método de dosagem foi concebido de modo a se ter as propriedades mecânicas do concreto asfáltico avaliadas em função do “volume de vazios” e da quantidade de ligante asfáltico. Para avaliar o efeito combinado dessas variáveis, utilizou-se de termos análogos ao η e C_{iv} utilizados para melhoramento de solos com cimento (com ou sem fibras) - abordados no item 2.3.2 (Equações 2.22 e 2.23).

Esses dois termos, contudo, precisaram sofrer alterações para que pudessem ser importados da geotecnia e utilizados na área de pavimentação, devido a diferenças entre essas duas áreas quanto à dosagem e ao método de verificação das propriedades volumétricas dos corpos de prova. O Quadro 3.4 resume essas diferenças e alterações.

Quadro 3.4: Diferenças na contabilização das propriedades volumétricas

Diferenças		Geotecnia	Pavimentação
Porcentagem de volume de ar na mistura compactada	Nomenclatura	Porosidade	“Volume de vazios”
	Símbolo	η	V_v
	Cálculo	Equação 2.22	Equação 3.8
Volume de aglomerante pelo volume total da mistura compactada	Aglomerante	Cimento, Cal, etc	Ligante asfáltico
	Símbolo	C_{iv} , B_{iv} , etc	A_{iv}
	Dosagem do aglomerante	Por adição	Por substituição
	Cálculo	Equação 2.23	Equação 3.18

Como pode-se observar no Quadro 3.4, o cálculo da porosidade nos estudos de melhoramento de solo referenciados se dá através da equação 2.22, a qual define a porcentagem do volume de ar através da ponderação da massa e da densidade de cada um dos componentes da mistura, assim como a densidade medida do corpo de prova compactado. Para as misturas asfálticas, esse raciocínio se aproximaria do cálculo do “volume de vazios” através da densidade máxima teórica, conforme as Equações 3.5, 3.6 e 3.7. Preferiu-se, contudo, realizar a obtenção dos volumes de vazios através da Equação 3.8, por utilizar a densidade máxima medida - através do ensaio de Rice (ASTM D2041).

$$V_v = \frac{DMT - G_{mb}}{DMT} \quad (\text{Equação 3.5})$$

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%3/4''}{G_{3/4''}} + \frac{\%3/8''}{G_{3/8''}} + \frac{\%areia}{G_{areia}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (\text{Equação 3.6})$$

$$G_{mb} = \frac{M_s}{V} \quad (\text{Equação 3.7})$$

$$V_v = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \quad (\text{Equação 3.8})$$

Nas quais:

V_v = volume de vazios;

DMT = densidade máxima teórica;

%a = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica

%3/4" = porcentagem da brita 3/4", expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%3/8" = porcentagem da brita 3/8", expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%areia = porcentagem de areia, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

%f = porcentagem de fíler, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

G_a = massa específica real do asfalto;

$G_{3/4"}$ = massa específica real da brita 3/4";

$G_{3/8"}$ = massa específica real da brita 3/8";

G_{areia} = massa específica real da areia;

G_f = massa específica real do fíler;

G_{mb} = massa específica aparente;

G_{mm} = densidade máxima medida;

M_s = massa seca do corpo-de-prova compactado;

V = volume corpo de prova compactado, dado pela diferença entre a massa seca e massa submersa do corpo de prova compactado, em função da densidade da água (princípio de Arquimedes).

A preferência pela utilização da densidade máxima medida se deu pela sua maior aplicação em métodos de dosagem internacionais, como nas normas americanas e europeias. Além disso, a densidade máxima medida é mais fiel à realidade, pois a densidade máxima teórica desconsidera os vazios não preenchidos com asfalto, conforme a Figura 3.19.

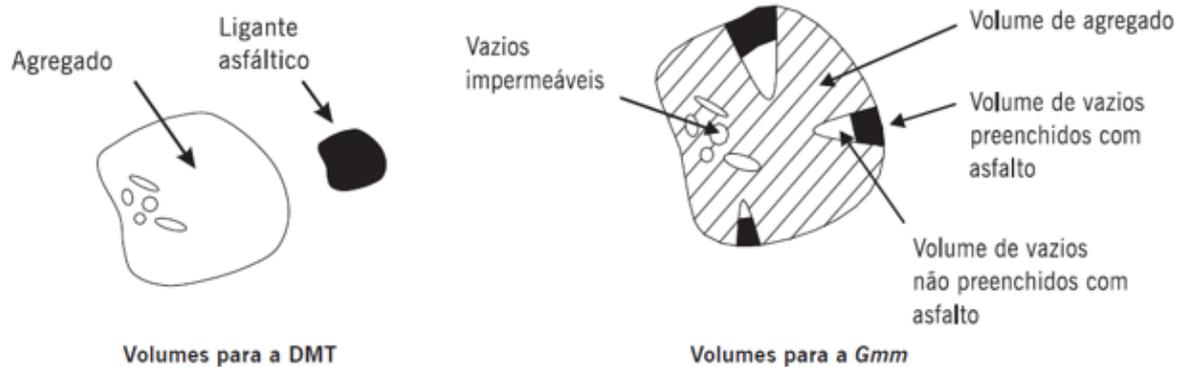


Figura 3.19: Volumes levados em consideração para o cálculo das densidades (adaptado de BERNUCCI et al, 2010)

A inconformidade de cálculo que se observa entre os volumes de aglomerante nos estudos de melhoramento de solos referenciados por este trabalho e nos concretos asfálticos se dá pela diferença na dosagem. A dosagem dos solos melhorados contabiliza a massa de cimento através do método de adição, no qual os agregados contabilizam 100% e o cimento é uma porcentagem calculada diretamente em cima desses 100%. Na dosagem das misturas asfálticas, a massa de ligante e a massa dos agregados somam 100%, conforme já fora visto na Equação 3.4.

Nesse contexto, o uso do método por adição implica nas Equação 3.9 – na qual o aglomerante é o cimento – e na Equação 3.10. Essas equações podem ser desenvolvidas para encontrar o termo C_{iv} . As Equações 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14 demonstram esse raciocínio de cálculo, no qual a densidade total é tida como a densidade relativa da mistura (γ_d).

$$Massa_{total} = Massa_{agregados} + Massa_{aglomerante} \quad (\text{Equação 3.9})$$

$$Massa_{cimento} = Massa_{agregados} * \%_{cimento} \quad (\text{Equação 3.10})$$

$$\frac{Volume_{cimento}}{Volume_{total}} = \frac{Massa_{cimento}}{Densidade_{cimento}} * \frac{Densidade_{total}}{Massa_{total}} \quad (\text{Equação 3.11})$$

$$\frac{Volume_{cimento}}{Volume_{total}} = \frac{Massa_{agregados} * \%cimento}{Densidade_{cimento}} * \frac{\gamma_d}{Massa_{agregados} + Massa_{cimento}} \quad (\text{Equação 3.12})$$

$$\frac{Volume_{cimento}}{Volume_{total}} = \frac{Massa_{agregados} * \%cimento}{Massa_{agregados} * (1 + \%cimento)} * \frac{\gamma_d}{Densidade_{cimento}} \quad (\text{Equação 3.13})$$

$$\frac{Volume_{cimento}}{Volume_{total}} = \frac{\%cimento * \gamma_d}{(1 + \%cimento) * Densidade_{cimento}} = C_{iv} \quad (\text{Equação 3.14})$$

Por outro lado, o método por substituição implica na equação 3.15, (a equação 3.9 permanece a mesma, com a diferença que o aglomerante usado é o ligante asfáltico). Seguindo o raciocínio de cálculo das Equações 3.16 e 3.17, tem-se que o termo A_{iv} é dado pela Equação 3.18. Observar que a densidade total é tida como a massa específica aparente (G_{mb}).

$$Massa_{asfalto} = Massa_{total} * \%asfalto \quad (\text{Equação 3.15})$$

$$\frac{Volume_{asfalto}}{Volume_{total}} = \frac{Massa_{asfalto}}{Densidade_{asfalto}} * \frac{Densidade_{total}}{Massa_{total}} \quad (\text{Equação 3.16})$$

$$\frac{Volume_{asfalto}}{Volume_{total}} = \frac{Massa_{total} * \%asfalto}{Massa_{total}} * \frac{G_{mb}}{Densidade_{asfalto}} \quad (\text{Equação 3.17})$$

$$\frac{Volume_{asfalto}}{Volume_{total}} = \frac{\%asfalto * G_{mb}}{Densidade_{asfalto}} = A_{iv} \quad (\text{Equação 3.18})$$

É importante salientar que a adição das fibras, em ambos os casos, se dá por adição: para a dosagem de solos melhorados e de misturas asfálticas, a porcentagem de fibras é aplicada em cima do somatório das massas dos agregados e do aglomerante. Também para ambos os casos, a adição de fibras não altera as equações de C_{iv} e A_{iv} . Isso se deve, pois se opta pela simplificação de não se levar em conta a massa de fibras, uma vez que ela é pouco expressiva em relação à massa total (0.5%). O volume de fibras, contudo, é expressivo, mas já é contabilizado dentro dos termos γ_d e G_{mb} , respectivamente.

Por fim, a Figura 3.21 resume, através de um fluxograma, os trabalhos laboratoriais. O compactador giratório é capaz de realizar uma o cálculo do “volume de vazios” do corpo de prova, através da densidade estimada. Essa estimativa é realizada através da massa da mistura, do G_{mm} e do controle da altura dos corpos de prova durante a compactação, e a área da base, constante. Ou seja, a máquina aplica as Equações 3.7 e 3.8, com o detalhe que o volume são as dimensões externas do corpo de prova. As densidades estimadas, contudo, não levam em consideração as rugosidades da superfície dos concretos asfálticos. Para a correção entre a massa específica aparente estimada e a medida é necessário a utilização do fator de correção, conforme a Equação 3.19. Dessa forma, foram necessários corpos de prova testes para cada traço (cada teor de ligante e presença ou não de fibras). Para tanto, optou-se por compactar os corpos de prova teste com 100 giros (o qual é o valor usual).

$$C = \frac{G_{mb}(medida)}{G_{mb}(estimada)} \quad (\text{Equação 3.19})$$

Na qual:

C = fator de correção

G_{mb} (medida) = massa específica aparente, conforme Equação 3.7 (com volume obtido através do princípio de Arquimedes)

G_{mb} (estimada) = massa específica aparente, conforme Equação 3.7, mas com o cálculo do volume através das dimensões externas do corpo de prova

Para cada traço, uma vez com os valores do fator de correção e da densidade máxima medida em mãos, é possível saber qual deve ser a massa específica estimada informada ao compactador (Figura 3.20) a fim de se obter um certo “volume de vazios”, através do raciocínio inverso – conforme as Equação 3.20.

$$G_{mb} (estimado) = \frac{G_{mb} (medido)}{C} = \frac{G_{mm} - V_v * G_{mm}}{C} \quad (\text{Equação 3.20})$$

The screenshot shows the ServoPac 1.27 software interface with the following parameters:

Specimen	
Batch name	502
Weight (g)	1170
Max density (kg/m ³)	2400
Mould diameter	
<input checked="" type="radio"/> 100mm	<input type="radio"/> 150mm
Comment	
507	
Control	
Vertical stress (kPa)	600
Rate (gyrations/min)	30
Mode	
1.25	<input checked="" type="radio"/> Angle (deg)
	<input type="radio"/> Shear stress (kPa)
Termination	
50	<input type="checkbox"/> Total gyrations
2265	<input checked="" type="checkbox"/> Density (kg/m ³)
150.0	<input type="checkbox"/> Height (mm)

Figura 3.20: Informação da massa específica estimada ao compactador giratório Superpave

Vale ressaltar que a aplicação da Equação 3.8 para a obtenção de cada um dos 3 volumes de vazios, para cada traço, é, na prática, um processo iterativo. Isso se deve, porque não necessariamente o “volume de vazios” desejado vai poder ser encontrado na compactação. Por exemplo, para o teor de ligante de 3.5%, uma baixa compactação pode resultar em corpos de prova que se desmontam, ao serem retirados do molde. Dessa forma, a metodologia deste trabalho não irá definir valores fixos de “volume de vazios” (como se fez para os teores de ligante). Cada um dos 3 volumes de vazios de cada traço foi resultante de ajustes constantes, durante o processo de compactação.

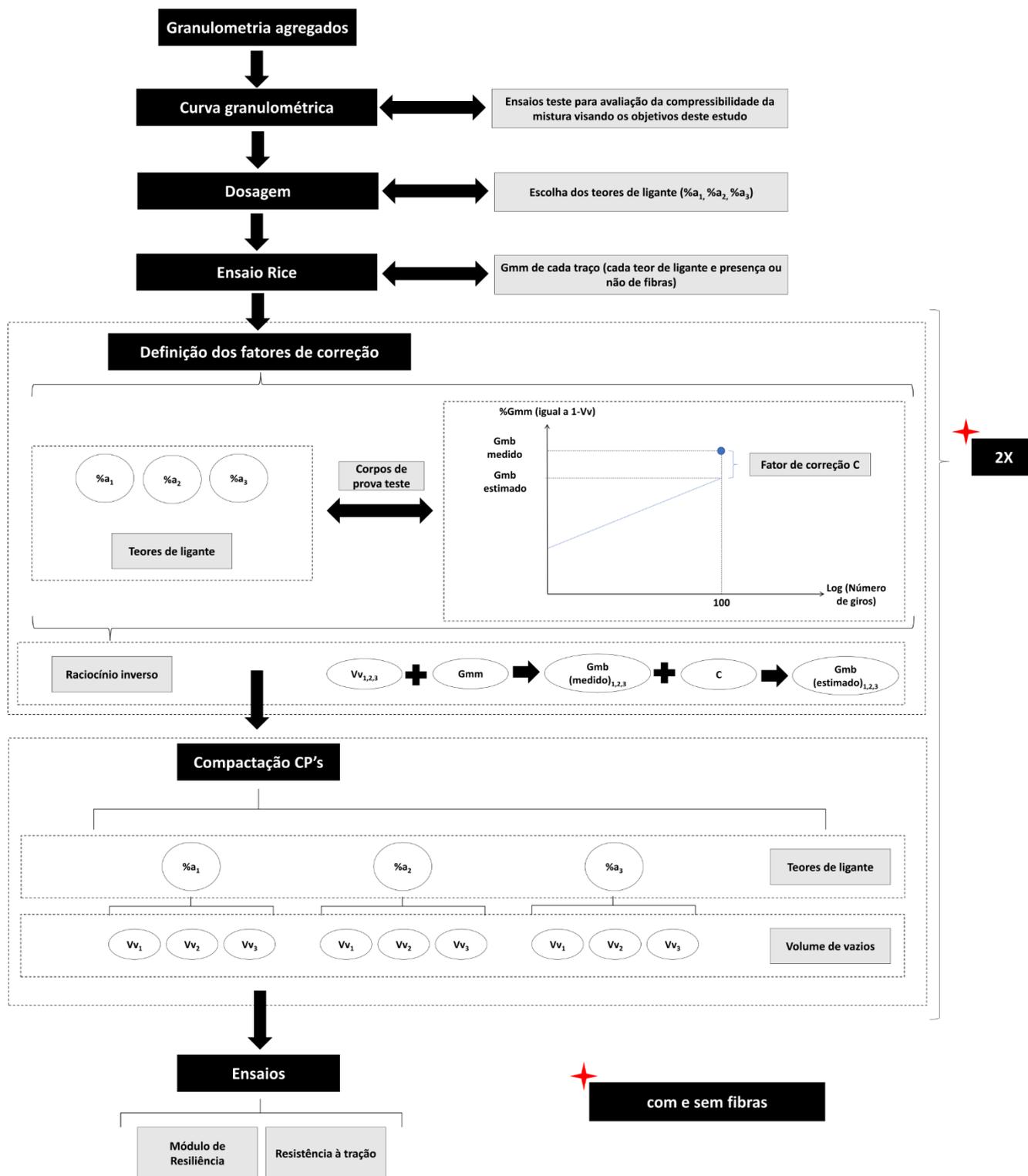


Figura 3.21: Fluxograma dos trabalhos laboratoriais

4 RESULTADOS

A seguir, serão descritos os resultados dos ensaios. Os Apêndices 01, 02 e 03 contém todas as informações dos corpos de prova. Neles, os corpos de prova de cada traço contém amostras numeradas de 1 a 18, porque cada traço contém 3 volumes de vazios, e são testados em réplicas para os ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência/fadiga.

Parte das análises dos dados é dependente de coeficientes que impactam as curvas de tendência, de modo a objetivar altos valores de coeficiente de determinação. No caso das curvas teóricas, o coeficiente de determinação em relação às nuvens de pontos é calculado através da Equação 4.1.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(y - \hat{y})^2}{\sum(y - \bar{y})^2} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Na qual:

R^2 = coeficiente de determinação;

y = valor observado;

\hat{y} = valor estimado;

\bar{y} = média dos valores observados.

O coeficiente de determinação é muito utilizado para se verificar o quão bem um modelo matemático se ajusta aos dados. No caso da análise de regressão linear, representa o quanto da variação total das ordenadas é explicado pelas abcissas, de acordo com o modelo matemático ajustado aos dados (ESTEVES, 2008):

“Tradicionalmente, R^2 aplica-se apenas a relações lineares (Motulsky & Ransnas, 1987). Embora seja possível calcular R^2 após o ajuste dum modelo não-linear (cf. Cameron & Windmeijer, 1997) alguns autores (Douglas Bates, University of Wisconsin (E.U.A.), e Bill Venables, The University of Adelaide (Austrália), comunicação pessoal) advertem para as dificuldades com o cumprimento de alguns pressupostos subjacentes àquele coeficiente. Sendo assim, o resultado de R^2 deve ser usado com cuidado.”

Dessa forma, se justifica a aplicação da equação 4.21 para as curvas teóricas, pois estas são do tipo potência, as quais são linearizadas quando se plotam os valores em escala logarítmica. Valores aceitáveis para R^2 são difíceis de serem definidos, pois dependem da área de estudo dos dados que estão sendo analisados. Contudo, Chin (1998) recomenda - para casos gerais - os seguintes parâmetros:

- $R^2 \geq 0,67$: ajuste forte;
- $0,33 \leq R^2 < 0,67$: ajuste mediano;
- $R^2 < 0,33$: ajuste fraco.

4.1 VOLUMETRIA

A seguir, serão apresentados os resultados referentes ao controle do “volume de vazios” dos corpos de prova teste, a fim de se observar o efeito da adição das fibras na densidade e compressibilidade dos corpos de prova.

4.1.1 Teores de ligante e volumes de vazios

As massas específicas aparentes foram calculadas conforme a norma DNER-ME 117/94, com auxílio de balança hidrostática (Figura 4.1). O ensaio de Rice (Figura 4.2), para a determinação das densidades máximas medidas, seguiu os procedimentos da norma ASTM D2041. Pode-se entender este ensaio como uma versão em grande escala do ensaio de picnômetro (norma DNER-ME 093/1994), comumente também realizado em laboratórios de geotecnia para obtenção da densidade real dos grãos do solo.



Figura 4.1: Balança hidrostática



Figura 4.2: Equipamentos para ensaio Rice

A Tabela 4.1 mostra os resultados dos ensaios de massa específica aparente.

Tabela 4.1: Massas específicas aparentes dos corpos de prova teste

	Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G_{mb}	Média
Sem fibras	3.5	A	2.358	2.355
		B	2.353	
		C	2.355	
	5	A	2.336	2.338
		B	2.350	
		C	2.327	
	7.5	A	2.321	2.328
		B	2.339	
		C	2.324	
Com fibras	3.5	A	2.310	2.324
		B	2.320	
		C	2.341	
	5	A	2.282	2.289
		B	2.296	
		C	2.290	
	7.5	A	2.284	2.305
		B	2.335	
		C	2.296	

A Tabela 4.2 mostra os resultados dos ensaios de densidade máxima medida. Notar que a verificação dos valores de G_{mm} estão dentro dos limites recomendados pela ASTM D2041: Desvio padrão máximo de 0.008, e diferença máxima de 0.023.

Tabela 4.2: Densidade máxima medida dos corpos de prova teste

	Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G_{mm}	Desvio padrão	Diferença	Média
Sem fibras	3.5	A	2.525	0.000	0.001	2.525
		B	2.525			
	5	A	2.475	0.001	0.003	2.474
		B	2.473			
	7.5	A	2.384	0.002	0.005	2.382
		B	2.380			
Com fibras	3.5	A	2.534	0.004	0.009	2.539
		B	2.543			
	5	A	2.489	0.001	0.001	2.490
		B	2.490			
	7.5	A	2.416	0.006	0.013	2.423
		B	2.429			

O Quadro 4.1e a Figura 4.3 apresentam os volumes de vazio, em função do teor de ligante. Perceber, como já era esperado, que a adição das fibras aumenta o “volume de vazios”.

Quadro 4.1: Volume de vazios dos corpos de prova teste

	Teor de ligante (%)		
	3.5	5	7.5
Sem fibras	6.72	5.51	2.26
Com fibras	8.46	8.04	4.85

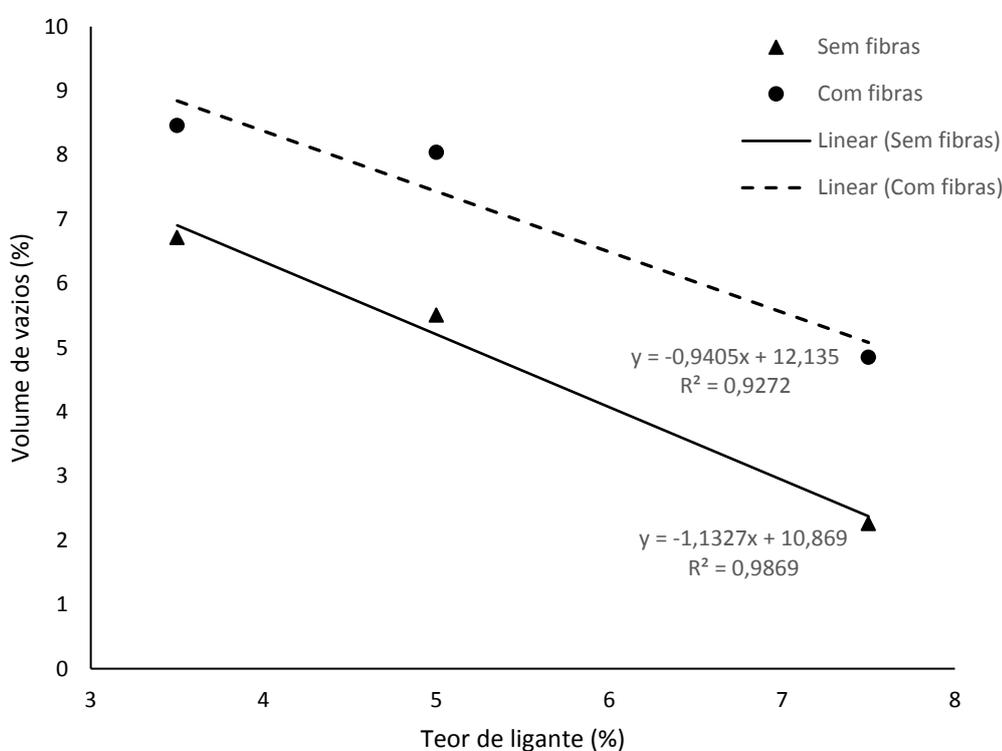


Figura 4.3: Relação entre teor de ligante e volume de vazios dos corpos de prova teste

Um procedimento importante do ensaio de Rice, é garantir que a mistura a ser testada esteja em estado solto, sem aglomerados de agregados finos, a fim de se evitar ar aprisionado. Para tanto, a mistura asfáltica deve ser esfriada concomitantemente à separação manual desses torrões. A Figura 4.4 mostra o material pronto para ensaio. Notar como misturas com pouco teor de ligante e sem fibras resultam em um material solto. Já nas misturas com alto teor de ligante e com fibras, tende-se a ter maior dificuldade para garantir a soltura do material fino.



Figura 4.4: Aglomeração de finos

4.1.2 Observações sobre a reprodutibilidade do volume de vazios

É importante salientar a diferença que se observou entre os volumes de vazios previstos para os demais corpos de prova (mesmo aplicando o fator de correção obtidos através dos corpos de prova teste, como explicado no item 3.5) e os calculados posteriormente, tanto para as misturas com e sem fibras. Dessa, maneira, evidenciou-se dois aspectos que podem ter influenciado imprecisões na aplicação do mesmo fator de correção para todos os corpos de prova de cada traço:

- Primeiramente, lista-se a grande variação de “volume de vazios” almejados, os quais, dependendo da quantidade de ligante, só eram encontrados com um número de giros muito diferentes de 100 (para qual o fator de correção foi calculado). Essa observação sugere que o fator de correção não deve ser extrapolado para uma margem muito grande de giros.

Imaginemos corpos de prova cuja compactação com 100 giros resulta em corpos de prova com significativo “volume de vazios”, e se deseja compactá-los muito além dos 100 giros, a utilização do mesmo coeficiente de correção proveniente da calibração para 100 giros gerará imprecisões. Quanto mais compactado, mais próximo o valor do coeficiente de correção chegaria a 1, principalmente caso exista ligante em excesso para ser

exsudado à superfície, como no primeiro corpo de prova da Figura 4.5. Para entendermos este exemplo, consideremos os corpos de prova da Tabela 4.3, e a Figura 4.6, na qual $\%G_{mm}$ é igual a $1-V_v$.



Figura 4.5: Corpo de prova de superfície lisa e porosa

Tabela 4.3: Exemplo de diferenças volumétricas previstas e obtidas

	Número de giros	Massa (g)	Altura (cm)	G_{mb} estimado (g/cm^3)	G_{mb} medido (g/cm^3)	Fator de correção	$\%G_{mm}$ estimado	$\%G_{mm}$ medido
Corpo de prova 1 (teste)	100	1197.0	70.03	2.176	2.355	1.082	86.2	93.3
Corpo de prova 2	759	1197.0	66.7	2.285	2.415	1.057	90.5	95.7

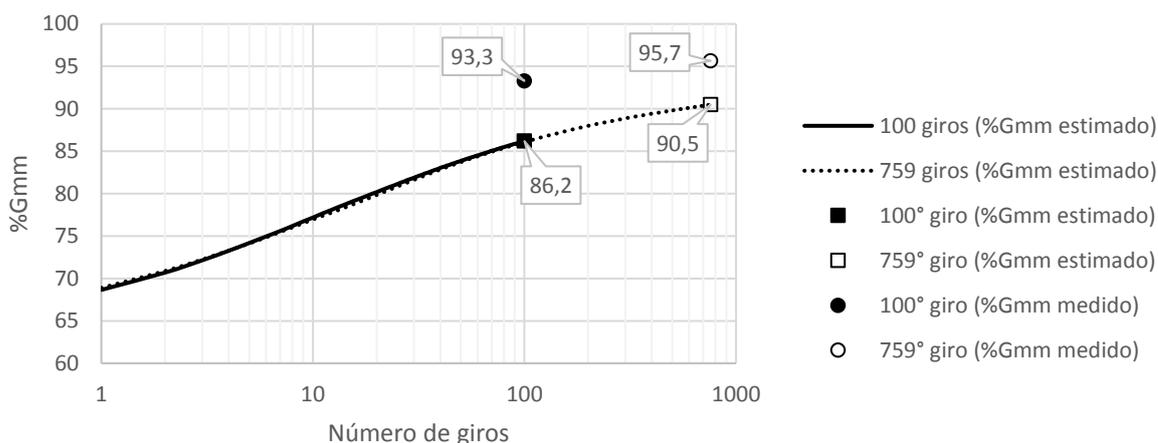


Figura 4.6: Diferença do fator de correção para diferentes números de giros

Perceber como a curva estimada para 100 e 759 giros praticamente se sobrepõem (o que é esperado, já que essas duas curvas são provenientes do mesmo traço, e não estão sendo corrigidas por nenhum fator). Contudo, a diferença entre o G_{mb} estimado e medido aos 100 e 759 giros não é proporcional: para 100 giros o fator C resultante é de 1.082, e para 759 giros, 1.057. Para objetivos didáticos, a consequência dessa pequena diferença pode ser verificada nas curvas corrigidas (conforme a Figura 4.7, nas quais os fatores C correspondentes são aplicados em todas as suas extensões).

Percebe-se, portanto, que extrapolar a curva corrigida do corpo de prova teste de 100 giros para o corpo de prova de 759 giros causaria uma diferença significativa no volume de vazios esperado: ele seria subestimado.

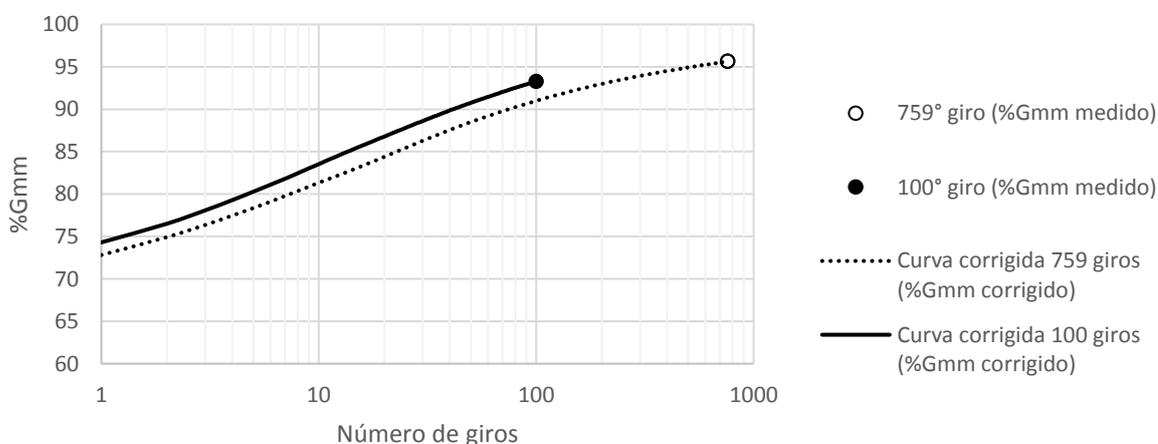


Figura 4.7: Diferença do volume de vazios previsto e obtido para diferentes números de giros

- O segundo aspecto que poderia ocasionar a alteração do fator de correção é a diferença entre as massas das misturas pesadas para serem colocadas nos moldes do compactador (1200g), e as massas que de fato foram colocadas neles. Essa diferença se dá, pois, principalmente para as misturas com alto teor de ligante (7.5%), parte da mistura fica aderida às bandejas metálicas. Embora essa diferença das massas seja controlada, justamente para o cálculo do G_{mb} estimado (como já explicado no item 3.4), a quantidade de material aderido às bandejas não era sempre constante entre os corpos de prova de um mesmo traço.

Imaginemos o mesmo corpo de prova compactado com 759 giros do exemplo anterior. O seu fator de correção é 1.057. E a massa que de fato foi inserida no molde é de 1197g. Se um outro corpo de prova também fosse compactado com 759 giros, mas com uma massa diferente – digamos 1180 g), a fator de correção não seria o mesmo, pois além da diferença de massa, teríamos diferença na altura do corpo de prova compactado, e na densidade medida.

Como consequência, houve uma grande variabilidade dos volumes de vazios e, em alguns casos, não se conseguiu repetir os mesmos volumes de vazios para cada um dos 3 teores de ligantes. Isto, contudo, não foi prejudicial a este trabalho. Pelo contrário, aumentou a dispersão dos pontos para a obtenção das curvas teóricas de previsibilidade das características mecânicas, que serão abordadas nos itens seguintes.

Vale salientar, contudo, que dependendo da metodologia da pesquisa, essa imprecisão pode ser prejudicial. Logo, recomenda-se a calibração dos números de giros para diferentes faixas de “volume de vazios” alvo - cada uma com o seu próprio fator de correção -, caso sejam muito diferentes entre si. Também se recomenda, caso o estudo também utilize teores de ligantes muito acima dos usuais, um maior coeficiente de segurança nas massas da dosagem – de forma a contabilizar pelas eventuais partes da mistura grudadas à bandeja metálica-, a fim de se assegurar que valores muito próximos a 1200g sejam adicionadas ao molde do compactador para todos os corpos de prova.

Finalmente, as análises a seguir mostram que os maiores volumes de vazios foram obtidos para os maiores teores de ligantes, em alguns dos casos. Esta não é a tendência típica esperada pela maioria dos estudos e metodologias de projeto de pavimentos. No entanto, novamente, uma vez que este estudo tem como objetivo desassociar a influência do teor de asfalto da influência do

“volume de vazios”, acredita-se que trazer combinações incomuns dessas propriedades de dosagem ajude a elucidar novas abordagens relacionadas aos comportamentos mecânicos dos concretos asfálticos.

4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A seguir, serão mostradas as análises dos resultados referentes aos corpos de prova testados à tração, que pode ser plotada em função do “volume de vazios”, e do teor de ligante, corrigido por um expoente interno, conforme fora demonstrando no item 2.3.2, Equação 2.27. Para tanto, os parâmetros de melhoramento de solo devem ser substituídos pelos de pavimentação, dando origem à Equação 4.2.

$$q_t = A * \left(\frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \right)^{-\alpha} \quad (\text{Equação 4.2})$$

Na qual:

q_t = resistência à tração (MPa);

A = parâmetro que depende do tipo de mistura (obtido automaticamente da regressão de ajuste exponencial dos dados) (sem dimensão);

V_v = volume de vazios (%);

A_{iv} = quantidade de ligante asfáltico (expressa em relação ao volume total do corpo de prova);

α = expoente externo (sem dimensão);

β = expoente interno (sem dimensão);

4.2.1 Sem fibras

A nuvem de pontos testados pode ser verificada na Figura 4.8.

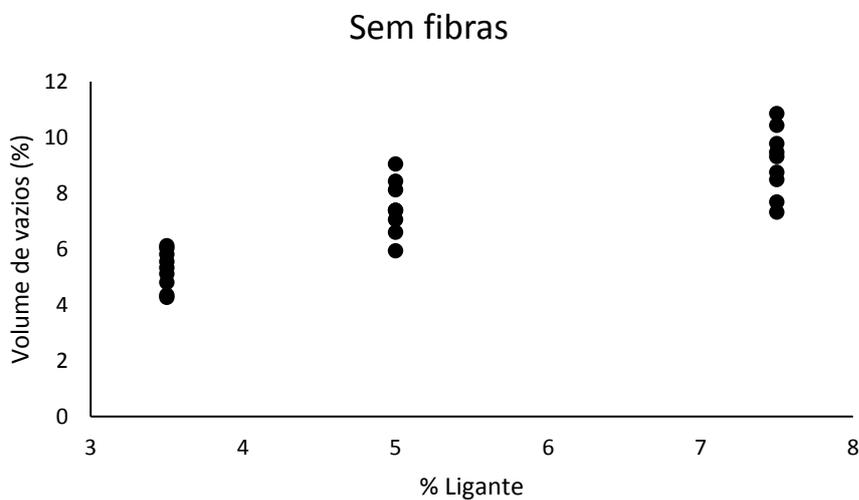


Figura 4.8: Nuvem de pontos dos corpos de prova sem fibras do ensaio de resistência à tração

Para o caso dos corpos de prova sem fibras, o melhor ajuste dos dados se deu quando o valor de β era igual a zero, resultando na Equação 4.3. A Figura 4.9 ilustra essa análise.

$$q_t = 14,58 * \left(\frac{V_v}{A_{iv0}} \right)^{-1,53} = 14,58 * V_v^{-1,53} \quad (\text{Equação 4.3})$$

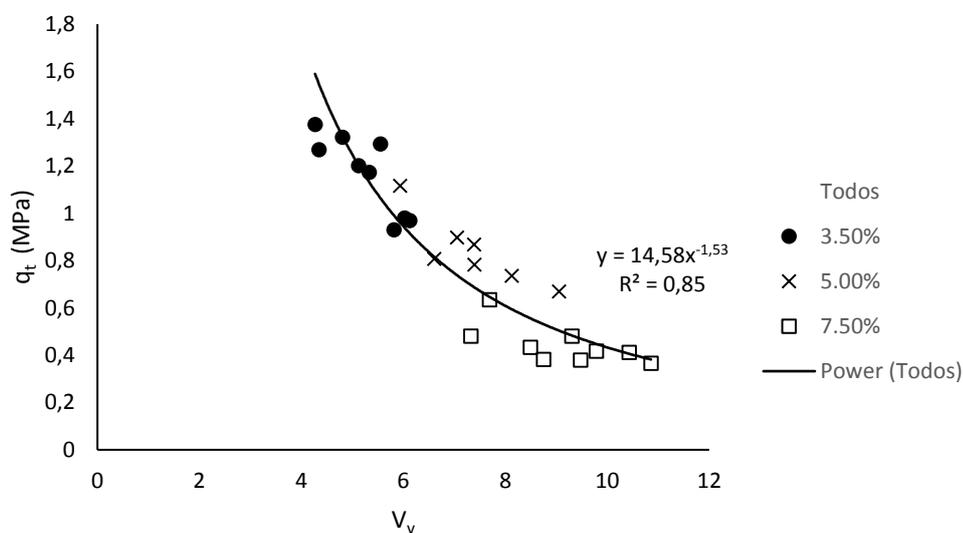


Figura 4.9: Ajuste da equação da resistência à tração sem fibras

Sendo assim, pode-se dizer que o “volume de vazios” é, comparativamente ao teor de ligante, muito relevante na resistência à tração. Matematicamente, poder-se-ia dizer, inclusive, que a resistência à tração independe do teor de ligante. Contudo, evita-se essa afirmação por alguns fatores. Primeiramente, na prática, o teor de ligante é importante para assegurar a compressibilidade da mistura, a fim de atingir os valores de volumes de vazios na execução em campo, assim como na execução do projeto em laboratório, para níveis de energia de compactação usuais. Em segundo lugar, a ausência de ligante implicaria em corpos de prova sem sustentação; assim como o seu excesso, quando aplicado a corpos de prova com baixos volumes de vazios (como fora explicado no item 3.3.2), resultaria em queda da resistência. Por último, problemas como exsudação e deformações permanentes, altamente dependentes do teor de ligante, não estão sendo considerados.

4.2.1 Com fibras

A análise da resistência à tração dos corpos de prova com fibras se baseou na nuvem de dados contidos na Figura 4.10. Pode-se notar uma maior possibilidade de variação de “volume de vazios”, para cada teor de ligante, comparativamente à nuvem de pontos sem fibras. Isso evidencia uma contribuição das fibras à estabilidade das misturas ainda quentes.

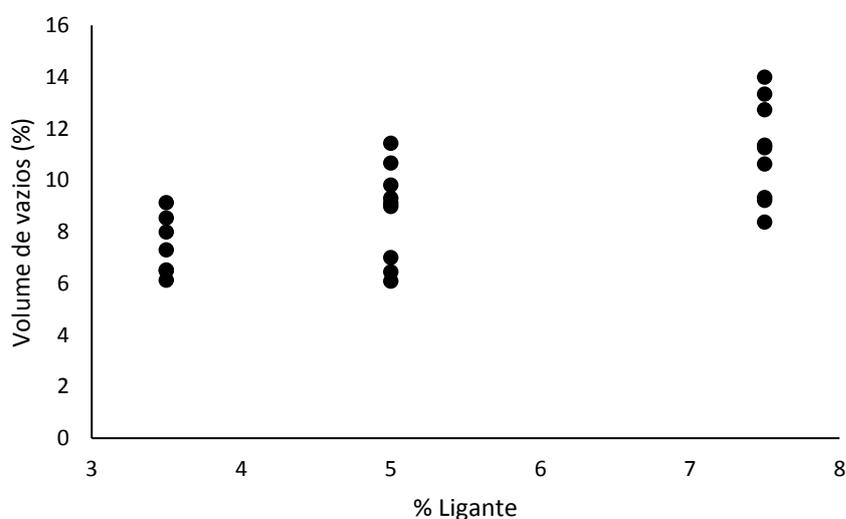


Figura 4.10: Nuvem de pontos dos corpos de prova com fibras do ensaio de resistência à tração

Da mesma forma como fora feito para a análise sem fibras, a resistência a tração foi plotada como na Equação 4.2. Observou-se que o melhor ajuste se deu quando o valor de β era 0.23. Optou-se por utilizar o valor de 0.28 para se manter uma coerência com os estudos de melhoramento de solos, como explicado no item 2.3.2. Essa mudança foi possível, pois o ajuste praticamente não se alterou (R^2 passou de 0.803 para 0.800). A equação 4.4 e a Figura 4.11 representam o ajuste.

$$q_t = 6.63 * \left(\frac{V_v}{A_{iv}^{0.28}} \right)^{-1.36} \quad (\text{Equação 4.4})$$

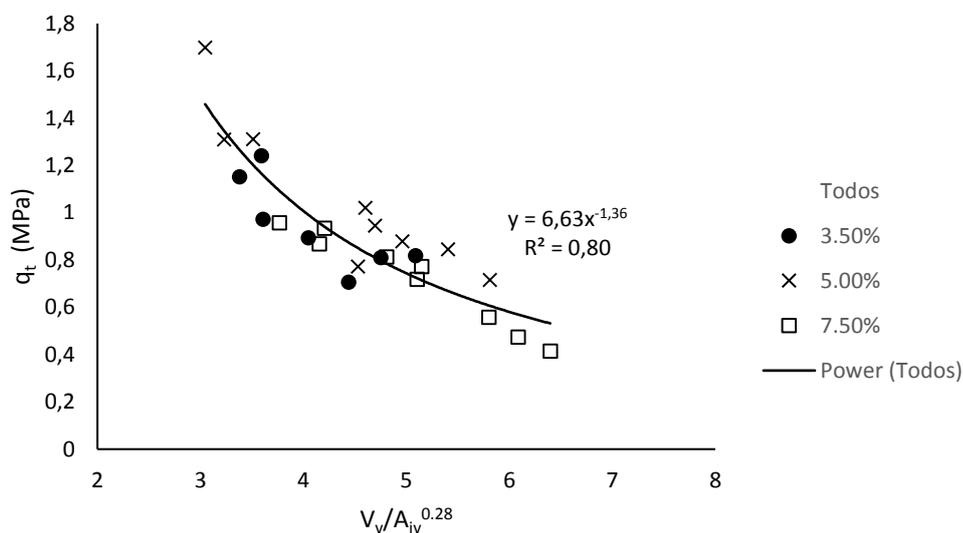


Figura 4.11: Ajuste da equação da resistência à tração com fibras

Com essas informações, é possível dizer que, diferentemente da análise sem fibras, o teor de ligante é relevante – assim como o “volume de vazios” – na resistência à tração dos corpos de prova com adição de fibras.

4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

De forma similar à análise da resistência à tração, a seguir, serão mostradas as análises dos Módulos de resiliência dos corpos de prova ensaiados. A resistência à tração, pode ser plotada em função do “volume de vazios”, e do teor de ligante, corrigido por um expoente interno, conforme a Equação 4.5.

$$MR = A * \left(\frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \right)^{-\alpha} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Na qual:

MR = módulo de resiliência (MPa);

A = parâmetro que depende do tipo de mistura (obtido automaticamente da regressão de ajuste exponencial dos dados) (sem dimensão);

V_v = volume de vazios (%);

A_{iv} = quantidade de ligante asfáltico (expressa em relação ao volume total do corpo de prova);

α = expoente externo (sem dimensão);

β = expoente interno (sem dimensão);

4.3.1 Sem fibras

Um resumo das propriedades dos corpos de prova testados pode ser verificado na Figura 4.12.

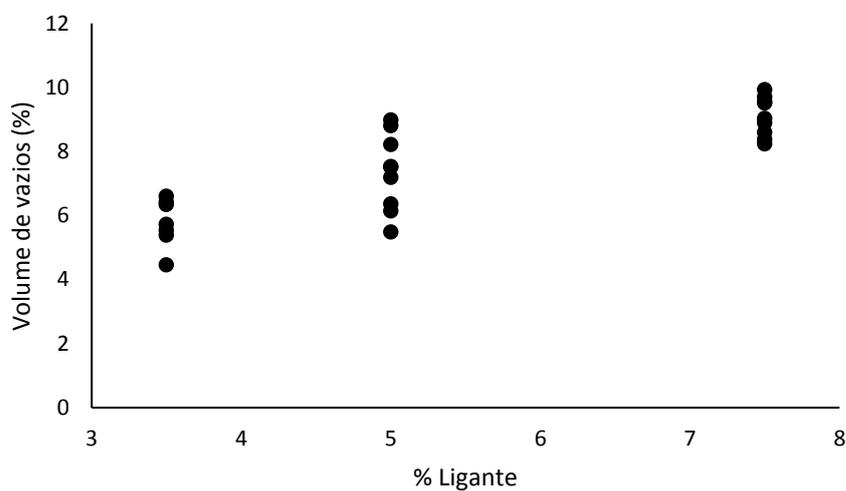


Figura 4.12: Nuvem de pontos dos corpos de prova sem fibras do ensaio de módulo de resiliência

Analisando os Módulos de resiliência em função da equação 3.25, observa-se que o melhor ajuste ocorreu quando o valor de β é 0 – em conformidade com o que fora observado para a análise da resistência à tração sem fibras. A equação 4.6 e a Figura 4.13 ilustram essa análise.

$$MR = 130677.30 * \left(\frac{V_v}{A_{iv}^0} \right)^{-1.76} = 130677.30 * V_v^{-1.76} \quad (\text{Equação 4.6})$$

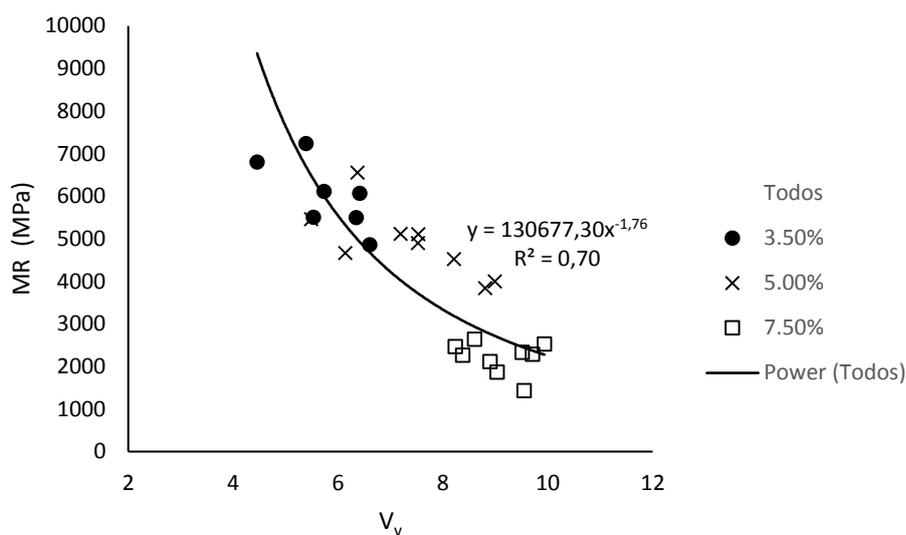


Figura 4.13: Ajuste da equação do módulo de resiliência sem fibras

Dessa forma, com os devidos cuidados abordados no item 4.2.1, pode-se afirmar que, comparativamente ao teor de ligante, o “volume de vazios” é muito mais influente no módulo de resiliência.

4.3.2 Com fibras

A Figura 4.14 representa as propriedades dos corpos de prova com fibras cujos Módulos de resiliência foram obtidos.

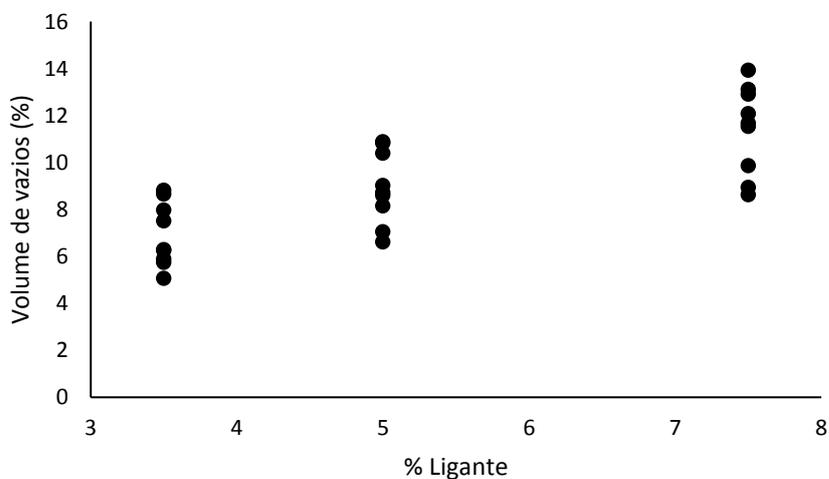


Figura 4.14: Nuvem de pontos dos corpos de prova com fibras do ensaio de módulo de resiliência

Ao se analisar os módulos de resiliência em função das propriedades da Equação 4.5, observou-se que - da mesma forma como fora constatado para a análise da resistência à tração com presença de fibras -, a adoção de $\beta=0.28$ resulta em um bom ajuste, com pode-se verificar na Equação 4.7 e Figura 4.15.

$$MR = 45013.69 * \left(\frac{V_v}{A_{iv}^{0.28}} \right)^{-1.81} \quad (\text{Equação 4.7})$$

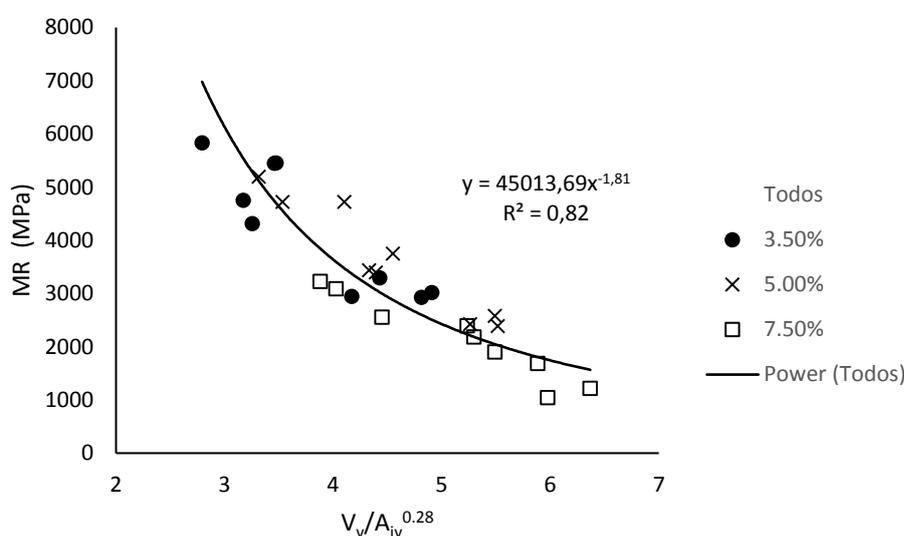


Figura 4.15: Ajuste da equação do módulo de resiliência com fibras

Pode-se dizer, portanto, que a adição de fibras faz com que o teor de ligante passe a ter uma maior influência no módulo de resiliência.

4.4 INTERAÇÃO ENTRE FIBRAS E LIGANTES

Agrupando os corpos de prova em função do teor de ligante, e plotando as suas resistências à tração e módulo de resiliência em função do “volume de vazios”, como na Figura 4.16, pode-se observar de maneira qualitativa, a influência da porcentagem de ligante nessas propriedades mecânicas.

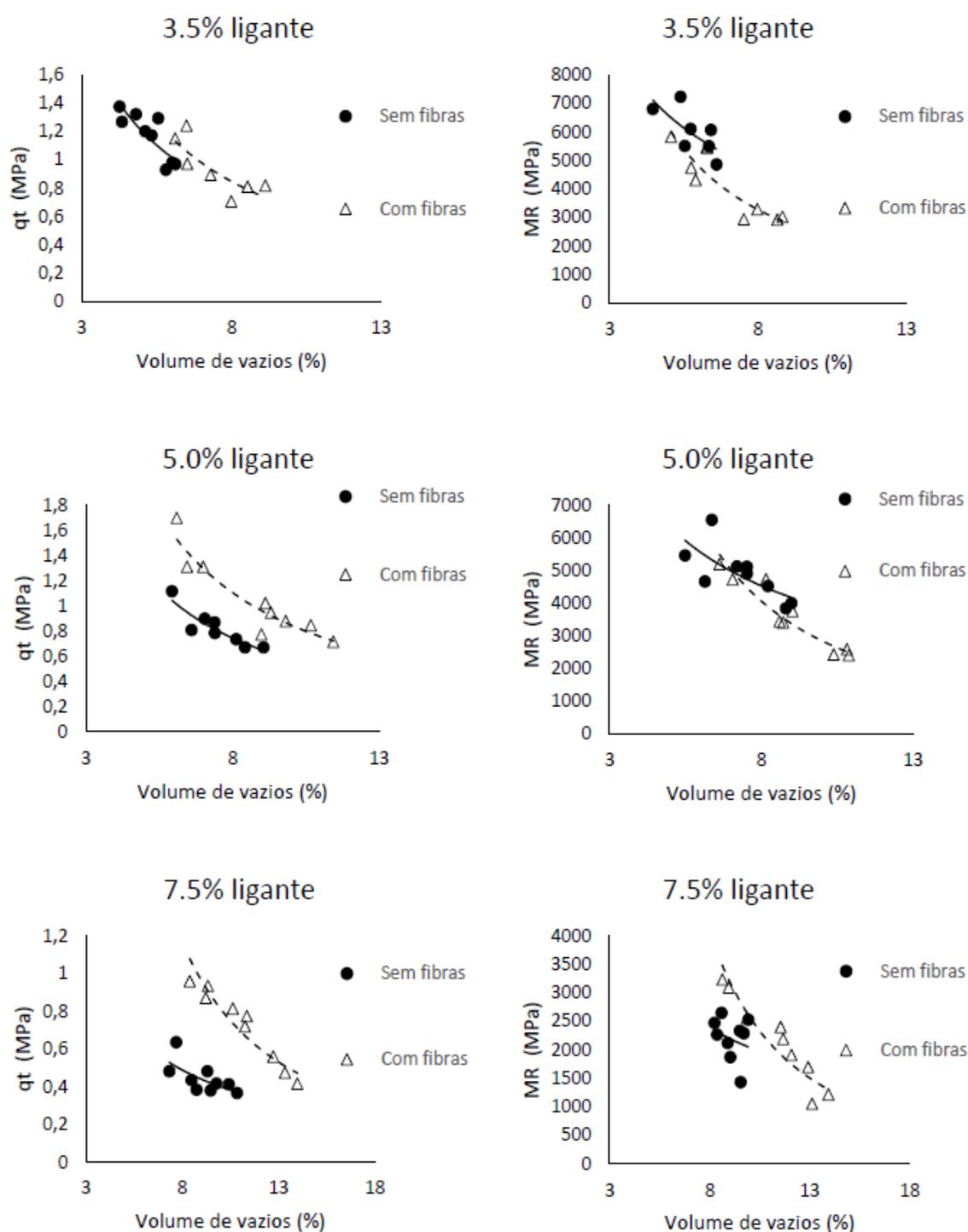


Figura 4.16: Comportamento das misturas com e sem fibras em função do teor de ligante

De forma geral, pode-se perceber que quanto maior o teor de ligante, maior o efeito benéfico das fibras de vidro às propriedades mecânicas. Acredita-se que isso se deva à maior colagem das fibras aos agregados, possibilitando que elas sejam mobilizadas com a gradual deformação dos corpos de prova. O benefício das fibras de vidro já era esperado na resistência à tração -

graças à alta resistência desse material-, e foi muito evidente. O benefício ao módulo de resiliência é menos observável, mas existe. Nesse sentido, acredita-se que o alto Módulo de Elasticidade das fibras de vidro seja o responsável por aumentar o módulo de resiliência da mistura. Isso se deve ao fato de o módulo de resiliência ser calculado em baixas deformações. Ou seja, é necessário a utilização de fibras que possam atingir altas resistências também com baixas deformações.

4.5 CURVAS TEÓRICAS

Como fora demonstrado no item 2.3.2, a Equação 2.27 pode ser apresentada de forma normalizadas (Equação 2.25). Dessa mesma forma, os ajustes analisados anteriormente (Equações 4.3, 4.4, 4.6 e 4.7) podem ser normalizados. Para tato, é necessário adaptar os parâmetros de melhoramento de solo para os de pavimentação das equações 2.24 – resultando nas Equações 4.8 e 4.9. Uma forma de interpretar a equação 4.9 é dizer que, através de um corpo de prova cujo valor de Δ é conhecido, é possível prever os valores de resistência à tração e do módulo de resiliência dos demais corpos de prova – conforme as equações 4.10 e 4.11 (curvas teóricas).

$$\Delta = \frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \quad (\text{Equação 4.8})$$

$$\frac{q_t}{q_t[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} \text{ ou } \frac{MR}{MR[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} = \Delta^\alpha \left[\frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \right]^{-\alpha} \quad (\text{Equação 4.9})$$

$$q_t = \Delta^\alpha \left[\frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \right]^{-\alpha} * q_t[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}] \quad (\text{Equação 4.10})$$

$$MR = \Delta^\alpha \left[\frac{V_v}{A_{iv}^\beta} \right]^{-\alpha} * MR[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}] \quad (\text{Equação 4.11})$$

Nas quais:

q_t = resistência à tração (MPa);

MR = módulo de resiliência (MPa);

Δ = valor usado para determinar propriedades mecânicas, conforme equação 2.25 (sem dimensão);

V_v = volume de vazios (%);

A_{iv} = quantidade de ligante asfáltico (expressa em relação ao volume total do corpo de prova);

α = expoente externo (sem dimensão);

β = expoente interno (sem dimensão);

4.5.1 Sem fibras

As análises da resistência à tração e do módulo de resiliência dos corpos de prova sem fibras culminaram na adoção de um $\beta=0$ (como consequência, $\Delta = V_v$). Dessa forma, se utilizarmos o mesmo valor de α , é possível obter uma curva teórica com o mesmo formato para essas duas propriedades mecânicas. Optou-se por utilizar o valor médio de α de ambas as análises, conforme o Quadro 4.2.

Quadro 4.2: Expoentes externos das misturas sem fibras

α sem fibras	
q_t	1.527
MR	1.764
média	1.646

A seguir, escolheu-se um valor de Δ (dentre as médias de cada tréplica) presente para ambos os conjuntos de corpos de prova testados para obtenção das duas propriedades mecânicas. A Figura 4.17 demonstra que os valores de Δ mais próximos são 5.99 e 6.00 - que representam os valores de resistência à tração igual a 0.9594 MPa e módulo de resiliência igual a 5557.16 MPa, respectivamente.

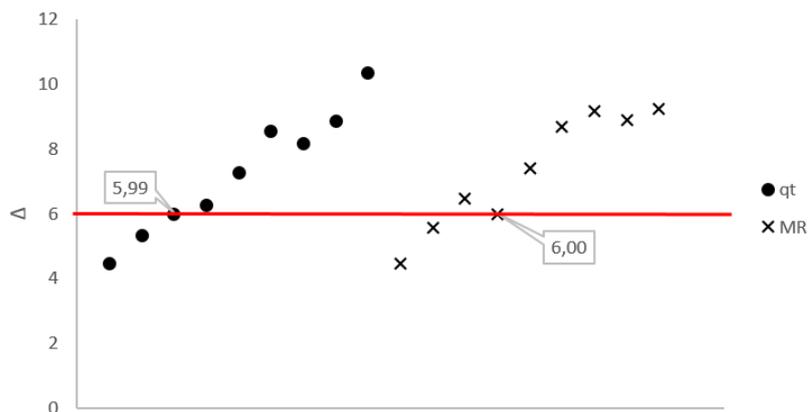


Figura 4.17: Escolha de Δ similar das misturas sem fibras

A seguir, foi possível utilizar esses dois pontos – através da substituição dos seus valores nas Equações 4.10 e 4.11- para o cálculo das curvas teóricas de resistência à tração e de módulo de resiliência, conforme as Equações 4.12 e 4.13. A Figura 4.18 e a Figura 4.19 ilustram essas curvas teóricas.

$$q_t = 18.24 * [\Delta]^{-1.646} \quad (\text{Equação 4.12})$$

$$MR = 106016 * [\Delta]^{-1.646} \quad (\text{Equação 4.13})$$

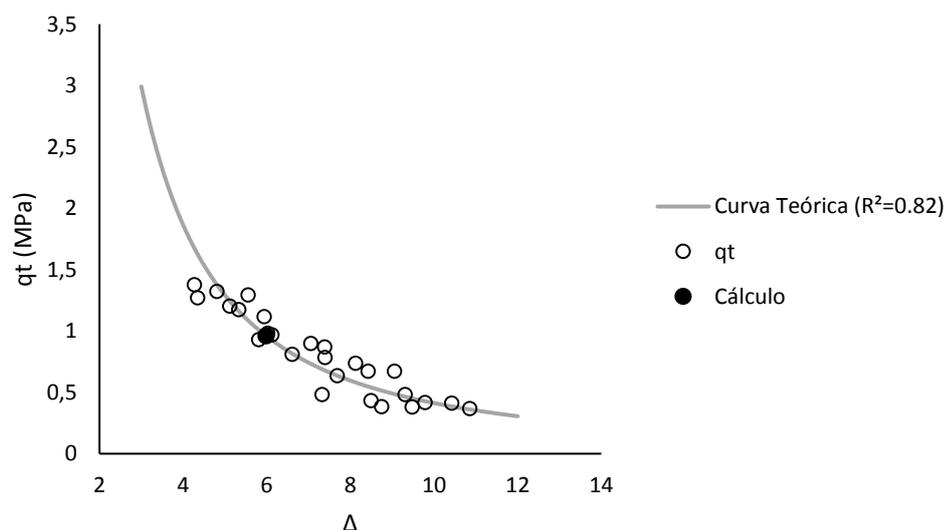


Figura 4.18: Curva teórica da resistência à tração sem fibras

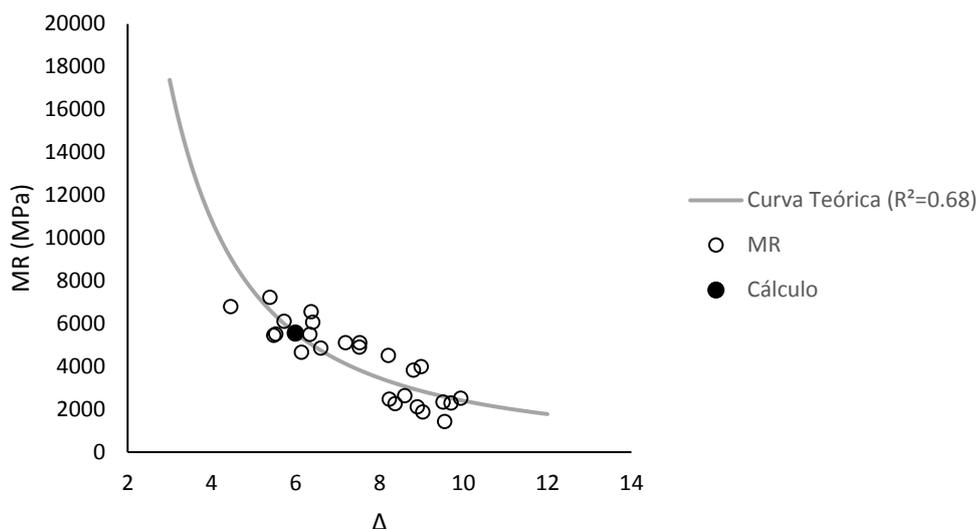


Figura 4.19: Curva teórica do módulo de resiliência sem fibras

Dessa forma, é possível criar uma relação MR/q_t única para todos os pontos observados, conforme a Equação 4.14.

$$MR/q_t = \frac{106016 * [\Delta]^{-1.646}}{18.24 * [\Delta]^{-1.646}} = 5812 \quad (\text{Equação 4.14})$$

A título de curiosidade, seria ainda possível plotar todos os dados sem fibras em uma única curva teórica normalizada. Para tanto, os pontos dos gráficos da Figura 4.18 e da Figura 4.19 devem ter suas propriedades mecânicas (eixo das ordenadas) divididas pelas dos pontos de cálculo respectivos. O mesmo deve ocorrer para as curvas teóricas. Por fim, uma das curvas teóricas normalizadas deve ser escolhida para representar a previsibilidade de ambas as propriedades mecânicas. Como exemplo, adotou-se a curva teórica da resistência à tração (Equação 4.12), que após ser normalizada (neste exemplo, dividida por 0.9594 MPa), dá origem à Equação 5.15. A Figura 4.20 ilustra essa análise.

$$\frac{q_t}{q_t[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} \text{ ou } \frac{MR}{MR[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} = 19.01[\Delta]^{-1.646} \quad (\text{Equação 4.15})$$

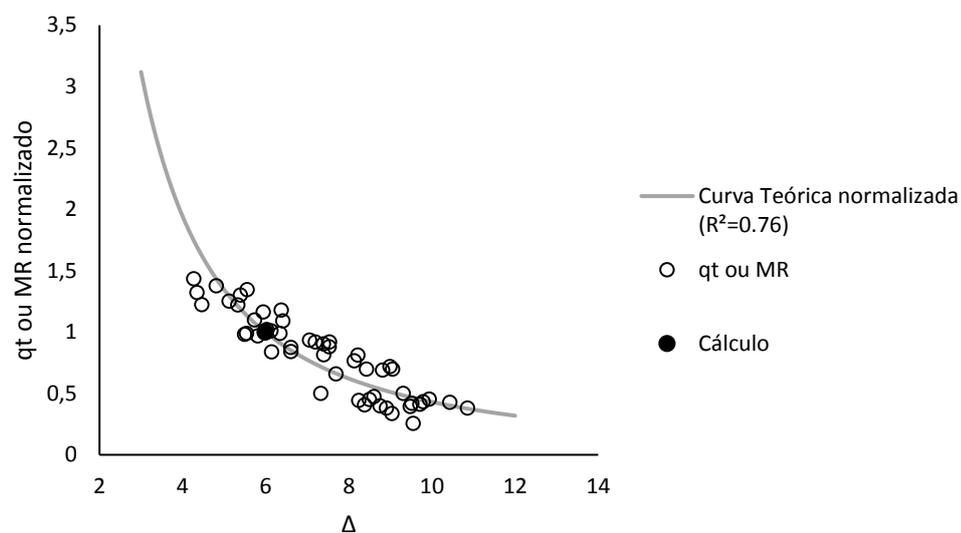


Figura 4.20: Curva teórica normalizada sem fibras

O fluxograma da Figura 4.21 ilustra os passos realizados anteriormente. Ele também é válido e será utilizado para as análises das curvas teóricas com fibras, a seguir.

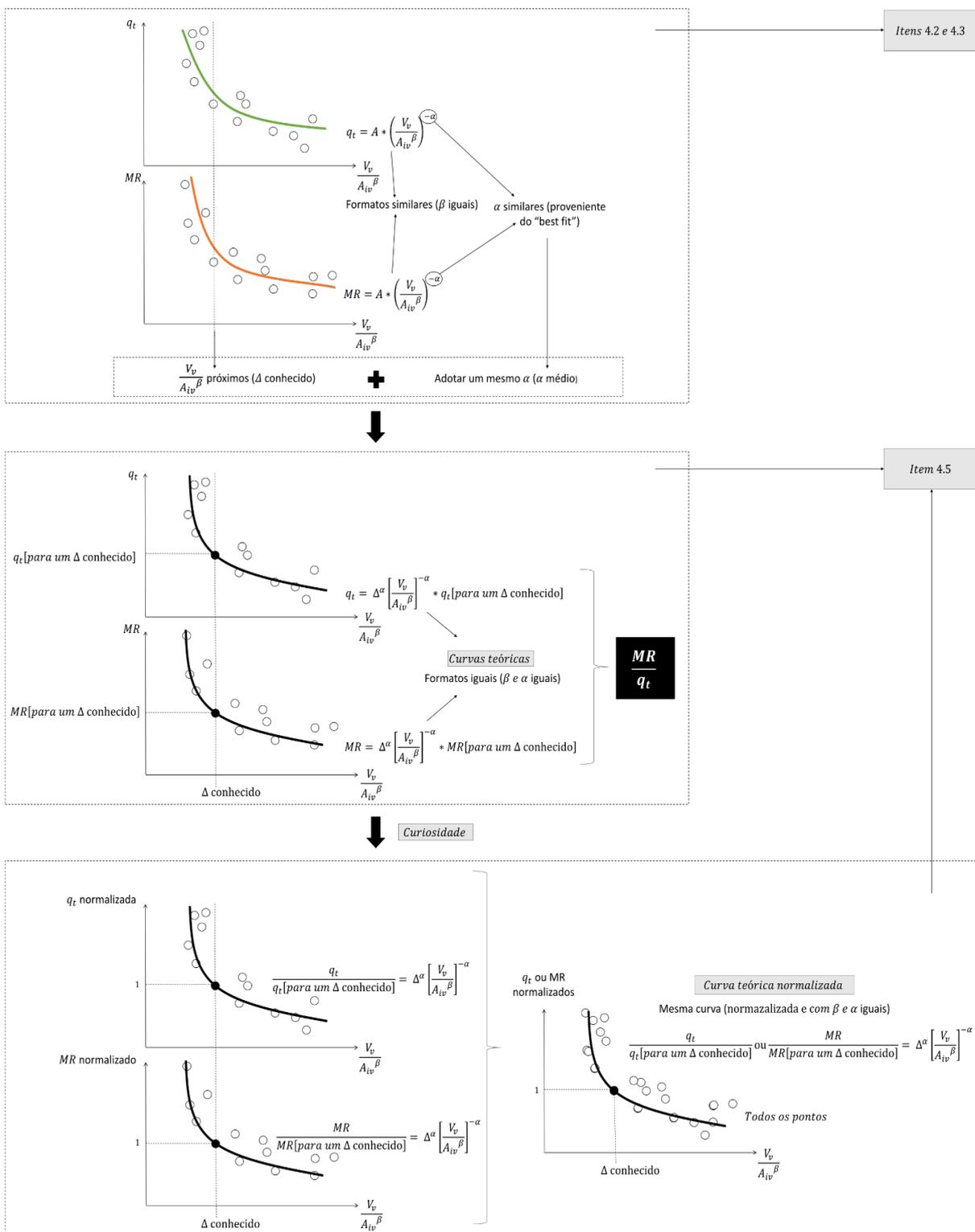


Figura 4.21: Fluxograma de cálculo

4.5.2 Com fibras

As análises da resistência à tração e do módulo de resiliência dos corpos de prova com fibras culminaram na adoção de um $\beta=0.28$ (como consequência, $\Delta = V_v/A_{iv}^{0.28}$). De forma análoga ao que foi feito para os dados sem fibras, o valor médio de α para a análise das curvas teóricas com fibras está contido no Quadro 4.3.

Quadro 4.3: Expoentes externos das misturas com fibras

α com fibras	
q_t	1.359
MR	1.814
média	1.587

Os valores de Δ escolhidos estão representados na Figura 4.22. Como consequência, obteve-se as curvas teóricas conforme as Equações 4.16 e 4.17, ilustradas Figura 4.23 e pela Figura 4.24, respectivamente.

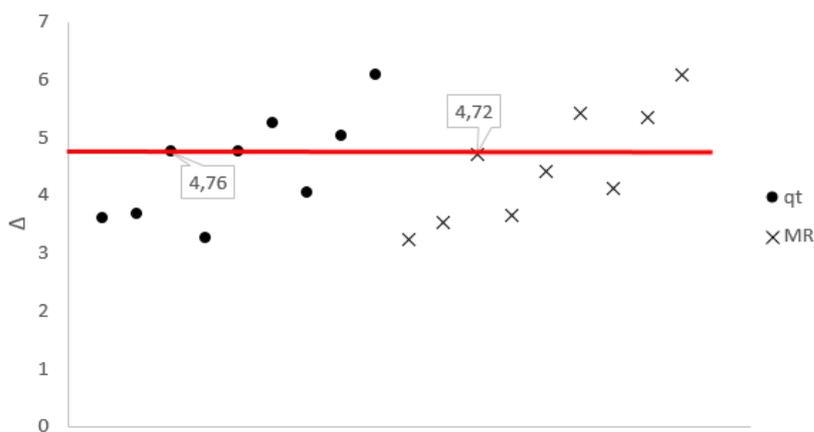


Figura 4.22: Escolha de Δ similar das misturas com fibras

$$q_t = 9.25 * [\Delta]^{-1.587} \quad (\text{Equação 4.16})$$

$$MR = 36135 * [\Delta]^{-1.587} \quad (\text{Equação 4.17})$$

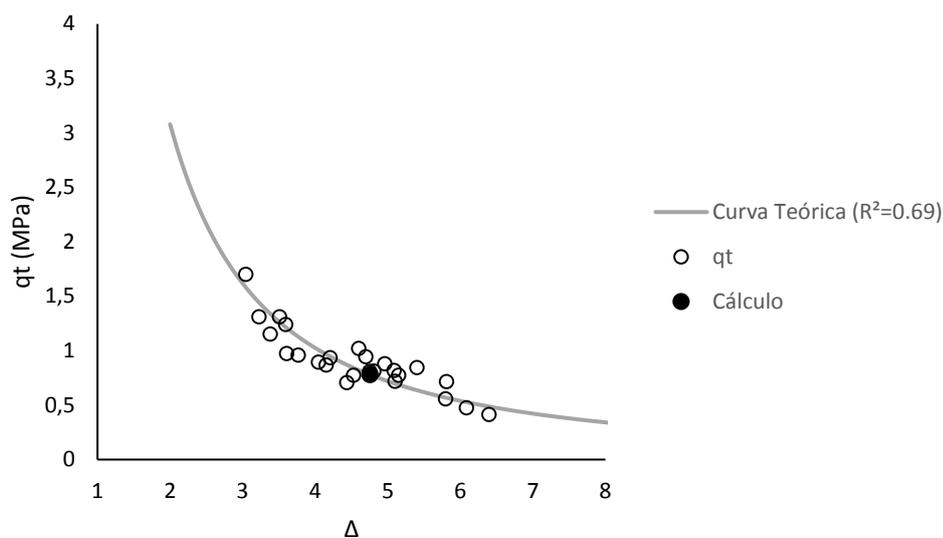


Figura 4.23: Curva teórica da resistência à tração com fibras

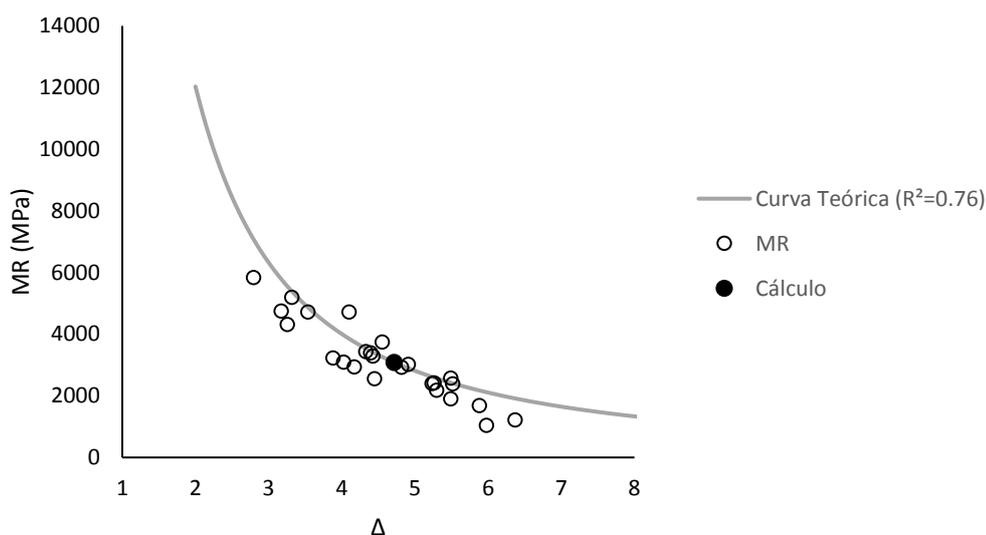


Figura 4.24: Curva teórica do módulo de resiliência com fibras

Dessa forma, também foi possível criar uma relação MR/q_t única para todos os pontos observados, conforme a Equação 4.18.

$$MR/q_t = \frac{36135 * [\Delta]^{-1.587}}{9.25 * [\Delta]^{-1.587}} = 3906 \quad (\text{Equação 4.18})$$

Novamente, apenas a título de curiosidade, é possível criar uma curva teórica normalizada, para ambas as propriedades mecânicas, conforme a Equação 4.19 e Figura 4.25.

$$\frac{q_t}{q_t[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} \text{ ou } \frac{MR}{MR[\text{para um } \Delta \text{ conhecido}]} = 11.88[\Delta]^{-1.587} \quad (\text{Equação 4.19})$$

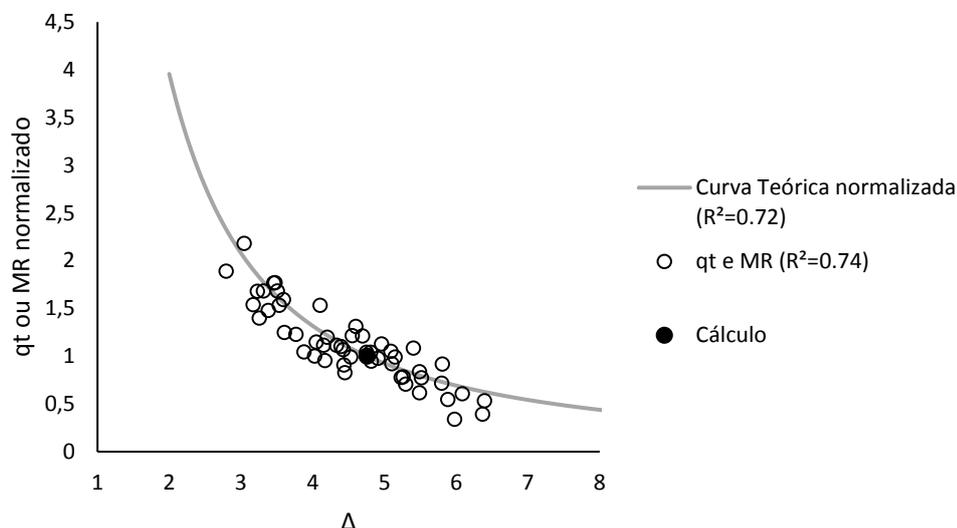


Figura 4.25: Curva teórica normalizada com fibras

4.5.3 Indicação quanto à vida de fadiga

As razões MR/q_t encontradas nos itens 4.5.1 e 4.5.2 são condizentes aos valores encontrados na bibliografia. De acordo com Soares et al (2000), os valores esperados para um concreto asfáltico variam de aproximadamente 3000 a 8000, dependendo da faixa granulométrica utilizada.

Segundo Bernucci et al. (2010), a razão MR/q_t é um indicador da vida de fadiga de misturas asfálticas, pois agrega informações sobre rigidez e resistência. Nesse sentido, valores mais baixos dessa razão são mais desejáveis. Isso se deve ao fato de que, usualmente, busca-se baixa rigidez (para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento) e alta resistência à tração (associada à resistência de ruptura e à danificação através da repetição cíclica de cargas).

Nesse sentido, a adição das fibras de vidro se mostra uma boa opção para aumentar a vida de fadiga do concreto asfáltico. A queda da razão MR/q_t de aproximadamente 5800 para 3900, quando as fibras são adicionadas, se deve, de forma geral, ao maior aumento da resistência à tração em comparação ao aumento no módulo de resiliência.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no que foi exposto neste trabalho, são apresentadas a seguir as conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Sobre as conclusões, vale ressaltar o respeito à faixa de teores de asfalto e “volume de vazios” analisada por este estudo, além da temperatura de 25°C.

5.1 CONCLUSÕES

A adição de fibras de vidro aumentou o “volume de vazios” das misturas, para todos os teores de ligante analisados (nas compactações com 100 giros, ou seja, para uma mesma energia de compactação). Dessa forma, embora não tenha sido o objetivo desse trabalho, poder-se-ia dizer que a adição das fibras aumentou o teor ótimo de ligante;

Do ponto de vista matemático, a diminuição do “volume de vazios” se mostrou muito mais relevante do que o teor de ligante no aumento tanto da resistência à tração, quanto no aumento do módulo de resiliência, para concretos asfálticos sem fibras de vidro. Isso se justifica, pois o melhor ajuste dos dados ocorre quando o expoente interno (β) é igual a zero. Essa verificação, contudo, não minimiza a importância prática de uma boa dosagem da mistura - com a aplicação de um teor de ligante ótimo -, durante a compactação de uma mistura asfáltica em campo;

Por outro lado, quando fibras de vidro são adicionadas à mistura asfáltica, o teor de ligante passou a dividir o protagonismo com o “volume de vazios”: quanto maior a compactação e o teor de ligante, maiores a resistência à tração e o módulo de resiliência das misturas com fibras de vidro. Isso se verifica pelo fato de o melhor ajuste sugerir expoente interno (β) igual a 0.28. Essa observação implica que teores de ligante mais elevados possibilitam uma melhor colagem das fibras aos agregados;

A comparação entre as propriedades mecânicas dos corpos de prova sem e com fibras possibilitou a verificação da seguinte tendência: para corpos de prova com o mesmo “volume de vazios”, as propriedades mecânicas são maiores quando as fibras de vidro estão presentes. Esse efeito benéfico das fibras é intensificado quanto maior a porcentagem de ligante;

O efeito da adição das fibras de vidro foi mais expressivo no aumento da resistência à tração do que no aumento do módulo de resiliência. Como consequência, a razão MR/q_t das misturas

asfálticas com fibras foi menor (3900 frente 5800), o que indica um aumento na vida de fadiga dos concretos asfálticos através da adição das fibras de vidro.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o propósito de elucidar ainda mais as dúvidas que fomentaram a justificativa deste trabalho, sugere-se:

- Aplicar a metodologia de previsibilidade (curvas teóricas) da resistência à tração e do módulo de resiliência para os ensaios de vida de fadiga de concretos asfálticos com e sem fibras;
- Verificar a sensibilidade da resistência à tração e do módulo de resiliência para concretos asfálticos com baixos volumes de vazios;
- Estudar o valor mínimo de V_v/A_{IV} a partir da qual as propriedades mecânicas passam a ser prejudicadas;
- Verificar a sensibilidade da resistência à tração e do módulo de resiliência para concretos asfálticos compostos por diferentes faixas granulométricas e ligantes asfálticos.

REFERÊNCIAS

ABTAHI, S. M.; HEJAZI, S.M.; SHEIKHZADEH, M.; SEMNANI, D. An investigation on the use of textile materials to mechanical reinforcement of asphalt-concrete (AC) structures and analysis of results by an artificial neural network (ANN). In: 4th national congress on civil engineering, Tehran, Iran, 2008.

ABTAHI, S. M.; SHEIKHZADEH, M.; HEJAZI, S. M. Fiber-reinforced asphalt-concrete - A review. *Const. and Building Mat*, 24(6), 871–877, doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.11.009, 2010.

AIREY, G. Fundamental binder and practical mixture evaluation of polymer modified bituminous materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 5(3):137–51, 2004.

ASTM D2041, Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. USA, 2000.

ASTM D4123, Standard test method for indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures. ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995.

ASTM D7369, Standard test method for determining the resilient modulus of bituminous mixtures by indirect tension test. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009.

AEDO, J.L.C. Programa para análise tridimensional de pavimentos asfálticos. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.

AYAR, P.; NAVARRO, F. M.; GÁMEZ, M. C. R. The healing capability of asphalt pavements: a state-of-the-art review. *Cleaner Production*, 113, p. 28-40, 2016. 2017.

AYRES JR., M. Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, E.U.A, 1997.

BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BAHIA, H. U.; ZHAI, H.; BONNETTI, K.; KOSE, S. Non-linear viscoelastic and fatigue properties of asphalt binders, *J. Assoc. Asphalt Paving Technol.* 68, 1–34, 1999.

BENEDETTO, H. D.; LA ROCHE, C.; H. BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of Bituminous Mixtures. *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, Vol. 37, pp 202-216, 2004.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros. 1. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS:ABEDA, 2010.

BOSZCZOWSKI, R. B.; SANCHEZ, P. F.; LAZARIM, T.P.; COLOGNESI, F. Melhoria e Tratamento de Solo Argiloso com o uso de Poliuretano Rígido Para Aplicação em Reforços de Fundações. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado. Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010.

BOUSSINESQ, J. Application des Potentiels a l'etude de l'equilibre et du Mouvement de s Solids Elastiques. Paris: Gauthier-Villars, 1885.

BURMISTER, D. M. The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. *Proceedings. HRB, 23, ANNUAL MEETING. Washington, DC, v.23, p.126-48, 1943.*

BURMISTER, D. M. The general theory of stresses and displacements in layered systems I, II and III, *Journal of Applied Physics, EUA, v.16, n.2, p.86-96, n.3, p.126-7, n.5, p.296-302, 1945.*

CAMERON, A. C & WINDMEIJER, F. A. G. An R-squared measure of goodness of fit for some common nonlinear regression models. *Journal of Econometrics, Volume 77, Issue 2, 1997.*

CAI, Y.; SHI, B.; NG; C.W.W.; TANG, C. Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayed soil. *Engineering Geology, 87, No. 3-4, 230-240, 2006.*

CARMICHAEL, R. F. III and Stuart, E. Predicting resilient modulus: A study to determine the mechanical properties of subgrade soils. *Transportation Research Record, No 1043, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 145-148, 1985.*

CASAGRANDE, M. D. T. Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno Visando o Uso com Base de Fundações Superficiais. Dissertação de Mestrado em Engenharia no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

CHEN, H.; XU, Q.; CHEN, S.; ZHANG, Z. Evaluation and design of fiber-reinforced asphalt mixtures. *Materials & Design*, 30(7), 2595–2603. doi: 10.1016/j.matdes.2008.09.030, 2009.

CHEN, H.; XU, Q. Experimental study of fibers in stabilizing and reinforcing asphalt binder. *Fuel*, 89(7), 1616–1622. doi: 10.1016/j.fuel.2009.08.020, 2010.

CHIN, W. W. The partial least squares approach to structural equation modeling. *Modern methods for business research*, Vol. 295 No.2, 295-336. Nova Jersey, 1998.

CHUNG, D. Carbon fiber composites. Butterworth-Heinemann Publishing. Newton (USA), 1994.

CLAUMANN, C. D. S. Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

CODUTO, P. D.; KITCH, W. A.; YEUNG, M. R. Foundation design. Principles and practice. Volume 3. Editora Pearson. Estados Unidos, 2016.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. CNT. Relatório Gerencial: SEST, SENAT. Brasília, 2015.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. CNT. Transporte rodoviário: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram? Brasília, 2017.

CONSOLI, N.C.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K.S. Strain hardening behaviour of fiber reinforced sand in view of filament geometry. *Geosynth. Int.* 16 (2), 109e115, 2009.

CONSOLI, N. C.; BASSANI, M. A. A.; FESTUGATO, L. Effect of fibre-reinforcement on the strength of cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, No. 4, 344–351, 2010.

CONSOLI, N. C.; ZORTÉA, F.; SOUZA, M.; FESTUGATO, L. Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23, No. 12, 1624–1632, 2011.

CONSOLI, N. C.; VAZ FERREIRA, P. M.; TANG, C. S.; VELOSO MARQUES, S. F.; FESTUGATO, L.; CORTE, M. B. A unique relationship determining strength of silty/clayey soils - Portland cement mixes. *Soils and Foundations*, 56(6), 1082–1088. doi: 10.1016/j.sandf.2016.11.011. 2016.

CONSOLI, N. C.; MARQUES, S.; SAMPA, N. C.; BORTOLOTO, M. S.; SIACARA, A. T.; NIERWINSKI, H. P.; PEREIRA, F. S.; FESTUGATO, L. A General Relationship to Estimate Strength of Fibre-reinforced Cemented Fine-grained Soils. *Geosynthetics International*, 24, No. 4, 2017,1.

CONSOLI, N. C., MARQUES, S., FLOSS, M. F., & FESTUGATO, L. Broad-spectrum empirical correlation determining tensile and compressive strength of cement-bonded clean granular soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(6), 06017004, 2017, 2.

CONSOLI, N. C.; PASCHE, E.; SPECHT, L. P.; TANSKI, M. Key parameters controlling dynamic modulus of crushed reclaimed asphalt paving–powdered rock–Portland cement blends. *Road Materials and Pavement Design*, 1–18. doi:10.1080/14680629.2017.1345779. 2017, 3.

CONSOLI, N. C., MARQUES, S. F. V., FLOSS, M. F., & FESTUGATO, L. Broad-Spectrum Empirical Correlation Determining Tensile and Compressive Strength of Cement-Bonded Clean Granular Soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(6), 06017004. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001858. 2017,4.

CONSOLI, N. C.; GODOY, V. B.; TOMASI, L. F.; DE PAULA, T. M.; BORTOLOTO, M. S.; FAVRETTO, F. Fibre-Reinforced Sand-Coal Fly Ash-Lime-NaCl Blends under Severe Environmental Conditions. *Geosynthetics International*, 1–34. doi:10.1680/jgein.19.00039. 2019.

CORREIA, A. A. S., VENDA OLIVEIRA, P. J. & CUSTÓDIO, D. G. Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilized with binders. *Geotextiles and Geomembranes*, 43, No. 2, 97–106, 2014.

CONTRERAS, J. N.; GARCIA, A. Effect of fibres addition on the physical and mechanical properties of asphalt mixtures with crack-healing purposes by microwave radiation. *Materials & design*, v. 106, p. 404-414, 2016.

CROCKFORD, W. W.; GROGAN, W. P.; CHILL, D. S. (1993). "Strength and Life of Stabilized Layers Containing Fibrillated Polypropylene". *Transportation Research Record No. 1418, Performance-Related Testing and Evaluation of Characteristics of Aggregates and New Geomaterials*, pp. 60e66.

DAWSON, A. e KOLISOJA, P. Permanent Deformation. *ROADDEX II, Northern Periphery*, 2004

DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; TAYEBALI, A. A.; MONISMITH, C. L. Temperature considerations in asphalt-aggregate mixture analysis and design, *Transp. Res. Record (1454)*, 1994.

DECOENE Y. Contribution of cellulose fibers to the performance of porous asphalts. *Transportation Research Record*; 1265:82, 1990.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. ME 093: Solos - determinação da densidade real, Rio de Janeiro 1994.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. ME 117: mistura betuminosa: determinação da densidade aparente. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificações de serviço. Publicação DNIT 031/2004 – ES. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de Pavimentação. Publicação IPR-719. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. ME 135: Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. ME 136: Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. ME 136: Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Publicação DNIT 178/2018 – PRO. Pavimentação asfáltica - Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

ECHOLS, J. New mix method for fiber-reinforced asphalt. *Public Works*; 119(8):72–3. 1989.

ENIEB, M.; DIAB, A.; YANG, X. Short- and long-term properties of glass fiber reinforced asphalt mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–13. doi:10.1080/10298436.2019.1577421, 2019.

ESTEVES, E. Regressão não-linear utilizando a ferramenta Solver® do Microsoft Excel®. *Tecnovisão*, Volume 18, 2008.

FESTUGATO, L.; MENGER, E.; BENEZRA, F.; KIPPER, E. A.; CONSOLI, N. C. Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length. *Geotextiles and Geomembranes*, 45, No. 1, 77–82, 2017.

FITZGERALD, R. L. Novel applications of carbon fiber for hot mix asphalt reinforcement and carbon-carbon pre-forms. MSc Thesis, Department of Chemical Engineering, Michigan Technological University; 2000.

FONTANA, E.; JACQUES, G. E.; COLPO, G. B.; GARCEZ, M. R.; BRITO, L. A. T. Desenvolvimento e Caracterização Mecânica de Mistura Asfáltica com Limalha de Aço como Agente de Regeneração de Pavimentos. 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, Gramado, Rio Grande do Sul, 2018.

FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. Stresses and deflections induced by a uniform circular load. *Proceedings of the Thirty-Third Annual Meeting of the Highway Research Board*, Washington, D.C., January 12-15, 1954.

FOX, L. Computations of traffic stresses in a simple road structure. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechs. Fndn. Eng.*, Vol. 3, pp. 77-84. 1948.

FRANCO, F. A. C. P. Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. Guia para Utilização de Método Mecanístico-Empírico. Meta 4. Execução de Estudos e Pesquisa para a Elaboração de Método de Análise Mecanístico-Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Relatório Parcial IV(A). Projeto DNIT TED nº682/2014. Processo nº 50607.002043/2013-00. Brasil, 2018.

FRITZEN, M. A. Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

GARCÍA, A.; NORAMBUENA-CONTRERAS, J.; BUENO, M.; PARTL, M. N. Influence of steel wool fibers on the mechanical, thermal, and healing properties of dense asphalt concrete, *J. Test. Eval.* 42, 1107- 1118, 2014.

GRAY, D. H.; MAHER, M. G. Admixture stabilization of sands with random fibers. *Proc., Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, Rio de Janeiro, 1363–1366, 1989.

GUIMARÃES, A. C. R. Um Método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GÜLLÜ, H. Unconfined Compressive Strength and Freeze–thaw Resistance of Fine-grained Soil Stabilized with Bottom Ash, Lime and Superplasticizer. *Road Materials and Pavement Design*, 16, No. 3, 608–634, 2015.

HANNANT, L. Fiber-reinforced cements and concretes. In: J. M. ILLSTON. *Construction Material; their nature and behavior*. 2ed. J. M. Illston/E & FN Spon p.359-403. Londres, 1994.

HAYWARD BAKER. Project: Walmart Supercenter. Disponível em: < <http://www.haywardbaker.com/PROJECTS/WALMART-SUPERCENTER>>. Acesso em junho, 2019, 1.

HAYWARD BAKER. Technique: Dynamic Compaction. Project: MSU Regency Athletic Complex. Disponível em: < <https://www.haywardbaker.com/projects/msu-regency-athletic-complex>>. Acesso em junho, 2019, 2.

HEJAZI, S. M. Mechanical reinforcement of hot mix asphalt using textile materials. MSc. Thesis, Department of Textile Engineering, Isfahan University of Technology, Iran; 2007.

HEJAZI, S. M.; ABTAHI, S. M.; SHEIKHZADEH, M.; SEMNANI, D. Using an artificial neural network (ANN) for the investigation of some fiber parameter performances in fiber reinforced asphalt concrete (FRAC). In: 7th international conference sustainable aggregates, asphalt technology and pavement engineering, Liverpool, UK; 2008.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. Highway Research Record, [S.I.], n. 345, p. 15-31, 1971.

HINTZ, C. Understanding Mechanisms Leading to Asphalt Binder Fatigue, Civil & Environmental Engineering, The University of Wisconsin-Madison, Madison, Wisconsin, 2012

HINTZ, C.; BAHIA, H. Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue in the dynamic shear rheometer, Road Mater. Pavement Des. 14 (sup2), 231–251, 2013.

HUANG, Y. H. Pavement Analysis and Design. 2. ed. New Jersey: Pearson, 2004.

HUGHES, C. S. NCHRP Synthesis of Highway Practice 152: Compaction of Asphalt Pavement. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1989.

HVEEM, F. N. Pavement deflection and fatigue failures. Bulletin n.144, HBR (TRB). p. 43-87. Washington, D.C., 1955.

ISACSSON, U.; LU, X. Testing and appraisal of polymer modified road bitumens - state of the art. Materials and Structures, 28(3):139–59, 1995.

JOENCK, V. B. C.; VILLENA, J. Misturas asfálticas autorregenerativas: estado da arte. Simpósio de Transportes do Paraná, doi: 10.5380/1stpr2018.artcomp23p231-240, Curitiba, Paraná, 2018.

JOENBY, B. N.; HICKS, R. G. Base course contamination limits. Transportation Research Record, [S.I.], n. 1095, p. 86-101, 1986.

KIM, Y. R. Modeling of asphalt concrete. ASCE Press, 2009.

KRISHNAYYA, A. V. G.; EINSENSTEIN, Z. Brazilian tensile test for soils. *Canadian Geotech. Journal*, 11, pp. 632-642, 1974.

LABIB, M.; MAHER, A. Recycled plastic fibers for asphalt mixtures. Report no: FHWA 2000-04; 1999.

LEAHY, R. B. Permanent deformation characteristics of asphalt concrete. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, E.U.A., 1989.

LEE, H. J.; KIM, Y. R.; LEE, S. W. Fatigue Life Prediction of Asphalt Mixes Using Viscoelastic Material Properties. Transposition Research Board (TRB) Annual Meeting CD-ROM, 2003.

LIMA, C. D. A. Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2016.

LUO, D.; KHATER, A.; YUE, Y.; ABDELSALAM, M.; ZHANG, Z.; LI, Y.; ISELEY, D. T. The performance of asphalt mixtures modified with lignin fiber and glass fiber: A review. *Construction and Building Materials*, 209, 377–387. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.03.126, 2019.

LYTTON, R. L. "Characterizing asphalt pavements for performance", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1723.1, pp. 5-16, 2000.

MACCAFERRI. FibroMac Fibras de polipropileno. Catálogo do fabricante, Jundiaí, 2008.

MAHREZ, A.; KARIM, M.; AND KATMAN, H. Prospect of Using Glass Fiber Reinforced Bituminous Mixes, *J. East Asia Soc. Trans. Studies*, Vol. 5, pp. 794–807, 2003.

MAJORYL, L. *Introductory textile science*. 5th ed. Holet, Rinehart and Winston Pub.; 1986.

MANGIAFICO, S. Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends. 2014. Tese de Doutorado em Engenharia Civil da l'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-en-Velin, França, 2014.

MARQUES, G. L. O. Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

MARTINS, M. F.; BUENO, L. D.; SPECHT, L. P.; HALLAL, R. R.; COELHO, H. O.; PEREIRA, D. S. “Avaliação da Não Linearidade de Módulos de Resiliência Retroanalizados de Materiais Granulares de Base de Pavimentos Obtidos Durante o Controle Tecnológico da Duplicação de Uma Rodovia do RS”. Revista CIATEC – UPF, vol.10 (1), p.p.31-42, 2018.

MATEOS, A.; SOARES, J. B.. Validation of a dynamic modulus predictive equation on the basis of spanish asphalt concrete mixtures. *Materiales de Construcción*, [S.l.], v. 65, n. 317. ISSN 1988-3226, 2015.

MAURER, D. A.; MALASHESKIE, G. J. Field performance of fabrics and fibers to retard reflective cracking. *Geotextiles and Geomembranes*, 8:239–67, 1989.

McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. Effect of inclusion properties on the behavior of sand. *Géotechnique*, London, v.28, n.3, p.327-346, 1978.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. *Mecânica dos pavimentos*. 2. ed. Rio de Janeiro: Imagemaker Interactive, 2005.

MOHAMMAD, L.; WU, Z.; ZHANG, C.; KHATTAK, M.; ABADIE, C. Variability of Air Voids and Mechanistic Properties of Plant-Produced Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1891, 85–97. doi:10.3141/1891-12, 2004.

MOHAMMAD, L. N.; PUPPALA, J. A.; ALAVILLI, P. Resilient properties of laboratory compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 1504, p. 87-102, 1995.

MOKHTARI, A.; NEJAD, F, M. Mechanistic approach for fiber and polymer modified SMA mixtures. *Construction and Building Materials*; 26:381–90, 2012.

MONISMITH, C.L., OGAWA, N., FREEME, C.R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Lording. *Transp. Res. Record* 537, 1–17, 1975.

MONISMITH, C. L. e BROWN, S. F. Developments in the structural design and rehabilitation of asphalt pavements over three quarters of a century. The Association of Asphalt Paving Technologists, 75th Anniversary, 1999.

MOREL, J. C.; AND GOURC, J. P. Mechanical behavior of sand reinforced with mesh elements. *Geosynth. Int.*, 4(5), 481–508, 1997.

MOTTA, L. M. G. Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

MOTTA, L. M. G. Contribuição para a Estimativa do Módulo Resiliente de Misturas Asfálticas. 14º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro-RJ, 1998.

MOTTA, L. M. G., MEDINA, J., SOUSA, A. M. Características de Fadiga e Resiliência de Concretos Asfálticos Brasileiros. 16º Encontro de Asfalto, IBP 2402, Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, Rio de Janeiro, 2002.

MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M.; FRANCO, F. A. C. P.; SILVA, C. F. S. C.; MEDINA, J. Guia para utilização do Método Mecanístico-Empírico SisPavBR. Meta 6. Execução de Estudos e Pesquisa para a Elaboração de Método de Análise Mecanístico-Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Relatório Parcial VI. Projeto DNIT TED nº682/2014. Processo nº 50607.002043/2013-00. Brasil, 2017.

MITCHELL, J. K. Soil Improvement: State-of-the-Art. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, June, Vol. 4, pp. 509-565. 1981.

NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. NAPA TAS-14: mix design techniques: part I: Instructors Manual. 1982.

MOTULSKY, H.J.; RANSNAS, L. A. Fitting Curves to Data using Nonlinear Regression: A Practical and Nonmathematical Review. *FASEB J*, 1: 365-374, 1987.

MUNN, D. Fiber reinforced hot mix promises improved stability. *High Health Constr*; 132(10):54–6. 1989.

NASCIMENTO, L. A. H. Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil. Degree of Ph. D. Graduate Faculty of North Carolina State University. Raleigh – North Carolina. U.S.A., 2015.

NCHRP, National Cooperative Highway Research Program. Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures: Program 1-37A, Final Report. Washington, 2004.

NCHRP, National Cooperative Highway Research Program. A manual for design of hot mix asphalt with commentary. Washington, D.C. doi:10.17226/14524, 2011.

OLIVEIRA, P. J. V. Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilized. *Geosynthetics International* 23(3):1-12, 2015.

PALMEIRA, E. M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. Seminário sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia. *Geossintéticos* 92. Brasília, p.1-12, 1992.

PARREIRA, A. B.; CUNTO, F. J. C.; CARMO, C. T.; RODRIGUES, J. K. G. O módulo de resiliência de alguns materiais de pavimentação e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF. Anais. Brasília, DF: ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos), v. 1, p. 149-155, 1998.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro, 2001.

PIUZZI, G. P.; BOSZCZOWSKI, R. B. Assessment of Predictability of Fiber-Reinforced Cemented Soils Unconfined Compressive and Tensile Strength. *Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges*. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Cancun, 2019.

POULOS, H. G.; Davis, E. H. *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Canada: John Wiley & Sons, 1974.

PROWELL, B. D.; DUDLEY, M. C. Evaluation of Measurement Techniques for Asphalt Pavement Density and Permeability. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1789, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 36–45, 2002.

QUINTERO, C. F.; MOMM, L.; LEITE, L.; BERNUCCI, L. Effect of asphalt binder hardness and temperature on fatigue life and complex modulus of hot mixes. *Construction and Building Materials*. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.161, 2015.

RADA, G.; WITCZAK, M. W. Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular materials. *Transportation Research Record*, [S.I.], n. 810, p. 23-33, 1981.

SADROSSADAT, E., HEIDARIPANAH, A., & GHORBANI, B. Towards application of linear genetic programming for indirect estimation of the resilient modulus of pavements subgrade soils. *Road Materials and Pavement Design*, 1-15, 2016.

SHAOPENG, W.; QUNSHAN, Y.; NING, L. Investigation of rheological and fatigue properties of asphalt mixtures containing polyester fibers. *Construction and Building Materials*, 22(10):2111–5, 2008.

SILVA, P. B. Estudo em Laboratório e em Campo de Misturas Asfálticas SMA 0/8S. 136p. Dissertação de Mestrado da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 2005.

SILVA, A. C. L.; FROTA, C. A.; FROTA, H. O. Módulo complexo de compósitos asfálticos com argila calcinada sob flexão a quatro pontos. *Matéria (Rio de Janeiro)*, 20(2), 436-451. <https://dx.doi.org/10.1590/S1517-707620150002.0044>, 2015.

SILVA, C.F.S.C. Análise de tensões em pavimentos a partir de modelo físico instrumentado. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SILVA, P.D.E.A. Contribuição para o Aperfeiçoamento do Emprego do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis. Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1995.

SOARES, J. B.; MOTTA, L. M.; SOARES, R. F. Análise de bacias deflectométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. In: congresso de pesquisa e ensino em transportes, 14., Gramado: ANPET, 2000.

SOUZA JR, J. G. Aplicação do Novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos a Trechos de uma Rodovia Federal. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2018.

SPECHT, L. P. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, Brasil, 2000.

TAPKIN S. The effect of polypropylene fibers on asphalt performance. *Building and Environment*; doi: 43:1065–71, 2008.

TAYLOR, G. D. *Materials in Construction*. Longman Scientific & Technical, 2ed, 284p. Londres, 1994.

TANG, C.; SHI, B.; GAO, W.; CHEN, F.; CAI, Y. Strength and Mechanical Behavior of Short Polypropylene Fibre Reinforced and Cement Stabilized Clayed Soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 25, No. 3, 194–202, 2007.

TEIXEIRA, S. H. C.; BUENO, B. S.; LIMA, D. C. Estudo do comportamento de solos reforçados com fibras aleatórias. Relatório parcial PIBIC CNPQ/ UFV, Viçosa, 1995.

THEISEN, K. M. Estudo de Parâmetros Constitutivos Extraídos de Dados Experimentais no Comportamento de Misturas Asfálticas. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

TSENG, K. H., & LYTTON, R. L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. ASTM STP 1016, pp. 154–172: American Society for Testing and Materials, 1989.

TRINDADE, T. P.; LASBIK, I.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. Latossolo vermelho – amarelo reforçado com fibras de polipropileno de distribuição aleatória: estudo em laboratório. Minas Gerais, 2004.

TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. Dosagem dos Concretos de Cimento Portland. Instituto dos Auditores Independentes do Brasil - IBRACON, Florianópolis, 2011.

VIANA, H. M. F. Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

UZAN J. Permanent Deformation in Pavement Design and Evaluation. Technion. Israel Institute of Technology, 1982.

VERSON, G., I. Módulo de Resiliência e Vida de Fadiga de Areia Artificialmente Cimentada. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.

VILLAR, L. F. S.; CAMPOS, T. M.P.; ZORNBERG, J.G. Relationship between Tensile Strength as obtained by the Brazilian Test, Soil Suction, and Index Properties. Proceedings of the Sixth Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, Vol. 1, pp. 421-432, Salvador, 2007.

VISSER, A. T.; QUEIROZ, C.; HUDSON, W. R. A study of resilient characteristics of tropical soils for use in low-volume pavement design. Symposium on Pavement Management Systems, 1994, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, 1994.

WITCZAK, M. W.; UZAN, J. The universal airport pavement design system: granular material characterization. Report I. [S.I.]: University of Maryland Department of Civil Engineering, College Park, 1988.

WU, S.; YE, Q.; LI, N. Investigation of rheological and fatigue properties of asphalt mixtures containing polyester fibers. Construction and Building Materials, 22(10):2111-5, 2008.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. Principles of Pavement Design. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1975.

ZAMAN, M.; CHEN, D.; LAGUROS, J. Resilient moduli of granular materials. Journal of Transportation Engineering, [S.I.], v. 120, n. 6, p. 967-988, 1994.

ANEXO 1: GRANULOMETRIA DO FÍLER DE CALCÁRIO

ANEXO 2: CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

CERTIFICADO DE ENSAIO **CÓPIA**

Produto: CIMENTO ASFALTICO CAP 50/70

Código: PB71K

Local de amostragem: TQ 2954386

Data/hora da amostragem: 10/04/2019 03:30

Data/hora do Recebimento: 10/04/2019 04:00

Laboratório: REPAR

Endereço: Rodovia do Xisto (BR-476), km 16 -
83.707-440, Araucária - PR

Tel: +55 41 36412846 Fax: +55 41 36412846

Característica	Método	Especificação	Resultado	Unidade
PENETRACAO	D 5	50 a 70	59	0,1 mm
PONTO DE AMOLECIMENTO	D 36	46 min.	48,1	grau C
VISCOSIDADE SAYBOLT FUROL A 135 GC	E 102	141 min.	158,0	s
VISCOSIDADE BROOKFIELD 135GC-SP21 20RPM	D 4402	274 min.	305	cp
VISC. SSF. 150GC	E 102	50 min.	82,4	s
VISCOSIDADE BROKFIELD 150 GC-SP21	D 4402	112 min.	155	cp
VISCOSIDADE SAYBOLT FUROL A 177 GC	E 102	30 a 150	32,0	s
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 177GC SP21	D 4402	57 a 285	58	cp
RTFOT PENETRACAO RETIDA	D 5	55 min.	59	%
RTFOT-AUMENTO DO PONTO DE AMOLECIMENTO	D 36	8 max.	4,4	grau C
RTFOT - DUCTILIDADE A 25GC	D 113	20 min.	>100	cm
RTFOT VARIACAO EM % MASSA	D 2872	-0.50 a 0.50	-0,054	%
DUCTILIDADE A 25 GC	D 113	60 min.	>100	cm
SOLUBILIDADE NO TRICLOROETILENO	D 2042	99.5 min.	99,9	% massa
PONTO DE FULGOR	D 92	235 min.	326	grau C
INDICE DE SUSCETIBILIDADE TERMICA	X 018	-1.5 a 0.7	-1,3	
DENSIDADE RELATIVA A 20/4 GRAUS CELSIUS	D 70	Anotar (1)	1,005	
AQUECIMENTO A 177 GC	X 215	NESP (2)	NESP	

Notas:

- (1) Ensaio nao faz parte da especificacao. Informacao para fins de faturamento.
(2) NESP = Nao espuma

Data de Emissão : 10/04/2019 10:22

Página 1 de 1

Original assinado por:

Responsável

Anderson Dagostin Pavei
CRQ:09302984

Os resultados deste Certificado de Ensaio referem-se à amostra acima especificada.
Este certificado só pode ser reproduzido integralmente e com a autorização do responsável pelo seu conteúdo.

APÊNDICE 1: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO SEM FIBRAS

Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G _{mb} (g/cm ³)	G _{mb} média (g/cm ³)	V _v (%)	V _v médio (%)	A _{iv} (%)	A _{iv} média (%)	V _v /A _{iv} ^β	V _v /A _{iv} ^β média	F (N)	F média (N)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	q _t (MPa)	q _t média (MPa)
3.5	1	2.40		4.81		8.41		4.81		13848.00		6.67	10.00	1.32	
3.5	2	2.42	2.41	4.35	4.47	8.45	8.44	4.35	4.47	13299.00	13855.00	6.67	10.00	1.27	1.32
3.5	3	2.42		4.27		8.46		4.27		14418.00		6.67	10.00	1.38	
3.5	7	2.39		5.33		8.37		5.33		12571.00		6.82	10.00	1.17	
3.5	8	2.40	2.39	5.12	5.33	8.39	8.37	5.12	5.33	12915.00	13131.00	6.85	10.00	1.20	1.22
3.5	9	2.38		5.55		8.35		5.55		13907.00		6.85	10.00	1.29	
3.5	13	2.37		6.13		8.30		6.13		10689.00		7.02	10.00	0.97	
3.5	14	2.38	2.37	5.81	5.99	8.32	8.31	5.81	5.99	10257.00	10585.00	7.02	10.00	0.93	0.96
3.5	15	2.37		6.03		8.30		6.03		10809.00		7.02	10.00	0.98	
5	2	2.38		5.94		11.88		5.94		11556.00		6.59	10.00	1.12	
5	3	2.36	2.37	6.61	6.27	11.79	11.83	6.61	6.27	8365.90	9877.93	6.59	10.00	0.81	0.96
5	7	2.34		7.39		11.69		7.39		9412.40		6.90	10.00	0.87	
5	8	2.35	2.34	7.05	7.28	11.73	11.71	7.05	7.28	9658.30	9144.50	6.85	10.00	0.90	0.85
5	9	2.34		7.40		11.69		7.40		8362.80		6.80	10.00	0.78	
5	13	2.30		9.05		11.48		9.05		7445.50		7.07	10.00	0.67	
5	14	2.32	2.31	8.13	8.54	11.60	11.55	8.13	8.54	8145.30	7679.80	7.05	10.00	0.74	0.69
5	15	2.31		8.43		11.56		8.43		7448.60		7.07	10.00	0.67	
7.5	1	2.29		7.33		17.20		7.33		4980.50		6.59	10.00	0.48	
7.5	2	2.33	2.30	7.69	8.16	17.48	17.27	7.69	8.16	6613.30	5183.27	6.64	10.00	0.63	0.50
7.5	3	2.29		9.48		17.14		9.48		3956.00		6.65	10.00	0.38	
7.5	7	2.30		8.75		17.28		8.75		4097.80		6.82	10.00	0.38	
7.5	8	2.31	2.30	8.49	8.85	17.33	17.26	8.49	8.85	4599.00	4646.30	6.77	10.00	0.43	0.43
7.5	9	2.29		9.31		17.17		9.31		5242.10		6.95	10.00	0.48	
7.5	13	2.25		10.86		16.88		10.86		4053.70		7.05	10.00	0.37	
7.5	14	2.26	2.26	10.43	10.36	16.96	16.98	10.43	10.36	4454.00	4388.87	6.89	10.00	0.41	0.40
7.5	15	2.28		9.78		17.08		9.78		4658.90		7.12	10.00	0.42	

APÊNDICE 2: RESISTÊNCIA À TRAÇÃO COM FIBRAS

Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G _{mb} (g/cm ³)	G _{mb} média (g/cm ³)	V _v (%)	V _v médio (%)	A _{iv} (%)	A _{iv} média (%)	V _v /A _{iv} ^β	V _v /A _{iv} ^β média	F (N)	F média (N)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	q _t (MPa)	q _t média (MPa)
3.5	2	2.37	2.37	6.53	6.53	8.31	8.31	3.61	3.61	10651.00	10651.00	6.98	10.00	0.97	0.97
3.5	7	2.35		7.31		8.24		4.05		9579.50		6.82	10.00	0.89	
3.5	8	2.37	2.37	6.50	6.64	8.31	8.30	3.59	3.67	13249.00	13131.00	6.80	10.00	1.24	1.10
3.5	9	2.38		6.12		8.34		3.38		12303.00		6.80	10.00	1.15	
3.5	13	2.31		9.13		8.07		5.09		9160.30		7.13	10.00	0.82	
3.5	14	2.34	2.32	7.99	8.56	8.18	8.13	4.44	4.76	7959.30	10585.00	7.18	10.00	0.71	0.78
3.5	15	2.32		8.54		8.13		4.75		9194.90		7.23	10.00	0.81	
5.0	1	2.38		6.10		11.92		3.05		17728.00		6.64	10.00	1.70	
5.0	2	2.37	2.37	6.45	6.52	11.87	11.87	3.23	3.26	13662.00	9877.93	6.64	10.00	1.31	1.44
5.0	3	2.36		7.00		11.80		3.51		13791.00		6.70	10.00	1.31	
5.0	7	2.31		9.12		11.54		4.60		11070.00		6.90	10.00	1.02	
5.0	8	2.29	2.30	9.82	9.42	11.45	11.50	4.96	4.75	9522.80	9144.50	6.90	10.00	0.88	0.95
5.0	9	2.30		9.31		11.51		4.70		10204.00		6.87	10.00	0.95	
5.0	13	2.31		8.99		11.55		4.53		8655.90		7.13	10.00	0.77	
5.0	14	2.25	2.28	11.44	10.36	11.24	11.38	5.81	5.25	8009.70	7679.80	7.12	10.00	0.72	0.78
5.0	15	2.27		10.67		11.34		5.40		9503.90		7.15	10.00	0.85	
7.5	1	2.30		9.34		17.26		4.20		9667.80		6.59	10.00	0.93	
7.5	2	2.30	2.31	9.23	8.98	17.28	17.33	4.15	4.04	9065.70	5183.27	6.64	10.00	0.87	0.92
7.5	3	2.33		8.39		17.44		3.77		10002.00		6.65	10.00	0.96	
7.5	7	2.27		10.63		17.02		4.81		8706.30		6.82	10.00	0.81	
7.5	8	2.25	2.26	11.36	11.08	16.88	16.93	5.15	5.02	8170.50	4646.30	6.73	10.00	0.77	0.77
7.5	9	2.25		11.26		16.90		5.10		7833.20		6.95	10.00	0.72	
7.5	13	2.22		12.74		16.62		5.80		6178.30		7.05	10.00	0.56	
7.5	14	2.20	2.20	13.34	13.36	16.50	16.50	6.09	6.09	5298.80	4388.87	7.12	10.00	0.47	0.48
7.5	15	2.18		13.99		16.38		6.40		4655.80		7.15	10.00	0.41	

APÊNDICE 3: MÓDULO DE RESILIÊNCIA SEM FIBRAS

Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G_{mb} (g/cm ³)	G_{mb} média (g/cm ³)	V_v (%)	V_v médio (%)	A_{iv} (%)	A_{iv} média (%)	V_v/A_{iv}^β	V_v/A_{iv}^β média	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	MR (MPa)	MR médio (MPa)
3.5	6	2.41	2.41	4.46	4.46	8.44	8.44	4.46	4.46	6.67	10.00	6802.66	6802.66
3.5	10	2.39		5.53		8.35		5.53		6.82	10.00	5506.20	
3.5	11	2.38	2.38	5.73	5.55	8.33	8.35	5.73	5.55	6.82	10.00	6108.88	6282.90
3.5	12	2.39		5.39		8.36		5.39		6.85	10.00	7233.62	
3.5	16	2.36		6.35		8.28		6.35		7.03	10.00	5496.06	
3.5	17	2.36	2.36	6.60	6.45	8.25	8.27	6.60	6.45	7.03	10.00	4860.32	5474.67
3.5	18	2.36		6.41		8.27		6.41		7.00	10.00	6067.62	
5	4	2.37		6.14		11.85		6.14		6.54	10.00	4664.54	
5	5	2.36	2.37	6.37	6.00	11.82	11.87	6.37	6.00	6.64	10.00	6550.86	5557.16
5	6	2.39		5.49		11.93		5.49		6.55	10.00	5456.08	
5	10	2.34		7.20		11.72		7.20		6.80	10.00	5114.54	
5	11	2.33	2.34	7.53	7.42	11.67	11.69	7.53	7.42	6.80	10.00	5105.96	5039.57
5	12	2.33		7.53		11.67		7.53		6.75	10.00	4898.22	
5	16	2.30		8.99		11.49		8.99		7.04	10.00	3994.56	
5	17	2.30	2.31	8.81	8.67	11.51	11.53	8.81	8.67	7.04	10.00	3835.38	4116.81
5	18	2.32		8.22		11.59		8.22		7.03	10.00	4520.48	
7.5	4	2.30		9.04		17.23		9.04		6.64	10.00	1867.52	
7.5	5	2.30	2.29	8.90	9.16	17.25	17.20	8.90	9.16	6.57	10.00	2113.16	1804.21
7.5	6	2.28		9.55		17.13		9.55		6.64	10.00	1431.94	
7.5	10	2.31		8.60		17.31		8.60		6.95	10.00	2641.12	
7.5	11	2.28	2.30	9.71	8.90	17.10	17.25	9.71	8.90	6.95	10.00	2287.66	2396.77
7.5	12	2.31		8.38		17.35		8.38		6.72	10.00	2261.54	
7.5	16	2.27		9.93		17.06		9.93		7.15	10.00	2523.18	
7.5	17	2.32	2.29	8.24	9.23	17.38	17.19	8.24	9.23	7.18	10.00	2468.70	2440.65
7.5	18	2.28		9.52		17.14		9.52		7.08	10.00	2330.06	

APÊNDICE 4: MÓDULO DE RESILIÊNCIA COM FIBRAS

Teor de ligante (%)	Corpo de prova	G _{mb} (g/cm ³)	G _{mb} média (g/cm ³)	V _v (%)	V _v médio (%)	A _{iv} (%)	A _{iv} média (%)	V _v /A _{iv} ^β	V _v /A _{iv} ^β média	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	MR (MPa)	MR médio (MPa)
3.5	4	2.38		6.26		8.33		3.46		6.80	10.00	5451.60	
3.5	5	2.38	2.39	6.29	5.88	8.33	8.36	3.48	3.24	6.80	10.00	5457.16	5581.33
3.5	6	2.41		5.08		8.43		2.79		6.80	10.00	5835.22	
3.5	10	2.39		5.75		8.37		3.17		7.00	10.00	4750.78	
3.5	11	2.35	2.38	7.52	6.39	8.22	8.32	4.17	3.53	6.98	10.00	2944.72	4004.72
3.5	12	2.39		5.90		8.36		3.26		6.98	10.00	4318.66	
3.5	16	2.31		8.82		8.10		4.91		7.23	10.00	3022.58	
3.5	17	2.32	2.32	8.66	8.48	8.12	8.13	4.82	4.72	7.23	10.00	2928.46	3082.74
3.5	18	2.34		7.98		8.18		4.43		7.20	10.00	3297.18	
5	4	2.36		7.06		11.80		3.54		6.70	10.00	4723.76	
5	5	2.33	2.35	8.16	7.28	11.66	11.77	4.10	3.65	6.72	10.00	4723.96	4881.48
5	6	2.37		6.63		11.85		3.32		6.72	10.00	5196.72	
5	10	2.32		8.60		11.60		4.33		6.90	10.00	3437.32	
5	11	2.32	2.32	8.73	8.79	11.59	11.58	4.40	4.43	6.90	10.00	3400.26	3530.23
5	12	2.31		9.03		11.55		4.55		6.92	10.00	3753.12	
5	16	2.27		10.39		11.37		5.26		7.12	10.00	2422.76	
5	17	2.26	2.27	10.88	10.70	11.31	11.34	5.52	5.42	7.13	10.00	2392.62	2465.81
5	18	2.26		10.83		11.32		5.49		7.15	10.00	2582.04	
7.5	4	2.29		9.86		17.16		4.45		6.64	10.00	2557.66	
7.5	5	2.32	2.31	8.64	9.15	17.40	17.30	3.88	4.12	6.56	10.00	3226.66	2958.89
7.5	6	2.31		8.95		17.34		4.03		6.64	10.00	3092.36	
7.5	10	2.23		12.09		16.74		5.49		6.95	10.00	1904.66	
7.5	11	2.25	2.24	11.54	11.77	16.84	16.80	5.24	5.34	6.95	10.00	2397.52	2163.01
7.5	12	2.24		11.68		16.82		5.30		6.72	10.00	2186.86	
7.5	16	2.21		13.11		16.54		5.98		7.18	10.00	1048.54	
7.5	17	2.19	2.20	13.93	13.32	16.39	16.50	6.37	6.08	7.08	10.00	1217.50	1318.51
7.5	18	2.21		12.92		16.58		5.88		6.89	10.00	1689.50	