

Adosindro Joaquim de Almeida

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA AÇÃO DA ÁGUA E DA
TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E NO
DESEMPENHO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm.

Florianópolis – SC
2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

de Almeida, Adosindro Joaquim

Avaliação da influência da ação da água e da temperatura no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas / Adosindro Joaquim de Almeida ; orientador, Leto Momm, 2017.

334 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Misturas asfálticas, Módulo complexo e fadiga. 3. Comportamento reológico e desempenho mecânico,. 4. Efeito da Água e da Temperatura. 5. Modelo de Huet-Sayegh/Dano. I. Momm, Leto . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Adosindro Joaquim de Almeida

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA AÇÃO DA ÁGUA E DA
TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E NO
DESEMPENHO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

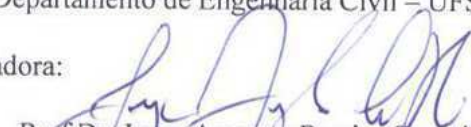
Esta Tese foi julgada adequada para obtenção do Título de Doutor, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.


Florianópolis – SC, 14 de novembro de 2017.



Prof. Dr. Glicério Trichês
Coordenador do Curso do PPGEC/UFSC


Prof. Dr. Leto Momm – Orientador
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

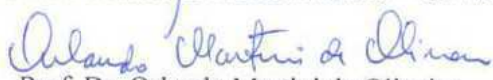
Banca Examinadora:


Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Universidade Federal de Rio Grande do Sul – UFRGS


Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior
Departamento de Engenharia Civil – EESC - USP


Prof.ª Ph.D. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco
Universidade Federal do Ceará – UFC
(Via Videoconferência)


Prof. Dr. Glicério Trichês
Universidade Federal de Santa Catarina – ECV/UFSC


Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira
Universidade Federal de Santa Catarina – ECV/UFSC

Dedico esta tese especialmente aos meus queridos pais, Zacarias Joaquim e a Virginia Almeida (*in memoriam*), ao meu tio José António da Cruz Almeida, a Mirene F. da Silva Sá, aos meus irmãos, amigos e familiares. Ser-vos-eis sempre gratos.

AGRADECIMENTO

Agradeço, primeiramente, a Deus, pela sua presença constante, por me dar equilíbrio o tempo todo, pelas oportunidades que me foram concedidas e por propiciar-me o alcance dos meus objetivos.

Ao Professor Leto Momm, a quem sou indubitavelmente grato, pela amizade, acolhimento no meio acadêmico, apoio, orientações e por todo o ensinamento, durante o mestrado e o doutorado, sempre pronto para me receber e me ajudar na resolução de problemas.

Ao Professor Glicério Trichês, pelo aconselhamento, pelo apoio/suporte incondicional e por disponibilizar, sempre que precisei os equipamentos no laboratório de pavimentação no decorrer deste trabalho, ofereço minha gratidão.

Agradeço a Mirene Fernandes de Silva Sá, pela ajuda incansável *toujours*, pelos cuidados, pelo amor, pelo companheirismo e por estar sempre torcendo por mim.

Aos meus colegas e companheiros do laboratório de pavimentação e de mecânica dos solos da UFSC, sou grato pela ajuda e pelos momentos agradáveis vividos, especialmente a Keyla, amiga de uma longa estrada acadêmica, pelo coleguismo e apoio.

Aos colegas e amigos do Labtrans, faço meus cumprimentos pela vivência e pelo aprendizado.

Aos meus conterrâneos guineenses e africanos, em particular de Moçambique, agradeço pela camaradagem e convivência longe de casa.

Ao Professor Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti, à Professora Dra. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco, ao professor Dr. José Leomar Fernandes Júnior e ao professor Dr. Orlando Martini de Oliveira, por disporem dos seus valiosos tempos para participarem da banca examinadora e por contribuírem na melhoria da minha tese de doutorado.

À PETROBRÁS, representada pela Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite e pelo Luis Alberto Herrmann Nascimento, sou grato pelo fornecimento do ligante asfáltico de petróleo (CAP) utilizado nesta pesquisa.

À empresa PR INDUSTRIE, na pessoa de Jean Paul Martinho, que, incondicionalmente, forneceu os aditivos (*PR-PLAST S*) empregados nesta pesquisa.

À empresa VOGELSANGER, pelo fornecimento dos agregados utilizados nesta pesquisa.

Agradeço, ainda, a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro concedido durante os

cursos de mestrado e de doutorado, e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSC (PPGEC).

Muito obrigado!

Bom mesmo é ir à luta com determinação, abraçar a vida com paixão, perder com classe e vencer com ousadia, pois o triunfo pertence a quem se atreve. A vida é muita para ser insignificante. (Charles Chaplin)

A mente que se abre a uma nova ideia, jamais voltará ao seu tamanho original. (Albert Einstein)

RESUMO

Esta pesquisa aborda a incidência do efeito da água e da temperatura no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas em relação à vida útil do pavimento asfáltico. A ação da água é analisada sob dois aspectos: primeiro, o seu efeito quase imediato, através dos ensaios com imersão em água; e, segundo, seu efeito em longo prazo, por meio de condicionamento alternado, que consiste em submeter os Corpos de Prova (CPs) a um prévio condicionamento de ciclos de imersão em água a 60°C, por 18 horas, e de secagem na estufa a 60°C, por 6 horas, durante 5 ciclos. Por conseguinte, comparam-se esses resultados com os obtidos com CPs ensaiados sem condicionamento e sem imersão. Para atingir os objetivos da pesquisa, são formuladas duas misturas, com a mesma curva granulométrica, o mesmo teor de ligante e o mesmo ligante asfáltico de consistência por penetração 30-45, sendo este uma mistura modificada com o polímero *PR PLAST S*. Essas misturas são submetidas a avaliações preliminares nos ensaios da PCG, de Lottman Modificado, de Deformação Permanente, e são seguidos a caracterização reológica e o desempenho mecânico através de execuções dos ensaios de módulo complexo e de fadiga, respectivamente, em flexão alternada de dois (2) pontos (2PB), com CPs trapezoidais. No ensaio de fadiga, os testes são realizados em duas temperaturas, uma de referência (normativa) e outra encontrada na representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole, em que a parte imaginária (viscosa) é maior. A avaliação e a verificação das misturas asfálticas quanto ao efeito da ação da água e da ação da temperatura viabilizam a aplicação do modelo do comportamento reológico de Huet-Sayegh e com incremento do fator dano (D), avaliando-se o efeito decisivo da ação da água e da temperatura. Desse modo, possibilita-se efetuar a simulação hipotética do dimensionamento sob duas estruturas de pavimento, utilizando *software Viscoroute*, que contempla os parâmetros viscoelásticos dos materiais obtidos no modelo de Huet-Sayegh. Os resultados obtidos evidenciam a necessidade de se levar em consideração as ações da água e da temperatura no projeto de dimensionamento de pavimento de concreto asfálticos, bem como na previsão da vida útil das misturas asfálticas na estrutura de pavimento rodoviário, notadamente em regiões de clima tropical e subtropical.

Palavras-chave: Misturas asfálticas, Comportamento reológico, Desempenho mecânico, Efeito da Água e da Temperatura, Modelo de Huet-Sayegh/Dano.

ABSTRACT

This research deals with the effect of water and temperature on rheological behavior and mechanical performance of asphalt mixtures in relation to the useful life of asphalt pavement. The action of water is analyzed under two aspects: first, its effect of the water action almost immediately, through the tests with immersion in water; and second, its effect in long stated period, by means of conditioning alternated, which consists of subjecting the conditioning specimens (CPs) to preview conditioning immersion cycles in water at 60°C for 18 hours and drying in the oven at 60°C for 6 hours for 5 cycles. Therefore, these results are compared with those obtained with CPs tested without conditioning and without immersion. In order to achieve the objectives of the research, two mixtures with the same grain size curve, the same binder content and the same 30-45 penetration asphalt binder are formulated and a modified asphalt mixture is mixed with the PR PLAST S polymer. The mixtures are submitted preliminary evaluations in the Modified Lottman Modified, PCG tests, Permanent Deformation and followed the rheological characterization and mechanical performance by performing Complex Module and Fatigue tests, respectively, in alternating 2-point (2PB) flexion with trapezoidal specimen. In the fatigue test, the tests are performed at two temperatures, one reference (normative) and another one found in the graphical representation of the complex module in the Cole-Cole plane, in which the imaginary part (viscous) is larger. The evaluation and verification of the asphalt mixtures on the effect of the water action and the temperature make possible the application of the Huet-Sayegh rheological behavior model and increase the damage factor (D), evaluating the decisive effect of the water action and temperature.

In this way, it is possible to hypothetically simulate the design under two pavement structures using Viscoroute software, which takes into account the viscoelastic behavior parameters obtained in the Huet-Sayegh model. The results obtained evidenced the need to take into account the actions of water and temperature in the design of asphaltic concrete pavement, as well as in the prediction of the useful life of the asphalt mixtures in the road pavement structure, especially in regions of tropical climate. The results show the need to take into account the action of water and temperature in the design of asphaltic concrete layer thicknesses as well as in the prediction of their useful life in road pavement structure, especially in regions with a tropical and subtropical climate.

Keywords: Asphalt mixtures, Rheological behavior, Mechanical performance, Water and temperature effects, Huet-Sayegh model /damage.

Résumé

Cette recherche aborde l'effet de l'eau et de la température sur le comportement rhéologique et la performance mécanique des enrobés bitumineux en ce qui concerne la durée de vie de la chaussée d'asphalte. L'action de l'eau est analysée sous deux aspects: en premier lieu, son effet immédiat, à travers les essais avec immersion dans l'eau; et en second lieu, l'effet à long terme au moyen d'un processus en cycles qui consiste à soumettre au préalable des échantillons à un conditionnement par des cycles d'immersion dans l'eau à 60°C pendant 18 heures et un séchage à l'étuve à 60°C pendant 6 heures, cela durant 5 cycles, et ensuite à comparer ces résultats à ceux obtenus avec des échantillons sans conditionnement et sans immersion. Pour atteindre les objectifs de la recherche deux enrobés bitumineux ont été effectués avec la même courbe granulométrique, la même teneur en liant et le même liant bitumineux de consistance de pénétration 30-45, qui est un enrobés bitumineux modifié avec le polymère PR PLAST S. Les enrobés bitumineux sont soumis à des évaluations préliminaires à travers les essais PCG, de Lottman Modifié, de déformation permanente suivis de la caractérisation rhéologique et de la performance mécanique grâce aux tests du Module Complexe et Résistance en Fatigue, respectivement, en pliage alternatif de deux points (2PB) et avec des éprouvettes trapézoïdales. Dans les essais de fatigue les tests sont effectués à deux températures, une référence (normative) et une autre que l'on trouve sur la courbe du Module Complexe dans le plan de Cole et Cole, dans lequel la partie imaginaire (visqueuse) est plus grande. L'évaluation et la vérification des enrobés bitumineux en ce qui concerne l'effet de l'eau et de la température permettent l'application du modèle du comportement rhéologique de Huet-Sayegh. Tout cela ajouté au facteur d'endommagement (D) permet d'évaluer l'effet décisif de l'eau et de la température. De cette manière, il est possible de réaliser une simulation hypothétique de la conception sous deux structures de chaussée en utilisant le logiciel Viscoroute, qui prend en compte les paramètres du comportement viscoélastique obtenus à travers le modèle de Huet-Sayegh. Les résultats obtenus montrent la nécessité de prendre en compte l'action de l'eau et de la température dans le projet du dimensionnement de l'épaisseur des couches de béton bitumineux, ainsi que pour l'évaluation de la durée de vie de celles-ci sur la structure de la chaussée de route, en particulier dans les régions tropicales.

Mots-clés: Enrobés Bitumineux, Comportement rhéologique, Performance mécanique, Effet de l'eau et de la température, Modèle de Huet-Sayegh/d'endommagement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 –	Representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole da mistura BBME-2	44
Figura 1.2 –	Fluxograma metodológico da pesquisa.	48
Figura 2.1 –	Ação da água na mistura asfáltica sob condição de carga.	52
Figura 2.2 –	Percurso da água em misturas asfáltica.	52
Figura 2.3 –	Classificação de volumes de vazios de misturas asfáltica.	54
Figura 2.4 –	Armazenamento da água em um período de 24 horas utilizando uma máquina de permeação de umidade.	56
Figura 2.5 –	Ângulo de contato e envolvimento sólido-líquido	58
Figura 2.6 –	Estágio de molhagem de um sólido por um líquido. ...	59
Figura 2.7 –	Fases de uma ligação adesiva.	62
Figura 2.8 –	Desenvolvimento de pressão nos poros devido à ação de bombeamento.....	65
Figura 2.9 –	Curva típica da degradação da mistura asfáltica à temperatura constante.....	68
Figura 2.10 –	Influência da temperatura em condição de imersão em água.....	69
Figura 2.11 –	Amostra imersa em água durante ensaio de fadiga. ...	70
Figura 2.12 –	Deformações obtidas para um milhão de ciclos para as misturas CTB e CTBPC em diferentes condições dos ensaios.....	71
Figura 2.13 –	Deformações obtidas para um milhão de ciclos para as misturas em diferentes temperaturas e em frequência de 25Hz.	73
Figura 2.14 –	Curvas de fadiga de GB-3 para diferentes temperaturas.	74
Figura 3.1 –	Representação esquemática da separação química do betume.	85
Figura 3.2 –	Composição de cimento asfáltico.	86
Figura 3.3 –	Estrutura do tipo de composto de betume, segundo método SARA.	87
Figura 3.4 –	Extrações de Corpos de Prova (CPs) trapezoidais e cilíndricos em uma placa de concreto asfáltico.	89
Figura 3.5 –	Esquema de solicitação na estrutura de	

	pavimento induzido por tráfego.	90
Figura 3.6 –	Solicitação da estrutura de pavimento brasileiro sob passagem de carga rolante.	91
Figura 3.7 –	Sinal da deformação longitudinal na fibra inferior da camada de base da mistura asfáltica.	92
Figura 3.8 –	Sinal da deformação transversal na fibra inferior da camada de base da mistura asfáltica.	92
Figura 3.9 –	Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica.	93
Figura 3.10 –	Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica.	93
Figura 3.11 –	Pista experimental próxima ao posto de pesagem em Araranguá/SC - Brasil.	94
Figura 3.12 –	Instrumentação da Pista experimental, próxima ao posto de pesagem em Araranguá/SC - Brasil.	94
Figura 3.13 –	Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica de 17 cm.	95
Figura 3.14 –	Esquema de solicitação induzido pela temperatura.	96
Figura 3.15 –	Variação da temperatura da camada asfáltica a 5 cm, cor azul, e a 17 cm de profundidade, cor vermelha.	97
Figura 3.16 –	Sinal de deformação na camada de base das diferentes temperaturas: estrutura de 17cm.	98
Figura 3.17 –	Sinal da deformação com a superposição de séries de Fourier.	99
Figura 3.18 –	Classe de comportamento.	100
Figura 3.19 –	Módulo complexo mediante flexão alternada no domínio frequencial, funções defasadas.	102
Figura 3.20 –	Representação de Módulo Complexo (E^*).	103
Figura 3.21 –	Ensaio à flexão de dois pontos.	105
Figura 3.22 –	Plano Cole-Cole das misturas asfálticas mornas, convencional e com CECABASE.	106
Figura 3.23 –	As curvas isotérmica das misturas asfaltas de referência (50-70) e com NTC-2%.	107
Figura 3.24 –	As curvas isócronas da mistura asfalto-borracha dos segmentos de Urubici e Itapoá em Santa Catarina.	108
Figura 3.25 –	Representação do Módulo Complexo $ E^* $	

	de diferentes misturas no Espaço de <i>Black</i>	109
Figura 3.26 –	Representação do Módulo Complexo $ E^* $ da mistura BBME-2 na Curva de Equivalência de Frequência-Temperatura.....	110
Figura 3.27 –	Translação gráfica das curvas isotérmicas.....	111
Figura 3.28–	Flexão no pavimento e lógica do ensaio de fadiga em laboratório.....	113
Figura 3.29 –	Sinal da deformação simétrica imposta na base superior de Corpo de Prova (CP).....	114
Figura 3.30 –	Evolução da amplitude e das respostas das solicitações impostas.	114
Figura 3.31 –	Curva de Wöhler tendo em conta a dispersão - Amplitude da solicitação em função de número de solicitação.	116
Figura 3.32 –	Ensaio de fadiga à deformação controlada em modo contínuo da mistura asfáltica BBM-3.....	117
Figura 3.33 –	Imagem de dispositivo termográfico infravermelho em tons de verde.	118
Figura 3.34 –	Curva de tensão de deformação - diagrama de energia dissipada.....	119
Figura 3.35 –	Perfil trapezoidal dos Corpos de Prova (CPs).	124
Figura 3.36 –	Diagrama dos esforços da estrutura trapezoidal orientada pela força normal (N) e pelo momento fletor (M).	125
Figura 3.37 –	Representação da fluência – comportamento da força constante.....	126
Figura 3.38 –	Representação do fenômeno relaxação.....	127
Figura 3.39 –	Generalização de fluência e de relaxação e superposição de tensão e deformação....	128
Figura 3.40 –	Representação do modelo de Huet.	129
Figura 3.41 –	Ajuste do modelo complexo de Huet no Espaço de Black.	131
Figura 3.42 –	Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet.....	131
Figura 3.43 –	Representação do modelo de Huet-Sayegh.	132
Figura 3.44 –	Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet-Sayegh.	134
Figura 3.45 –	Estrutura do pavimento francês.....	137
Figura 3.46 –	Estrutura de plataforma suporte de pavimento.	138
Figura 3.47 –	Etapas de dimensionamento racional de pavimento.	142
Figura 3.48 –	Carga de referência.....	145
Figura 4.1 –	Fluxograma das fases experimentais.	149

Figura 4.2–	Grãos de <i>PR PLAST S.</i>	153
Figura 4.3 –	Prensa de Compactação Giratório: modelo IPC-SERVOPAC.	156
Figura 4.4 –	Fluxograma do ensaio da compactidade (PCG).	157
Figura 4.5 –	Princípio de funcionamento da PCG.	157
Figura 4.6 –	Limite da conformidade da compactidade das misturas asfálticas.	158
Figura 4.7 –	Fluxograma do ensaio de Lottman.	160
Figura 4.8 –	Fluxograma do ensaio de deformação permanente. ...	161
Figura 4.9 –	Mesa compactadora de placas com uma roda lisa.	162
Figura 4.10 –	Pesagem hidrostática das placas.	162
Figura 4.11 –	Equipamento do ensaio de deformação permanente - lado frontal (a) e lado lateral (b).	163
Figura 4.12 –	Pontos de leitura sobre as placas.	164
Figura 4.13 –	Mesa compactadora de placas com eixo simples de roda dupla lisa.	165
Figura 4.14 –	Esquema sequencial de corte de placas para obtenção de CPs.	166
Figura 4.15 –	Dimensões do Corpo de Prova (CP) trapezoidal.	167
Figura 4.16 –	Conjunto de peças envolvidas nos procedimentos dos ensaios de módulo complexo e de fadiga.	170
Figura 4.17 –	Processo de condicionamento alternado dos Corpos de Prova (CPs).	171
Figura 4.18 –	Fluxograma experimental do ensaio de módulo complexo.	172
Figura 4.19 –	Corpo de Prova (CP) metálico para aferição dos excêntricos.	174
Figura 4.20 –	Aferição dos excêntricos para os ensaios de módulo complexo e de fadiga.	174
Figura 4.21 –	Ensaio de módulo complexo com imersão em água dos Corpos de Prova (CPs).	175
Figura 4.22 –	Definição da temperatura na representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole.	176
Figura 4.23 –	Plano experimental do ensaio de fadiga.	177
Figura 5.1 –	Curva granulométrica.	182
Figura 5.2 –	Curvas de viscosidades dos ligantes asfálticos.	184
Figura 5.3 –	A avaliação da compactidade da mistura asfáltica convencional de referência de 9 Corpos de Prova (CPs).	187
Figura 5.4 –	Média da avaliação da compactidade	

	da mistura asfáltica convencional de referência.	188
Figura 5.5 –	A avaliação da compacidade da mistura asfáltica modificada.	189
Figura 5.6 –	Média da avaliação da compacidade da mistura asfáltica modificada.	190
Figura 5.7 –	Resistência à tração RTu, RT <i>verso</i> volume de vazios (Vv) dos Corpos de Prova (CPs) das misturas convencional e modificada.	195
Figura 5.8 –	Relação de Resistência à tração RTu/RT das misturas convencional e modificada.	196
Figura 5.9 –	Deformação permanente da mistura convencional de referência.	198
Figura 5.10 –	Deformação permanente da mistura convencional condicionada.	198
Figura 5.11 –	Deformação permanente da mistura modificada de referência.	199
Figura 5.12 –	Deformação permanente da mistura modificada condicionada.	199
Figura 5.13 –	Comparativo de deformação permanente das misturas convencional e modificada, condicionadas e não condicionadas.	201
Figura 5.14 –	Afundamento de trilha de roda (%) aos 30.000 ciclos das misturas convencional e modificada.	201
Figura 5.15 –	Representação gráfica de Módulo Complexo $ E^* $ no Espaço de Black das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	204
Figura 5.16 –	Representação gráfica de Módulo Complexo $ E^* $ no Espaço de Black das misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	205
Figura 5.17 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isócronas das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	207
Figura 5.18 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isócronas das misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	208
Figura 5.19 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isotérmicas das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	210
Figura 5.20 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isotérmicas das	

	Misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	211
Figura 5.21 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das Curvas Equivalência-Temperatura (Tr = 15°) das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).....	213
Figura 5.22 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Equivalência-Temperatura (Tr = 15°) das misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	214
Figura 5.23 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAR.	216
Figura 5.24 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAR (H ₂ O)..	216
Figura 5.25 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MARC.....	217
Figura 5.26 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MARC (H ₂ O).	217
Figura 5.27 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAM.	218
Figura 5.28 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAM (H ₂ O).....	218
Figura 5.29 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAMC.....	219
Figura 5.30 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Plano Cole-Cole da mistura MAMC (H ₂ O).	219
Figura 5.31 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Espaço de Black das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.....	221
Figura 5.32 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ no Espaço de Black das misturas MAR (H ₂ O), MAM (H ₂ O), MARC (H ₂ O) e MAMC (H ₂ O).	222
Figura 5.33 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das Curvas Isócronas das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.....	224
Figura 5.34 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isócronas das misturas	

	MAR (H ₂ O), MAM (H ₂ O), MARC (H ₂ O) e MAMC (H ₂ O).	225
Figura 5.35 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isotérmicas das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.....	227
Figura 5.36 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Isotérmicas das misturas MAR (H ₂ O), MAM (H ₂ O), MARC (H ₂ O) e MAMC (H ₂ O).	228
Figura 5.37 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Equiv.-Tempe. (Tr = 15°) das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.	230
Figura 5.38 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das curvas Equiv.-Tempe. (Tr = 15°) das misturas MAR (H ₂ O), MAM (H ₂ O), MARC (H ₂ O) e MAMC (H ₂ O).	231
Figura 5.39 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das Misturas MAR, MARC, MAM e MAMC das curvas no Plano Cole-Cole.	233
Figura 5.40 –	Representação gráfica do Módulo Complexo $ E^* $ das Misturas MAR (H ₂ O), MAM (H ₂ O), MARC (H ₂ O) e MAMC (H ₂ O) das curvas no Plano Cole-Cole.....	234
Figura 5.41 –	Evolução do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAR.....	236
Figura 5.42 –	Evolução do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAM.....	237
Figura 5.43 –	Variação do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAR.....	238
Figura 5.44 –	Variação do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAM.....	238
Figura 5.45 –	Variação do módulo imaginário com a temperatura e frequência das misturas: MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	240
Figura 5. 46 –	Variação do módulo imaginário com a temperatura e frequência das misturas: MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).....	241
Figura 5.47 –	Modelo de Huet-Sayegh das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	246
Figura 5.48 –	Modelo de Huet-Sayegh das misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	247

Figura 5.49 –	Modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).....	251
Figura 5.50 –	Modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) das misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).....	252
Figura 5.51 –	Curva de fadiga da mistura MAR nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.....	255
Figura 5.52 –	Curva de fadiga da mistura MARC nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.....	256
Figura 5.53 –	Curva de fadiga da mistura MAR (H ₂ O) na temperatura de 10°C e 25Hz e da mistura MARC (H ₂ O) nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.....	257
Figura 5.54 –	Curva de Fadiga da mistura MAM nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.....	258
Figura 5.55 –	Curva de fadiga da mistura MAMC nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.....	259
Figura 5.56 –	Curva de fadiga da mistura MAMC (H ₂ O) nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.	260
Figura 5.57 –	Deformação de um milhão de ciclos do ensaio de fadiga das misturas estudadas.	262
Figura 5.58 –	Curva de fadiga das misturas MAR 10°C e 20°C, MAR (H ₂ O) 10°C, MARC 10°C e 20°C, e MARC 10°C e 20°C.....	263
Figura 5.59 –	Curva de fadiga das misturas MAM 10°C e 20°C, MAMC 10°C e 20°C, e MAMC 10°C e 20°C.....	265
Figura 5.60 –	Degradação das misturas MAR, MAR (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O) devido ao efeito da temperatura.....	266
Figura 5.61 –	Degradação das misturas MAM, MAMC e MAMC (H ₂ O) devido ao efeito da temperatura.....	267
Figura 5.62 –	Estrutura de pavimento espesso.	269
Figura 5.63 –	Estrutura de pavimento com base de brita graduada.....	269
Figura 5.64 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 10°C.....	278
Figura 5.65 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 10°C.....	279

Figura 5.66 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 20°C. ...	279
Figura 5.67 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 20°C.....	280
Figura 5.68 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 10°C. ...	280
Figura 5.69 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 10°C.....	281
Figura 5.70 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 20°C. ...	281
Figura 5.71 –	Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 20°C.....	282
Figura 5.72 –	Espessuras efetivas das estruturas dos pavimentos espesso com misturas nas temperaturas de 10°C e de 20°C.....	283
Figura 5.73 –	Espessuras efetivas das estruturas dos pavimentos com BGS e com misturas nas temperaturas de 10°C e de 20°C.....	283

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Causas da baixa aderência inicial granular-ligante asfáltico.	61
Tabela 2.2 –	Deformações obtidas para um milhão de ciclos e seus intervalos de dispersão.....	71
Tabela 2.3 –	Ensaio destrutivo de avaliação da sensibilidade de misturas asfálticas à água.....	77
Tabela 2.4 –	Ensaio não destrutivo de avaliação a sensibilidade à águas de misturas asfálticas.	78
Tabela 3.1 –	Classe de AR da PST em função de faixas de módulo rigidez.....	140
Tabela 3.2 –	Coefficientes de Agressividade Média (CAM).....	144
Tabela 3.3 –	Classes de tráfego.....	144
Tabela 4.1 –	A propriedade Física e Química do <i>PR PLAST S</i>	153
Tabela 5.1 –	Distribuição granulométrica.	181
Tabela 5.2 –	Resultados da caracterização dos agregados.	182
Tabela 5.3 –	Resultados da caracterização do ligante asfáltico.....	183
Tabela 5.4 –	Temperatura de trabalho.....	184
Tabela 5.5 –	Teores de ligante em função de módulo de riqueza.	185
Tabela 5.6 –	Massa Volumétrica Real (MVR).....	185
Tabela 5.7 –	Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 80 giros.	191
Tabela 5.8 –	Resultados de volume de vazios (Vv) e da resistência à tração dos corpos de provas da mistura convencional.	193
Tabela 5.9 –	Resultados de volume de vazios (Vv) e da resistência à tração dos Corpos de Prova (CPs) da mistura modificada.	193
Tabela 5.10 –	Resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAR, MAR (H ₂ O), MARC e MARC (H ₂ O).	244
Tabela 5.11 –	Resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	244
Tabela 5.12 –	Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	249
Tabela 5.13 –	Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H ₂ O), MAMC e MAMC (H ₂ O).	250

Tabela 5.14 –	Resumo dos resultados dos valores característicos do ensaio de fadiga das misturas estudadas.....	261
Tabela 5.15 –	Resultados de número de eixo equivalente (NE) e deformação vertical admissível no topo do subleito ($\epsilon_{zz,adm}$) e no topo da camada de BGS.....	270
Tabela 5.16 –	Parâmetros para o cálculo das deformações admissíveis na fibra inferior da camada baixa de concreto asfáltico estudados.	271
Tabela 5.17 –	Valores dos coeficientes e resultados de deformação admissível na fibra da camada de base de concreto asfáltico para estrutura espessa.	272
Tabela 5.18 –	Valores dos coeficientes e resultados de deformação admissível na fibra da camada de base de concreto asfáltico para estrutura com base de brita graduada.....	272
Tabela 5.19 –	Resultados do dimensionamento da estrutura espessa - 10°C.	274
Tabela 5.20 –	Resultados do dimensionamento da estrutura espessa - 20°C.	275
Tabela 5.21 –	Resultados do dimensionamento da estrutura simples - 10°C.....	276
Tabela 5.22 –	Resultados do dimensionamento da estrutura com BGS - 20°C.	277

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
BBDr	<i>Béton Bitumineux Drainant</i>
BBM	<i>Béton Bitumineux Mince</i>
BBME	<i>Béton Bitumineux Module Elevé</i>
BBS	<i>Béton Bitumineux pour chaussée Souple à faible trafic</i>
BBSG	<i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i>
BBTM	<i>Béton Bitumineux Très Mince</i>
BBUM	<i>Béton Bitumineux Ultra Mince</i>
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CP	Corpo de Prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes
EME	<i>Enrobés à Module Elevé</i>
GB	<i>Grave-Bitume</i>
GTN	Granulares Não Tratados
IFSTTAR	<i>Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement, et des Réseaux</i>
LabTrans	Laboratório de Transportes e Logística
LCPC	<i>Laboratoire Central de Ponts et Chaussées</i>
LPC	<i>Laboratoire de Ponts et Chaussées</i>
ME	Método de Ensaio
MAR	Mistura Asfáltica de Referência
MAR (H ₂ O)	Mistura Asfáltica de Referência ensaiada imersa em água
MARC	Mistura Asfáltica de Referência Condicionadas
MARC (H ₂ O)	Mistura Asfáltica de Referência Condicionadas ensaiada imersa em água
MAM	Mistura Asfáltica Modificada
MAM (H ₂ O)	Mistura Asfáltica Modificada ensaiada imersa em água;
MAMC	Mistura Asfáltica Modificada e Condicionada
MAMC (H ₂ O)	Mistura Asfáltica Modificada Condicionadas ensaiada imersa em água.

MTLH	Material Tratado com Ligantes Hidráulicos
MVR	Ensaio Massa volumétrica Real
MJA	Tráfego Médio Diário Anual
NBR	Norma Brasileira
NF	Norma Francesa
PCG	Prensa de Compactação por Cisalhamento
PR PLAST S	Nome comercial de polímero de base plastômeros
PF	<i>Plate-Forme</i>
SARA	Saturadas, Aromáticos, Resinas e Asfaltenos
SETRA	<i>Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes</i>
SG	<i>Strain Gauge</i> , também conhecido como <i>strain gage</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
VRNS	Vias de Rede Não Estruturante
VRS	Vias de Rede Estruturante

LISTA DE SÍMBOLOS

$\%V$	Porcentagem de vazios
γ	Fator de forma
#	Peneira
σ	Tensão normal
ε^*	Deformação complexa
σ^*	Tensão complexa
ε_6	Deformação para um milhão de solicitações
$^{\circ}C$	Grau Celsius
ε_0	Amplitude de deformação
αT	Fatores da translação
τ_m	Constante de tempo de série de Prony da função fluência
$\dot{\xi}$	Taxa das deformações principais positivas
$\tilde{\xi}$	Deformação equivalente
\dot{D}	Taxa do dano
$D^*(\omega)$	Compliância complexa.
D_0	Função fluência inicial
E_{∞}	Módulo de relaxação de equilíbrio e
E_m e D_m	Coefficientes de série de Prony
$\tilde{f}(t)$	Função complexa com parte real e imaginária.
$\bar{\varepsilon}$	Deformação em transformada de Fourier;
ρ_m	Constante de tempo da série de Prony do módulo de relaxação
$\bar{\sigma}$	Tensão em transformada de Fourier;
$\frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau}$	Taxa de deformação no tempo
$\frac{\partial \sigma}{\partial \tau}$	Taxa de tensão no tempo
$ E^* $	Norma de Módulo Complexo
a	Constante
A	Constante que varia com a mistura (dependente da duração do nível de recuperação na fase lenta);
B	Constante que varia com a mistura (atua sobre a inclinação da curva de degradação durante o nível de recuperação rápida);
b	Expoente da curva de fadiga de referência

C_{ij}	Tensor de elasticidade do material novo dependente do módulo Young e do coeficiente de Poisson do material
CP	Centipoise (unidade do ensaio Brookfield)
Cs	Fator de forma
d	Abertura da peneira
D	Fator dano
D'	Módulo de armazenamento – parte real de $D^*(\omega)$
D''	Módulo de armazenamento – parte imaginária de $D^*(\omega)$.
$D(t)$	Função fluência (ou Compliância);
D_{0i}	Degradação inicial de intervalo de tempo;
D_{fi}	Degradação final de intervalo de tempo;
D_i	Degradação no intervalo de tempo à temperatura constante
$D_{\text{máx}}$	Diâmetro máximo
E	Módulo de elasticidade
E'	Módulo de armazenamento – parte real de $E^*(\omega)$;
E''	Módulo de armazenamento – parte imaginária de $E^*(\omega)$;
$E(t)$	Módulo de relaxação
E^*	Módulo Complexo
E_1	Parte real do módulo, associado à energia recuperada
E_2	Parte imaginária do módulo, associado à energia perdida
E_∞	Módulo instantâneo do modelo de Huet-Sayegh
E_0	Módulo estático para situações de baixas frequências e elevadas temperaturas
f	Frequência
$F(t)$	Força aplicada na parte superior de corpo de prova
$f(x_i)$	Função de probabilidade de distribuição de vazios.
i	Número complexo definido por $i^2 = -1$
$J(0)$	Função fluência
K	módulo de riqueza
k, h	parâmetros dos elementos parabólicos do modelo Huet-Sayegh
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal

$K\varepsilon$	Coefficiente de forma
$K\sigma$	Coefficiente de força
m	Massa
Mpa	Megapascal
MVA	Massa volumétrica aparente
MVR	Massa volumétrica real
N	Esforço normal
n	Expoente da curva granulométrica
N	Número de aplicação das solicitações
R	Tensão de ruptura a compressão simples sem condicionamento na água
$R(0)$	Função de relaxação no instante $t=0$; e
Σ	Superfície específica
S	solicitação (tensão ou deformação)
S_{agg}	Superfície específica da área do granular em 1/mm
T	Tempo
T_i	Temperatura no intervalo
t_{ieq}	Tempo equivalente para intervalo de temperatura;
t_r	Translações
tr_1, tr_2	Coefficiente de ajuste da translação
v	velocidade
V	Volume
W_i	Energia no ciclo;
α_T	Fator de translação
β	Função homogênea de grau positivo $\beta+1$ em deformação
β	Parâmetro ligado à inclinação da curva de degradação.
γ_{GA}	Tensão superficial do granular
γ_{LA}	Tensão superficial do líquido
γ_{LG}	Tensão interfacial líquido-granular
δ	Constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica; e
$\Delta\varepsilon_6$	Variação de deformação para um milhão de ciclos
ε	Deformação
$\varepsilon(t)$	Deformação em função de tempo
ε_{ij}	Componentes do tensor deformação
η	Constante de amortecedor (viscoso linear)
M	Fator da massa
μdf	Micro deformação

$\sigma(t)$	Tensão aplicada em função de tempo
σ_i	Tensor de tensão
σ_{ij}	Componentes do tensor de tensão
τ	Tempo de relaxação dos amortecedores
φ	Ângulo de fase
ω	Pulsação; $2\pi f$; em que f = frequência de solitação
$\epsilon_{máx}$	Deformação máxima
$\epsilon_{x,adm}$	Deformação admissível na base da camada asfáltica
$\epsilon_{z,adm}$	Deformação admissível na plataforma de suporte

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	41
1 INTRODUÇÃO	41
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	41
1.2 PROBLEMA DE PESQUISA	42
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA	44
1.3.1 Objetivo Principal.....	44
1.3.2 Objetivos Específicos	45
1.4 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	46
1.5 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	46
1.6 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	49
1.7 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	49
CAPÍTULO 2	51
2 A SENSIBILIDADE À ÁGUA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	51
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51
2.2 MODOS DE TRANSPORTE DA ÁGUA	53
2.2.1 Infiltração pela permeabilidade da água superficial	53
2.2.2 Ação capilar da água subterrânea	54
2.2.3 Difusão do Vapor da Água	55
2.3 ADERÊNCIA GRANULAR-LIGANTE ASFÁLTICO.....	57
2.3.1 Adesividade ativa	57
2.3.2 Adesividade passiva	61
2.4 EFEITO DA ÁGUA SOBRE AS PROPRIEDADES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	64
2.4.1 Influência das características dos granulares	66
2.4.2 Influência das características do ligante asfáltico.....	67

2.5	DEGRADAÇÃO DA MISTURA ASFÁLTICA DEVIDO À AÇÃO DA ÁGUA E DA TEMPERATURA	67
2.6	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DE SENSIBILIDADE À ÁGUA DE MISTURAS ASFÁLTICAS ..	74
2.6.1	Ensaio de caracterização de interface granular-betume	75
2.6.2	Ensaio de deslocamento do ligante (ASTM D – 3625)	75
2.6.3	Avaliação da deterioração das propriedades mecânicas	75
2.6.4	Ensaio de imersão compressão (ensaio de Duriez).....	78
2.6.5	Ensaio de tração indireta (ensaio de Lottman Modificado)	79
2.7	RESUMO DE PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO	80
	CAPÍTULO 3.....	83
3	MISTURA ASFÁLTICA, SUAS PROPRIEDADES E DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO.....	83
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	83
3.2	COMPOSIÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	83
3.2.1	Os Granulares	83
3.2.2	Ligante asfáltico	84
3.3	PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	87
3.4	PROPRIEDADE MECÂNICA E TERMOMECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS	90
3.4.1	Efeito de tráfego	90
3.4.2	Efeito das condições climáticas e da frequência de solicitação ..	95
3.4.3	Classe de comportamento das misturas asfálticas	100
3.5	CARATERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	101
3.5.1	Caracterização reológica da mistura asfáltica.....	102
3.6	RESISTÊNCIA À FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS ..	112

3.6.1	Energia dissipada por atrito interno.....	117
3.7	APLICAÇÃO DA MECÂNICA DO DANO AO CONCRETO ASFÁLTICO.....	120
3.8	MODELO GEOMÉTRICO DO CORPO DE PROVA (CP) TRAPEZOIDAL	123
3.9	NATUREZA DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	126
3.10	MODELOS DE COMPORTAMENTOS REOLÓGICO E VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	128
3.10.1	Modelo de Huet.....	129
3.10.2	Modelo de Huet-Sayegh.....	132
3.10.3	Modelo de Huet-Sayegh com incremento do fator dano "D" ...	134
3.11	MÉTODO FRANCÊS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO	135
3.11.1	Estrutura de pavimento.....	136
3.11.2	Dimensionamento da estrutura pavimento de estrada	141
3.11.3	Tráfego	142
3.11.4	Carregamento	144
3.11.5	Deformações admissíveis	145
3.12	RESUMO DOS PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO.....	148
	CAPÍTULO 4	149
4	MÉTODO DA INVESTIGAÇÃO.....	149
4.1	FASE 1: CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAIS E A COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	151
4.1.1	Agregados e composição da curva granulométrica	151
4.1.2	Ligante asfáltico	152
4.1.3	Polímero <i>PR PLAST S</i>	153
4.2	FASE 2: FORMULAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .	154
4.2.1	Determinação de teores de ligante asfáltico	154

4.2.2	Determinação da massa volumetrica real das misturas asfálticas	155
4.2.3	Ensaio de compactação por cisalhamento Giratório (PCG).....	155
4.2.4	Ensaio de Lottman Modificado – dano por umidade induzida ..	159
4.3	FASE 3: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	160
4.3.1	Usinagem e confecção das placas para o ensaio de deformação permanente.....	161
4.3.2	Ensaio de Deformação Permanente	163
4.4	FASE 4: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E DO DESEMPENHO MECÂNICO.....	164
4.4.1	Usinagem e confecção das placas para os ensaios de módulo complexo e de fadiga	165
4.4.2	Corte de placas para ensaios de módulo complexo e de fadiga	166
4.4.3	Triagem dos Corpos de Provas (CPs).....	167
4.4.4	Máquina dos ensaios de módulo complexo e de fadiga e aquisição de dados	168
4.4.5	Avaliação do comportamento Reológico.....	171
4.4.6	Avaliação da resistencia à fadiga.....	175
4.5	FASE 5: ANÁLISE PARAMÉTRICA NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO.....	178
CAPÍTULO 5.....		181
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	181
5.1	FASE 1: CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAIS E A C OMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	181
5.1.1	Resultados da composição da curva granulométrica e da caracterização dos agregados.....	181
5.1.2	Resultados da caracterização do ligante asfáltico	183
5.2	FASE 2: FORMULAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ..	184

5.2.1	Resultados da determinação de teores de ligante asfáltico e da massa volumétrica real das misturas asfálticas	184
5.2.2	Resultados do ensaio de compactação por cisalhamento giratório (PCG).....	185
5.2.3	Análise e discussão dos resultados de avaliação à compacidade das misturas asfálticas no ensaio da PCG	190
5.2.4	Resultados do ensaio de Lottman Modificado – dano por umidade induzida	192
5.2.5	Análise dos resultados de avaliação do dano por umidade induzida	194
5.3	FASE 3: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO A DEFORMAÇÃO PERMANENTE	197
5.3.1	Resultados do ensaio de deformação permanente	197
5.3.2	Análise e discussão dos resultados de avaliação da deformação permanente	200
5.4	FASE 4: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E DESEMPENHO MECÂNICO	202
5.4.1	Resultados do ensaio de Módulo Complexo	202
5.4.2	Análise e discussão dos resultados do ensaio de Módulo Complexo $ E^* $	220
5.4.3	Resultados do ensaio de fadiga.....	253
5.4.4	Análises do ensaio de fadiga	262
5.5	FASE 5: ANÁLISE PARAMÉTRICA NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO.....	268
5.5.1	Estrutura de pavimento.....	268
5.5.2	Parâmetros de tráfego e de materiais	270
5.5.3	Resultado de simulação de dimensionamento de pavimento....	273
5.5.4	Análise paramétrica do dimensionamento de pavimento	282

CAPITULO 6.....	287
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	287
6.1 CONCLUSÕES	287
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	290
REFERÊNCIAS CONSULTADAS	291
APÊNDICES.....	301
APÊNDICE A - RESULTADOS DO ENSAIO DA PCG.....	303
APÊNDICE B - RESULTADOS DE PESAGEM HIDROSTÁTICA	311
APÊNDICE C - RESULTADOS DO ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	313
APÊNDICE D - RESULTADOS DO ENSAIO DE FADIGA.....	323
APÊNDICE E - RESULTADOS DO MODELO DE HUETSAYEGH DAS MISTURAS BBM-2 E BBM-3	333

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O pavimento rodoviário de concreto asfáltico é o tipo de pavimento mais utilizado na construção da rede rodoviária na maioria dos países, inclusive no Brasil. À medida que a concepção da estrutura e do dimensionamento do pavimento rodoviário deve levar em consideração o comportamento dos materiais, o carregamento do tráfego e as condições climáticas, a sua mistura asfáltica, além de ser essencialmente constituída por um conjunto de materiais granulares e por ligante asfáltico, é, eventualmente, acrescida de algum tipo de aditivo com objetivo de melhorar o seu desempenho mecânico ou reológico. Essa mistura apresenta o comportamento viscoelástico e termosusceptível, ou seja, ela depende da temperatura e da frequência de solicitação do carregamento. Quanto à sua aplicação, as misturas asfálticas são destinadas para diferentes camadas de estrutura de pavimento. Dependendo do tipo da mistura e da sua função na estrutura, pode ser aplicada: no revestimento do pavimento, em camada de ligação e nas camadas de base e de sub-base.

São muitas as variáveis que influenciam no comportamento das misturas asfálticas, dentre elas: as externas, relacionadas às condições climáticas, à frequência da solicitação, à drenabilidade e à porosidade. Especificamente, o fator umidade está associado à sensibilidade que as misturas asfálticas têm da água, afetando, de maneira direta, seus materiais constituintes, e, conseqüentemente, seu desempenho mecânico. Além das externas, as variáveis internas, intrinsecamente ligadas às formulações das misturas asfálticas, também afetam o seu comportamento, como, por exemplo, a granulometria, a percentagem de finos, a percentagem de volume vazio, a aspereza de granulares, o teor de ligante, os tipos de materiais, dentre outras.

A exemplo disso, nos países de clima quente e úmido, caracterizados como tropicais, a degradação de misturas asfálticas nas estruturas de pavimento, ao longo de sua vida útil, acontece justamente devido à ação deletéria da água em conjunto com o gradiente da temperatura e a ação do tráfego (CASTAÑEDA, 2004).

De modo a desmembrar esses três fatores, vale iniciar ressaltando que a sensibilidade à água que as misturas asfálticas apresentam é um fator importante no desempenho e na durabilidade do pavimento rodoviário. Por essa razão, é imprescindível atentar, no projeto de dimensionamento da estrutura de pavimento, para o efeito da sensibilidade à água que as misturas asfálticas possam revelar. Nesse aspecto, para melhoria da previsão de danos que possam ocorrer na camada de concreto asfáltico, é necessário que os ensaios laboratoriais de níveis fundamentais (de módulo complexo e de fadiga) contemplem, em suas análises, o efeito da ação da água. Aliás, de maneira sintetizada, esses ensaios fornecem os parâmetros intrínsecos ao dimensionamento de pavimento de concreto asfáltico e estão intimamente ligados ao módulo de rigidez e ao comportamento à fadiga das misturas asfálticas.

Destacam-se, nesta pesquisa, dois ensaios usuais empregados para avaliar a sensibilidade à água das misturas asfálticas em níveis de preparação de mistura: o ensaio Lottman modificado [AASHTO T-283, 2011], pela metodologia americana; e o ensaio Duriez [NF P 98-251-1, 2002], pela metodologia francesa. Porém, esses ensaios são executados em uma condição de carregamento estático, e os valores obtidos se aplicam na formulação da mistura, não sendo levados em conta no dimensionamento da estrutura de pavimento. A esse respeito, variadas pesquisas têm abordado esse assunto (AL-SWAILMI, 1992; ALLEN, 1993; TERREL, *et al*, 1994; CASTAÑEDA, 2004; BARRA, 2009; LAMOTHE, 2014; entre outros), mas há ainda muitas questões pertinentes a serem discutidas.

Este trabalho de pesquisa se ocupa de avaliar o comportamento mecânico das misturas asfálticas densas sob o efeito da ação da água em diversas temperaturas nos ensaios de módulo complexo em flexão alternada de dois pontos, no domínio frequencial, e ensaio de fadiga em flexão alternada de dois pontos, em modo contínuo, também no domínio frequencial. Assim sendo, permite uma simulação que tenta se aproximar das condições climáticas que ocorrem em campo (de clima quente e úmido) e, também, do comportamento das misturas asfálticas ao sofrerem a ação deletéria da água.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

Muitos esforços têm sido empreendidos por diferentes cientistas e engenheiros de infraestrutura rodoviária no sentido de desenvolverem métodos de ensaios que permitam simular a real situação de campo e

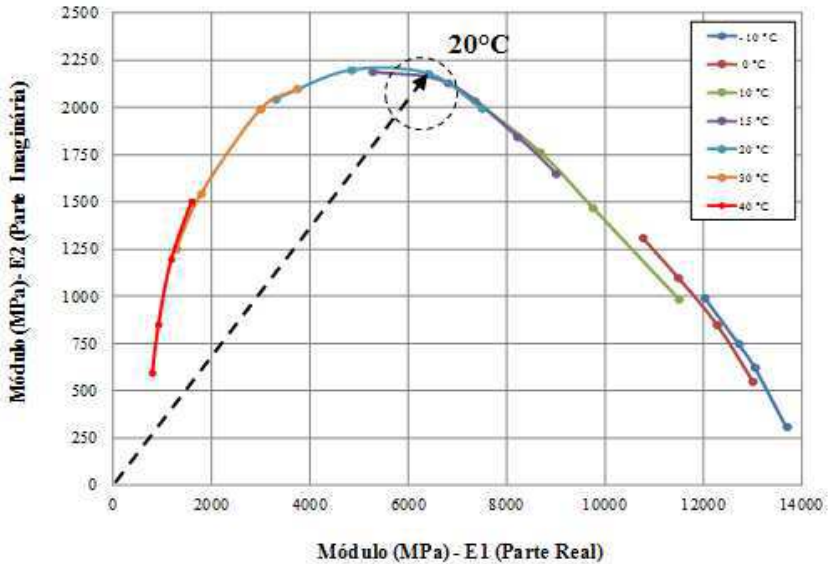
envolver, no processo de cálculo de dimensionamento de pavimento, as variáveis e os parâmetros principais que afetam o comportamento de materiais utilizados na construção do pavimento rodoviário. Terrel *et al.* (1994) demonstram que a maior dificuldade no desenvolvimento de um procedimento de ensaio foi simular as reais condições de campo que as misturas asfálticas são submetidas, como, por exemplo, as condições ambientais, o tráfego e o tempo. Contudo, são justamente esses fatores que precisam ser contemplados no desenvolvimento do procedimento de ensaios.

Ainda que a avaliação de sensibilidade à água no que diz respeito à degradação progressiva de misturas asfálticas revele décadas de investigação, ela ainda não recebe a crucial atenção no dimensionamento do pavimento, o que é inquietante já que o efeito da água relacionado ao dano por umidade é um dos principais aceleradores da taxa de defeitos na estrutura de pavimento de estradas (AL-SWAILMI, 1992; CASTAÑEDA, 2004; HABAL *et al.*, 2016, YANG, 2017).

Nesse aspecto, problema da pesquisa deste trabalho apropria-se, como base, da metodologia francesa de formulação das misturas asfálticas e da concepção da estrutura de pavimento de estradas. Na formulação das misturas asfálticas, avalia-se a suscetibilidade da ação deletéria da água no nível preliminar dos ensaios, através do ensaio de Lottman Modificado, simulando a perda da resistência da mistura asfáltica devido ao dano causado pela água. Contudo, é válido colocar que, nessa avaliação de ação deletéria, a ação da água não está contemplada no projeto de dimensionamento, ou seja, na determinação das espessuras das camadas de concreto asfáltico.

Ademais, a influência da temperatura no comportamento da mistura asfáltica é outro objeto de estudo desta pesquisa. Atualmente, vários trabalhos de pesquisa desenvolvidos no Brasil (ALMEIDA, 2013; MELO, 2014; QUINTERO, 2016; SHINOHARA, 2017) mostram que a temperatura crítica das misturas asfálticas pode ser evidenciada no Plano Cole-Cole, no qual ocorre maior dissipação de energia. No caso da pesquisa desenvolvida por Almeida (2013), a título de exemplo, mostrou-se que a temperatura crítica ocorreu em 20°C, ou seja, em que a parte imaginária foi maior, conforme pode ser visualizado na Figura 1.1. Essas evidências suscitam dúvidas sobre quais as temperaturas que se deve realizar o ensaio de fadiga.

Figura 1.1 – Representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole da mistura BBME-2.



Fonte: Almeida (2013).

Diante do exposto, a questão que se coloca nesta pesquisa é: *qual seria o procedimento adequado de condicionamento da mistura que simularia, com maior realidade, a situação em campo nos níveis de ensaios de módulo complexo e de fadiga, levando em consideração o efeito da ação deletéria da água e da temperatura crítica ao material?*

É nesse âmbito que essa pesquisa se propõe a verificar como a água influencia sobre os parâmetros das misturas asfálticas em diferentes temperaturas e quais são as condições de condicionamento nos ensaios de módulo complexo e de fadiga.

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.3.1 Objetivo Principal

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar o efeito combinado da água e da temperatura no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Para se alcançar o objetivo geral deste trabalho de pesquisa, propõe-se estudar os seguintes objetivos específicos:

- avaliar, através do ensaio de Lottman Modificado, a variação das resistências das misturas asfálticas ao sofrerem a ação da água; avaliar a variação de Deformação Permanente, na condição normal da mistura e por meio de ciclagem, ou seja, na situação de prévio condicionamento alternado e de imersão em água e na secagem em estufa¹.
- avaliar a modificação da rigidez das misturas asfálticas nas situações normal e condicionada, com e sem imersão em água, no ensaio de módulo complexo em flexão alternada, de dois pontos, no domínio frequencial.
- analisar o comportamento das misturas asfálticas a partir do modelo reológico de Huet-Sayegh, com incremento do fator dano (D).
- avaliar a variação da resistência à fadiga das misturas asfálticas nas condições normal e condicionada, com e sem imersão em água, em diferentes temperaturas, no ensaio de fadiga em flexão alternado, de dois pontos, em modo contínuo, no domínio frequencial.
- avaliar a influência combinada da água e da temperatura a partir do dimensionamento de concreto asfáltico na estrutura do pavimento rodoviário, através da análise paramétrica no dimensionamento do pavimento, utilizando o método francês.

¹ O processo de condicionamento alternado consiste em, durante 5 ciclos, realizar a imersão da mistura em água a 60°C, por 18 horas, e 6 horas na estufa a 60°C.

1.4 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A execução desta pesquisa se justifica pela importância do estudo do comportamento mecânico das misturas asfálticas sob o efeito da ação deletéria da água, uma vez que se têm consciência da variação climática nas regiões tropicais e subtropicais (alternância de chuvas e períodos de seca), o que contribui, significativamente, na degradação do concreto asfáltico. Além disso, para o desenvolvimento de projetos de pavimento asfáltico, é imprescindível que se atente para o efeito de ação deletéria da água conjugada com a variação da temperatura no seu dimensionamento, notadamente, como já mencionado, para as regiões caracterizadas tropicais e subtropicais.

Assim, esta pesquisa, além do estudo do efeito da água, também, ocupa-se do aspecto de execução de ensaios em diferentes temperaturas, sendo que, de modo específico, uma das temperaturas do ensaio é determinada na representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole, onde ocorre maior dissipação da energia.

A sensibilidade à ação da água que as misturas asfálticas demonstram é, de modo recorrente, avaliada para formulação da mistura, contudo não se engloba o dimensionamento do pavimento asfáltico. Por isso, nesta pesquisa, contempla-se a realização dos ensaios de módulo complexo (NF EN 12697-26, 2012) e de fadiga (NF EN 12697-24, 2012), ambos com imersão em água, pois estes fornecem os parâmetros intrínsecos para dimensionamento de pavimento rodoviário, tais como o módulo de rigidez determinado no ensaio de módulo complexo e a resistência à fadiga, levando-se em conta a ação deletéria da presença da água.

Assim, sob a justificativa de que ainda é muito escassa nas literaturas técnicas no âmbito mundial, a abordagem laboratorial é direcionada, neste trabalho, ao estudo dos efeitos da ação da água e da temperatura sobre a reologia e a resistência à fadiga de misturas asfálticas. Essa, aliás, é a principal contribuição desta pesquisa.

1.5 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

O ensaio laboratorial constitui o principal mecanismo para almejar os objetivos estabelecidos nesta pesquisa. Para isso, foram formuladas duas misturas asfálticas, ambas, com a mesma curva granulométrica e com mesmo ligante asfáltico convencional CAP 30-45 (Cimento Asfáltico de Petróleo classificado por penetração igual a 30-

45.10⁻¹ mm). Especifica-se, aliás, que a primeira mistura é de referência, e a segunda, formulada com a adição do polímero PR-PLAS S.

Além disso, considera-se, como eixo para formulação das misturas asfálticas, a curva granulométrica desenvolvida na pesquisa de mestrado realizada por Almeida (2013).

Revela-se, ainda, que o teor mínimo de ligante foi determinado de acordo com o manual francês de formulação de misturas asfálticas (Manuel-LCPC, 2007), adotando-se o módulo de riqueza de partida de 3,3 (quantidade mínima necessária para envolver os granulares), a partir do qual foi definido o teor de partida.

De maneira a especificar as segmentações do processo, coloca-se que, preliminarmente, foram caracterizados os materiais granulares e os ligantes asfálticos. Após isso, definiu-se o teor ótimo de ligante para as duas misturas por meio do ensaio de avaliação da compactidade das misturas na Prensa de Compactação Giratória (PCG). Após a definição do teor ótimo, fez-se a avaliação da sensibilidade à ação deletéria da água, por meio do ensaio de Lottman Modificado, e verificou-se a resistência das misturas asfálticas ao afundamento de trilha de roda, através do ensaio de deformação permanente. Salienta-se que, nessas avaliações, as misturas asfálticas foram testadas a seco (mistura de referência) e de forma condicionada, ou seja, com prévio condicionamento alternado, que consiste em imersão em água a 60°C, por 18 horas, e secagem na estufa a 60°C, por 6 horas, durante 5 ciclos.

O processo de condicionamento alternado, de Corpos de Prova (CPs) sob imersão em água e secagem em estufa, simula, de forma acelerada, a ocorrência de um gradiente térmico severo, como em situações de chuvas intensas seguidas de temperaturas elevadas, caracterizando regiões de clima tropicais. Ou seja, com esse processo de condicionamento alternado, ocorre a potencialização do dano sobre as misturas asfálticas por conta do efeito combinado da água e da temperatura. O grau de severidade utilizado, de 60°C, foi estipulado com base nas pesquisas de CASTAÑEDA (2004) e de BARRA (2009) que empregaram a mesma temperatura para o condicionamento de CPs.

Depois dos ensaios preliminares, seguiu-se para a avaliação das misturas asfálticas quanto aos seus comportamentos reológicos (através do ensaio de módulo complexo) e quanto ao desempenho mecânico (mediante o ensaio de fadiga).

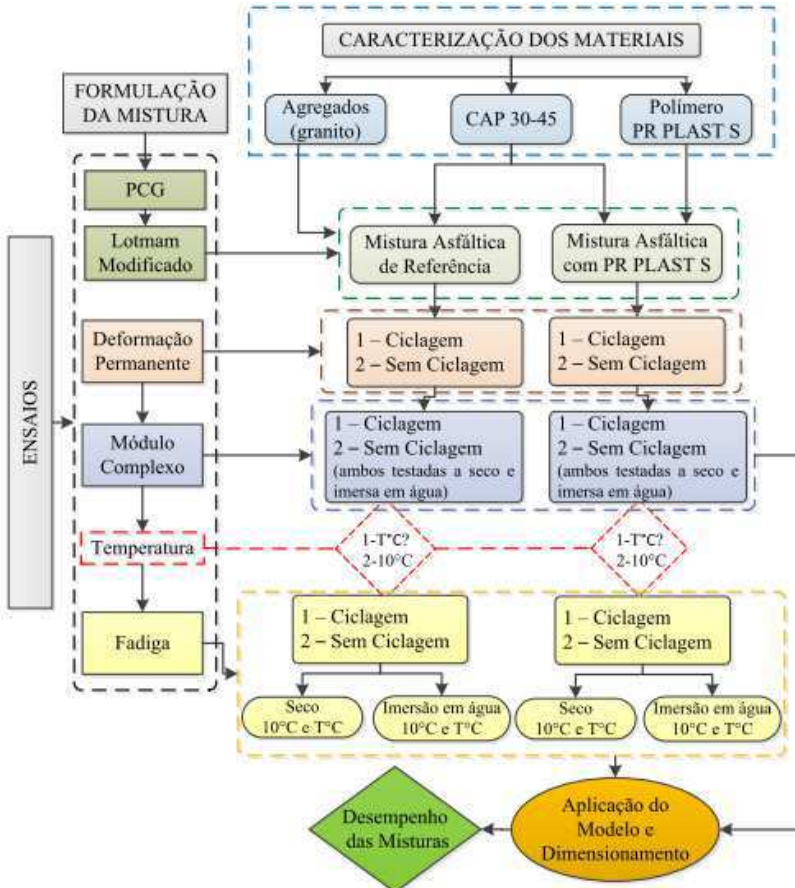
Em continuidade, as misturas asfálticas foram testadas através de ensaios em flexão alternada de 2 pontos (2PB), com CPs trapezoidais, em duas condições, quanto à ação da água: em uma delas, os CPs foram ensaiados a seco e em imersos em água; na outra, os CPs foram,

previamente, submetidos à condicionamento alternado e, posteriormente, ensaiados na condição seca e submersos em água em diferentes temperaturas.

Com base nos resultados desses ensaios, foram efetuadas as análises comparativas, além de ser aplicado o modelo de Huet-Sayegh e de ser incrementado o fator dano (D). Por fim, realizou-se a análise paramétrica no dimensionamento de pavimento pela metodologia francesa.

A Figura 1.2 revela, resumidamente, a estrutura geral dos ensaios que foram desenvolvidos nas etapas experimentais da pesquisa.

Figura 1.2 – Fluxograma metodológico da pesquisa.



Fonte: Autor (2017).

1.6 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Esta pesquisa limita-se ao estudo de misturas asfálticas sob a influência do efeito de ação da água em diferentes temperaturas, buscando verificar o impacto nocivo gerado pela água em misturas asfálticas estudadas em condições diferentes de ensaio.

No que tange ao condicionamento alternado, em uma das condições de teste, optou-se por submeter os Corpos de Prova (CPs) a um prévio condicionamento alternado, isto é, a ciclo de imersão em água a 60°C, por 18 horas, e a ciclo de secagem a 60°C, por 6 horas, durante 5 ciclos (no caso, 120 horas de condicionamento).

Vale mencionar, ainda, que o material granular utilizado é de origem granítica, e o ligante asfáltico utilizado é de consistência por penetração $30-45.10^{-1}$ mm.

Salienta-se, também, que esse estudo é realizado no âmbito laboratorial, específica e integralmente no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), conforme evidenciam os procedimentos descritos no item 1.5. Nesse aspecto, é válido colocar que não são objetivos deste trabalho: o aspecto comparativo das metodologias; e a avaliação e a execução de ensaios em campo.

1.7 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese é organizada e desenvolvida através da segmentação dos seguintes capítulos:

Após este **Capítulo 1 – Introdução**, com as considerações iniciais da pesquisa, os objetivos gerais e específicos, o problema da pesquisa, sua justificativa, os procedimentos metodológicos para alcançar os objetivos, as suas limitações e, ainda, a estrutura da tese, direciona-se para o **Capítulo 2 – A Sensibilidade à Água das Misturas Asfálticas**. Nele, faz-se uma ampla revisão da literatura sobre danos causados pela água às misturas asfálticas. Além disso, inclui-se, nessa parte, uma descrição: dos fatores internos e externos que influenciam nos danos causados pela água; dos mecanismos relacionados a esse fenômeno; e dos principais ensaios de caracterização do efeito da água.

Posteriormente, o **Capítulo 3 – Misturas Asfálticas, suas Propriedades, Comportamento Mecânico e Dimensionamento de Pavimento** fundamenta, teoricamente, os assuntos referentes às misturas asfálticas, seus constituintes, suas propriedades e os seus comportamentos mecânicos, além dos modelos reológicos relacionados.

Abarca, ademais, o dimensionamento de pavimento de concreto asfáltico.

Logo em seguida, no **Capítulo 4 – Métodos da Investigação**, apresenta-se e descreve-se o método experimental utilizado para alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa. Faz-se, também, as descrições dos materiais empregados e suas caracterizações e a discriminação dos ensaios realizados com as misturas asfálticas.

É no **Capítulo 5 – Apresentação e Análise de Resultados** que são revelados os resultados dos ensaios das misturas asfáltica estudadas durante a pesquisa. Somado a isso, exploram-se e analisam-se os resultados referentes às propriedades mecânicas, a influência da ação deletéria da água em diferentes temperaturas sobre as misturas asfálticas estudadas e a aplicação do modelo de Huet-Sayegh. Ainda nessa seção, efetua-se a análise paramétrica no dimensionamento do pavimento em situação hipotética.

Por fim, no **Capítulo 6 – Conclusões e Sugestões**, são assentadas as considerações finais a partir dos resultados obtidos, com os testes de ensaios e as análises executados na pesquisa. Colocam-se, aliás, algumas sugestões de possíveis pesquisas a serem desempenhadas futuramente.

CAPÍTULO 2

2 A SENSIBILIDADE À ÁGUA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

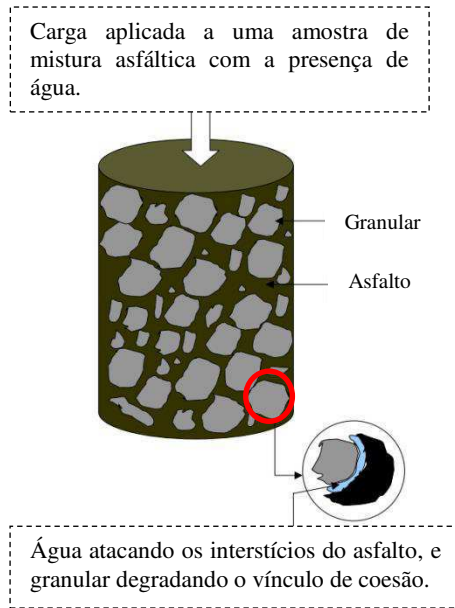
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As misturas asfálticas podem ser degradadas de diversas maneiras, comprometendo a durabilidade da estrutura de pavimento, até mesmo antes do tempo previsto em projeto. Uma dessas degradações é a verificada com a sensibilidade, dessas misturas, à água, principalmente nos países de clima tropical, em que a pluviometria, além das temperaturas, é elevada.

Dessa maneira, a resistência das misturas asfálticas ao efeito da ação deletéria da água é uma das características mais importantes no que diz respeito ao desempenho e à durabilidade do pavimento. Por isso, esse fenômeno precisa ser compreendido no domínio do comportamento reológico e mecânico das misturas asfálticas através dos ensaios fundamentais de módulo complexo e fadiga.

Mais especificamente, o efeito da ação deletéria da água sobre a mistura asfáltica, no pavimento rodoviário, pode levar à desagregação da película do ligante asfáltico nos granulares e pode acelerar a taxa de deterioração da estrutura do pavimento. O gradiente da temperatura e o ciclo hidrológico são capazes de potencializar a intensidade do dano ao concreto asfáltico, visto que a água proveniente da chuva pode tanto percolar através dos vazios da mistura quanto ficar confinada nos vazios não comunicantes. Quando esse último acontece, a ação combinada do tráfego pode provocar sérios danos à estrutura da mistura asfáltica. A Figura 2.1 ilustra a ação da água na interface granular-ligante asfáltico.

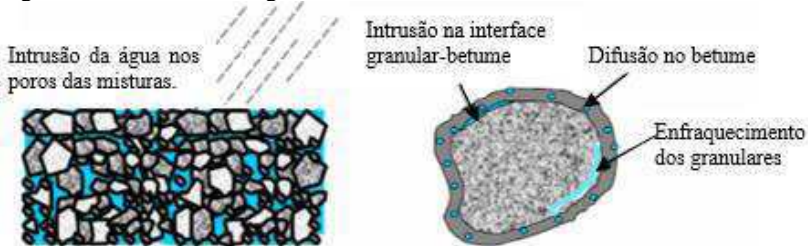
Figura 2.1 – Ação da água na mistura asfáltica sob condição de carga.



Fonte: Shah (2003).

O volume de vazios é uma das variáveis da formulação que pode intensificar o dano pela presença da água nas misturas asfálticas. É nesse espaço que se inicia a desagregação dos constituintes de misturas asfálticas. Assim, a água, em contato com a mistura asfáltica, modifica o equilíbrio das forças existentes, atuando sobre a película do ligante asfáltico que envolve a superfície do granular, enfraquecendo desde a coesão do ligante asfáltico até a resistência dos granulares, como ilustra a Figura 2.2 (TERREL *et al.*, 1994; YANG, 2017).

Figura 2.2 – Percurso da água em misturas asfáltica.



Fonte: Castañeda (2004).

A sensibilidade à água envolve três mecanismos principais de degradação de misturas asfálticas (TERREL *et al.*, 1994):

- a) perda da aderência entre ligante asfáltico e granulares;
- b) perda da força de coesão e rigidez de mistura asfáltica;
- c) degradação dos granulares por enfraquecimento como visto na Figura 2.2.

Com essas reflexões preliminares, ressalta-se que, neste capítulo, serão abordados os seguintes assuntos: modo de transporte da água; aderência granular-ligante asfáltico; efeito da água sobre as propriedades das misturas asfálticas; a degradação de misturas asfálticas devido à ação da água e da temperatura; e tipos de ensaios de avaliação de sensibilidade à água de misturas asfálticas.

2.2 MODOS DE TRANSPORTE DA ÁGUA

A maioria das pesquisas sobre os danos provocados pela umidade assumem a presença da água no material. Porém, existem outras maneiras de transporte da água nas misturas asfálticas. De acordo com o levantamento bibliográfico realizado neste trabalho, os três principais modos de transporte da água em misturas asfálticas (TERREL *et al.*, 1994; SPINEL, 2009) são:

- a) infiltração pela permeabilidade da água superficial (proveniente da chuva);
- b) ação capilar da água subterrânea;
- c) difusão do vapor da água.

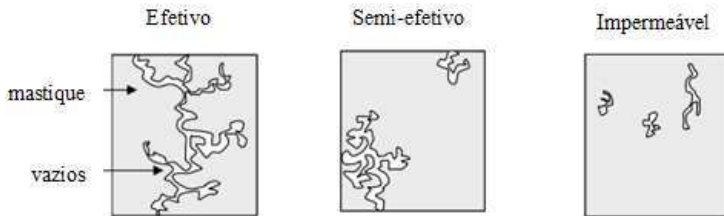
2.2.1 Infiltração pela permeabilidade da água superficial

A precipitação pluviométrica é a principal fonte da água no pavimento, pois a água proveniente da precipitação, ao entrar em contato com a superfície do pavimento, infiltra-se nos poros das misturas asfálticas. Nesse caso, a mistura asfáltica possui a chamada permeabilidade, que é definida como a capacidade que um material tem de permitir passar os fluidos (BOWLES, 1984 *apud* SPINEL, 2009).

Contudo, o sistema de vazios de um meio poroso prejudica, significativamente, a permeabilidade. A relação da percentagem de vazios e da permeabilidade não é simples e nem evidente, pois ela depende de vários fatores. O principal deles é a conectividade dos

vazios, a qual pode ser classificada em efetiva, semi-efetiva e impermeável, como exhibe a Figura 2.3 (COOLEY JR. *et al.*, 2002 *apud* SPINEL, 2009).

Figura 2.3 – Classificação de volumes de vazios de misturas asfáltica.



Fonte: Spinel (2009).

Para a mistura asfáltica, a conectividade é que rege a permeabilidade. Entre duas misturas com mesma percentagem de volume de vazios, sendo uma delas com maior quantidade de vazios não comunicantes (não permitindo a conectividade adequada entre os vazios), acarreta em mau desempenho. Isso acontece porque retém a água e proporciona desagregação da massa asfáltica, conduzindo, conseqüentemente, ao comprometimento da estrutura da mistura asfáltica (MASAD *et al.*, 2002).

Não se pode deixar de mencionar que, além da estrutura dos vazios, os fatores de construção (tais como a espessura, o esforço e o tipo da compactação, a homogeneidade e a densidade) também podem afetar a permeabilidade eficaz da mistura asfáltica em campo (MOHAMMAD *et al.*, 2003; SPINEL, 2009).

2.2.2 Ação capilar da água subterrânea

O fenômeno da capilaridade é definido como a subida de um líquido acima do nível de pressão atmosférica, devido à resultante de força ascendente produzida pela atração das moléculas do líquido a uma superfície sólida (BOWLES, 1984).

Em pavimentos asfálticos, a capilaridade permite que a água do subsolo seja transportada para cima, através de capilares formados pelos espaços vazios interligados. A equação geral que descreve a altura capilar em meio poroso é determinada pelo equilíbrio das forças que atuam sobre o sistema, conforme mostra a Equação 2.1.

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w} \quad (2.1)$$

Em que:

- h = altura final da coluna de água acima da superfície da saturação;
 r = raio capilar médio do cilindro;
 T_s = tensão superficial da água;
 γ_w = massa específica da água;
 α = ângulo de contato entre o líquido e o sólido.

A taxa de aumento da água nos capilares é regulada pela expressão da Equação 2.2.

$$\frac{dl}{dt} = \frac{[P_A + g\rho h + \frac{2\gamma_{LV} \cos \alpha}{r}](r^2 + 4\epsilon r)}{8\eta l} \quad (2.2)$$

Em que:

- P_A = pressão atmosférica;
 E = coeficiente de deslizamento;
 η = viscosidade do líquido;
 l = comprimento total da coluna do líquido no tubo capilar.

A ação do aumento capilar é um importante modo de transporte da água na estrutura de pavimento. Porém, são poucos os trabalhos e os estudos que se dedicam a esmiuçar sobre ela em misturas asfálticas, segundo Spinel (2009).;

2.2.3 Difusão do Vapor da Água

A difusão do vapor da água ocorre quando os seus íons migram entre soluções aquosas até ficarem nas mesmas concentrações. Dessa forma, o vapor da água é comandado por gradiente de concentrações de íons. Esse fenômeno é, particularmente, importante quando a água se encontra no estado gasoso, porque permitirá o movimento do vapor da água nas misturas asfálticas, reduzindo a rigidez do asfalto e, por conseguinte, conduzindo à falha coesiva (COPELAND, 2007).

A quantidade de vapor da água e a taxa na qual ele se acumula numa mistura asfáltica dependem, basicamente, de três fatores:

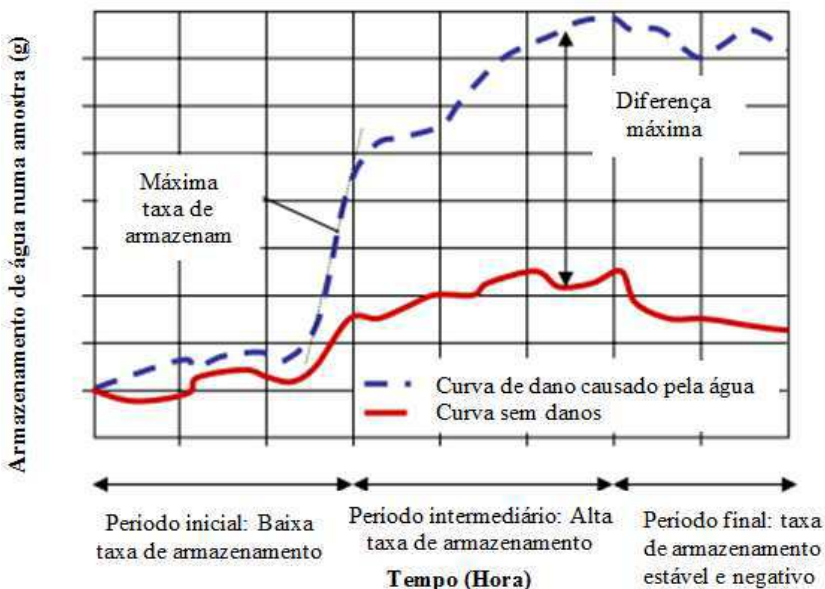
- umidade relativa do ar;

- coeficiente de difusão;
- temperatura.

A umidade relativa do ar está associada às condições ambientais, ao passo que o coeficiente de difusão e a capacidade de armazenamento são propriedades do material. Aliás, a taxa e a capacidade de armazenamento dependem das propriedades químicas e termodinâmicas do material.

Sasaki *et al.* (2006 *apud* SPINEL, 2009) analisaram os mecanismos de transferência de massa e de armazenamento da água em vapor nas misturas asfálticas que geram danos causados pela umidade. Para isso, os autores simularam as condições ambientais para o período de 24 horas efetuando um teste de variação de umidade em duas estradas japonesas (uma delas afetados por danos causados pela umidade, como mostra o gráfico da Figura 3.4).

Figura 2.4 – Armazenamento da água em um período de 24 horas utilizando uma máquina de permeação de umidade.



Fonte: De Sasaki *et al.* (2006) adaptado por Spinel (2009).

Os autores concluíram que existe uma relação entre o transporte do vapor, a capacidade de armazenamento e os danos causados pela umidade.

2.3 ADESÃO GRANULAR-LIGANTE ASFÁLTICO

A adesão entre o agregado e o ligante asfáltico é definida por vários autores e de maneiras diferentes. Uma delas é entendida como atração entre substâncias ou materiais em que duas superfícies são mantidas juntas por forças interfaciais, porém, não se deve confundí-la com uma propriedade mecânica, tal como uma força de ligação (NOZAHIC, 2013). O estudo da interação granular e do ligante asfáltico está ligado ao mecanismo de adesão e de desagregação da massa asfáltica. Esse é um fenômeno complexo que depende das propriedades físicas, mecânicas e químicas dos materiais constituintes e das condições climáticas (VEGA, 2000). Além disso, Terrel *et Al-Swailmi* (1994) mostraram que a complexidade da adesão granular-ligante asfáltico envolve, ainda, alguns fatores, como: a tensão superficial e a composição química dos materiais constituintes; a viscosidade do ligante; o teor da umidade; e a temperatura dos granulares no momento da mistura.

Portanto, no processo de aderência granular-ligante asfáltico, distinguem-se duas etapas que caracterizam o processo: a primeira delas, denominada de "**adesividade ativa**", caracteriza-se pelo processo em que o ligante envolve e cobre a superfície do granular, durante a mistura da massa asfáltica; a segunda delas, denominada de "**adesividade passiva**", ocorre durante a vida útil do material e corresponde à resistência ao deslocamento do ligante quando a água, em combinação com a carga do tráfego, interfere na interface granular ligante asfáltico (SPINEL, 2009; MARCHAND, 2011; HABAL *et al.*, 2016).

2.3.1 Adesividade ativa

Para que adesividade ativa seja alcançada, o ligante asfáltico deve estar no estado líquido, e o conjunto de granulares deve estar na temperatura adequada, que permita manter a fluidez do ligante e que permita que o envolvimento entre eles seja completo (CASTAÑEDA, 2004).

Quando um líquido é vertido sobre a superfície de um sólido, não acontece um envolvimento completo da superfície, mas se verifica uma

conformação sobre ela, até que atinja um estado de equilíbrio. Esse estado caracteriza-se pelo ângulo de contato líquido-sólido em função das tensões de superfície dos materiais, fundamentada na lei de envolvimento de Young (1805), expressa na Equação 2.3. Essa descoberta ocorreu muito antes de qualquer tentativa de se explicar a tensão superficial microscópica (CASTAÑEDA, 2004;).

$$\gamma_{LG} - \gamma_{GA} + \gamma_{LA} \cos\theta = 0 \quad (2.3)$$

Em que:

γ_{LG} = tensão interfacial líquido-granular;

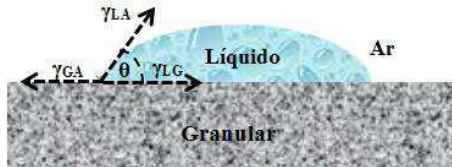
γ_{GA} = tensão superficial do granular;

γ_{LA} = tensão superficial do líquido;

θ = ângulo formado entre os vetores da γ_{LG} e γ_{LA} .

A Figura 2.5 ilustra ângulo de contato de molhagem de um sólido por um líquido.

Figura 2.5 – Ângulo de contato e envolvimento sólido-líquido



Fonte: Adaptado de Nozahic et al (2016).

A lei de Young descreve a forma como um líquido se equilibra sobre um substrato. Uma vez que se conhecem as três tensões superficiais, é possível determinar o ângulo de contato, como observado na Figura 2.5. Aliás, a tensão superficial é um conjunto de forças moleculares que proporciona, ao líquido ou ao sólido, conservar seu estado (coesão). Por sua vez, a tensão interfacial é a força resultante do equilíbrio entre dois corpos. O ângulo de contato é dado pela lei de Young, em que a relação entre as tensões obtidas na projeção dos vetores formadas pelas tensões originárias interfaciais do ponto triplo são explicadas em três situações (MARCHAND, 2011; NOZAHIC, 2013; HABAL et al., 2016):

- quando o ângulo de contato é superior a 90° , o líquido não molha a superfície do sólido;

- quando o ângulo de contato fica compreendido entre $0^\circ < \phi < 90^\circ$, o líquido molha parcialmente a superfície do sólido;
- quando o ângulo de contato tende para zero, o líquido molha completamente a superfície do sólido.

A Figura 2.5 ilustra esses estágios de molhagem de um sólido por um líquido.

Figura 2.6 – Estágio de molhagem de um sólido por um líquido.



Fonte: Adaptado de Castañeda (2004).

Como explicação, revela-se que o envolvimento do líquido-sólido acontece quando existem fracas tensões de superfície no sólido e no líquido (γ_{GA} e γ_{LA}) e uma tensão interfacial (γ_{LG}) relativamente elevada (NOZAHIC, 2013). A aderência físico-química entre os dois materiais é um fenômeno termodinâmico que depende da energia livre da superfície dos materiais. Por isso, utiliza-se essa teoria de modo a interpretar as interações física e química da superfície. As energias livres da superfície granular-ligante asfáltico são constituídas, principalmente, por um componente polar e um ácido-base. Para isso, aplica-se a equação desenvolvida por Good - Van Oss - Chaudhury para determinar a energia livre da superfície, combinando granular e ligante asfáltico. Na presença ou não da água, a energia livre da superfície total e seus componentes estão expressos na Equação 2.4 (VAN OSS *et al.*, 1988; SHAH, 2003; LIU *et al.*, 2016).

$$\gamma = \gamma^{LW} + \gamma^{AB} \quad (2.4)$$

Em que:

- γ = tensão superficial do ligante betuminoso ou do granular;
- γ^{LW} = componente não polar da tensão superficial de Lifshitz-Van der Waals;
- γ^{AB} = componente polar ácido e básico de Lewis da tensão superficial.

A energia livre da superfície é definida como a quantidade do trabalho externo realizado num material, criando uma nova unidade da área superficial. O trabalho de aderência entre dois materiais é a quantidade de trabalho, ou a energia necessária, para separar os materiais da sua interface para criar uma nova unidade de área de cada material. Portanto, os danos provocados pela susceptibilidade da água podem ser quantificados com base tanto na ligação adesiva da energia entre o ligante asfáltico e os granulares quanto na mudança da energia livre quando a água desloca o ligante asfáltico a partir da superfície total. Para isso, o trabalho necessário para a água se deslocar em uma unidade de interface e criar uma nova unidade de interface de água, entre asfalto e granular, é expressa pela Equação 2.5 (VAN OSS *et al.*, 1988; SHAH, 2003; SPINEL, 2009).

$$W_a = \gamma_{GA} + \gamma_{LA} - \gamma_{LG} \quad (2.5)$$

Em que:

W_a = energia livre do sistema;

γ_{LG} = tensão interfacial líquido-granular perdida;

γ_{GA} = tensão superficial do granular;

γ_{LA} = tensão superficial do líquido.

Então, o trabalho da aderência, ou a energia para separar o granular do ligante asfáltico, pode ser expresso pela Equação 2.6 (VAN OSS *et al.*, 1988).

$$W_a = \gamma_{LA} (1 + \cos \theta) \quad (2.6)$$

Em que:

W_a = energia livre do sistema;

γ_{LA} = tensão superficial do líquido;

θ = ângulo formado entre os vetores da γ_{LA} e da γ_{LG} .

Em resumo, os danos causados pela água em misturas asfálticas são termodinâmicos e dependem da energia livre da superfície e de propriedades físico-químicas dos materiais constituintes. Portanto, como expresso na Equação 2.6, a energia da adesão, por um lado, aumenta à medida que diminui o ângulo de contato e, por outro lado, fica mais fraca quando o ângulo de contato aumenta, ou seja, quando se aproxima de 90°.

2.3.2 Adesividade passiva

A segunda fase do processo de interação granular-ligante asfáltico, denominada de adesividade passiva, é muito importante no que diz respeito à durabilidade, ou seja, a vida útil, do concreto asfáltico. Essa fase corresponde à força de ligação na interface entre dois materiais na presença de água. Portanto, a adesividade passiva é a capacidade que a mistura asfáltica possui para resistir à desagregação devido à ação deletéria da água (RAMON, 1977 *apud* CASTAÑEDA, 2004; LAMOTHE, 2014).

A falha quanto à aderência (interface granular-ligante asfáltico) na presença de água pode ser explicada por uma baixa adesividade inicial ou pela perda progressiva de aderência. A causa que pode levar a essa baixa adesividade pode ser explicada a partir da Tabela 2.1 (LAMOTHE, 2014).

Tabela 2.1 – Causas da baixa aderência inicial granular-ligante asfáltico.

Componente ou etapa (causa)	Propriedades	
	Física	Química
Agregado		
- Coberto de partículas finas em superfície (coberto de poeira e de argila);	X	
- Muito angular: desgaste nas arestas (importância da resistência ao desgaste à abrasão);	X	
- Baixa resistência ao impacto (aos choques).	X	
Conjunto granular-asfalto		
- Fraca energia de superfície de aderência;		X
- Incompatibilidade química.		X
Fabricação recente ou deficiente		
- Alguns granulares recentemente britados apresentam uma baixa resistência ao impacto;	X	X
- Secagem insuficiente do granular antes a mistura;	X	X
- Mistura incompleta do granular.	X	

Fonte: Lamothe (2014).

As causas apresentadas na Tabela 2.1 podem gerar a perda da aderência, mas a aderência das misturas asfálticas é, geralmente, atribuída à infiltração da água na interface granular-ligante asfáltico,

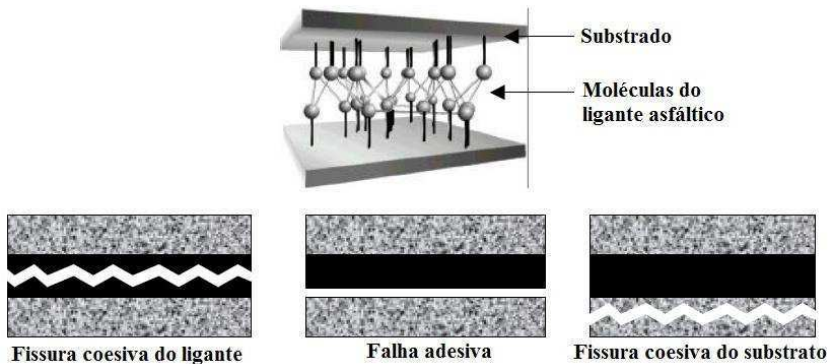
causando a ruptura da ligação entre eles e o deslocamento do filme do ligante (LAMOTHE, 2014).

A superfície entre substratos pode apresentar três mecanismo de falha (RAMOND, 1977 *apud* CASTAÑEDA, 2004; VEGA, 2000):

- por coesão do ligante betuminoso, quando a fissura ocorre nas moléculas que o constitui;
- por adesão, quando a separação ocorre na interface entre substrato e ligante asfáltico;
- por coesão do substrato, quando a fissura é produzida dentro das moléculas do substrato.

A Figura 2.7, ao exibir as fases de uma ligação adesiva, ilustra os mecanismos de falha.

Figura 2.7 – Fases de uma ligação adesiva.



Fonte: Castañeda (2004).

Existem várias causas e mecanismos responsáveis pela perda de aderência granular-ligante. Torna-se difícil determinar quais das propriedades dos constituintes influenciam mais na adesividade, mas, particularmente, a aderência entre granular e ligante asfáltico pode ser explicada por quatro teorias, que precisam da força de interação (CURTIS *et al.*, 1993; CASTAÑEDA, 2004; LAMOTHE, 2014):

- Termodinâmica (energia da superfície);
- Química (ligação ou reação);
- Eletrostática (orientação molecular);
- Mecânica (física).

Primeiramente, a **Termodinâmica** refere-se à energia da superfície que constitui o fator predominante com relação à adesividade, em que as forças intermoleculares são relacionadas com a energia livre da superfície na presença dos materiais granulares, dos ligantes asfálticos, da água e do ar. Nesse sentido, a aderência pode ser caracterizada pelo conceito de envolvimento (propagação, espalhamento ou ângulo de contato). O ligante asfáltico envolve o granular se a energia de adesão é superior à sua coesão (viscosidade). Principalmente quando o ligante é aquecido adequadamente, permite reduzir a sua viscosidade (ou coesão) e, conseqüentemente, aumenta a sua capacidade de envolvimento.

Por sua vez, a **Química** trata da reação (química) entre as frações do ligante absorvido pelo constituinte granular. Essa reação baseia-se na presença de componentes reativos (ácido e base) no sistema granular-ligante. Sustenta-se que esse conceito é o resultado da reação de dois materiais que formam novos componentes insolúveis na água. O ligante asfáltico revela uma característica ácida (presença de ácidos naftênicos) e, geralmente, apresenta uma elevada adesividade com granulares de origem calcária, especialmente por carbonato de cálcio (CaCO_3).

Além delas, na **Eletroestática (orientação molecular)**, as moléculas do ligante asfáltico contêm grupos polares, os quais estão orientados de modo a atrair a energia da superfície dos granulares. A orientação das moléculas é possível quando o ligante asfáltico é aquecido, e, em seguida, a interação eletrostática entre as duas superfícies é gerada pela atração das cargas elétricas opostas: forças do tipo Polar, ligações de hidrogênio ou de interação de Van der Waals. Essa interação é menor do que criada por uma reação química. A maioria dos grupos funcionais do ligante é composta de cargas negativas. Como resultado, a orientação molecular é promovida entre os componentes quando os granulares, carregados positivamente, são utilizados (por exemplo, mármore, calcário e basalto). A adição de cal na mistura asfáltica (um componente básico, dependendo do momento em que ele é inserido na mistura) pode melhorar a orientação das moléculas do ligante, favorecendo, assim, a aderência.

E, no que diz respeito à teoria **Mecânica**, a aderência granular-ligante é igualmente ligada a uma interação de natureza mecânica. A ancoragem mecânica explica a ligação granular-ligante pela textura da superfície e por outras características físicas dos granulares. O ligante penetra nas irregularidades da superfície rugosa dos granulares, e a

coesão e as forças residuais geradas pelo arrefecimento do ligante asfáltico fornecem uma rede de ligações que favorece a ancoragem por absorção do ligante nos poros dos granulares, ligando-o, fortemente, aos minerais. O envolvimento do granular e absorção do ligante asfáltico aos granulares afetam a qualidade da aderência mecânica, e isso depende da viscosidade do ligante e da velocidade de resfriamento durante a fabricação de misturas asfálticas.

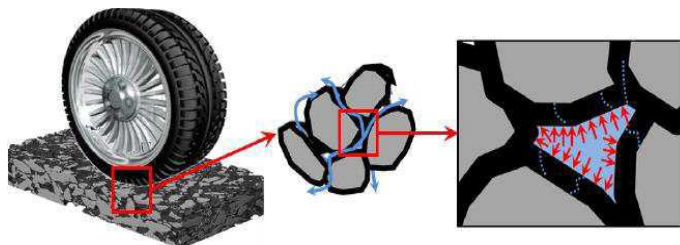
2.4 EFEITO DA ÁGUA SOBRE AS PROPRIEDADES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Durante a sua vida útil, o pavimento de concreto asfáltico passa por uma combinação de solicitações de tráfego (como, por exemplo, a carga dinâmica) e de condições ambientais diversas (chuvas, gradiente de temperatura e entre outras) que afeta o seu desempenho global e pode resultar em diversos tipos de defeitos. Dentre estes, o dano causado pela ação da água, objeto de estudo desta pesquisa, é um dos que mais contribuem para deterioração acelerada de misturas asfálticas.

Destacam-se dois mecanismos de dano causado pela ação deletéria da água: perda de coesão e perda de adesão (TERREL *et al.*, 1994). Independentemente das características dos materiais e dos fatores internos e externos, na presença de água, a ligação granular-ligante é afetada tanto pela natureza coesiva quanto pela adesiva (VARVERI *et al.*, 2014).

Segundo Varveri *et al* (2014), a difusão da água nos pavimentos asfálticos, a erosão do ligante asfáltico, o fluxo rápido da água e o desenvolvimento de pressão nos poros, devido à água aprisionada nos vazios (ação de bombeamento), são identificados como processos físicos ou mecânicos que aceleram a degradação do concreto asfáltico. O bombeamento acontece devido à ação combinada da carga dinâmica e da água aprisionada nos vazios, que podem criar campos de alta pressão da água nos poros. Essa elevada pressão nos poros conduz à ocorrência de fissuras nas camadas das misturas asfálticas. Além disso, as pressões intensas nos poros podem provocar a desorção e a erosão do ligante asfáltico, conforme ilustra a Figura 2.8.

Figura 2.8 – Desenvolvimento de pressão nos poros devido à ação de bombeamento.



Fonte: Varveri *et al.* (2014).

Com essas observações, pode-se colocar em foco que a **coesão** é entendida como a força intermolecular que mantém as moléculas de um sólido ou um líquido em conjunto. Do ponto de vista macro de uma mistura asfáltica, as forças coesivas constituem a integridade do material; por sua vez, em relação à microanálise, considera-se a coesão como o envolvimento da película do ligante asfáltico nos granulares (TERREL *et al.*, 1994; COPELAND, 2007).

As forças coesivas que se desenvolvem nas misturas asfálticas são influenciadas pela viscosidade do ligante, pelas características dos granulares e pela temperatura. Aliás, segundo Copeland (2007) estas forças são inversamente proporcionais à temperatura.

A água tem pouco efeito sobre a coesão do betume. Apesar disso, pode interagir com os componentes mais polares dos ligantes, como, por exemplo, os grupos de óxido de carbono presentes no ligante asfáltico podem desenvolver ligações de hidrogênio com as moléculas de água.

É importante frisar que os granulares devem atender às características mecânicas mínimas para serem empregados nas misturas asfálticas. Caso contrário, na presença da água, pode levar a uma rápida ruptura por expansão (CASTAÑEDA, 2004).

A **adesão** é definida como a ligação entre diferentes corpos através da força de atração molecular na área de contato entre eles. A perda de adesão nas misturas asfálticas se deve à quantidade de energia necessária para quebrar a ligação entre os constituintes. (COPELAND, 2007). Além disso, Terrel *et al.* (1994) identificaram sete fatores que afetam a adesão granular-ligante asfáltico:

- a tensão superficial (isto é, a superfície de energia livre) do ligante asfáltico e do granular;
- a composição química do ligante asfáltico e do granular;

- a viscosidade do ligante;
- a textura da superfície do granular;
- a porosidade do granular;
- a limpeza do granular;
- os teores da umidade e da temperatura do granular durante a fabricação da mistura asfáltica.

Existem quatro teorias que explicam o mecanismo da perda de adesão entre granular e ligante asfáltico, já tratadas no item anterior: termodinâmica (energia de superfície); química (ligação ou reação); eletroestática (orientação molecular); mecânica (física). Nenhuma delas, isoladamente, parece explicar completamente a adesão. É provável que dois ou mais mecanismos ocorram ao mesmo tempo numa mistura asfáltica, e, conseqüentemente, causem a perda de adesão (TERREL *et al.*, 1994).

Após essas colocações, evidencia-se, ainda, que a sensibilidade das misturas asfálticas à água é influenciada pelas características físico-químicas dos materiais constituintes (granular e ligante asfáltico), conforme serão discriminadas nas próximas subseções. Resumidamente, as principais características dos granulares que podem afetar as misturas asfálticas na presença da água são: a natureza do granular, a textura da superfície e a sua porosidade. Para o ligante asfáltico, destaca-se a composição química e a sua viscosidade.

2.4.1 Influência das características dos granulares

Existem várias propriedades dos granulares que podem influenciar o comportamento de misturas asfálticas, como, por exemplo, a natureza química em relação à quantidade de componentes (sílica, calcário etc.) que podem ser extraídos pela ação da água. É claro que isso varia de região para região e, até mesmo, do local de exploração dos granulares.

A natureza dos granulares é fundamental na resistência à degradação pela água, pois a rugosidade e a porosidade do granular facilitam no processo de envolvimento com ligante. Uma boa fluidez do ligante, com um granular limpo e seco, permite tanto o aumento da área da superfície quanto o envolvimento mais favorável no momento de fabricação das misturas asfálticas (CURTIS *et al.*, 1993).

2.4.2 Influência das características do ligante asfáltico

O ligante asfáltico é constituído, substancialmente, de hidrocarbonetos alifáticos, contendo alguns componentes polares e organometálicos (níquel, vanádio e ferro). Os componentes do ligante asfáltico que apresentam uma boa compatibilidade com a superfície dos granulares são enunciados, em ordem decrescente, segundo Plancher *et al.* (1977): ácidos carboxílicos, anidridos, quinolinas, sulfóxidos e cetonas. Contudo, à medida que esses componentes se aderem facilmente à superfície dos granulares, também são facilmente removidos pela água. Em outras palavras, a adesividade ativa (aderência na presença de água) do ligante varia inversamente com a viscosidade do ligante. O ligante mais consistente (duro) precisa de uma alta temperatura no momento de fabricação da mistura para reduzir a força intermolecular do ligante e para facilitar o envolvimento com os granulares. Assim, os ligantes com maior consistência reduzem a sensibilidade à água de misturas asfálticas, segundo Schmidt *et al.*, 2003.

2.5 DEGRADAÇÃO DA MISTURA ASFÁLTICA DEVIDO À AÇÃO DA ÁGUA E DA TEMPERATURA

As misturas asfálticas se degradam de diversas formas devido ao efeito da ação da água. Castañeda (2004) desenvolveu um estudo em que identificou a cinemática de degradação nas misturas asfálticas sob ação da água em função da temperatura e do tempo de condicionamento dos Corpos de Prova (CPs). Nesse estudo, um conjunto de CPs de uma mistura asfáltica foi condicionado a uma temperatura constante de 60°C durante 23 dias. Após o período de cada condicionamento, as amostras foram submetidas os ensaios de módulo complexo de flexão alternada de dois pontos, sem imersão em água, durante o ensaio.

A degradação da mistura asfáltica foi medida pelo parâmetro D (dano) e a representação cinemática da degradação da mistura em função do tempo de imersão numa temperatura constante é expressa pela Equação 2.7.

$$D = \alpha \cdot t^\beta \quad (2.7)$$

Em que:

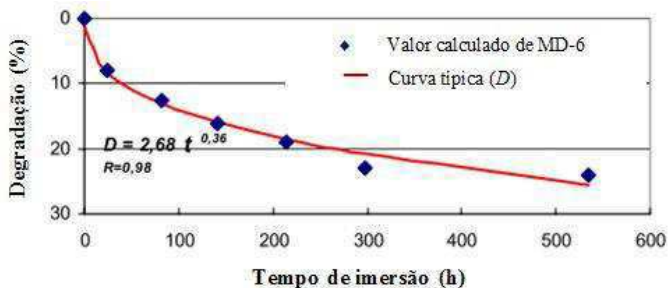
D = percentagem de degradação;

t = tempo de permanência do material em água;

α e β = parâmetros intrínsecos e específicos de degradação do material.

Nesse caso, a curva que representa a degradação cinemática em função do tempo de imersão, numa temperatura constante, é ilustrada na Figura 2.9.

Figura 2.9 – Curva típica da degradação da mistura asfáltica à temperatura constante.

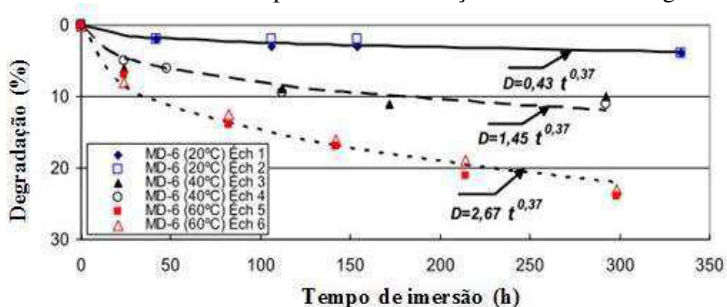


Fonte: Castañeda (2004).

No trabalho de Castañeda (2004), realizado com diferentes tipos de misturas de teor de ligante e tempos de imersão mais curtas, verificou-se o mesmo comportamento quanto à lei da potência, visto na Figura 2.9.

A degradação em diferentes temperaturas foi determinada, nessa mesma pesquisa desenvolvida por Castañeda (2004), com o objetivo de medir a sua influência sobre a degradação de misturas asfálticas. Para isso, foram testadas seis amostras da mesma mistura asfáltica, porém com volume de vazios de $7 \pm 0.5\%$, sendo imersas em água cada duas amostras em temperaturas diferentes de 20°C , 40°C e 60°C , respectivamente. As amostras foram testadas no ensaio de módulo complexo em distintos tempos de permanência em água antes do início do ensaio. A Figura 2.10 ilustra a curva da degradação calculada em temperaturas diferentes.

Figura 2.10 – Influência da temperatura em condição de imersão em água.



Fonte: Castañeda (2004).

A estimativa da degradação pelo o efeito da ação da água durante os ciclos de imersão e de secagem das misturas asfálticas, levando em consideração o tempo de duração e a temperatura de condicionamento, é expressa pela Equação 2.8 (CASTAÑEDA, 2004).

$$D = (A.T - B).t^{\beta} \quad (2.8)$$

Quando os ciclos de imersão contêm duas ou mais temperaturas (T1, T2), a curva de degradação segue o mesmo princípio da lei da potência, conforme exibem as Equações 2.9, 2.10, 2.11 e 2.12.

$$D = \sum_{i=0}^t Di \quad (2.9)$$

$$D = Df_i - Do_i \quad (2.10)$$

$$Do_i = Df_{i-1} = (A.T_i - B).t_{ieq}^{\beta} \quad (2.11)$$

$$Df_i = (A.T_i - B).(t_{ieq} + t_i - t_{i-1})^{\beta} \quad (2.12)$$

Em que:

D = degradação final de módulo complexo;

D_i = degradação no intervalo de tempo à temperatura constante;

Do_i = degradação inicial de intervalo de tempo;

Df_i = degradação final de intervalo de tempo;

A = constante que varia com a mistura (dependente da duração do nível de recuperação na fase lenta);

B = constante que varia com a mistura (atua sobre a inclinação da curva de degradação durante o nível de recuperação rápida);

T = temperatura de condicionamento;

- T_i = temperatura no intervalo;
 t = tempo acumulado de degradação;
 t_{ieq} = tempo equivalente para intervalo de temperatura;
 β = parâmetro ligado à inclinação da curva de degradação.

As misturas asfálticas são submetidas às condições do ensaio de imersão e de secagem, e esta segunda permite a recuperação da aderência na interface granular-ligante asfáltico e o ciclo de imersão-secagem seria, *a priori*, mais realista para estimar a resistência à degradação de misturas asfálticas contato com a ação deletéria da água.

A pesquisa efetuada por Barra (2009) evidenciou a degradação das misturas asfálticas devido ao efeito da água através do ensaio de fadiga em flexão alternada de dois pontos. Nessa pesquisa, foram testadas duas misturas asfáltica, sendo uma com pó de britagem e outra com pó de calcário. Essas misturas foram ensaiadas em três condições: normal a seco; imersa em água (Figura 2.11); e ciladas, ou seja, condicionada nos ciclos de secagem em estufa, precedidos de ciclos de imersão em água (ambos a 60°C).

Os ensaios foram conduzidos sob a temperatura de 10°C e sob a frequência de 25Hz, como preconiza a norma EN12697-24 (2007).

Figura 2.11 – Amostra imersa em água durante ensaio de fadiga.



Fonte: Barra (2009).

A Tabela 2.2 expõe o resultado de deformação para um milhão de ciclos em diferentes condições para as duas misturas, sendo uma com pó de britagem, denominada de CTB, e a outra com pó de calcário, denominada de CTBPC.

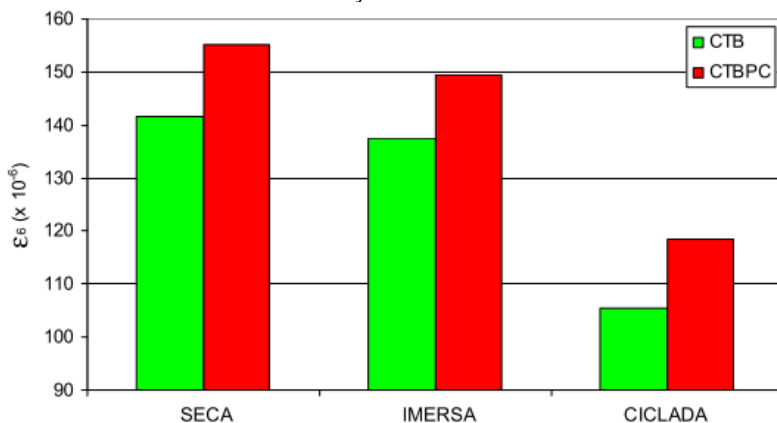
Tabela 2.2 – Deformações obtidas para um milhão de ciclos e seus intervalos de dispersão.

Mistura Asfáltica	Etapas de Condicionamento	$\epsilon_6(x10^{-6})$	$\Delta\epsilon_6(x10^{-6})$
CTB	A seco	141,56	10,0
	Imersão em água	137,53	12,5
	Imersão em água + condicionada	105,59	10,3
CTBPC	A seco	155,09	9,2
	Imersão em água	149,51	12,4
	Imersão em água + condicionada	118,38	9,1

Fonte: Barra (2009).

Na Figura 2.12, os resultados da deformação para um milhão de ciclo das misturas estudadas estão mostrados na forma de gráfico.

Figura 2.12 – Deformações obtidas para um milhão de ciclos para as misturas CTB e CTBPC em diferentes condições dos ensaios.



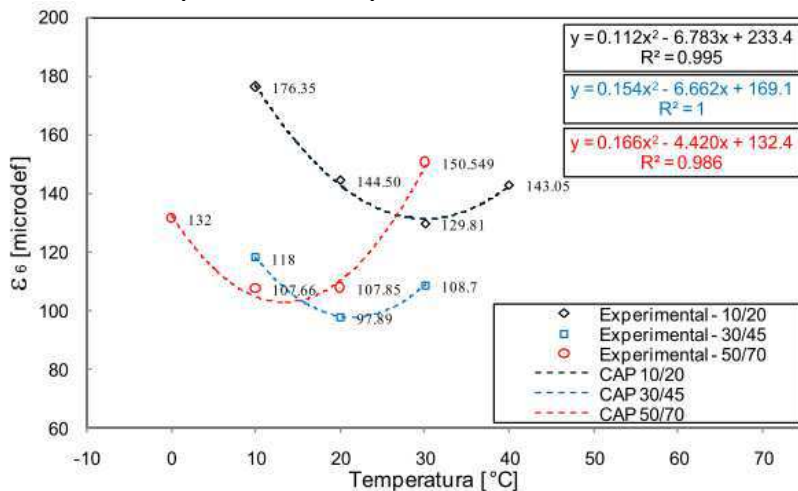
Fonte: Barra (2009).

A partir dos resultados obtidos, as deformações necessárias para um milhão de ciclos demonstram a degradação da mistura asfáltica devido ao efeito da água e do condicionamento alternado prévio. Por outro lado, a adição de pó de calcário melhora a resistência ao ataque da água às misturas asfálticas. Ressalta-se que a degradação por condicionamento alternado foi mais acentuada se comparada às condições, apenas, de imersão em água.

Rudensky (1997 *apud* BARRA, 2009) efetuou estudo de verificação da resistência à fadiga de quatro tipos de misturas asfálticas, de acordo com a norma russa GOST 9128-84. Nessa pesquisa, utilizaram-se CPs prismáticos no ensaio de fadiga de flexão alternada de 4 pontos sob a deformação controlada. Realizou-se o ensaio a seco e de forma condicionada, nas temperaturas de 0°C e 20°C. Chegou-se à conclusão de que a resistência à ruptura dos CPs testados a 20°C sob imersão em água reduziu de 45% a 55% quando comparada às dos CPs da mesma mistura testada a seco. Na condição de teste a 0°C, as misturas asfálticas testadas em imersão em água reduziram suas resistências à ruptura à fadiga de 33% a 35% se comparadas às mesmas misturas a seco. Contudo, segundo Barra (2009), as informações constantes no trabalho de Rudensky (1997) contêm poucos detalhes de condicionamento a que foram submetidos os CPs.

O efeito da temperatura sobre o comportamento das misturas asfálticas, com diferentes consistências de ligante asfáltico, foi objeto de pesquisa de Quintero (2016). Em seu trabalho, o pesquisador realizou o ensaio de fadiga de flexão alternada de 2 pontos com CPs trapezoidais, e foram formuladas três misturas com ligantes de consistência à penetração: CAP 10/20, CAP 30/45 e CAP 50/70. Para cada mistura, foram testadas três temperaturas diferentes: uma estabelecida na norma NF P 12697-42 +A1 (2007); a segunda determinada no plano Cole-Cole, no qual o módulo imaginário é maior; e a terceira foi escolhida na região de temperatura alta. Na Figura 2.13, estão apresentados os resultados da deformação para um milhão de ciclos das misturas estudadas em função de distintas temperaturas.

Figura 2.13 – Deformações obtidas para um milhão de ciclos para as misturas em diferentes temperaturas e em frequência de 25Hz.

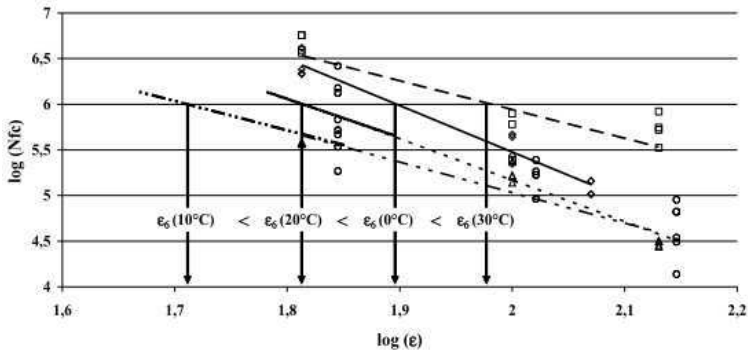


Fonte: Quintero (2016).

Os resultados apontam que as deformações para um milhão de ciclos das misturas estudadas foram menores nas temperaturas em que a parte imaginária é maior no plano Cole-Cole. Portanto, essa temperatura, considerada crítica, afeta o comportamento das misturas asfálticas e a vida útil do pavimento.

Outro trabalho é o de Domec (2005), que realizou ensaio de fadiga sob quatro temperaturas (0°C, 10°C, 20°C e 30°C) e em uma frequência de 40 Hz em uma mistura do tipo *grave-betume* de classe 3, com intuito de verificar o efeito da temperatura no ensaio de fadiga, como ilustra a Figura 2.14.

Figura 2.14 – Curvas de fadiga de GB-3 para diferentes temperaturas.



Fonte: Domec (2005).

A partir da Figura 2.14, observa-se que a temperatura de 10°C é a mais crítica, visto que a deformação para um milhão de ciclos foi menor do que as demais temperaturas. Por sua vez, a temperatura de 30°C revela maior valor de deformação para um milhão de ciclos. Portanto, a diminuição da deformação, devido à temperatura, não é uniforme, dependendo do tipo do material asfáltico, inclusive de sua consistência.

Salienta-se que a temperatura de 10°C é estabelecida, na metodologia francesa de formulação das misturas asfálticas, como aquela propícia para a realização de ensaio de fadiga.

2.6 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DE SENSIBILIDADE À ÁGUA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Os resultados dos ensaios de caracterização do efeito da água sobre as misturas asfálticas não são considerados nos métodos de dimensionamento de pavimento, como já mencionado. Em outras palavras, não se leva em consideração o efeito da água nos ensaios fundamentais, que fornecem os parâmetros intrínsecos para dimensionamento, segundo a metodologia francesa. Contudo, o efeito da ação da água é prezado na escolha de solo para subleito, ou seja, o estado hídrico dos solos da camada de plataforma suporte de terraplenagem é levado em consideração devido à sua susceptibilidade à água, no caso da metodologia francesa de concepção de pavimento de estradas.

Existem diferentes tipos de ensaios para caracterizar e determinar o efeito da água sobre as misturas asfálticas, conforme serão descritos nas próximas subseções, dentre os quais se destacam:

- ensaios de caracterização de interface granular-betume;
- ensaios qualitativos do aumento da área superficial por descolamento do ligante;
- avaliação da perda das propriedades mecânicas.

2.6.1 Ensaio de caracterização de interface granular-betume

O ensaio de the *Adsorption Test*-AASHTO TP6-93, é um dos ensaios que caracterizam a interface granular-betume. Nele, o ligante asfáltico é, inicialmente, diluído em tolueno, e, em seguida, os granulares são depositados nessa solução a 25 °C, durante 6 horas. A quantidade do ligante asfáltico restante na solução de tolueno é que não é absorvido pelos granulares. Em seguida, os granulares são colocados sob a circulação da água, durante 2 horas, a 25 °C e, assim, são determinados pela espectrometria (CURTIS *et al.*, 1993).

2.6.2 Ensaio de deslocamento do ligante (ASTM D – 3625)

Esse ensaio consiste na imersão de uma amostra de mistura asfáltica na água durante um período e com temperatura definida. O resultado é, qualitativamente, determinado como fração dos granulares com superfície exposta. Esse tipo de ensaio é similar ao ensaio de adesividade normatizado e utilizado no Brasil. Os procedimentos dele podem variar, ligeiramente, de país para país, distinguindo-se, principalmente, em relação à duração e à temperatura de imersão em água. O processo pode variar de 10 minutos, para uma temperatura de aquecimento de 100°C, e, em 24 horas, para uma temperatura de 25 °C.

Por um lado, as principais desvantagens desse ensaio é que ele exige uma avaliação de um laboratorista experiente e que não considera outras condições que podem condicionar a velocidade de remoção do ligante, tais como: a incidência do tráfego, do clima ou do teor de vazios das misturas asfálticas. Por outro lado, as suas vantagens são a facilidade de aplicação (simples de realizar) e os resultados são obtidos rapidamente (SOME, 2012).

2.6.3 Avaliação da deterioração das propriedades mecânicas

Existem vários ensaios de avaliação da deterioração ou da perda das propriedades mecânicas. Neles, a deterioração de mistura asfáltica, em relação à ação da água, é determinada como a mudança de

propriedade de mistura em causa. A Equação 2.13 expressa a percentagem da perda de mistura asfáltica pela deterioração da ação da água, contemplando os estado inicial e final da mistura asfáltica.

$$D = \frac{M_s - M_h}{M_s} \cdot 100 \quad (2.13)$$









Em que:

D (%) = degradação de mistura asfáltica sob o efeito da água;
M_s = valor da propriedade de amostra seca, medido antes;
M_h = valor da propriedade de amostra, medido após a imersão em água.

Os ensaios que avaliam as propriedades mecânicas das misturas asfálticas sob o efeito da ação da água podem ser divididos em dois grupos: Os ensaios destrutivos (Tabela 2.2) e os ensaios não destrutivos (Tabela 2.3).

A Tabela 2.3 apresenta os tipos de ensaios destrutivos, que são, tradicionalmente, mais utilizados para determinar as resistências à sensibilidade à água de misturas asfálticas.






Tabela 2.3 – Ensaios destrutivos de avaliação da sensibilidade de misturas asfálticas à água.

Testes	Compactação	Amostras	Saturação de poro	Imersão 	Ensaio Mecânico 
LOTTMAN (1978)	Procedimento Marshall ASTM 1559	Cilíndrico de 101,6 mm de diâmetro, 63,5 mm de altura, teor de vazios de 4% a 8%	Vácuo 650 mm Hg, 30 min.	15 horas a 0°C; 24 horas a 60°C	Tração indireta 
LOTTMAN MODIFICADO (AASHTO T 283)	Cisalhamento Giratório ASTM D3387	Cilindro (φ =101,6 mm, h=63,5 mm, teor de vazios =7±1	Vácuo 500 mm Hg, Quando saturado entre 55% a 80 %.	24 horas a 60°C	Tração indireta 
IMERSÃO COMPRESSÃO (AASHTO T283)	Duplo pistão, 20,68 (ASTM D1074)	Cilindro (φ =101,6 mm, h=101,6 mm.		1 dia a 60°C ou 4 dias a 49°C	Compressão Simples 
IMERSÃO COMPRESSÃO (NF P98-251-1)	Dupla pistão, 60kN, 5 min.	Cilindro (φ =80 mm, 1000g de peso.	120 min. a vácuo 350 mm Hg	7 dias a 18°C ou 6 dias a 18°C; e 1 dia a 50°C	Compressão Simples 
Deformação permanente (<i>ornierage d'ambourg</i>)	Cisalhamento giratório, ASTM D3387	Placa de 260mm x 320 mm, 80 mm de altura ou cilindro de 152 mm de diâmetro por 62 mm de altura, volume de vazios 7 ±1	30 min. antes de começar o ensaio, 50°C	Carga rolante (203,5 mm de diâmetro, 47 mm de largura, 710 N) a 50°C, 20000 carga	Sensibilidade à deformação permanente 
Gelo-Degelo	Dupla pistão 27, 58 kN, 20 min	Cilindro de 101,6 mm de diâmetro, 101,6 mm de altura 5% de teor de betume.		15 horas a -12°C, 9 horas a 49°C	Aparição de fissuras 

Fonte: Castañeda (2004)

A Tabela 2.4 exhibe os ensaios não destrutivos de avaliação da sensibilidade à água de misturas asfálticas.

Tabela 2.4 – Ensaios não destrutivos de avaliação a sensibilidade à águas de misturas asfálticas.

Testes	Compactação	Amostras	Saturação de poro	Imersão 	Ensaio Mecânico 
Andersland e Goet (1956)	Local	Amostras feitas a partir de misturas asfálticas, conteúdo vazio variável		0 – 100 dias, temperatura variável	Tração indireta
Schmidt e Graf (1972)	Cisalhamento ASTM D1561	Cilíndrico 101,6 mm diâmetro, 63,5 mm de altura teor de vazios variável	Umidade próximo de 5 %	0 – 65 dias a 60°C	Módulo Resiliente 23°C e 25°C 
Ishai e Craus (1977)	Procedimento Marshall ASTM D1559		Vácuo, 650 mm de Hg, 30 min.	0 – 30 dias à temperatura entre 23 e 60°C	
Sistema de condicionamento ambiental de Terral e Allen (1992) AASHTO TP-34	Cisalhamento Giratório	Cilíndrico 101,6 mm diâmetro, 101,6 mm de altura teor de vazio variável	Vácuo, 508 mm de Hg, 30 min.	3 ciclos de 6 horas a 60°C grau e carga axial repetida de 124 kPa	Módulo Resiliente 25°C 

Fonte: Castañeda (2004).

A seguir, serão abordados dois principais ensaios, habitualmente, utilizados no Brasil para avaliar a sensibilidade das misturas asfálticas à ação da água: o ensaio de imersão compressão (ensaio de Duriez) e o ensaio de tração indireta (ensaio de Lottman Modificado).

2.6.4 Ensaio de imersão compressão (ensaio de Duriez)

O ensaio de imersão e compressão, também, conhecido como ensaio Duriez, é preconizado pela norma NF P 98-251-1, de 1995. É o tipo de ensaio utilizado na formulação francesa de misturas asfálticas, estando no nível 1 de misturas asfálticas. Ressalta-se que esse ensaio é de carácter eliminatório.

Em sua atividade, é um ensaio que consiste na compressão direta simples de uma amostra de mistura asfáltica em um molde cilíndrico de aço (120,0 mm \pm 0,1 mm de diâmetro interno; altura mínima de 270,0 mm para $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm e 80,0 mm \pm 0,1 mm de diâmetro interno;

altura mínima de 190,0 mm para $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm). O número de CP fica em função da massa e da composição granulométrica: o mínimo de 10 CPs para uma massa de 3,5 kg, com $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm, e mínimo de 12 CPs para a massa de 1,0 kg com $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm.

Na compactação, ocorre a aplicação de uma pressão estática de duplo efeito para cada CP, em uma prensa com uma velocidade média de avanço de $1 \text{ mm/s} \pm 0,1 \text{ mm/s}$, equipada com duplo pistão, com diâmetros externos de $119,8 \text{ mm} \pm 0,05 \text{ mm}$ e $79,8 \text{ mm} \pm 0,05 \text{ mm}$. A carga de aplicação varia em função do tamanho máximo de granular, e é aplicada uma carga monotônica constante de 180 kN para $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm, ou 60 kN para $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm, por 5 minutos.

Em seguida, os CPs são desmoldados, depois de 4 horas, devendo ser colocados em repouso sobre uma superfície plana, para um período de cura, em um prazo de 24 horas, em temperatura ambiente (de 15°C a 25°C). Uma parte das amostras, após esse período de repouso e de etapas de pré-imersão em água, é submetida ao condicionamento na água a uma temperatura $18 \pm 1^{\circ}\text{C}$, por um período de 7 dias. Os CPs, sem o condicionamento na água, são colocados em uma câmara com controle de 50 ± 10 % da umidade relativa do ambiente, também com uma temperatura de $18 \pm 1^{\circ}\text{C}$ e um período de condicionamento de 7 dias. Depois desse período, os CPs são submetidos à ruptura de compressão simples.

O resultado é expresso pela relação r/R de resistência à compressão, a partir da comparação entre os pares das duas situações de condicionamento. No mais, as relações entre a resistência imersa em água e a seca são especificadas na norma NF P 98-251-1, de 1995.

2.6.5 Ensaio de tração indireta (ensaio de Lottman Modificado)

O ensaio Lottman Modificado é utilizado na avaliação de sensibilidade à água de misturas asfálticas na formulação Superpave. A norma AASHTO T-283 (2011) padroniza o método desse ensaio, sendo este responsável pela verificação da perda da resistência à tração de misturas asfálticas através de um processo de umidade induzida, em CPs cilíndricos saturados entre 55% e 80% do volume de vazios. Para isso, utiliza-se uma bomba de vácuo para saturação, e, após esse processo, os CPs são levados a um congelador à temperatura de, aproximadamente, -18°C , por 16 horas, no mínimo. Em seguida, são conduzidos, diretamente, ao banho Maria, a 60°C por 24 horas. Passando essa etapa, os CPs são submetidos, novamente, a um banho Maria, porém, a 25°C e

por apenas 1 hora. Finalmente, esses CPs são ensaiados à tração indireta por compressão diametral. Ou seja, aplica-se, neles, uma carga de compressão simples sobre uma amostra cilíndrica por meio de duas placas rígidas, induzindo a tensão de tração ao longo do eixo vertical diametral.

Aqui, é importante colocar que o ensaio de Lottman é considerado severo à avaliação da resistência à sensibilidade as misturas asfálticas têm à água, porque o condicionamento imposto aos CPs é rigoroso.

Ainda, sobre esse ensaio, carecem de estudos que abordem a incidência da água na realização dos ensaios de módulo complexo e de fadiga de misturas asfálticas, na condição de condicionamento alternado com e sem imersão em água, avaliando o comportamento viscoelástico de concreto asfálticos. Como já mencionado, esses são fatores que interferem, diretamente, nos parâmetros de dimensionamento de pavimento asfálticos.

2.7 RESUMO DE PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO

Neste capítulo, que se comprometeu a efetuar uma breve revisão bibliográfica, apresentaram-se alguns pontos do estudo de sensibilidade à água de misturas asfálticas, que auxiliarão no desenvolvimento e no decorrer deste trabalho.

Dessa forma, deu-se destaque, primeiramente, à abordagem do modo de transporte da água na estrutura de pavimento e, também, ao mecanismo de degradação das misturas asfálticas devido à presença de água, como as adesividades ativa e passiva.

Relembra-se que, na presença da água combinada com o carregamento dinâmico, ocorrem, na estrutura de pavimento, os fenômenos de jateamento e, eventualmente, de bombeamento, que podem degradar (de maneira progressiva) a mistura asfáltica.

Mais adiante, tratou-se de alguns métodos empíricos de ensaios que avaliam a sensibilidade à água das misturas asfálticas, porém frisou-se que estes não fornecem parâmetros para serem considerados no projeto de dimensionamento de pavimento, nomeadamente: os ensaios de Duriez e de Lottman Modificado.

Viu-se também que a degradação de mistura asfáltica, devido à junção da ação da água com a variação da temperatura, verificada através do processo de imersão em água e de secagem em estufa e, depois, de sua submissão ao ensaio de módulo complexo a seco (determinando o parâmetro dano - D), constitui um dos parâmetros

fundamentais para avaliar o efeito de água no dimensionamento de pavimento asfáltico.

Salienta-se que são poucos os estudos (ou seja, escassos nas literaturas técnicas no âmbito mundial), de ensaios laboratoriais, que são direcionadas ao efeito da água combinada com a temperatura nos ensaios fundamentais do módulo complexo e da fadiga.

Mais uma vez, coloca-se, então, que o estudo do efeito da ação da água e da temperatura constitui o foco deste trabalho e é, de fundamental importância ser contemplado no projeto de dimensionamento de pavimento, uma vez que caracteriza as regiões em que a intensidade pluviométrica é alta seguida de altas temperaturas, ou seja, as regiões tropicais e subtropicais.

CAPÍTULO 3

3 MISTURA ASFÁLTICA, SUAS PROPRIEDADES E DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A mistura asfáltica é um material de comportamento viscoelástico e termosusceptível, geralmente constituída por um conjunto de materiais granulares e de ligante asfáltico, incluindo os finos. O ligante asfáltico, apesar de ser em pequena proporção, geralmente em torno de 4% a 7% do peso total da mistura, responde por grande parte do comportamento dela, pois é ele que confere suas propriedades viscoelásticas e a sua dependência da temperatura à mistura asfáltica.

Os aditivos são incorporados, eventualmente, na mistura asfáltica para melhorar o desempenho do comportamento mecânico e podem ser otimizados por meio das propriedades desejáveis, tais como: estabilidade, durabilidade, flexibilidade, impermeabilidade, aderência e, também, resistência mecânica à deformação plástica e à fadiga (RIVIÈRE, 1996; BONDIN, 2002; ALMEIDA, 2013).

3.2 COMPOSIÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas são produzidas em combinações necessárias, ou seja, quanto à proporção granulométrica de partículas de materiais granulares e de cimentos asfálticos, aquecidos e compactados adequadamente.

3.2.1 Os Granulares

Os granulares são materiais sólidos, de dimensões e de propriedades adequadas para a seu uso nas obras de engenharia. Também, podem ser denominados de agregados, um termo genérico para areias, pedregulhos e rochas minerais em seus estados naturais, ou de britadas em seus estados processados (BERNUCCI *et al.* 2008).

Os seus tamanhos de grãos variam entre 0 mm e 80 mm. Nas misturas asfálticas, o material granular é cerca de 95% de sua constituição, podendo ser naturais, ou seja, constituídos de grãos oriundos de alterações das rochas pelos processos de intemperismo. Além disso, podem ser produzidos por processos de britagem, como é o

caso desta pesquisa que utiliza as rochas britadas oriundas de pedreira de origem granítica.

Os componentes minerais e as suas características (com a forma geométrica e o tamanho de granulares) influenciam no caráter mecânico e no desempenho das misturas asfálticas. Por isso, devem ser utilizados, nas misturas asfálticas, os granulares que apresentarem as seguintes características (De La ROCHE, 1996; NGUYEN, 2009):

- **Granularidade:** é a classificação dos grãos que são posicionados segundo a dimensão. O esqueleto granular é composto de uma mistura de vários tamanhos de granulares. O ajustamento de granularidade é feito por uma edição de partículas finas.
- **Angularidade:** os granulares que apresentam rugosidade favorecem o atrito interno e melhoram a estabilidade mecânica. A angularidade é uma qualidade mais importante do que a forma. Dessa maneira, os agregados devem apresentar grau de arredondamento ou sub-angulares.
- **Resistência mecânica:** é responsável pelo comportamento mecânico do material. Os granulares devem ser de boa resistência à fragmentação por atrito (ação de dois corpos que se gastam por atrito mútuo) e por polimento.

Nota-se que as propriedades físicas acima anunciadas são importantes para que a mistura asfáltica seja de bom desempenho mecânico, entre outras propriedades não mencionadas.

3.2.2 Ligante asfáltico

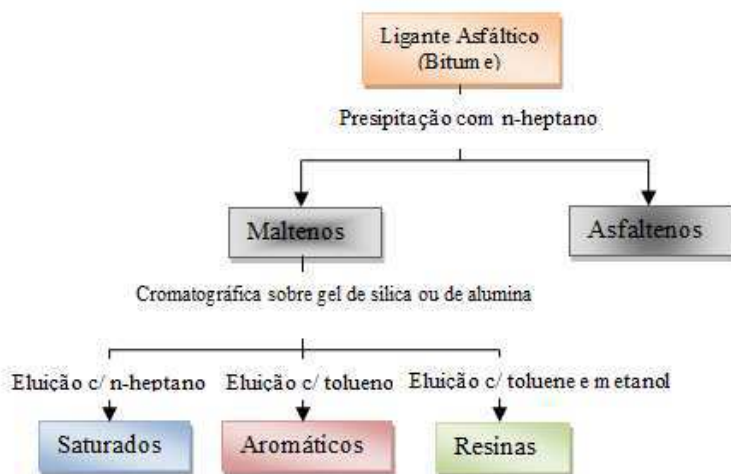
O ligante asfáltico é uma substância composta, essencialmente, de hidrocarbonetos e seus derivados. Ele assegura a coesão dos materiais granulares por meio da sua repartição em uma fina película que os envolvem e lhes confere a propriedade viscoelástica às misturas asfálticas (De La ROCHA, 1996; MOMM, 1998). São materiais: de cor preta; sólidos ou líquidos viscosos, dependendo da temperatura; conjuntos muito complexos de hidrocarbonetos alifáticos, naftênicos e aromáticos; que possuem asfaltenos (sólidos) em dispersão em materiais líquidos (os maltenos são óleos petroleiros) (BAAJ, 2002).

A análise elementar de um betume indica que este consiste de átomos de carbono (80% a 87% em peso) e de hidrogênio (8% a 12%).

Além disso, o betume é composto de heteroátomos, tais como o enxofre (1% a 9%), o azoto (0% a 1,5%), o oxigênio (0,5 a 1,5%), e de rastreamento de metais, como o vanádio ou o níquel. Aliás, é válido frisar que a composição elementar do ligante asfáltico depende, essencialmente, da sua origem e da técnica de refinaria aplicada na sua exploração (SOME, 2012)

Devido à complexidade da sua composição química, é irrealista definir uma fórmula química para ligante asfáltico (betume), embora as suas estruturas moleculares médias sejam propostas. Por isso, é comum separar as suas moléculas em diferentes famílias químicas, através de técnicas cromatográficas, dependendo da sua solubilidade em solventes polares, aromáticos ou não polares, tal como no método de frações SARA (Saturada, Aromático, Resinas e Asfaltenos), como ilustra a Figura 3.1 (DONGMO, 2005; SOME, 2012).

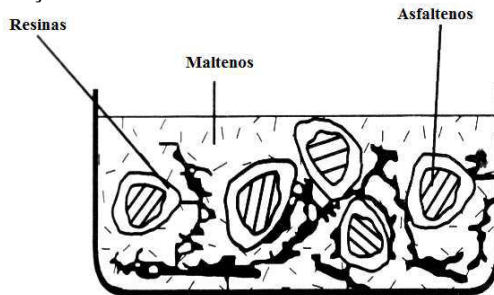
Figura 3.1 – Representação esquemática da separação química do betume.



Fonte: Adaptado de Some (2012).

Observa-se, na Figura 3.1, que o conjunto dos saturados, dos aromáticos e das resinas, constitui a matriz maltenos, na qual são incorporadas as inclusões de asfaltenos. A disposição dessas moléculas determina a estrutura do asfalto do cimento asfáltico, como exibe a Figura 3.2 (DONGMO, 2005; MAILLARD, 2005; GASTHAUER *et al.*, 2008).

Figura 3.2 – Composição de cimento asfáltico.



Fonte: Dongmo (2005).

A fração dos asfaltenos contém as moléculas mais complexas e pesadas do betume. Essa classe pode representar de 5% a 20% da massa do betume, contendo compostos aromáticos policondensados com uma proporção molar de C/H. Além de conter substitutos alifáticos, naftênicos e heterocíclicos, contém asfaltenos anel de porfirina complexado com metais, como o vanádio ou o níquel (GASTHAUER *et al.*, 2008).

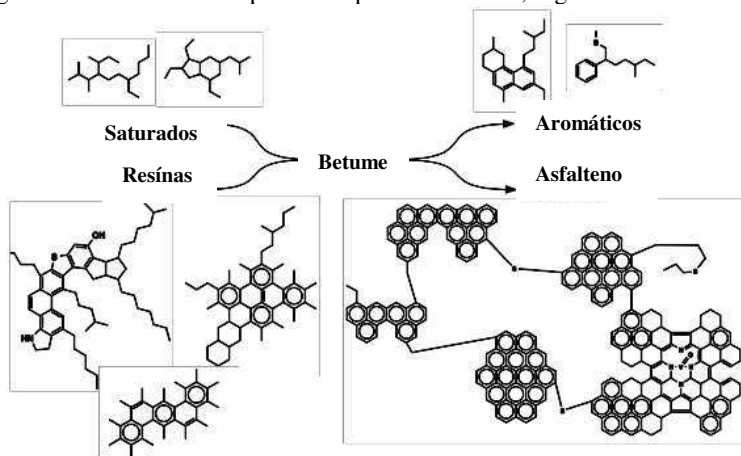
Os saturados são frações solúveis em heptano da família maltenos. Podem ser separados em três fases por passagem através de uma coluna cromatográfica em gel de sílica / alumina. A primeira eluição com n-heptano recupera derivados saturados. Estes, os saturados, estão na forma de óleos viscosos incolores não polares. A classe contém os compostos parafínicos saturados, os quais consistem de cadeias lineares ou ramificados alifáticos, naftênicos e formados de anel saturado. Esses compostos representam de 5% a 20% da massa do ligante asfáltico (betume) (GASTHAUER *et al.*, 2008).

Os aromáticos são frações de eluição com tolueno, caracterizam-se como óleos viscosos amarelos ou vermelhos na tonalidade escura, são constituídos em cadeias aromáticas não polares e representam de 40% a 65% da massa do ligante asfáltico (betume). Esses compostos, muitas vezes, contêm substituições da cadeia alifática e ou cíclicos de saturados ou insaturados e podem incluir átomos de enxofre (GASTHAUER *et al.*, 2008).

As resinas, por sua vez, são frações obtidas por eluição com tolueno e metanol. Constituem compostos de moléculas muito complexas de naftenos e aromáticos de peso molecular mais elevado da massa de betume (BEGHIN, 2003). São, ademais, as moléculas mais complexas que contêm mais estruturas cíclicas, tais como: anéis de

nafteno, anéis aromáticos e anéis heterocíclicos. Essas estruturas estão ligadas entre si por pontes alifáticas que permitem o desenvolvimento de moléculas tridimensionais. Além de que as resinas incluem uma elevada polaridade induzida por grupos químicos funcionais, contendo oxigênio, azoto ou enxofre, como ilustra a Figura 3.3 (GASTHAUER *et al*, 2008).

Figura 3.3 – Estrutura do tipo de composto de betume, segundo método SARA.



Fonte: Gasthauer *et al* (2008).

A polaridade das resinas confere fortes propriedades de adesão ao betume, representando de 10% a 20% da composição dele (BEGHIN, 2003).

3.3 PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As propriedades fundamentais do comportamento das misturas asfálticas foram discutidas em várias teses. Aqui, são mencionadas apenas algumas, tais como: HUET (1963); De La ROCHE (1996); MOMM (1998); PERRET (2003); HECK (2001) etc. Essas pesquisas descrevem que os materiais viscoelásticos, em geral, possuem comportamentos peculiares em cada caso, não podendo ter as suas condições de análise generalizadas, revelando que não é simples prever seu comportamento.

Dada a complexidade de se estudar e de se modelar toda a diversidade de variáveis que rege o seu comportamento, algumas

propriedades são, geralmente, assumidas, tais como: homogeneidade, isotropia, viscoelasticidade, linearidade (no domínio das pequenas deformações) e susceptibilidade (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998; HECK, 2001; PERRET, 2003). A seguir, são descritas, resumidamente, cada uma dessas propriedades.

a) Homogeneidade

A mistura asfáltica é constituída de uma estrutura de materiais granulares de diferentes frações. Esses materiais lhe conferem um caráter heterogêneo do ponto de vista microscópico, mas, no nível das camadas da estrutura de pavimento, é assumida a hipótese de homogeneidade.

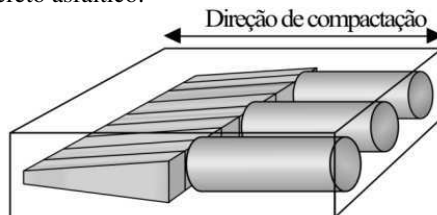
Para os ensaios em laboratório, a hipótese da homogeneidade pode ser assumida para as amostras que tenham uma relação entre a dimensão do CP e o tamanho máximo dos granulares.

b) Isotropia

Segundo De La ROCHE (1996), o modo de construção das estradas e da aplicação das misturas asfálticas sobre o pavimento (o espalhamento do material pelas camadas e a compactação por passagem repetida dos compactadores) confere, ao material, certa anisotropia (gradiente de densidade no sentido da espessura da camada, orientada pela compactação). Para diminuir os efeitos do gradiente de compactação, os CPs para os ensaios de módulo complexo e de fadiga são extraídos do centro das placas asfálticas e no sentido de compactação.

Para o dimensionamento do pavimento, a hipótese de isotropia é assumida, uma vez que os CPs, para os ensaios de módulo complexo e de fadiga, são extraídos na direção de compactação para que esta direção seja o mesmo de aplicação da carga, como mostra a Figura 3.4.

Figura 3.4 – Extrações de Corpos de Prova (CPs) trapezoidais e cilíndricos em uma placa de concreto asfáltico.



Fonte: Adaptado de De La Roche (1996).

c) Viscoelasticidade

O comportamento viscoelástico, proveniente das propriedades dos ligantes asfálticos, varia consideravelmente em função da velocidade de aplicação de carga e de temperatura. Se as cargas são aplicadas muito rapidamente, o comportamento apresentado pelo concreto asfáltico é, praticamente, elástico, e, em casos em que a carga é aplicada muito lentamente, o comportamento é predominantemente viscoso. Entre os dois casos e nos limites de temperatura ambiente, as misturas asfálticas apresentam comportamento viscoelástico.

d) Linearidade

A hipótese da linearidade é assumida no domínio de pequenas deformações. O comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas implica na validade do princípio de superposição dos efeitos de *BOLTZMANN*. Esse princípio supõe que a resposta do material a certo número de solicitações elementares resulta na soma das respostas de cada solicitação elementar. É nesse domínio de linearidade das pequenas deformações que são realizadas as medidas de módulo complexo (rigidez) e de ensaios de fadiga.

e) Suscetibilidade térmica

A temperatura é um parâmetro determinante no comportamento da mistura asfáltica. Uma vez que o ligante asfáltico faz parte da sua composição, as misturas asfálticas são termo-suscetíveis, isso é, a sua propriedade depende fortemente da temperatura.

Nas temperaturas baixas, as misturas possuem uma rigidez elevada, o que ocasiona um comportamento rígido, sendo que as temperaturas elevadas apresentam o módulo baixo e uma deformabilidade alta.

3.4 PROPRIEDADE MECÂNICA E TERMOMECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

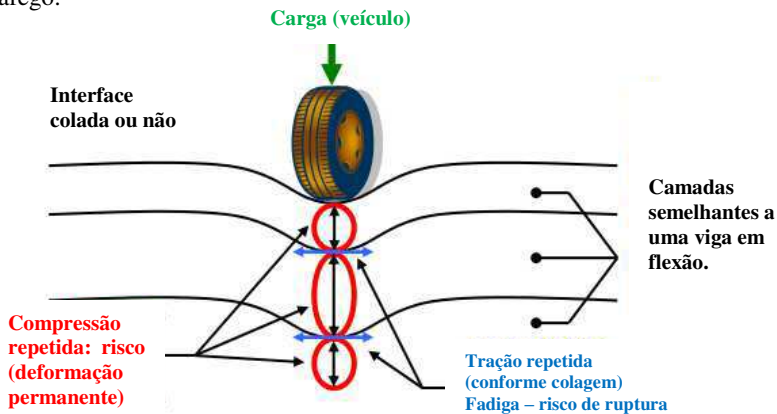
As estruturas de pavimentos são submetidas aos fenômenos complexos, dentre os quais: mecânico, térmicos e de umidade, físicos e químicos, que, muitas vezes, aparecem combinados.

As principais solicitações que as estruturas de pavimentos estão sujeitas estão relacionadas às restrições impostas pela passagem de veículos (efeito do tráfego) e os efeitos criados pelas alterações climáticas, principalmente devido às mudanças de temperatura (efeitos térmicos e umidade). A partir das análises dessas solicitações, os aspectos diferentes do comportamento termomecânico de misturas asfálticas são considerados.

3.4.1 Efeito de tráfego

As circulações induzem efeitos da compressão e de flexão em cada camada do pavimento, como ilustra a Figura 3.5.

Figura 3.5 – Esquema de solicitação na estrutura de pavimento induzido por tráfego.

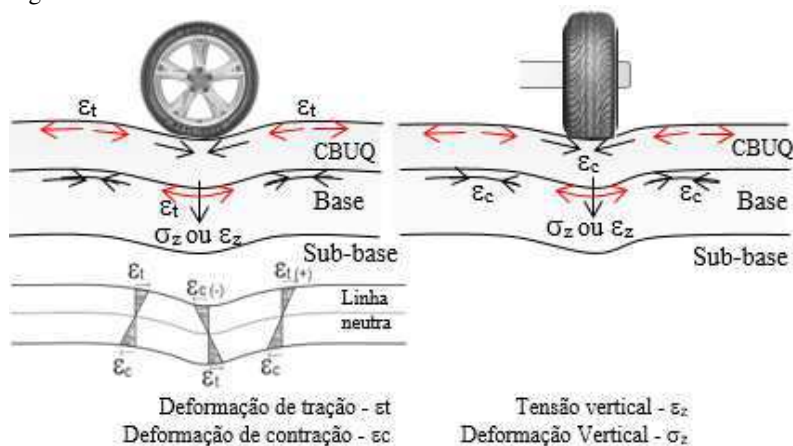


Fonte: Adaptado de Meunier (2012).

A passagem repetida de veículos provoca as ações repetidas, também, de pequenas deformações de flexão e de contrações nas camadas das misturas asfálticas, que contribuem para a ocorrência de microfissuras que se propagam e resultam em sérios danos aos pavimentos.

Nas camadas da estrutura de pavimento, as misturas asfálticas apresentam comportamentos diferentes com a solicitação da carga dinâmica, dependendo da sua disposição. Essas observações referem-se aos sinais de tensão e de deformações de tração na parte inferior da camada de base e de contração na parte superior do revestimento. A forma desses sinais se difere, dependendo da direção longitudinal ou transversal em que as medidas são captadas, como exhibe a Figura 3.6.

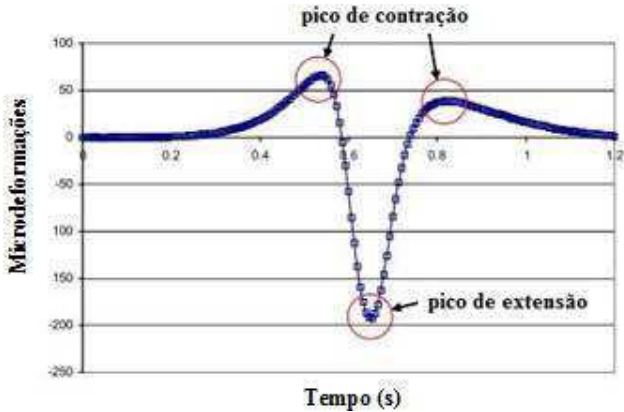
Figura 3.6 – Solicitação da estrutura de pavimento brasileiro sob passagem de carga rolante.



Fonte: Autor (2017).

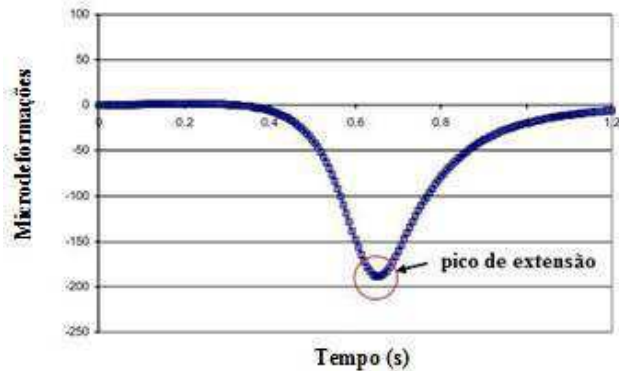
Na pesquisa desenvolvida por Perret (2003) sobre comportamento da estrutura pavimento devido à carga dinâmica, em que foram colocados os sensores de deformação em diversas camadas do pavimento de estradas, observou-se, na camada de base da mistura asfáltica, a deformação em regime alternado de contração-distensão-contração, como mostra a Figura 3.7, no sentido longitudinal, e conforme revela a Figura 3.8, no sentido transversal.

Figura 3.7 – Sinal da deformação longitudinal na fibra inferior da camada de base da mistura asfáltica.



Fonte: Perret (2003).

Figura 3.8 – Sinal da deformação transversal na fibra inferior da camada de base da mistura asfáltica.



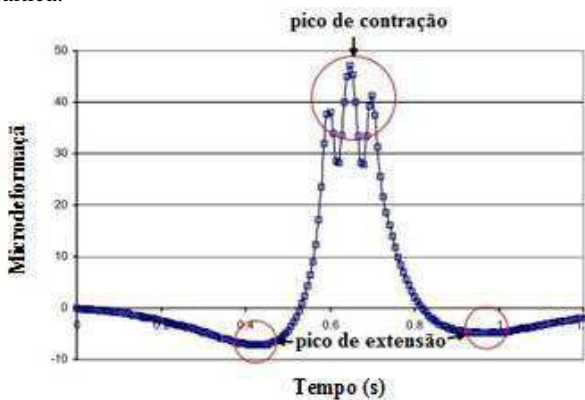
Fonte: Perret (2003).

Pode-se observar que o sinal da deformação transversal não sofre a alternância de sinal como aquela analisada na fibra inferior da camada de base de misturas asfálticas.

Por sua vez, os sinais de deformação longitudinal e transversal, gerados na mesma camada e no mesmo ponto de aplicação da carga, entretanto, analisados na face superior da camada mistura asfáltica, apresentam a deformação no regime diferente do anterior. Nesse caso, consistem no regime de distensão-contração-distensão, como mostram a

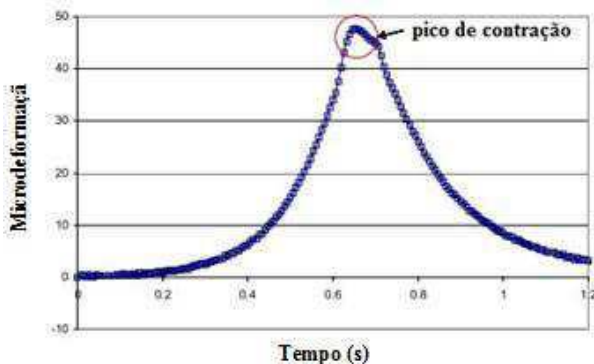
Figura 3.9 e a Figura 3.10, das deformações nos sentidos longitudinal e transversal, respectivamente (PERRET, 2003).

Figura 3.9 – Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica.



Fonte: Perret (2003).

Figura 3.10 – Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica.



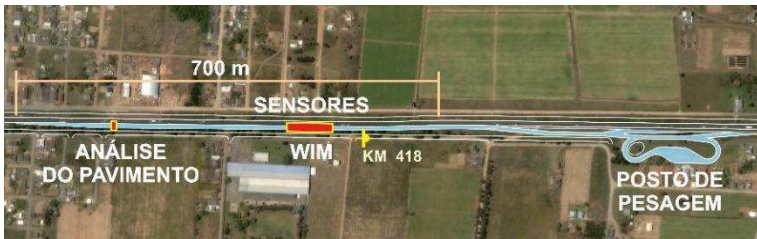
Fonte: Perret (2003).

Os sinais das deformações longitudinal e transversal diferenciam-se quanto à forma dos picos de alternância. A deformação na fibra inferior da camada da mistura asfáltica apresenta dissimetria entre os dois picos. O sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento apresenta o pico de contração com variação sinal devido ao efeito do contato direto pneu-pavimento. Nesse aspecto, os sinais não

mostram uma proporcionalidade em sua magnitude, pois dependem da espessura da camada e do tipo de mistura asfáltica.

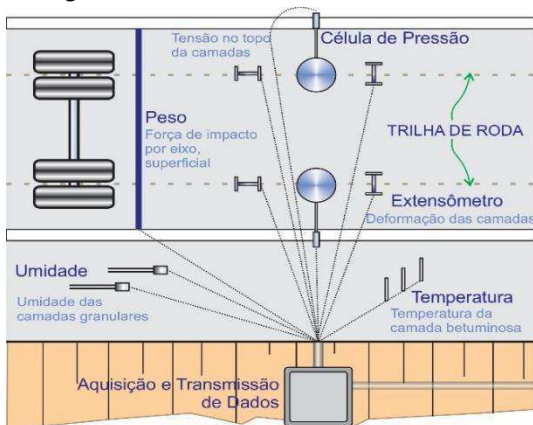
No estudo de deterioração do pavimento asfáltico e de análise de pavimento, desenvolvido no Brasil, pelo Laboratório de Transportes e Logística (LabTrans), em cooperação com Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), na pista de experimental, localizada na cidade de Araranguá, Estado de Santa Catarina, BR-101, próximo ao km 418, do posto de pesagem de Araranguá (como mostra a Figura 3.11), instalaram-se sensores medidores de deformação (*strain gauge*) na fibra inferior da camada de concreto asfáltico, na profundidade de 17 cm. A Figura 3.12 ilustra a instalação desses sensores medidores de deformação.

Figura 3.11 – Pista experimental próxima ao posto de pesagem em Araranguá/SC - Brasil.



Fonte: Otto *et al* (2011)

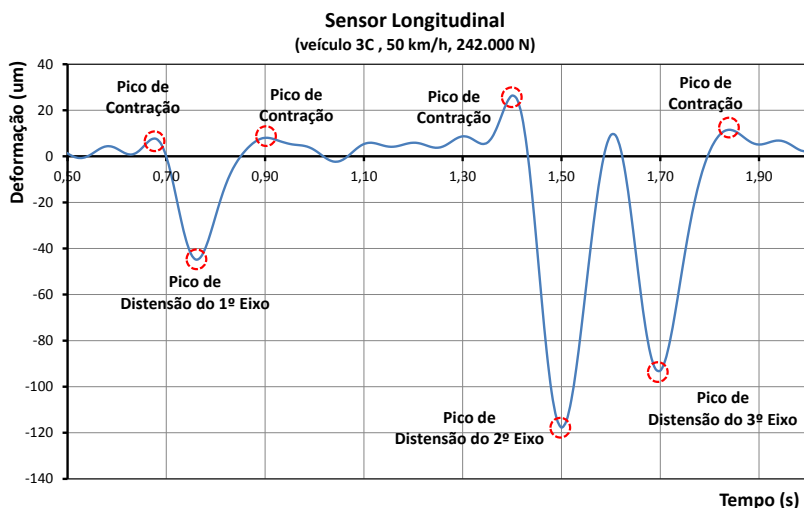
Figura 3.12 – Instrumentação da Pista experimental, próxima ao posto de pesagem em Araranguá/SC - Brasil.



Fonte: Otto *et al* (2011).

Após análises dos resultados obtidos do sinal da deformação, verificaram-se os sinais característicos das deformações no pavimento, devido ao tráfego e às solicitações por classe de veículo. A Figura 3.13 apresenta o sinal com alternância de contração-distensão-contração a partir da solicitação de um caminhão, categoria 3C, com a velocidade de 50 km/h e com a carga de 242kN.

Figura 3.13 – Sinal de deformação longitudinal na camada de revestimento da mistura asfáltica de 17 cm.



Fonte: Otto *et al* (2010).

Nesse estudo feito em Araranguá/SC, confirmaram-se os sinais das deformações no pavimento de revestimento asfáltico devido ao tráfego no regime de extensão-contração-extensão e contração-extensão-contração dependendo do sentido de solicitação. Pôde-se constatar que os sinais da deformação dependem do eixo e da carga solicitada.

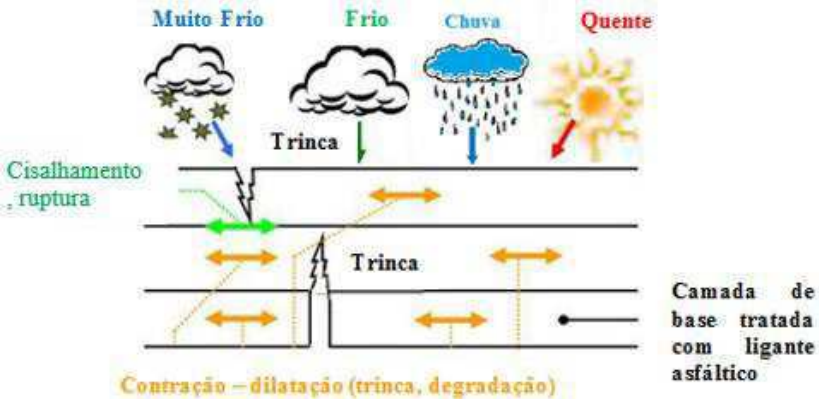
3.4.2 Efeito das condições climáticas e da frequência de solicitação

A temperatura e a frequência de solicitação são fatores que influenciam na rigidez (módulo complexo) e na resistência à fadiga do pavimento. Esses fatores afetam, negativamente, e aceleram a deterioração do revestimento asfáltico na estrutura do pavimento, induzindo a ocorrência dos seguintes efeitos:

- A mudança no comportamento de materiais, principalmente do módulo de rigidez deles. Como as misturas asfálticas são materiais termosusceptível, o módulo varia em função do gradiente da temperatura e de frequência de sollicitação.
- O surgimento de tensões e de deformações nos materiais na estrutura de pavimento ocorre devido à flexão e à compressão térmica durante as mudanças da temperatura.

A Figura 3.14 ilustra o esquema de condições climáticas, ou seja, o efeito da temperatura sobre a estrutura de pavimento e os principais defeitos causados por essa sollicitação.

Figura 3.14 – Esquema de sollicitação induzido pela temperatura.



Fonte: Adaptado de Di Benedetto (2005 *apud* SOHM, 2013).

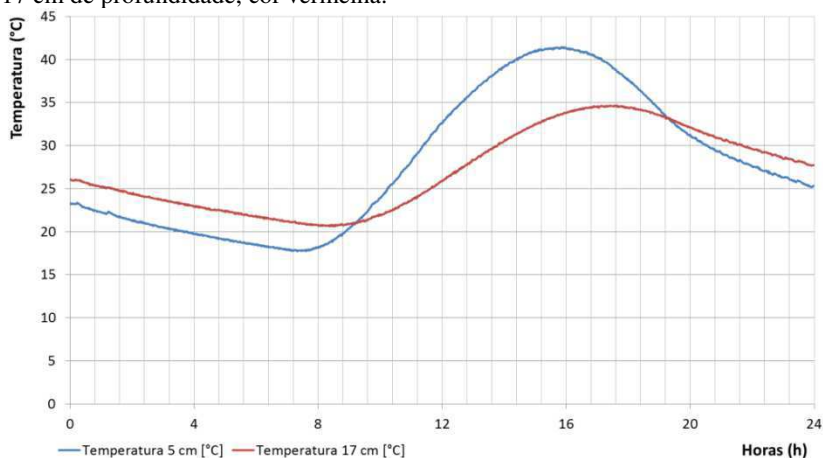
Quando o pavimento é sujeito à temperatura baixa, as fissuras de retração térmica podem, então, aparecer no revestimento e expandir-se devido às ações repetidas de ciclos térmicos, ou seja, devido ao gradiente da temperatura (SOHM, 2013).

Por sua vez, o comportamento da mistura asfáltica sob elevada temperatura apresenta baixa rigidez e uma deformabilidade elevada, o que pode ocasionar danos ao pavimento e causar o aparecimento do fenômeno da deformação permanente e de trincas (De La ROCHE, 1996).

Salienta-se, também, que na estrutura do pavimento, a temperatura interna varia constantemente ao longo do dia e não é uniforme com a profundidade, pois as espessuras da camada do

pavimento são de diferentes matérias, formando, assim, um isolamento térmico. Como exemplo disso, traz-se, novamente, o estudo na pista de teste de Araranguá/SC, pois a variação da temperatura, também, foi seu objeto de pesquisa. Nessa pista, foram instalados sensores medidores de temperatura (termopares), em diferentes camadas do pavimento, para verificar a variação das temperaturas na estrutura de pavimento. A Figura 3.15 ilustra a variação da temperatura no revestimento asfáltico em diferentes profundidades ao longo de um dia. Nesse contexto, o termopar instalado a 5 cm em relação ao topo da camada do pavimento está marcado em linha azul, e, na cor vermelha, está instalado o termopar na profundada de 17 cm.

Figura 3.15 – Variação da temperatura da camada asfáltica a 5 cm, cor azul, e a 17 cm de profundidade, cor vermelha.



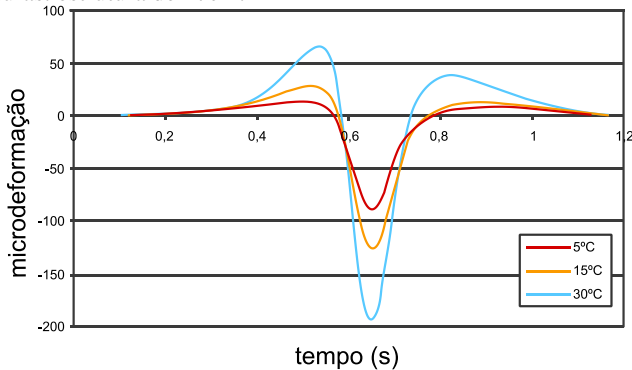
Fonte: Relatório DNIT/LabTrans (2012).

Pode-se constatar que a temperatura no pavimento aumenta do amanhecer até início da tarde, e, a partir desse ponto, inicia-se a tendência decrescente. Durante o período de manhã, a temperatura na profundidade de 17 cm apresenta maior variação. Ou seja, até às 8 horas apresenta temperaturas maiores em relação à profundidade de 5 cm.

A pesquisa desenvolvida por Perret (2003), também, mostra a evidência do efeito da temperatura sobre o comportamento das misturas asfálticas na estrutura de pavimento. Numa mesma condição de carga de 800kpa a 1150kpa, dois tipos de pneus de aplicação e com uma estrutura de 17 cm de revestimento asfáltico, os resultados apresentam o sinal

longitudinal de três temperaturas diferentes. A sobreposição de sinais das deformações mostra a variação da amplitude de deformação em função da temperatura, indicando que, quanto maior a temperatura, maior é a amplitude de deformação (pico de contração e de extensão), conforme é ilustrado na Figura 3.16.

Figura 3.16 – Sinal de deformação na camada de base das diferentes temperaturas: estrutura de 17cm.



Fonte: Perret (2003).

Segundo Perret (2003), a definição da frequência do carregamento é complexa, uma vez que, ao contrário do que é utilizado nos ensaios ou nos testes em laboratório, as tensões sofridas por pavimento não são periódicas, e, portanto, não é fácil associar uma frequência à velocidade. Para contornar essa dificuldade, é, geralmente, aceito que a frequência depende da velocidade de passagem da carga.

No entanto, o estudo realizado por Aussedat (1977 *apud* SOHM, 2013) estima que a frequência pode ser determinada a partir da velocidade dos veículos pesados pela expressão da Equação (3.1).

$$f = \frac{V}{6} \quad (3.1)$$

Em que:

f = frequência (Hz);

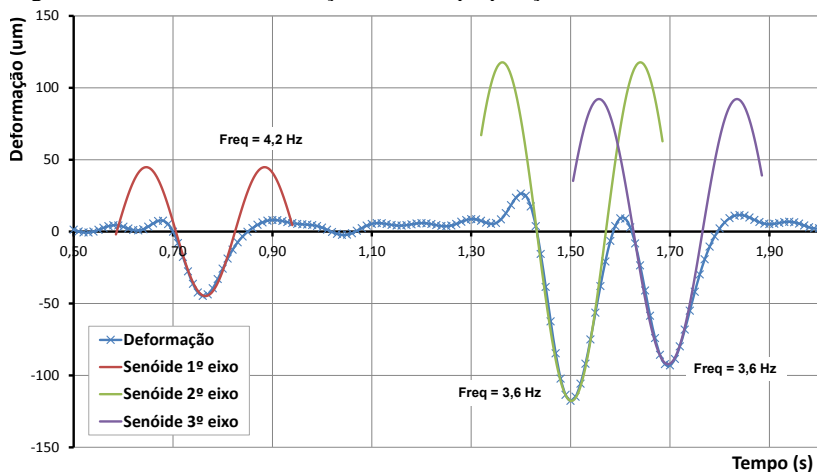
V = velocidade (Km/h).

Os níveis das amplitudes das deformações no pavimento dependem da frequência de solitação. As deformações, as

distribuições das tensões e as velocidades variam com o tráfego e as condições climáticas, como a temperatura e a umidade.

A amplitude do sinal da frequência em função do tráfego depende do eixo solicitado e da distribuição de tensões. Assim, quanto maior a frequência, menor é amplitude de deformação na rodovia, conduzindo, conseqüentemente, a menos danos por deformações na estrutura do pavimento. A pesquisa apresentada por Otto *et al* (2010) mostrou a forma do sinal de deformação superpondo a curva sinusoidal, em que a frequência foi determinada com base na decomposição da série de Fourier, como exhibe a Figura 3.17.

Figura 3.17 – Sinal da deformação com a superposição de séries de Fourier.



Fonte: Otto et al (2010).

Com base nas análises das temperaturas encontradas em campo, faz-se a reflexão do conhecimento dos esforços que geram a fadiga do material. Isso possibilita argumentar que os modelos matemáticos de dimensionamento de pavimento devem levar em consideração a relação campo-laboratório no que tange à temperatura crítica do material e a temperatura encontrada na fibra inferior da camada de base da mistura asfáltica, uma vez que os esforços mais significativos na estrutura do pavimento encontram-se nesse local.

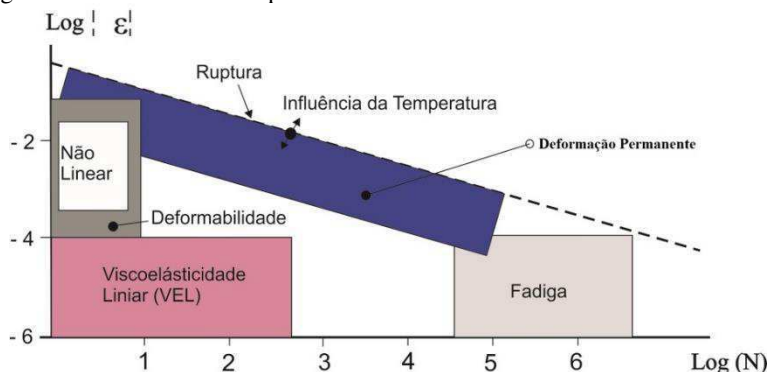
A frequência é um parâmetro que influencia no comportamento das misturas asfálticas, e, quando conjugada com a temperatura, a mudança é significativa. A frequência das solicitações simula a velocidade do deslocamento da carga dinâmica, sendo que uma

frequência muito baixa, a uma temperatura elevada, afeta, significativamente, no valor da norma de módulo complexo $|E^*|$ (MOMM, 1998; PERRET, 2003).

3.4.3 Classe de comportamento das misturas asfálticas

As misturas asfálticas apresentam os tipos principais de classes do comportamento, considerando amplitude de deformação (ϵ) e o número de ciclo de carregamento aplicado (N), como ilustra a Figura 3.18.

Figura 3.18 – Classe de comportamento.



Fonte: Olard (2003).

Na Figura 3.18, é possível identificar os tipos de classes do comportamento de concreto asfáltico (DI BENEDETTO, 1990 *apud* OLARD, 2003):

- para um número pequeno de carregamento e de deformações de algumas centenas de μm , o comportamento observado é extremamente não linear;
- para carregamentos que compreendem algumas centenas de ciclos e baixas deformações ($<10^{-4}$), o comportamento é considerado, em uma primeira aproximação, viscoelástico linear;
- durante o carregamento de várias dezenas de milhares de ciclos à baixa deformação, os fenômenos de deterioração aparecem, assim como a Fadiga do material.

Tornou-se possível demonstrar, a partir disso, uma ordem de grandeza dos diferentes campos do comportamento de misturas asfálticas para uma temperatura fixa. Os contornos entre as grandezas são considerados como ordens de magnitude que variam significativamente em função do material, da temperatura e da direção do caminho da sollicitação (compressão, cisalhamento etc.). Com base nessas condições, as classes das propriedades mecânicas mais importantes das misturas asfálticas são (OLARD, 2003):

- a **rigidez** ou módulo complexo - comportamento viscoelástico linear (VEL);
- o comportamento de **fadiga**;
- o **comportamento à ordiérage (deformação permanente)**, que corresponde ao acúmulo de deformações permanentes, um fenômeno relacionado com a irreversibilidade e a não linearidade existente no campo das pequenas deformações.

3.5 CARATERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A mistura asfáltica é um material viscoelástico, isto é, o seu comportamento mecânico varia com as condições de diferentes sollicitações, tais como: velocidade, frequência, temperatura e tamanho da deformação. A caracterização da evolução do comportamento das misturas asfálticas, a partir do estado líquido até sólido viscoelástico, é medida, primeiramente, no teste do módulo complexo desenvolvido por Huet (1963). A partir do ensaio de módulo complexo, são obtidas as características intrínsecas dos materiais (módulo complexo e ângulo de fase) para diferentes temperaturas e frequências (DE LA ROCHE, 1996).

Após a descrição do ensaio de módulo complexo, os resultados padrões das características das misturas asfálticas são verificados nas representações gráficas nas quais é possível conhecer as propriedades das misturas asfálticas para diferentes temperaturas e variadas frequências de sollicitação.

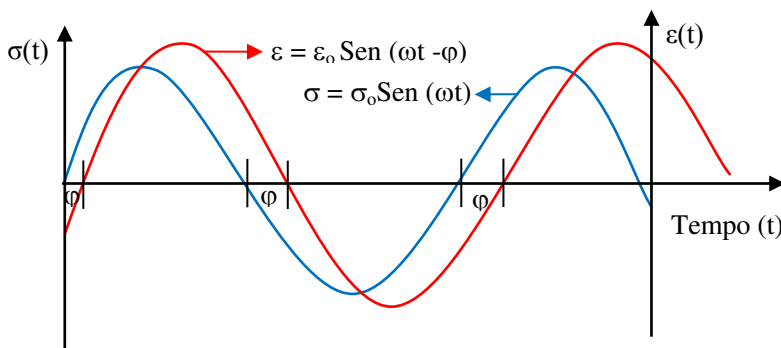
3.5.1 Caracterização reológica da mistura asfáltica

O comportamento reológico de mistura asfáltica pode ser representado por meio de diferentes formas de representação gráfica e do comportamento viscoelástico linear, em função da variação da frequência de solitação e da temperatura, levando em consideração as partes reais e imaginárias, assim como a rigidez do Módulo Complexo $|E^*|$ e o ângulo de fase (φ).

A caracterização do comportamento reológico das misturas asfálticas é realizada através do ensaio de módulo complexo. Antes de descrever o ensaio, vale contextualizar a definição de módulo complexo.

O Módulo Complexo (E^*) é um número complexo definido como a relação entre a amplitude da tensão senoidal de pulsação (ω), aplicada ao CP, expressa pela Equação 3.2, e a amplitude complexa da deformação senoidal que resulta no regime estável, devido às características viscoelásticos do material. A deformação atrasada, como resposta da tensão imposta ao CP, conforme ilustra a Figura 3.19, representa o ângulo de fase ou defasagem (φ) entre os dois sinais expressos pela Equação 3.3. O ângulo de fase dá uma ideia de predominância viscosa ou elástica dos materiais. Quando o ângulo de fase está em zero grau ($\varphi = 0^\circ$), o material apresenta uma característica puramente elástica, e, quando o ângulo de fase está em 90° ($\varphi = 90^\circ$), o material é puramente viscoso (De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

Figura 3.19 – Módulo complexo mediante flexão alternada no domínio frequencial, funções defasadas.



Fonte: Adaptado de Doucet et al (2010).

$$\sigma = \sigma_0 \text{Sen}(\omega t) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \text{Sen}(\omega t - \varphi) \quad (3.3)$$

As Equações 3.4, 3.5 e 3.6 determinam E^* .

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma^*(t)]; \text{ onde } \sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i(\omega t)} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im} \varepsilon^*(t); \text{ onde } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (3.5)$$

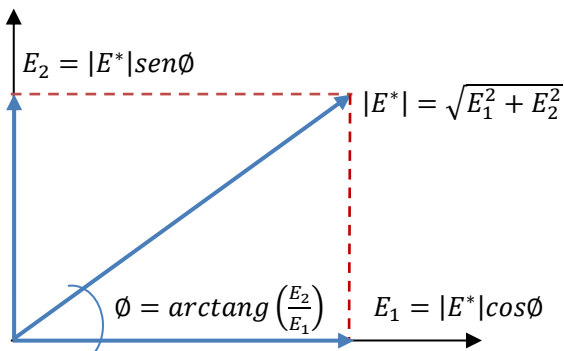
Então:

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{-i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (3.6)$$

O Módulo Complexo (E^*) pode ser representado por duas partes, conforme mostra a Figura 3.20 e expressa a Equação 3.7.

$$E^*(i\omega) = E_1 + iE_2 \quad (3.7)$$

Figura 3.20 – Representação de Módulo Complexo (E^*).



Fonte: Doucet et al (2010).

Onde: $E_1 = |E^*| \cos(\varphi)$ e $E_2 = |E^*| \text{Sen}(\varphi)$

Em que:

σ, ε = amplitude da tensão e da deformação;

$\omega = 2\pi f$, sendo que a pulsação do sinal f é a frequência da solitação;

σ^*, ε^* = valores complexos de tensão e de deformação;

- φ = ângulo de defasagem;
 $|E^*|$ = Norma de Módulo Complexo ou de rigidez;
 E^* = Módulo Complexo ou de rigidez;
 E_1 = módulo elástico dinâmico ou parte real (energia recuperada);
 E_2 = módulo imaginário (energia perdida);
 i = número complexo ($i=\sqrt{-1}$).

De maneira geral, para todos os tipos de ensaios, a partir dos valores de força **F** e de deslocamento **D** aplicados sobre o CP, e da defasagem φ entre os dois sinais, é possível determinar o Módulo Complexo (E^*) da mistura asfáltica com ajuda de dois fatores:

- um fator de forma (γ), que depende da dimensão de CP;
- um fator da massa (μ), dependente da soma (caso necessário) dos efeitos da inércia da massa **M** do CP, em movimento, e da massa **m** do equipamento (capa de fixação, união CP e mecanismo motor etc.).

As partes real e imaginária do Módulo Complexo (E^*) são, portanto, dadas pelas Equações 3.8 e 3.9 (HUET, 1963 *apud* De La ROCHE, 1996).

$$E_1 = \gamma (F/D \cos\varphi + \mu\omega^2) \quad (3.8)$$

$$E_2 = \gamma (F/D \sin\varphi) \quad (3.9)$$

O modo de obtenção ou de medida do Módulo Complexo pode ser de diferentes tipos de ensaios em laboratório. Neste trabalho, trata-se da medida de módulo complexo por ensaio dinâmico de flexão alternado de dois pontos sobre CP trapezoidal, conforme exhibe a imagem da Figura 3.21.

Figura 3.21 – Ensaio à flexão de dois pontos.



Fonte: Almeida (2013).

O Módulo Complexo pode ser determinado, experimentalmente, no domínio do tempo e da frequência. Ressalta-se que, nesta tese, os ensaios serão realizados no domínio frequencial.

As representações gráficas de módulo complexo são curvas isotérmicas, curvas isócronas, curvas no Espaço de *Black*, Plano Cole-Cole, apresentação da translação com sobreposição no gráfico das isotérmicas, utilizando os modelos de Arrhenius, de William, Landel e Ferry e o Método Gráfico. Dentre as representações gráficas, a mais importante é a curva do Plano Cole-Cole, pois ela fornece as informações sobre a parte do módulo imaginário e do módulo elástico.

Destaca-se que as representações gráficas do módulo complexo se fazem necessárias para interpretação do comportamento reológico e viscoelástico devido às frequências, ao tempo, às temperaturas e ao tipo de material.

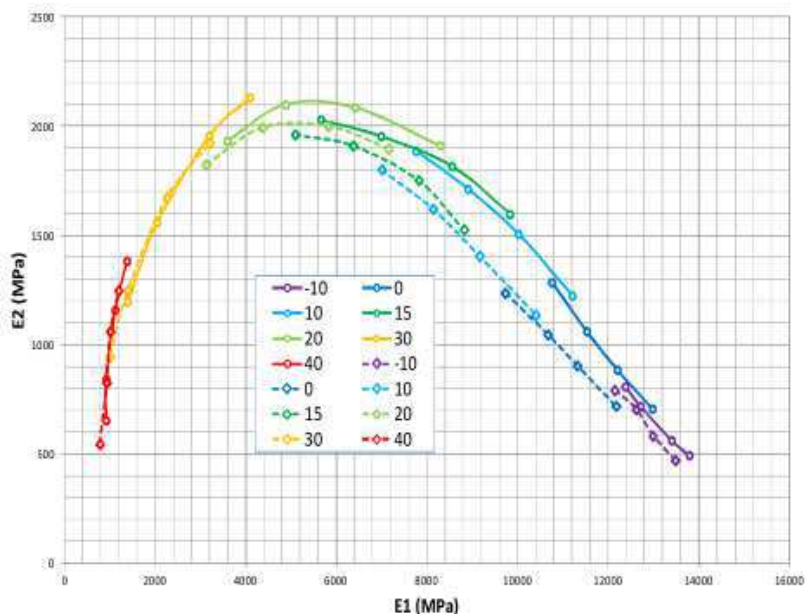
A seguir, são descritas cada uma das representações gráficas de módulo complexo em função das condições citadas no parágrafo anterior.

a) Curva no plano Cole-Cole

Plano Cole-Cole é um gráfico que relaciona a parte real (E_1) do Módulo Complexo (E^*), em função da parte imaginária (E_2), em coordenadas cartesianas, obtendo-se uma curva única, semelhante a um arco de círculo, dependente da frequência e da temperatura. Essa curva de Plano Cole-Cole é a característica dos materiais viscoelásticos,

podendo ser usada para calar (ajustar) um modelo de comportamento reológico do material, como mostra a Figura 3.22 (DE LA ROCHE, 1996; BAAJ, 2002). Nessa representação gráfica, visualiza-se o comportamento em relação à ocorrência de maior dissipação de energia, ou seja, em que a parte imaginária (viscosa) é maior.

Figura 3.22 – Plano Cole-Cole das misturas asfálticas mornas, convencional e com CECABASE.



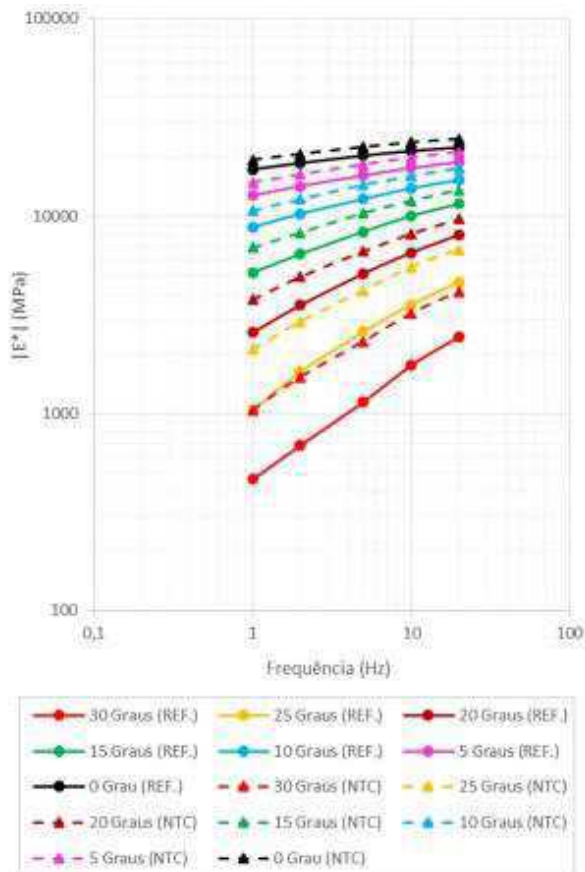
Fonte: Guerrero (2013).

b) Curva Isotérmica

A representação do Módulo Complexo $|E^*|$ na curva isotérmica relaciona, os valores da norma desse módulo, no eixo das ordenadas, em função da frequência do ensaio, no eixo das abcissas, como mostra a Figura 3.23. Ambos estão em escala logarítmica e em função da temperatura do ensaio.

O parâmetro de avaliação de uma mistura asfáltica, nesse caso, é a sua suscetibilidade cinética, ou seja, a variação de módulo com a velocidade de solitação.

Figura 3.23 – As curvas isotérmica das misturas asfaltas de referência (50-70) e com NTC-2%.

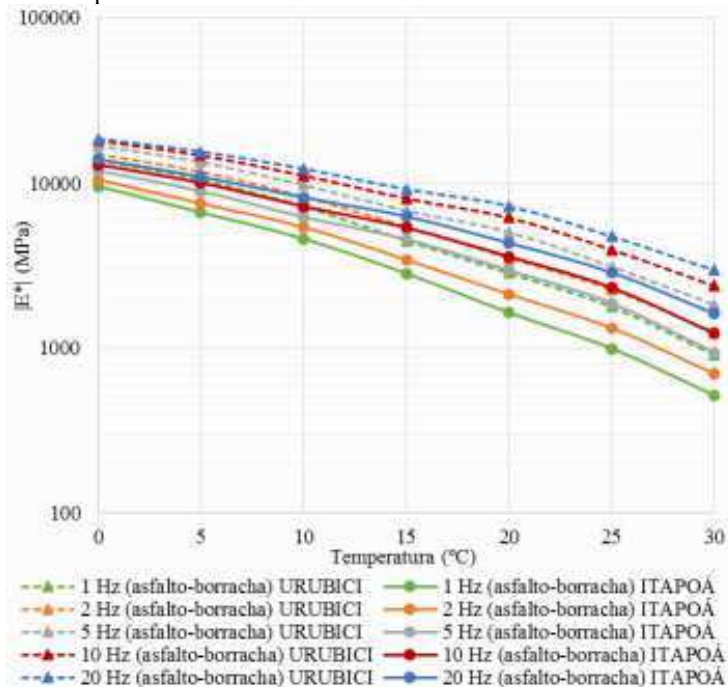


Fonte: Melo (2014).

c) Curva Isócrona

A representação do Módulo Complexo $|E^*|$ na curva isócrona consiste em relacionar a norma desse módulo para cada nível de frequência em função da temperatura, em escala logarítmica. No eixo das ordenadas, está a norma de Módulo Complexo, e, no eixo de abscissas, está a temperatura, como ilustra a Figura 3.24.

Figura 3.24 – As curvas isócronas da mistura asfalto-borracha dos segmentos de Urubici e Itapoá em Santa Catarina.



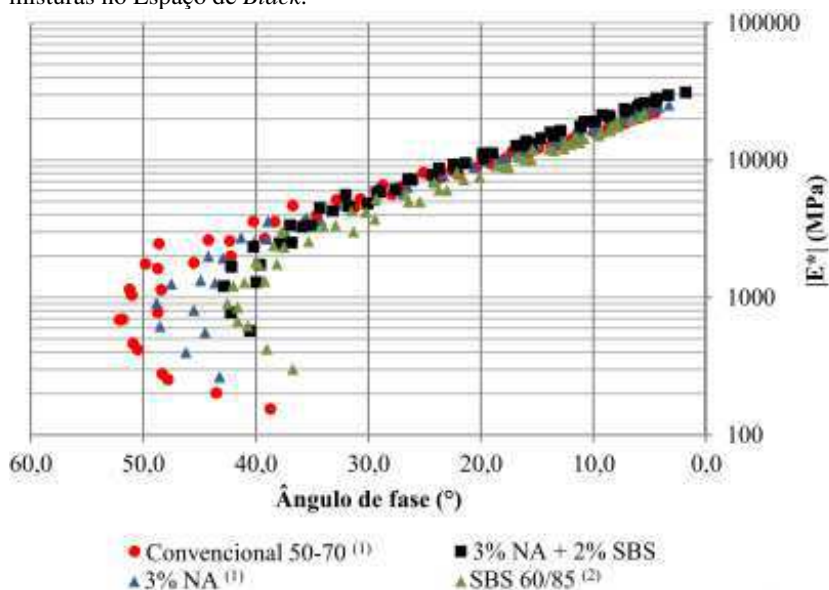
Fonte: Ledezma Pérez (2016).

d) Espaço de *Black*

O Espaço de *Black* é um gráfico que relaciona o Módulo Complexo (E^*), em escala logarítmica, com o ângulo de defasagem (ϕ), em escala aritmética, conforme ilustra a Figura 3.25.

A curva no Espaço de *Black* permite visualizar a região dos módulos de valores pequenos e, em particular, a diminuição do ângulo de fase para as condições de temperatura elevada (BAAJ, 2002; THEMELI, 2015).

Figura 3.25 – Representação do Módulo Complexo $|E^*|$ de diferentes misturas no Espaço de *Black*.



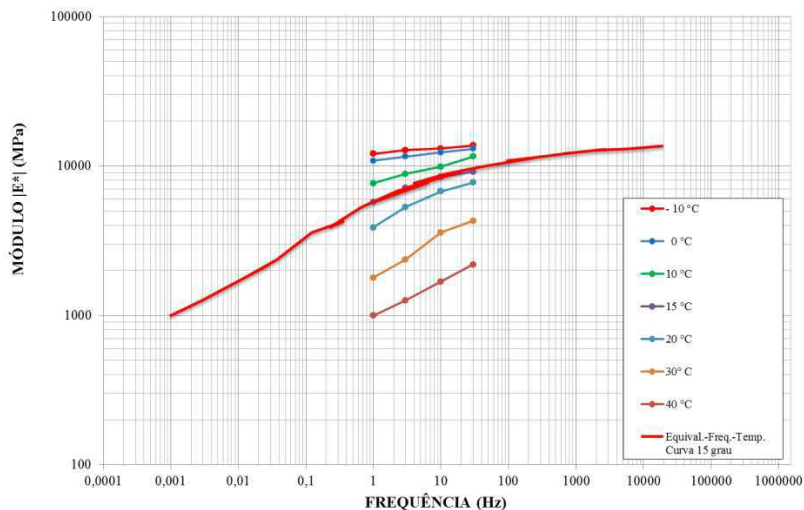
Fonte: Carlesso (2017).

e) Curva de equivalência de Frequência-Temperatura

A curva de equivalência de Frequência-Temperatura caracteriza a viscoelasticidade do concreto asfáltico. Enquanto que uma curva horizontal representa uma mistura asfáltica com comportamento puramente elástico, uma curva bem próxima da vertical, por sua vez, mostra o comportamento de uma mistura asfáltica muito suscetível às variações de temperatura e de frequência (MOMM, 1998; ALMEIDA, 2013).

O princípio de equivalência de Frequência-Temperatura permite, também, obter os valores de módulo para as frequências inacessíveis experimentalmente, ou seja, de valores muito baixos (< 1Hz), como evidencia a Figura 3.26 (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998).

Figura 3.26 – Representação do Módulo Complexo $|E^*|$ da mistura BBME-2 na Curva de Equivalência de Frequência-Temperatura.



Fonte: Almeida (2013).

A translação das curvas isotérmicas realiza-se de três maneiras:

a) Translação pela equação de Arrhenius

A translação pela equação de Arrhenius é expressa pela Equação 3.10.

$$\text{Log } a_T = \frac{\delta H}{R} \cdot \left[\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right] \quad (3.10)$$

Em que:

δH = é a energia de ativação aparente na característica do material (aproximadamente de 50 kcal/mole);

R = é a constante universal dos gases (8.31 j/mole/°K);

T = é a temperatura em °K;

T_R = é a temperatura de referência em °K.

b) Translação pela equação Willian, Landel e Ferry

A translação pela equação de Willian, Landel e Ferry é expressa pela Equação 3.11.

$$\text{Log } a_T = \frac{-C_1 \cdot (T - T_R)}{(T - T_R) + C_2} \quad (3.11)$$

Em que:

C_1 e C_2 = são constantes dependentes do material;

T = é a temperatura em °K;

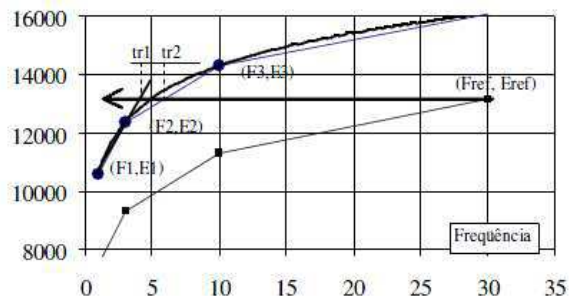
T_R = é a temperatura de referência em °K.

c) Translação pelo método gráfico

Segundo Momm (1998), a translação das curvas isotérmicas pode ser feita com a translação de cada uma das curvas isotérmicas e de cada temperatura, de modo a construir uma curva de equivalência de Frequência-Temperatura contínua, sobrepondo as frequências com módulos de mesmo valor.

A translação é determinada pelas Equações 3.12, 3.13, 3.14 e 3.15. A Figura 3.27 ilustra o procedimento gráfico de translação das curvas.

Figura 3.27 – Translação gráfica das curvas isotérmicas.



Fonte: Momm (1998).

$$tr_1 = e^{\left[\ln(F_1) + \frac{\ln\left(\frac{F_2}{F_1}\right)}{\ln\left(\frac{E_2}{E_1}\right)} \right] \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_1}\right)} \quad (3.12)$$

$$tr_2 = e^{\left[\ln(F_2) + \frac{\ln\left(\frac{F_3}{F_2}\right)}{\ln\left(\frac{E_3}{E_2}\right)} \right] \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_2}\right)} \quad (3.13)$$

$$tr_m = \frac{(tr_1 + tr_2)}{2} \quad (3.14)$$

$$\ln(\alpha_T) = \ln\left(\frac{F_{ref}}{tr_m}\right) \quad (3.15)$$

Em que:

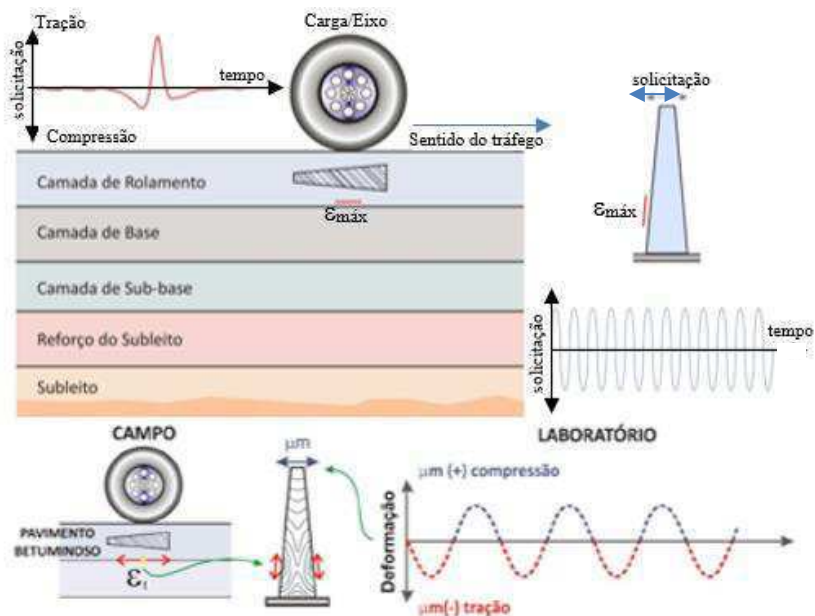
- tr_1, tr_2 = coeficiente de ajuste da translação;
 F_i, E_i = pontos (frequência, módulo);
 tr_m = coeficiente de ajuste da translação médio;
 a_T = fator de translação.

3.6 RESISTÊNCIA À FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A fadiga é fenômeno de ruptura de um material caracterizado pela aplicação repetida de um carregamento ou uma deformação, cuja amplitude é menor que aquela que levaria à ruptura instantânea do material. Os primeiros estudos fundamentais do fenômeno de fadiga, em laboratório, foram efetuados em 1852, por Wöhler, com materiais metálicos. (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996).

A origem do ensaio de fadiga sobre as misturas asfálticas vem da determinação dos valores da deformação de tração por flexão, definidos na base da fibra inferior das camadas do revestimento asfáltico, como ilustra a Figura 3.28. Além disso, é mostrada a simulação de alternância de esforços pelo equipamento de flexão alternada (De La ROCHE, 1996; Otto *et al*, 2011).

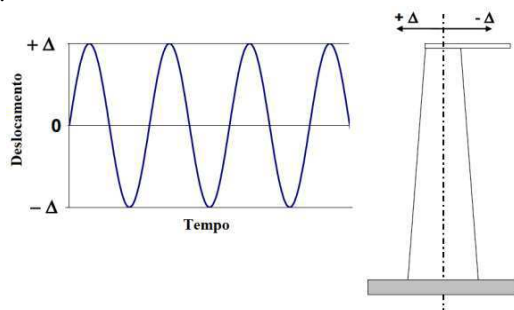
Figura 3.28– Flexão no pavimento e lógica do ensaio de fadiga em laboratório.



Fonte: Adaptado de Otto *et al* (2011).

Nos pavimentos asfálticos, as fissuras podem aparecer no revestimento após um grande número de passagem de veículos. A degradação é gerada pela distribuição das solicitações de amplitude baixa, para não provocar a ruptura instantânea, mas, ainda assim, causam danos ao longo do tempo. No laboratório, aplicam-se as vibrações de amplitude senoidais na cabeça das amostras trapezoidais, como ilustra a Figura 3.29, e determina-se o número N de repetição da carga, que o material sofre até alcançar um critério de ruptura estabelecido (RIVIÈRE, 1996).

Figura 3.29 – Sinal da deformação simétrica imposta na base superior de Corpo de Prova (CP).

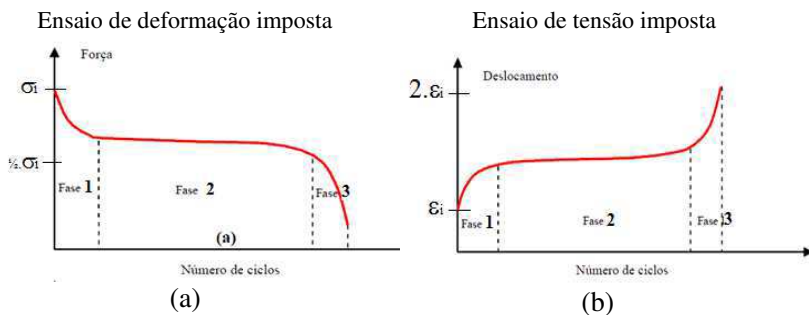


Fonte: Domec (2005).

O ensaio de fadiga, segundo a norma NF 1297-24+A1, de 2007, permite caracterizar o fenômeno de fadiga, submetendo o CP trapezoidal a uma temperatura e a uma frequência de sollicitação definidas, de 10 °C e de 25 Hz, respectivamente, a uma dada amplitude de deslocamento controlada, em função do nível da deformação escolhido para o ensaio. As sollicitações aplicadas no ensaio de fadiga devem produzir danos suficientemente elevados, de modo que a amostra seja degradada.

Durante o ensaio de fadiga, qualquer que seja a sollicitação imposta, distinguem-se três fases na evolução da resposta, como ilustra a Figura 3.30 (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996).

Figura 3.30 – Evolução da amplitude e das respostas das sollicitações impostas.



Fonte: Rivière (1996).

- **Fase 1:** é a fase de aquecimento e de adaptação, em que ocorre uma caída de tensão à deformação imposta ou um aumento rápido da deformação à tensão imposta;
- **Fase 2:** é a estabilização e a lenta evolução, em que ocorre uma ligeira curva inclinada, que traduz o estabelecimento de um regime quase permanente, e uma lenta evolução do prejuízo;
- **Fase 3:** é a fase de deterioração e de concentração brutal das tensões na vizinhança das zonas danificadas, que se manifestam por variações fortes, como na primeira fase.

As solicitações aplicadas aos CPs, nos ensaios de fadiga, podem ser impostas em dois modos (RIVIÈRE, 1996; LEFEUVRE, 2001; De La ROCHE, 1996):

- **ensaio de deformação controlada**, em que o deslocamento imposto é mantido constante durante todo o ensaio, até que a força inicial diminua pela metade, conforme mostrou a Figura 2.30 (a). A força adapta-se ao deslocamento, que é controlado durante o ensaio;
- **ensaio de tensão controlada**, em que a força é imposta e permanece constante durante o ensaio. A deformação aumenta muito rapidamente no início, estabilizando-se durante um bom tempo, e com um aumento lento e progressivo até a ruptura, quando a deformação inicial dobra, conforme exibiu a Figura 2.30 (b).

A curva que representa a duração da vida da amostra, em função da amplitude de solicitação aplicada S , é chamada de curva de Wöhler do material, ilustrada na Figura 3.31, e é caracterizada pelas Equações 3.16 e 3.17 (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996):

$$N = a.S^b \quad (3.16)$$

$$\text{Log}(N) = \text{Log}(a) + b.\text{Log}(S) \quad (3.17)$$

Em que:

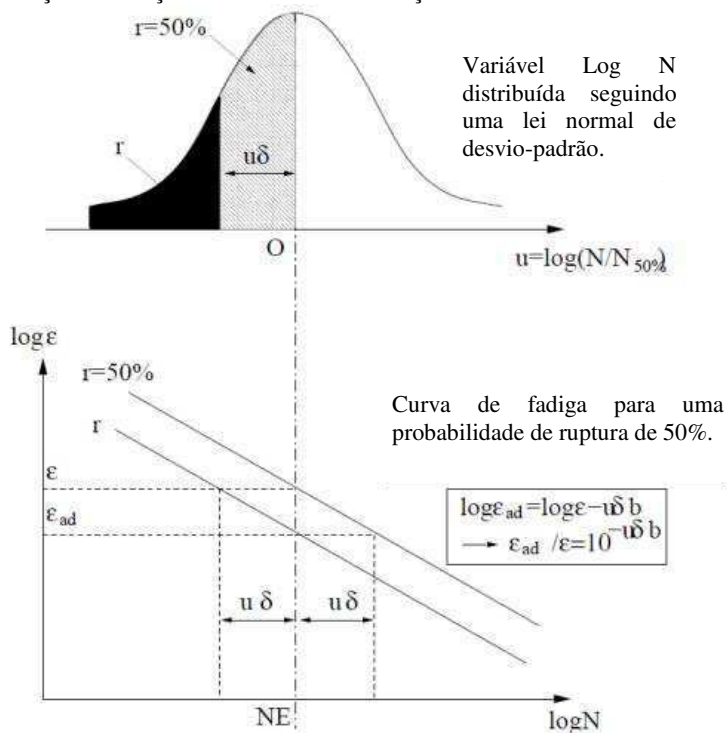
N = é o número de aplicação da solicitação;

S = é a solicitação (tensão ou deformação);

a, b = são constantes; e b é que caracteriza a inclinação da reta de fadiga.

A linha da curva de fadiga da Figura 3.31 pode ser definida por uma probabilidade da ruptura de 50%, que permite caracterizar o comportamento do material na fadiga por meio dos principais coeficientes estatísticos: a inclinação da curva **b** (negativo e de baixo valor absoluto) é o coeficiente que depende das condições dos ensaios (frequência e temperatura). A sollicitação obtida para um milhão (10^6) de ciclos de carregamento (ϵ_0) é o valor utilizado na modelagem de dimensionamento do pavimento, segundo a metodologia francesa para avaliar a sollicitação admissível do material. Esse valor permite classificar diferentes materiais e varia muito de um material para outro, de acordo com as condições de frequência e de temperatura.

Figura 3.31 – Curva de Wöhler tendo em conta a dispersão - Amplitude da sollicitação em função de número de sollicitação.

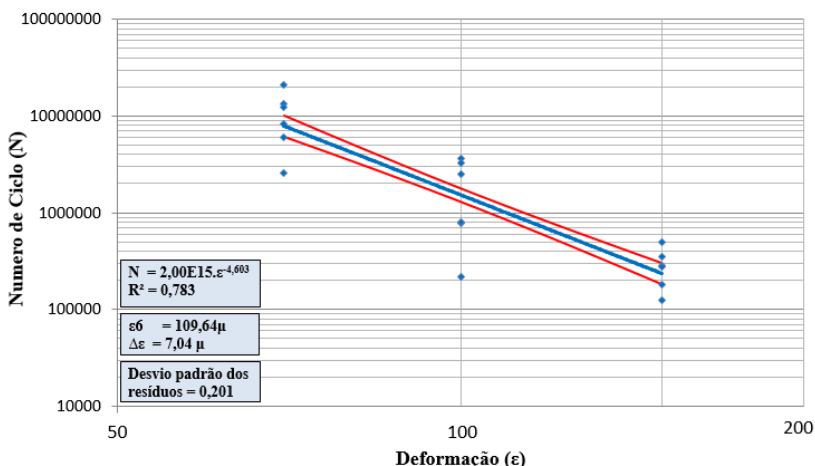


Fonte: LCPC-SETRA (1997).

A norma que rege o ensaio de fadiga é a NF EN 12697-24+A1 (de 2012), que estabelece tipos de ensaio, procedimentos e tratamento estatístico para descrever o intervalo de confiança.

Após o procedimento de ensaio, são tratados os dados, estatisticamente, e são determinadas as hipérbolas de confiança, com 95% de confiança. Almeida (2013) desenvolveu uma visualização gráfica para demonstrar os resultados dos ensaios de fadiga, como pode ser vista na Figura 3.32.

Figura 3.32 – Ensaio de fadiga à deformação controlada em modo contínuo da mistura asfáltica BBM-3.



Fonte: Almeida (2013).

Para o ensaio de fadiga, geralmente, recomendam-se três níveis diferentes de deformação, em que: o primeiro nível procura obter uma vida em fadiga inferior a um milhão de ciclos; o segundo, procura uma vida em fadiga próxima de um milhão (10^6) de ciclos; e o terceiro, último nível de deformação, procura uma vida em fadiga superior a um milhão (10^6) de ciclos.

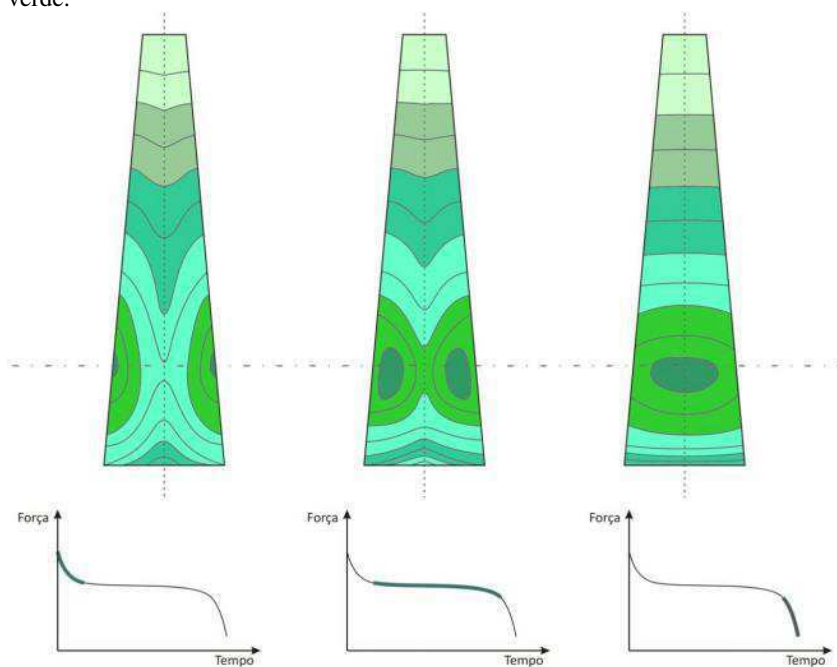
3.6.1 Energia dissipada por atrito interno

A energia dissipada por atrito interno da mistura asfáltica ocorre, no ensaio de fadiga, devido ao seu comportamento viscoelástico, esta energia se dissipa pela parte viscosa quando conduzida a ensaios de fadiga em modo contínuo, em que ocorre aumento da temperatura no

CP. A partir da termografia por infravermelho, é possível visualizar e medir a dissipação do calor produzido por atrito interno durante o ensaio de fadiga (De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998; BODIN, 2002).

O aquecimento do CP no ensaio de fadiga em modo contínuo ocorre com aumento da temperatura ao redor da região onde aparecem as fissuras. A temperatura aumenta até os instantes da ruptura, e os pontos de aquecimento podem ser identificados sobre as superfícies do CP por termografia de infravermelho, como ilustra a Figura 3.33.

Figura 3.33 – Imagem de dispositivo termográfico infravermelho em tons de verde.

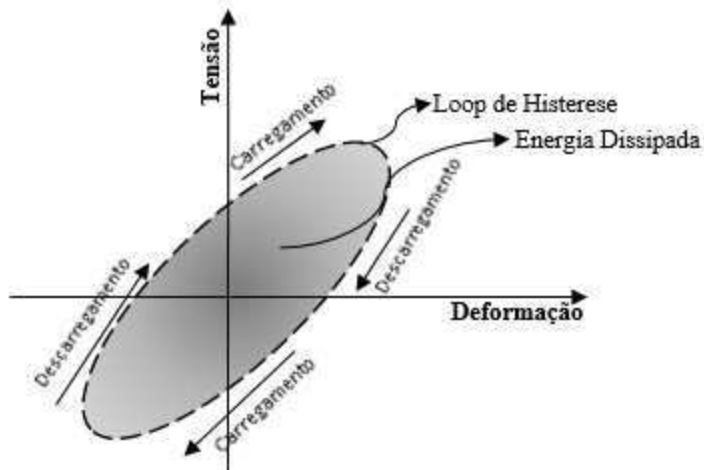


Fonte: Adaptado por Otto (2009) de Rivière (1996).

Dependendo das propriedades, como nível de sollicitação, a frequência e a temperatura do ensaio e o tipo de material, uma fração maior ou menor da energia mecânica fornecida para o ensaio dissipa-se sob a forma de calor, conhecido como efeito de histerese do material. O aquecimento interno contribui para a diminuição do módulo, relação tensão/deformação, como ilustra a Figura 3.34, e a energia dissipada

aumenta conforme cresce a defasagem, ou seja, com a viscoelasticidade do material, que se traduz por aumento da deterioração (RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1996).

Figura 3.34 – Curva de tensão de deformação - diagrama de energia dissipada.



Fonte: Adaptado de Rivière (1996).

Vários autores têm avançado a hipótese de uma relação única entre a duração da vida de fadiga e a energia total dissipada na ruptura. Essa abordagem da energia poderia conduzir a resultados mais consistentes que as leis de fadiga (AMBASSA, 2013). Isso quer dizer que, quando a mistura asfáltica é sujeita a uma carga cíclica, densidade da energia local, a W_i gerada por dissipação viscosa no ciclo i é determinada pela expressão da Equação 3.18.

$$W_i = \pi \cdot \varepsilon_i \cdot \sigma_i \cdot \text{Sin} \varphi_i \quad (3.18)$$

Em que:

W_i = energia no ciclo i ;

ε_i = amplitude de deformação no ciclo i ;

σ_i = amplitude de tensão no ciclo i ;

φ_i = defasagem entre tensão e deformação no ciclo i .

Dependendo do ensaio, seja da tensão controlada seja da deformação controlada, a energia dissipada evolui de maneira diferente (RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998), ou seja:

- a energia dissipada diminui ao longo do curso do ensaio sobre os CPs quando estes são submetidos à deformação controlada, que pode, em certas situações, ser negligenciada;
- a energia dissipada aumenta ao longo do curso do ensaio sobre os CPs quando estes são submetidos a tensão controlada.

A energia dissipada total pode ser obtida pela integração sobre o número de solicitações impostas, ou cumulativas (W_N) durante o teste, obtido pela expressão da Equação 3.19.

$$W_n = \sum_{i=1}^N W_i \quad (3.19)$$

A principal hipótese do acúmulo da energia dissipada é a existência de uma relação entre a energia dissipada acumulada durante o teste e o número de ciclos até à falha (N_f) das misturas asfálticas no ensaio de fadiga, como expressa a Equação 3.20 (AMBASSA, 2013).

$$W_n = A (N_f)^z \quad (3.20)$$

Em que:

N_f = vida definida pelos critérios convencionais;

W_N = energia total acumulada dissipada;

A, z = coeficientes determinados experimentalmente.

A relação entre a energia dissipada e o número do ciclo até a falha é estabelecida com base na energia dissipada do CP e na tensão ou deformação aplicada.

Alguns autores chegaram à conclusão de que a energia dissipada não deteriora propriamente o concreto asfáltico. Revela-se que o fato mais importante é o aquecimento do concreto asfáltico, uma vez que altera suas propriedades (Di BENEDETTO, 1996 *apud* MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996).

3.7 APLICAÇÃO DA MECÂNICA DO DANO AO CONCRETO ASFÁLTICO

A noção do dano foi introduzida para descrever a influência do material à alta temperatura por Kachanov (1958 *apud* LEFEUVRE,

2001), com a perspectiva de realizar o processo gradual de deterioração de um material.

Segundo Bodin (2002), o modelo de aproximação de Kachanov (1986) é um conceito de dano progressivo empregado para analisar a mecânica do dano em pavimentos asfálticos. Aliás, o conceito da mecânica do dano pode ser explicado a partir da concepção simples da evolução da microestrutura do material e, em particular, da ruptura progressiva das ligações que conduzem à introdução de tensão efetiva.

Num determinado ponto do material, a presença de microfissuras contribui para a diminuição da superfície efetiva resistente aos esforços, que é definido como \tilde{S} . O dano "D" é, então, definido pela Equação 3.21 (BODIN, 2002).

$$\tilde{S} = (1 - D)S \quad (3.21)$$

Esse conceito está associado a uma direção do espaço. No caso onde a densidade de defeitos é isotrópica, considera-se que os danos são iguais em todas as direções e, assim, pode ser dado por um escalar. Definindo o dano "D", pode-se assumir valores entre 0 e 1. Quando "D" igual a 0, o material é considerado novo, e, quando "D" tende a 1, o material não pode mais transmitir o esforço, o que indica a ruptura do material (LEFEUVRE, 2001; BODIN, 2002).

O parâmetro dano "D" caracteriza uma parte relativa do módulo entre o estado inicial e o estado do material no ciclo N. A variável dano segue a teoria do dano isotrópico em materiais asfálticos e pode ser definida em função dos seus módulos. Assim, a variável escalar "D" é definida pela expressão da Equação 3.22 (BODIN, 2002).

$$D(N) = \frac{|E(N_0)| - |E^*(N)|}{|E(N_0)|} \quad (3.22)$$

Onde:

$|E^*(N)|$ = Módulo Complexo do material a ciclo N;
 $|E(N_0)|$ = Módulo Complexo do material sem dano, aproximado pelo valor do módulo medido por um número de ciclos N_0 igual a 100. Estes dois parâmetros são medidos a temperatura e frequência de solitação do ensaio.

O tensor da elasticidade é, também, isotrópico e, no decorrer do processo do ensaio, a redução tensão/deformação é dependente do variável dano “D”, expressa pela Equação 3.23 (BODIN, 2002).

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ij}\varepsilon_{ij} \quad (3.23)$$

Em que:

σ_{ij} e ε_{ij} = são, respectivamente, as componentes do tensor de tensão e de deformação.

C_{ij} = é o tensor de elasticidade do material novo dependente do módulo Young e do coeficiente de Poisson do material.

O dano em pavimento asfáltico pode ser calculado pelo conceito da deformação equivalente $\tilde{\varepsilon}$, escolhida como uma função das deformações principais, dada pela Equação 3.24 (BODIN, 2002).

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1, \dots, 3} \frac{\langle \sigma_i \rangle}{E(1-D)}} \quad (3.24)$$

Em que:

σ_i = tensor de tensão;

$\tilde{\varepsilon}$ = deformação equivalente;

E = módulo de elasticidade;

D = fator dano.

Segundo Lefeuvre (2001), é possível demonstrar, matematicamente, que a taxa do dano em relação ao tempo é uma função dada pela equação 3.25.

$$\dot{D} = f(D)\tilde{\varepsilon}^\beta \langle \dot{\tilde{\varepsilon}} \rangle \quad (3.25)$$

Em que:

\dot{D} = taxa do dano;

β = função homogênea de grau positivo $\beta+1$ em deformação;

$\dot{\tilde{\varepsilon}}$ = taxa das deformações principais positivas.

A partir desse modelo, foi possível mostrar que o dano, em pavimentos asfálticos, pode ser relacionado à variação da seção resistente do material.

3.8 MODELO GEOMÉTRICO DO CORPO DE PROVA (CP) TRAPEZOIDAL

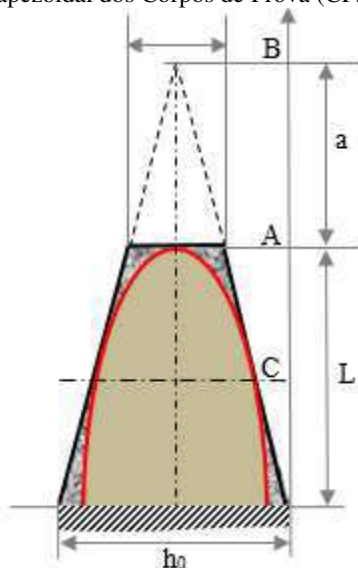
A opção pela escolha do modelo geométrico de CP trapezoidal para os ensaios de módulo complexo e de fadiga, nesta tese, justifica-se pela forma de ruptura e de fissuras nas misturas asfálticas no pavimento, ou seja, o fenômeno atribuído à ruptura é a fadiga do material sob ação das solicitações repetidas da carga dinâmica.

Como já mencionada, a solicitação por flexão é responsável pela ruptura por fadiga nas misturas asfálticas, e a forma senoidal de solicitação permite, facilmente, o cálculo de módulo, o qual intervém o cálculo de tensões por intermédio das forças de inércia; também, a forma senoidal não é muito longe do sinal da influência em um ponto de pavimento com carga dinâmica sucessiva (HUET, 1963).

Para realização do ensaio em laboratório de módulo complexo e de fadiga, Huet (1963) fundamentou a utilização de CP trapezoidal, utilizando o princípio de Saint-Venan, em que a ruptura deve ocorrer fora da zona de influência dos engastes e de solicitações, o que permite determinar as tensões e as deformações aplicadas a partir da resistência efetiva dos materiais. Nesse sentido, é recomendável que a zona de ruptura, ou seja, região mais solicitada, fique fora dos apoios (engaste e de aplicação da força).

Por isso, Huet (1963) propôs o CP de geometria trapezoidal, considerando um console de perfil dito “*d’égele résistance* - de igual resistência”, do tipo parabólico, sendo aplicada uma única carga sobre a amostra (CP) em sua extremidade livre, como ilustra a Figura 3.35.

Figura 3.35 – Perfil trapezoidal dos Corpos de Prova (CPs).



Fonte: Adaptado de Huet (1963).

Pode-se, a partir da forma parabólica vista na Figura 3.35, obter o CP que seja solicitado em uma seção ao longo do eixo x (abscissa), adicionando, ao perfil parabólico, uma adaptação, a começar pelo prolongamento das duas tangentes às laterais de parábola e uma tangente traçada ao topo, encontrando-se um perfil trapezoidal, com a altura (L), a base maior (h_0) e a base menor (h_1).

A posição da seção de ruptura depende da altura (L), como expressa a relação da Equação 3.25.

$$\frac{h_0}{h_1} = 1 + \frac{1}{a}; \text{ em que } a = \overline{AB} = \frac{L}{\frac{h_0}{h_1} - 1} \quad (3.25)$$

Em que:

h_0 = base maior do trapézio;

h_1 = base menor do trapézio;

L = altura do trapézio;

a = segmento \overline{AB} (prolongamento das tangentes ao perfil parabólico).

Com base nas dimensões conhecidas do perfil parabólico, que resulta no CP trapezoidal. Ainda é mostrada a seção de ruptura, indicado no ponto C, simétrico de B em relação ao ponto A.

O diagrama dos esforços é apresentado a partir da secção no plano z como mostra a Figura 3.36. Em flexão pura, a força normal $N(z, t)$ e o momento de flexão $M(z, t)$ podem ser definidos pelas Equações 3.26 e 3.27, respectivamente (LEFEUVRE, 2001):

$$N = \int_{-l(z)}^{l(z)} \int_{-e}^e dx dy = 0 \quad (3.26)$$

$$M = \int_{-l(z)}^{l(z)} \int_{-e}^e y \sigma dx dy = -F(h - z) \quad (3.27)$$

Onde:

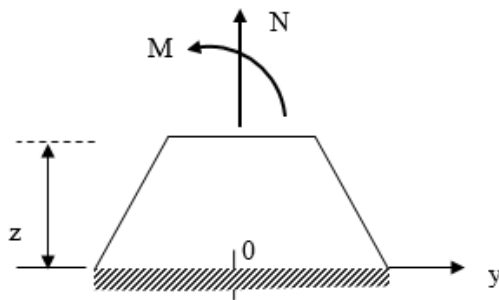
N = esforço normal;

M = momento de flexão;

$F(t)$ = força aplicada na parte superior de CP;

σ = tensão normal.

Figura 3.36 – Diagrama dos esforços da estrutura trapezoidal orientada pela força normal (N) e pelo momento fletor (M).



Fonte: Adaptado de Efeuvre (2001).

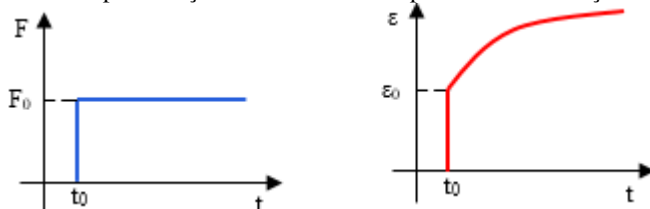
A existência da força cortante (V) não altera a distribuição das tensões normais devido ao esforço do momento fletor (M), visto que as tensões decorrentes da força cortante são tangenciais e estão contidas nos planos de seção e de aplicação da força.

3.9 NATUREZA DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Os materiais no regime da viscoelasticidade linear apresentam comportamentos diferentes. No caso, quando é solicitado a eles o carregamento quase estático, em função do tempo e da temperatura, conseqüentemente, esses materiais apresentam uma resposta correspondente à fluência ou relaxação.

Por um lado, o fenômeno da fluência consiste no carregamento instantâneo, resultando em uma resposta elástica instantânea. A aplicação de uma força, mantendo-a constante ao longo do tempo, resulta no escoamento viscoso do material, conforme ilustra a Figura 3.37 (OLARD, 2003; HECK, 2005).

Figura 3.37 – Representação da fluência – comportamento da força constante.



Fonte: (OLARD, 2003).

A função da fluência (a resposta à aplicação da carga) é expressa pela Equação 3.28.

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t_0, t) \quad (3.28)$$

Em que:

- $J(t_0, t)$ = função da fluência ou retardo;
- σ_0 = tensão inicial aplicada ao material;
- $\varepsilon(t)$ = deformação em função de tempo.

Para o material considerado viscoelástico, o princípio da superposição de *BOLTZMANN* é aplicado. Essa aplicação da deformação em função de tempo $\varepsilon(t)$ resulta na soma das respostas de cada solicitação elementar, a qual pode ser expressa pela Equação 3.29.

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)J(0) + \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial J}{\partial \tau} (\tau - t_0) d\tau \quad (3.29)$$

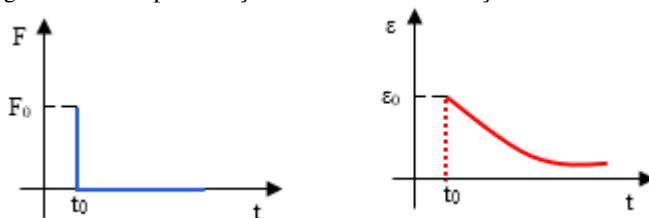
Em que:

- $\varepsilon(t)$ = deformação em função de tempo;
- $\sigma(t)$ = tensão aplicada em função de tempo;
- $J(0)$ = função fluência;
- τ = tempo de relaxação.

O primeiro termo da Equação 3.29 representa a resposta instantânea, e o segundo representa a resposta no tempo (OLARD, 2003).

Por outro lado, o fenômeno relaxação consiste em retirar uma força constante, em função de tempo, aplicada ao material viscoelástico, e, por conseguinte, a resposta observada diminui a deformação ao longo do tempo, conforme ilustra a Figura 3.38 (OLARD, 2003).

Figura 3.38 – Representação do fenômeno relaxação.



Fonte: (OLARD, 2003).

A resposta da tensão é expressa, matematicamente, pela Equação 3.30:

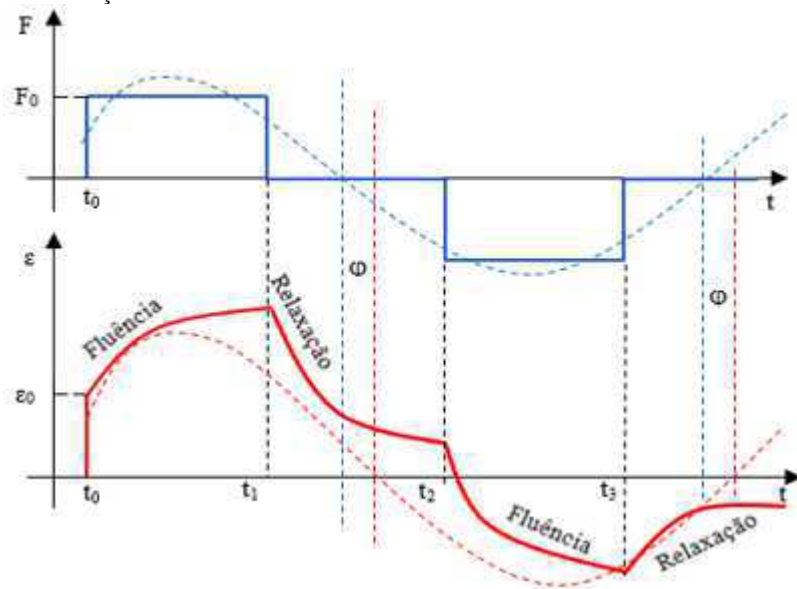
$$\sigma(t) = \varepsilon_0 R(t_0, t) \quad (3.30)$$

Em que:

- $R(t_0, t)$ = função da relaxação em função de tempo;
- $\sigma(t)$ = tensão em função de tempo;
- ε_0 = deformação inicial aplicada ao material.

A generalização dos fenômenos de fluência e de relaxação, no domínio temporal, com a superposição da deformação atrasada como resposta da força imposta ao CP, no domínio frequencial, é ilustrada na Figura 3.39.

Figura 3.39 – Generalização de fluência e de relaxação e superposição de tensão e deformação.



Fonte: Autor (2017).

Ao aplicar uma força constante sobre os materiais de comportamento viscoelástico, ao longo do tempo, e deixa-la de aplicar, posteriormente, repetindo essas atividades, resulta num ciclo correspondente à fluência e à relaxação vistas na Figura 3.39. Com a superposição de sinal da deformação, devido à aplicação de uma força constante, mostra-se um comportamento alternado e uma deformação atrasada, resultando na defasagem entre a força imposta e a deformação ao longo do tempo.

3.10 MODELOS DE COMPORTAMENTOS REOLÓGICO E VISCOELÁSTICO LINEAR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

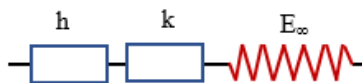
Um dos modelos matemáticos que melhor interpretam o real comportamento viscoelástico do material de concreto asfáltico no domínio frequencial é de Huet-Sayegh. Esse modelo imprime uma relação de tensão e de deformação, que facilita o entendimento das equações construtivas dos elementos simples (molas e amortecedores) e compara as suas impedâncias teóricas experimentais, representadas,

graficamente, pelo módulo complexo no plano Cole-Cole e no gráfico do Espaço de Black, os quais são obtidos sob as várias frequências e temperaturas de ensaios (De La ROCHE, 1996; HECK, 2001).

3.10.1 Modelo de Huet

O modelo de Huet é analógico de relaxação bi-parabólico, composto de três elementos, em série, uma mola de rigidez (E_{∞}) e dois amortecedores de fluência parabólica de parâmetros k e h , conforme ilustra a Figura 3.40. Esse modelo foi, inicialmente, proposto para o comportamento do ligante asfáltico, conforme está escrito na tese de Huet (1963).

Figura 3.40 – Representação do modelo de Huet.



Fonte: Huet (1963).

Os trabalhos desenvolvidos por Cole e Cole (1941) e Huet (1963) demonstraram que o comportamento frequencial das misturas asfáltica pode, corretamente, descrever o modelo da fluência bi-parabólica (MAILLARD, 2001; LARCHER, 2014).

O modelo de Huet se caracteriza reológico e é constituído de quatro (4) parâmetros associados, de uma mola de rigidez (E_{∞}) e de dois amortecedores da lei de fluência parabólica de parâmetros h e k , conforme as expressões seguintes: $f(t) = at^h$; $f(t) = bt^k$ (HUET, 1963).

A representação do modelo de Huet começa pela introdução de amortecedores de fluência parabólica e de elementos reológicos, que podem ser definidos em uma expressão do módulo complexo, com a introdução do tempo de retardo na expressão da viscosidade dinâmica (HECK, 2001).

A expressão da Equação 3.31 do Módulo Complexo (E^*) representa o modelo analógico de Huet.

$$E^*[i\omega\tau(\theta)] = \frac{E_{\infty}}{1 + \delta[i\omega\tau(\theta)]^{-k} + [i\omega\tau(\theta)]^{-h}} \quad (3.31)$$

Em que:

E_{∞}	= módulo instantâneo do modelo, obtido quando $\omega\tau$ tende ao infinito, para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;
τ	= tempo de relaxação dos amortecedores, que é um parâmetro em função do tempo, o qual se assemelha a um tempo de retardo e varia em função da temperatura;
h, k	= os parâmetros dos elementos parabólicos do modelo e as misturas asfálticas, os quais estão situados no intervalo entre $0 < k < h < 1$;
i	= número complexo definido por $i^2 = -1$;
δ	= constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica;
ω	= pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de solitação.

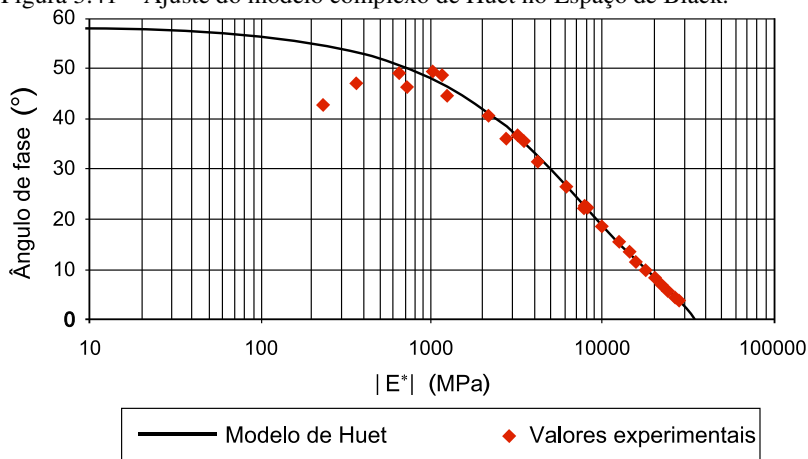
O tempo de relaxação dos amortecedores pode ser definido pela expressão seguinte: $\tau(\theta) = e^{(A0+A1\theta+A2\theta^2+A3\theta^3)}$, em que se pode inferir uma aproximação segundo a suscetibilidade térmica do material.

O ajustamento dos quatro (4) parâmetros é feito de forma simples e de maneira clara, buscando o melhor ajuste do modelo aos valores experimentais no Espaço de Black (Figura 3.41) e no Plano Cole-Cole (Figura 3.42). O módulo no infinito (E_{∞}) corresponde ao ponto de interseção da curva do modelo com o eixo x no Plano Cole-Cole, determinado no Espaço de Black a partir da estimativa da tendência dos dados experimentais. Os expoentes h e k dos amortecedores são ligados à tangente da curva do modelo no Plano Cole-Cole por uma relação simples, conforme mostram as expressões das Equações 3.32 e 3.33, respectivamente (HUET, 1963; De La ROCHE, 1996, SOMÉ, 2015).

$$h = \frac{2\hat{B}}{\pi} \quad (3.32)$$

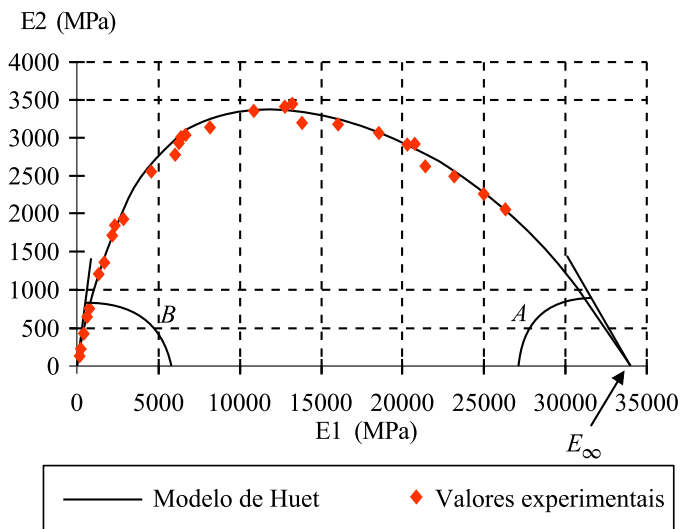
$$k = \frac{2\hat{A}}{\pi} \quad (3.33)$$

Figura 3.41 – Ajuste do modelo complexo de Huet no Espaço de Black.



Fonte: Adaptado de Lefevvre (2001).

Figura 3.42 – Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet.



Fonte: Adaptado de Heck (2001).

A determinação dos parâmetros E_{∞} , h , k e δ se faz, graficamente, no plano Cole-Cole (Figura 3.42) da curva teórica do modelo com os resultados experimentais. Uma vez determinados os parâmetros, a variação de τ , em função da temperatura, é, igualmente

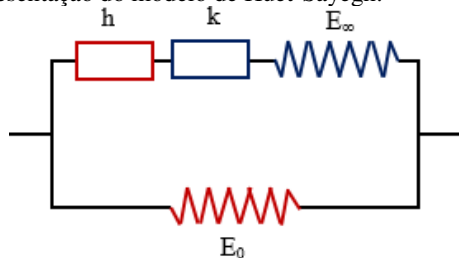
obtida, (através de gráfico Cole-Cole), ajustando as curvas isócronas do modelo sobre aquele obtido experimentalmente.

O modelo de Huet não permite representar, adequadamente, os módulos muito baixos (módulos em alta temperatura e baixa frequência) (PERRET, 2001; MILLARD, 2005). Esse modelo, portanto, foi ajustado ou completado por SAYEGH (1965).

3.10.2 Modelo de Huet-Sayegh

O modelo de Huet não teve uma adequação no ajuste com relação ao módulo estático (E_0), isto é, não permite um ajuste adequado dos valores experimentais do módulo complexo em alta temperatura e baixa frequência. O Sayegh observou que a baixa frequência e a elevada temperatura das misturas asfálticas, que possuíam módulos estáticos elevados, não apresentavam resultados satisfatórios. Nesse sentido, na sua tese desenvolvida em 1965, adaptou o modelo de Huet com o ajuste de um modelo paralelo, uma mola de baixa rigidez (E_0 -módulo estático), traduzindo o comportamento nas situações de solicitações estáticas, ou seja, a baixa frequência e a elevada temperatura da mistura asfáltica (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998; HECK, 2001). Com a Figura 3.43, pode-se visualizar o modelo analógico de Huet-Sayegh.

Figura 3.43 – Representação do modelo de Huet-Sayegh.



Fonte: De la Roche (1996).

Esse modelo é representado por duas partes paralelas, sendo a primeira delas por uma mola em série com dois amortecedores, e a segunda, por uma mola. Sua definição é dada por cinco constantes viscoelásticas: molas e amortecedores (E_∞ , E_0 , k , h , δ).

A segunda parte, composta por uma mola, representa o módulo estático (E_0), destinado para quando o material é solicitado em baixa frequência e em temperatura elevada (HECK, 2001; DE LA ROCHE, 1996).

A representação do modelo analógico de Huet-Sayegh é expressa pela Equação 3.34.

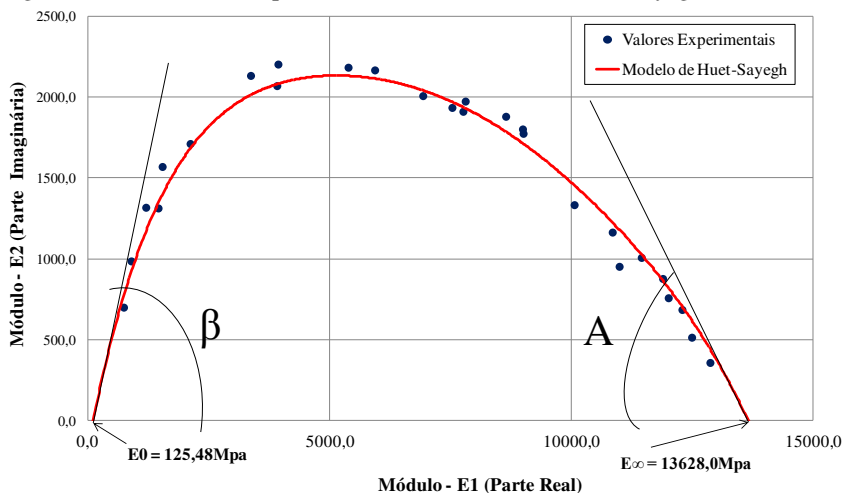
$$E^*[i\omega\tau(\Theta)] = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta[i\omega\tau(\Theta)]^{-k} + [i\omega\tau(\Theta)]^{-h}} \quad (3.34)$$

Em que:

- E_∞ = módulo instantâneo do modelo, obtido quando $\omega\tau$ tende ao infinito, assim como para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;
- E_0 = módulo estático, para as situações de baixas frequências e de elevadas temperaturas;
- τ = tempo de relaxação dos amortecedores, o qual é um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, variando em função da temperatura;
- h, k = parâmetros dos elementos parabólicos do modelo que, para as misturas asfálticas, estão situados nos intervalos entre $0 < k < h < 1$;
- i = número complexo, definido por $i^2 = -1$;
- δ = constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica;
- ω = pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de solitação.

A representação no Plano Cole-Cole do modelo de Huet-Sayegh permite descrever, adequadamente, o comportamento das misturas asfálticas sobre um espectro de frequência e de temperatura, tanto em baixa frequência e alta temperatura quanto em alta frequência e baixa temperatura, conforme ilustra a Figura 3.44.

Figura 3.44 – Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet-Sayegh.



Fonte: Almeida (2013).

3.10.3 Modelo de Huet-Sayegh com incremento do fator dano "D"

No modelo de Huet-Sayegh, é possível introduzir o parâmetro dano (D), que caracteriza como uma parte relativa do módulo entre estados inicial e final do material.

Francken, (1977) observou que uma mistura asfáltica degradada, quando representada no plano Cole-Cole, nas temperaturas baixas (-5°C e 5°C), os seus componentes, elástico (E1) e viscoso (E2) não se sobrepõem à curva da mistura intacta (de referência). Além do mais, constatou-se que, nas temperaturas altas (a partir de 15°C), a evolução de dois componentes do módulo das misturas degradada e intacta (de referência) quase que se sobrepõe, ou seja, não apresentam diferença significativa em distintas frequências e temperaturas. Em vista disso, concluiu-se que a fadiga da mistura é, parcialmente, explicada pela diminuição Módulo Complexo $|E^*|$ ligado ao ligante e, por outro lado, pela diminuição do módulo no infinito (E_{∞}), o qual depende, principalmente, da composição da mistura, do volume do ligante e da percentagem de volume de vazios.

No que tange aos parâmetros no modelo de Huet-Sayegh, verificou-se que os parâmetros (E_{∞}) e ($E_{2\text{máx}}$) e os coeficientes parabólicos (h) e (k) variam em relação ao estado inicial da mistura, e o

restante dos parâmetros permanece constante. Por sua vez, a parte superior da curva no plano Cole-Cole, isto é, o valor máximo do componente viscoso ($E_{2máx}$), depende do elemento parabólico (h) e do parâmetro (E_{∞}). Com isso, o valor do dano (D) é encontrado ajustando-se o valor de E_{∞} e de (δ), que estão ligados ao coeficiente (k). O parâmetro dano (D), introduzido no modelo de Huet-Sayegh, é diretamente ligado às variáveis (E_0), E_{∞} , e (δ) (CASTAÑEDA, 2004; DE LA ROCHE, 1996).

Portanto, o Módulo Complexo do material com o fator dano pode ser expresso pelas Equações 3.35 e 3.36.

$$E^*(\omega) = (1 - D) \cdot \left(E_0 + \frac{E_{\infty} - E_0}{1 + [i\omega\tau(1-D)\mu fc]^{-k} + [i\omega\tau fc]^{-h}} \right) \quad (3.35)$$

$$\delta' = (1-D)^{-k} \mu^{-k} = (1-D)^{-k} \cdot \delta \quad (3.36)$$

Em que:

fc = fator relacionado ao ligante asfáltico;

μ = constante atinente à constante adimensional (δ) que é função da natureza do ligante asfáltico e da curva granulométrica, e influencia na variação do vértice côncavo da parábola no Plano Cole-Cole;

De modo geral, vê-se que a fadiga do material está diretamente ligada à diminuição do $|E^*|$ e do (E_{∞}). Pelo fato de o dano ser mais significativo nas baixas temperaturas, em que é encontrado o valor de (E_{∞}), no qual operam o elemento parabólico "k" e a constante (δ), o que justifica a introdução do fator ($1-D$) nessa parcela na fórmula do modelo reológico de Huet-Sayegh.

3.11 MÉTODO FRANCÊS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

O método francês de dimensionamento de pavimento foi desenvolvido no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), atualmente denominado *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement, et des Réseaux* (IFSTTAR). Os fundamentos do método francês de dimensionamento de pavimento de estradas tiveram início nos anos de 1970, baseados em uma metodologia

de cunho racional, em que são considerados, na sua dinâmica de cálculo, os resultados laboratoriais com estrita relação campo-laboratório, bem como a interpretação do comportamento mecânico dos materiais em diferentes camadas da estrutura de pavimento, em função da temperatura e da frequência de solitação.

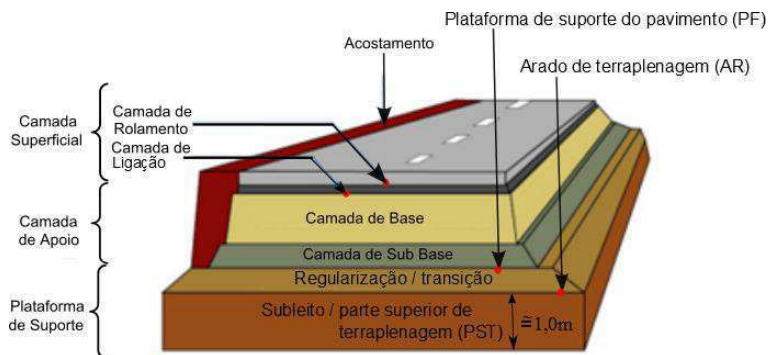
A concepção do pavimento não se limita ao corpo da estrutura do pavimento, mas estende-se aos estudos preliminares do projeto: de concepção de plataforma de suporte de terraplenagem do pavimento, de concepção do corpo de pavimento, de verificação de condições climáticas, entre outros estudos. O dimensionamento da estrutura de pavimento é verificado a partir dos critérios estabelecidos na norma LCPC-SETRA, de 1997.

3.11.1 Estrutura de pavimento

O pavimento de estrada é constituído da estrutura multicamada, ou seja, de um conjunto de camadas de materiais dispostos a suportar a circulação dos veículos concedendo-lhes boas condições tanto em relação à conforto quanto à segurança. A estrutura multicamada de pavimento é aplicada sobre um solo natural de terraplenagem, no qual o último metro deste é denominado de parte superior de terraplenagem (PST), e a sua superfície, após acabamento, é chamada de arraso de terraplenagem (AR), que, eventualmente, é sobreposta por uma camada de transição, denominada de camada de forma. As duas últimas constituem a chamada camada de plataforma de suporte de terraplenagem do pavimento (PF) (LCPC/SETRA, 1997).

A Figura 3.45 ilustra a estrutura do pavimento francês com as suas camadas mencionadas.

Figura 3.45 – Estrutura do pavimento francês.



Fonte: Adaptado por Almeida (2013) de Pouteau (2004).

A seguir, são apresentadas as descrições das camadas que constituem a estrutura de pavimento de estrada.

a) As camadas de superfície compreendem:

- camada de rolamento - constitui a parte superior da estrutura do pavimento em contato direto com o veículo. Ela deve assegurar o conforto e a segurança (aderência e limitação de transtorno sonoro etc.) dos veículos. A superfície deve ainda apresentar uma boa resistência ao desgaste e possuir propriedades de aderência e boa drenabilidade.

- camada de ligação (*binder*) – constitui a parte intermediária entre a camada de rolamento e a base. Contribui para melhorar a estrutura do pavimento e reforçar as proteções mecânica, térmica e hidráulica para impermeabilização da camada de base.

b) As camadas de apoio compreendem:

- camada de base - assegura a proteção estrutural da plataforma de fundação, ou camada de forma, que fornece, ao pavimento, a resistência mecânica e é destinada a distribuir as cargas verticais induzidas pelo tráfego.

- camada de sub-base - constitui a parte situada sob a camada de base, tendo a função de distribuir tanto os esforços das cargas verticais quanto da pressão sobre a plataforma suporte, a fim de manter a deformação vertical a um nível admissível.

c) Plataforma suporte de pavimento (PF)

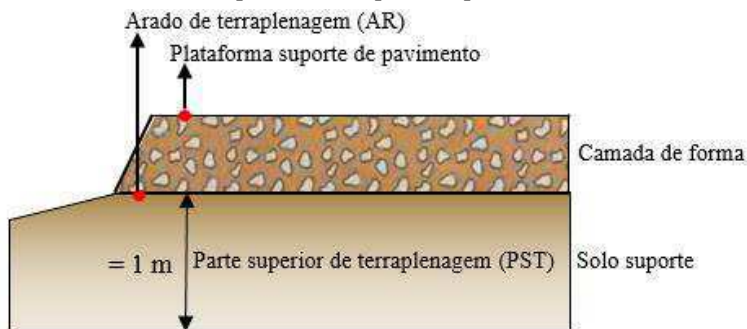
As partes das camadas que constituem a plataforma (o suporte de pavimento) são camadas de forma ou de regularização e camada de solo suporte ou subleito. A regularização tem duas funções: a primeira, assegurar a proteção do subleito, permitindo a qualidade de nivelamento, ainda em construção do pavimento, com as máquinas circulando; e, a segunda, permitir a homogeneidade das características mecânicas dos materiais constituintes do solo ou do aterro, melhorando-os ao longo do tempo (TRAN, 2004).

Após a descrição funcional das diferentes camadas do pavimento, a guia técnica francesa de dimensionamento da estrutura de pavimento propõe um conjunto de materiais de construção que pode ser reagrupado em dois grandes grupos de família (LCPC/SETRA, 1997):

- materiais granulares não tratados (GNT) - só podem ser utilizados para a realização do corpo de pavimentos de baixo tráfego;
- materiais granulares tratados - usados para a construção de estruturas com alto volume de tráfego, referindo-se aos materiais tratados com ligantes asfálticos (materiais betuminosos) e aos materiais tratados com ligantes hidráulicos (cimento).

A estrutura de pavimento é construída em um conjunto chamado de plataforma suporte do pavimento, como ilustra a Figura 3.46. Esse conjunto é composto por subleito, designado em sua região superior (cerca de 1 m de espessura) e pela camada de forma, como foram explicados anteriormente.

Figura 3.46 – Estrutura de plataforma suporte de pavimento.



Fonte: Setra (1997).

A estrutura de plataforma suporte de pavimento desempenha duas funções essenciais: primeira, proteger o subleito e segurar a estrutura durante o tempo de construção das camadas de pavimentos; segunda, suportar a estrutura de pavimento e suas influências como as tensões e as deformações mecânicas das camadas proveniente do tráfego.

Assim, a classificação e os requisitos a que devem atender a plataforma suporte de pavimento são definidos levando em consideração: critérios de curto prazo associados à construção de pavimento; a caracterização de longo prazo para a concepção e a verificação do comportamento de pavimento em serviço.

Em curto prazo, durante a construção de pavimento de estrada, a plataforma suporte deve atender a certos padrões mínimos como:

- trafegabilidade, para assegurar a circulação de máquinas e de materiais empregados na construção;
- nivelamento, para garantir a regularidade da espessura da camada e a rugosidade do pavimento até a sua conclusão, isto é, nivelamento feito com uma tolerância de ± 3 cm da linha vermelha de terraplenagem;
- deformabilidade, para permitir a compactação adequada de camadas de pavimentos; devem determinar o módulo a partir da medição com Dynaplaque, em que o módulo medido deve seguir as condições de tráfego e a deflexão para o eixo de 130 kN, não devendo ser superior a 2 mm;
- verificação da resistência a gelo e degelo, para garantir a durabilidade da estrutura de pavimento.

A parte superior de terraplenagem (PST) é classificada segundo manual francês de dimensionamento de pavimento (SETRA, 1997) em função da natureza e do estado hídrico dos materiais que os constituem, sendo considerado o contexto geral da estrutura de pavimento em serviço (possibilidades de contato direto com a água, drenagem, etc.).

A cada parte superior de terraplanagem (PST), são associadas uma ou mais camadas de AR, que possuem os seus módulos de rigidez determinados, normalmente, em ensaios de Dynaplaque ou de placa vibratória (SETRA, 1997) como segue: PST0 (AR0), PST1 (AR1), PST2 (AR1), PST3 (AR1, AR2), PST4 (AR2), PST5 (AR2, AR3) e PST6 (AR3, AR4).

As faixas do módulo de rigidez que compreendem os arrastos de terraplanagem (AR), determinados e mantendo a quantidade de água que os materiais apresentam, estão apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classe de AR da PST em função de faixas de módulo rigidez.

Módulo (Mpa)	20	50	120	200
Classe de AR	AR1	AR2	AR3	AR4

Fonte: Setra (1997).

Além da classificação geotécnica do solo, o estado da água desempenha um papel crítico na capacidade de reutilização dos materiais e do nível de obtenção de materiais de qualidade que constituem a compactação do solo natural do subleito. É de fundamental importância efetuar o estudo do estado hídrico em condições adversas na implantação de pavimento de estradas.

As estruturas de pavimentos de estradas na França, aliás, são divididas em função do volume de tráfego das redes rodoviárias, incluindo as estradas urbanas e as autoestradas. Essa divisão compreende dois conjuntos, brevemente, explicados a seguir:

- **estrutura de pavimento espessa (*chaussée bitumineuse épaisse*)** é destinada a tráfegos pesados, tanto para rede estruturante quanto para rede não estruturante, com níveis de tráfego elevados. Na estrutura espessa, à camada de revestimento e de ligação, pode-se empregar as misturas asfálticas: *Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG)*; *Béton Bitumineux a Module Élevé (BBME)*; *Béton Bitumineux Mince (BBM)*; *Béton Bitumineux Très Mince (BBTM)*; *Béton Bitumineux Ultra Mince (BBUM)* e as misturas asfálticas drenantes (BBD_r). Para as camadas de base e de sub-base, são permitidas somente as misturas asfálticas: *grave-bitume (GB)*, material granular tratado com betume e misturas do Módulo Elevado (EME). As espessuras das camadas de base podem variar de 15 cm a 40 cm.

- **estrutura de pavimento flexível (*chaussée souple*)** é destinada somente à rede não estruturante com volume de tráfego leve e médio, ou seja, tráfego menor que TC₆₂₀ (T0 – classificação para tráfego leve e médio segundo SETRA). Nas camadas de revestimento e de ligação, caso houver, devem seguir as mesmas misturas asfálticas mencionadas para pavimento espessa. Para as camadas de base e de sub-base, é recomendada a aplicação dos materiais granulares não tratados (GNT), devido à intensidade não elevada de tráfego. Também, pode-se utilizar a base tratada com betume, tipo grave-betume de classe 3 (GB-3), conforme definido na norma Francesa NF EN 13285 (de 2004). A utilização dos granulares não tratados é recomendada em função do

tráfego e da sua propriedade física, com módulos de rigidez categorizados em função do tráfego, segundo descrito no manual de dimensionamento Francês (SETRA, 1997). A camada de rolamento é constituída de misturas asfálticas, sendo relativamente fina, e pode ser até de 15 cm de espessura. Por sua vez, a camada de base é constituída de materiais granulares não tratados, e a sua espessura pode variar entre 20 cm a 50 cm.

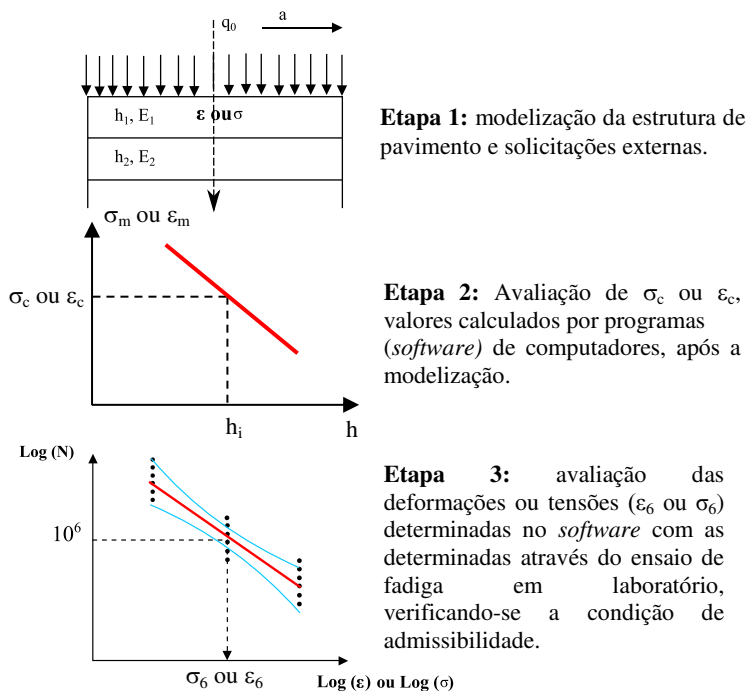
3.11.2 Dimensionamento da estrutura pavimento de estrada

O método de dimensionamento está dividido em três etapas de cálculo (RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998, SETRA, 1997):

- modelização mecânica da estrutura de pavimento e solicitações de cargas dinâmicas (tráfego);
- determinação dos parâmetros fundamentais: as deformações ou as tensões dos materiais para 10^6 solicitações, a partir dos ensaios de fadiga e de módulo complexo; e
- avaliação e comparação dos valores de tensões (σ_c) ou deformações (ϵ_c), calculadas na modelização com os valores (ϵ_6 e σ_6), determinados nos ensaios de fadiga e de módulo complexo, em laboratório.

A etapa de dimensionamento de pavimento, baseada nos comportamentos de fadiga e de módulo complexo (rigidez) das misturas asfálticas, está ilustrada na Figura 3.47.

Figura 3.47 – Etapas de dimensionamento racional de pavimento.



Fonte: Adaptado de Momm (1998).

Para análise do cálculo de dimensionamento de pavimento, devem ser levados em consideração alguns parâmetros importantes (discriminados em subseções adiante): o tráfego, as cargas e as deformações calculadas e admissíveis nas camadas de pavimento.

3.11.3 Tráfego

O tráfego é um dos parâmetros imprescindíveis da entrada para o estudo de dimensionamento do pavimento, influenciando, por exemplo, na escolha de materiais, no desempenho à fadiga e, conseqüentemente, na vida útil do projeto. Por isso, no desenvolvimento de projeto de estrada, deve-se contemplar os estudos de tráfego futuros.

Para o cálculo de dimensionamento, considera-se o tráfego acumulado sobre uma duração inicial de cálculo. O tráfego é caracterizado por um número equivalente de eixo de referência (NE),

correspondente ao tráfego pesado acumulado. O número NE é determinado pela expressão das Equações 3.37, 3.38 e 3.39 (ALLOU, 2006).

$$NE = N * CAM \quad (3.37)$$

$$N = 365 * MJA * C \quad (3.38)$$

$$C = \frac{(1 + \tau)^p - 1}{\tau} \quad (3.39)$$

Em que:

N = número acumulado de caminhões pesados para o período (p) de projeto;

CAM = coeficiente de agressividade média dos caminhões pesados, em relação ao eixo de referência (no caso, eixo simples de roda dupla com 130 kN);

MJA = volume médio diário de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada;

C = fator de acumulação do tráfego sobre o período (p) de projeto;

τ = taxa de crescimento geométrico de tráfego no período (p) de projeto.

O Coeficiente de Agressividade Média (CAM) dos caminhões, em relação ao eixo de referência, pode ser calculado conforme a Equação 3.50 (LCPC/SETRA, 1997).

$$CAM = \frac{1}{NPL} \left[\sum_i \sum_{j=1}^3 K_j n_{ij} \left(\frac{P_i}{P_0} \right)^\alpha \right] \quad (3.50)$$

Em que:

NPL = número de caminhões pesados durante o período da contagem do tráfego;

K_j = coeficiente correspondente ao tipo de eixo j (simples = 1; tandem duplo = 0,75; e tandem triplo = 1,1);

n_{ij} = número de eixos elementares do tipo j e classe de peso

P_i .

P_i = dano causado pela passagem de um eixo p;

P_0 = dano causado pela passagem de um eixo de referência;

α = coeficiente correspondente ao tipo de pavimento (pavimentos flexíveis e espessos = 5)

Na falta de dados para determinação de CAM, o LCPC/SETRA (1997) disponibiliza os valores apresentados na Tabela 3.2. O CAM está em função da classe do tráfego e da espessura da camada da estrutura de mistura asfáltica a ser dimensionada.

Tabela 3.2 – Coeficientes de Agressividade Média (CAM).

Tráfego	CAM	0,4	0,5	0,7	0,8
\leq TC3 (T3)	Classe	T5	T4 (TC2)	T3 (TC3)	T3+ (TC3)
$>$ TC3 (T3)	CAM				
		0,8 HT _{CB} \leq 20 cm		1,0 HT _{CB} $>$ 20 cm	

Obs: HT_{CB}= espessura total de concreto asfáltico no pavimento

Fonte: LCPC/SETRA (1997).

Os estudos desenvolvidos na França (LCPC/SETRA, 1997) definem a classe do tráfego (T_i) a partir da contagem do volume médio diário anual (MJA) de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada (LCPC/SETRA, 1997). As classes do tráfego são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Classes de tráfego.

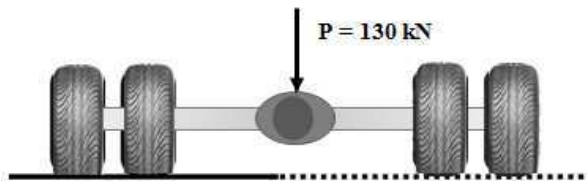
Classe	T5	T4 (TC2)	T3 (TC3)	T2 (TC4)	T1 (TC5)	T0 (TC6)	TS (TC7)	TEX (TC8)				
		T3-	T3+	T2-	T2+	T1-	T1+	T0-	T0+	TS-	TS+	
MJA0	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000

Fonte: LCPC/SETRA (1997).

3.11.4 Carregamento

O dimensionamento de pavimento é realizado para que a estrutura possa suportar o tráfego pesado acumulado ao longo da sua vida de projeto. Por isso, deve-se considerar que o tráfego é a combinação de diferentes tipos de veículos, cargas e geometrias de eixos diferentes. O método francês de dimensionamento utiliza o eixo padrão de referência como o eixo simples de roda dupla, com o número real de 130 kN, conforme ilustra a Figura 3.48 (TRAN, 2004).

Figura 3.48 – Carga de referência



Fonte: Autor (2017).

3.11.5 Deformações admissíveis

As deformações admissíveis nas camadas de misturas asfálticas, na estrutura de pavimento, são determinadas a partir dos resultados de testes laboratoriais de ensaio de fadiga, de tráfego acumulado, de coeficientes de risco e de ajuste na relação campo-laboratório (RIVIÈRE, 1996; LCPC/SETRA, 1997).

A deformação admissível ($\varepsilon_{xx,ad}$) deve ser avaliada na fibra inferior da camada de base das misturas asfálticas e é determinada pelas Equações 3.51 e 3.52.

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon \cdot (NE, \theta_{eq}, f) \cdot k_r \cdot k_s \cdot k_c \quad (3.51)$$

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6 \cdot (10^0 \text{C}, 25 \text{ Hz}) \cdot \sqrt{\left[\frac{E^*(10^0 \text{C})}{E^*(\theta_{eq})} \right]} \cdot \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (3.52)$$

Em que:

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ = deformação admissível do material em função do número de eixo equivalente (NE), da temperatura equivalente (θ_{eq}) e da frequência de solitação;

$\varepsilon_6(10^0 \text{C}, 25 \text{ Hz})$ = deformação para 10^6 ciclos, com base nos resultados da curva de fadiga do material;

$E(10^0 \text{C})$ = módulo complexo medido à temperatura de 10^0C e à frequência de 10 Hz;

$E(\theta_{eq})$ = módulo complexo medido à temperatura equivalente de 15^0C e à frequência de 10 Hz;

b = inclinação da curva de fadiga;

- k_c = coeficiente de calagem (ajuste) dos resultados do modelo de cálculo ao comportamento observado do mesmo tipo, dependendo do tipo da mistura;
- k_s = coeficiente de redução de efeito de heterogeneidade da capacidade de suporte;
- k_r = coeficiente de risco (k_r) que ajusta o valor do cálculo do risco de deformação admissível.

O coeficiente k_c depende da natureza dos materiais, podendo-se adotar os seguintes valores: 1,3, para misturas asfálticas destinadas à camada de ligação; 1,1, para misturas de concreto asfáltico destinadas à camada de superfície; e 1, para misturas de concreto asfálticas destinadas à camada da estrutura de pavimento.

O coeficiente k_s pode ser definido em função do valor modular correspondente à plataforma de suporte da estrutura do pavimento, denominada de PF, quais sejam:

- 1,0/1,2 - para módulo da plataforma entre $20 \text{ MPa} \leq E \text{ PF1} < 50 \text{ MPa}$;
- 1,0/1,1 - para módulo da plataforma entre $50 \text{ MPa} \leq E \text{ PF2} < 120 \text{ MPa}$;
- 1,0 - para plataforma com módulo $E \geq 120 \text{ MPa}$ (que abrange as situações de plataforma com módulo $120 \text{ MPa} \leq E \text{ PF3} < 200 \text{ MPa}$ e $E \text{ PF4} \geq 200 \text{ MPa}$).

Enquanto isso, o coeficiente k_r é determinado em função dos fatores de dispersão da espessura da camada (desvio padrão S_H) e dos resultados do ensaio de fadiga (desvio padrão dos resíduos - S_N), como revelam as Equações 3.53 e 3.54.

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad (3.53)$$

$$\delta = \sqrt{\left[S_N^2 + \left(c \cdot \frac{S_H}{b} \right)^2 \right]} \quad (3.54)$$

Em quem:

- u = variável estatística associada ao risco;
- b = inclinação da curva de fadiga relacionada ao expoente da Equação obtida;

δ = desvio padrão da distribuição do $\log(N)$ para 106 ciclos, determinados pela Equação;
 SN = desvio padrão dos resíduos da curva de fadiga;
 b = inclinação da curva de fadiga;
 c = coeficiente relacionado à variação da deformação admissível, em função da variação da espessura da camada, sendo que é utilizada quantidade aproximada de $0,02 \text{ cm}^{-1}$;
 Sh = desvio padrão da dispersão sobre a espessura da camada na estrutura de pavimento. Esse valor pode ser adotado para pavimento de concreto asfáltico, em função da espessura total das camadas de concreto asfáltico ($Sh=1$ para $e \leq 10$; $Sh=1+0,3(e^{-10})$ para $10 < e < 15$; $Sh=2,5$ para $15 \leq e$).

As deformações verticais admissíveis no topo das camadas subjacentes ($\varepsilon_{z,ad}$) à superfície, na plataforma de fundação (subleito), para tráfegos leve, médio e elevado, podem ser calculadas a partir das Equações 3.55 e 3.56, respectivamente.

- para pavimentos com tráfego leve ($T < T3$)

$$\varepsilon_{z, ad} = 0,016 (NE)^{-0,222} \quad (3.55)$$

- para pavimentos com tráfego médio e elevado ($T \geq T3$)

$$\varepsilon_{z, ad} = 0,012 (NE)^{-0,222} \quad (3.56)$$

Em que:

$\varepsilon_{z, ad}$ = deformação vertical admissível no topo das camadas do subleito;

NE = número equivalente de passagens do eixo padrão de 130 kN.

Para que o dimensionamento seja correto, sem uma generalização das condições variáveis, o manual de dimensionamento de pavimento francês *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA, 1997) fornece as diretrizes para o dimensionamento e para a concepção da estrutura de pavimento. Na Equação 3.57, encontra-se a condição de conformidade, em que a deformação admissível deve ser maior do que calculada.

$$\varepsilon_{\text{calculada}} \leq \varepsilon_{\text{admissível}} \quad (3.57)$$

O dimensionamento da estrutura de pavimento é considerado correto quando as deformações induzidas pela passagem do eixo de referência são menores ou iguais às deformações admissíveis para cada camada, como mostrou a Equação 3.57. Caso contrário, é repetido o dimensionamento, ajustando-se os parâmetros, até que a deformação calculada seja igual ou inferior à admissível (RIVIÈRE, 1996; LCPC/SETRA, 1997; 1998a).

3.12 RESUMO DOS PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO

Apresentaram-se, no Capítulo 3, os conceitos relevantes de misturas asfálticas, suas propriedades, os modelos matemáticos de comportamento reológico e de dimensionamento de pavimento asfáltico.

Como verificado, a mistura asfáltica apresenta comportamento viscoelástico e termosuscetível, ou seja, ela pode mudar do comportamento dependendo da temperatura e da frequência de solitação.

No que tange à temperatura, salienta-se que, com base nas análises das temperaturas encontradas em campo, faz-se necessário o conhecimento da temperatura que afeta a fadiga de misturas asfálticas. A partir da representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$, no plano Cole-Cole, possibilita-se encontrar a temperatura crítica da mistura asfáltica em laboratório. Aliás, a temperatura é considerada crítica quando a parte imaginária é maior no plano Cole-Cole e na qual ocorreria maior dissipação de energia no ensaio de fadiga.

Posteriormente, descreveu-se, ainda que brevemente, o modelo matemático e reológico de Huet-Sayegh, incrementando-se o fator dano (D), o que viabiliza a compreensão do comportamento de mistura asfáltica em relação aos seus parâmetros intrínsecos que podem ser utilizados no projeto de dimensionamento de pavimento.

A partir do ensaio de fadiga, são determinados outros parâmetros fundamentais para dimensionamento de pavimento, nomeadamente: a deformação (ε_6) ou tensão (σ_6) para um milhão de ciclos, o coeficiente de inclinação da curva de fadiga (-b) etc.

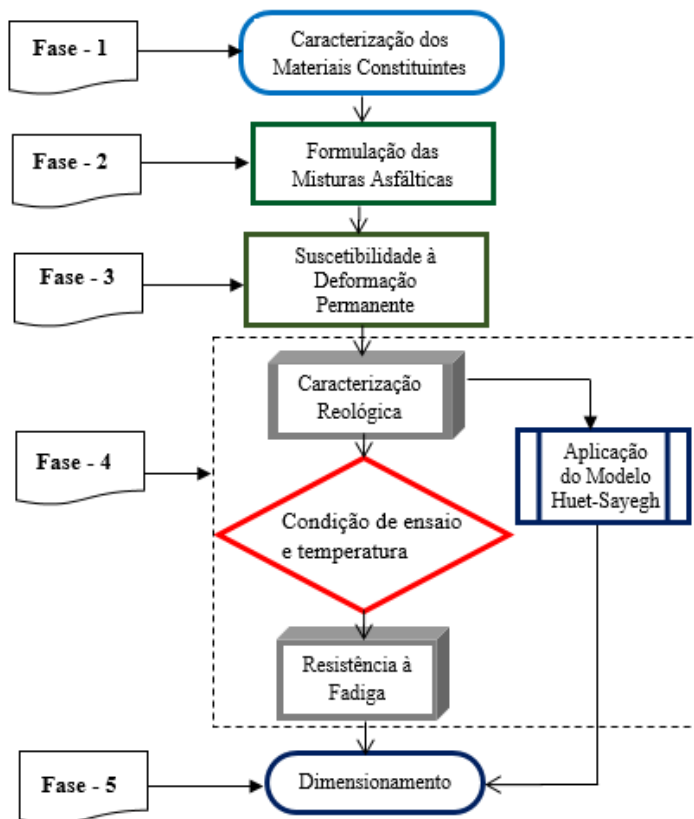
O dimensionamento de pavimento asfáltico com *software* adequado como o *Viscoroute* que faculta levar em conta no dimensionamento de pavimento asfáltico os parâmetros intrínsecos ligados ao material asfáltico.

CAPÍTULO 4

4 MÉTODO DA INVESTIGAÇÃO

Esse capítulo descreve as fases experimentais da pesquisa, as quais foram determinadas para que fossem almeçados os objetivos preconizados. Ressalta-se que a pesquisa foi desenvolvida em cinco fases, conforme exhibe o fluxograma da Figura 4.1 e de acordo com as breves explicações adiante.

Figura 4.1 – Fluxograma das fases experimentais.



Fonte: Autor (2017).

- **Fase 1 – Caracterização dos materiais e a composição granulométrica:**

Essa fase consiste na caracterização dos materiais constituintes das misturas asfálticas (agregados de origem granítica e ligante asfáltico de consistência por penetração 30-45) e apresenta a característica do polímero *PR PLAST S*, como anunciado pelo fabricante. Ainda nessa fase, define-se a composição da curva granulométrica.

- **Fase 2 – Formulação das misturas asfálticas:**

Nessa fase, discorre-se sobre a realização de duas misturas asfálticas densas, sendo uma delas com incorporação do polímero *PR PLAST S*, no ato da mistura. As misturas são formuladas com ligante asfáltico convencional de consistência por penetração 30-45 e com a mesma curva granulométrica. Além disso, nessa fase, são descritas as avaliações de misturas quanto às suas compacidades para definição do teor do ligante asfáltico do projeto e quanto às suas resistências à ação deletéria da água.

- **Fase 3 – Avaliação do desempenho à deformação permanente:**

Essa fase refere-se à avaliação das misturas asfálticas quanto às suas susceptibilidades à deformação permanente. Para isso, discorre sobre a confecção das placas, as suas caracterizações, o condicionamento alternado (ciclo de imersão em água e secagem) das placas e a execução de ensaio de avaliação da resistência das placas das misturas asfálticas ao afundamento de trilha de roda.

- **Fase 4 – Avaliação do comportamento reológico e do desempenho mecânico:**

A fase 4 destina-se às avaliações de misturas asfálticas ao comportamento reológico e ao desempenho mecânico na resistência à fadiga. Aborda-se sobre a confecção das placas, a serragem das placas para obtenção de CPs trapezoidais destinados ao ensaio de flexão alternada de dois pontos (2PB), além de estabelecer-se a triagem dos CPs para os ensaios de módulo complexo e de fadiga.

Ressalta-se que essas avaliações serão feitas com misturas asfálticas no estado normal (de referência) e condicionadas, isto é, prévio condicionamento das misturas à imersão em água por 18 horas, a 60°C, e secagem por 6 horas, a 60°C, durante 5 ciclos.

▪ **Fase 5 – Análise paramétrica no dimensionamento de pavimento com as misturas estudadas:**

Após a realização dos ensaios, nessa etapa final, realiza-se a análise paramétrica no dimensionamento de pavimento, utilizando o *software Visco Route 2.0*, que contempla as análises de dimensionamento do comportamento termoviscoelástico de misturas asfálticas através do modelo reológico de Huet-Sayegh. Salienta-se que, nessa etapa, é verificado o desempenho, em termos quantitativos, das misturas asfálticas quanto ao efeito da ação da água e da temperatura no revestimento da estrutura de pavimento, ambos influenciando na estimativa da vida útil do pavimento.

Em seguida, as fases experimentais, anteriormente descritas, são, pormenorizadamente, desenvolvidas nessa mesma sequência (de fase a fase). Dessa maneira, detalham-se os ensaios e os aparatos de testes para a avaliação do efeito da água em diferentes temperaturas na perspectiva de alcançar os objetivos traçados nesta pesquisa.

4.1 FASE 1: CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAIS E A COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Nessa fase, apresentam-se: (i) o tipo de agregado, a sua proveniência, o seu processamento para obtenção da curva granulométrica e os ensaios que o caracteriza; (ii) o tipo de ligante, a sua origem e os ensaios para sua caracterização; e, finalmente, (iii) as características do polímero PR PLAST S.

4.1.1 Agregados e composição da curva granulométrica

Os materiais granulares (agregados), utilizados nesta pesquisa, são de origem granítica, provenientes da pedreira Santa Bárbara, administrada pela empresa *Vogelsanger*, localizada no município de Palhoça, no Estado de Santa Catarina. Eles foram coletados em três frações diferentes, sendo elas: brita $\frac{3}{4}$ ", pedrisco e pó de pedra.

A curva granulométrica, definida para esta pesquisa, é de graduação densa. Para a determinação da curva, fixou-se o tamanho máximo das peneiras (de 15,9 mm) e elas foram utilizadas com aberturas de 15,9 mm, 12,7 mm, 9,5 mm, 6,5 mm, 4,76 mm, 2,38 mm, 1,19 mm, 0,59 mm, 0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm, para o controle da curva granulométrica.

Utilizou-se a Equação 4.1 para definir a curva granulométrica teórica.

$$\% p = a \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (4.1)$$

Em que:

- p = porcentagem que passa na peneira de abertura d ;
- a = constante, igual a 100;
- d = menor diâmetro da peneira (mm);
- D = diâmetro máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm); e
- n = expoente da curva granulométrica.

A caracterização dos agregados segue o preceito das seguintes normas:

- **ensaios de abrasão Los Angeles:** *ASTM C131 - Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine;*
- **durabilidade:** *ASTM C088 - Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate;*
- **absorção:** *ASTM C127 - Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate);*
- **massa volumétrica real:** *AFNOR NF P 18-559 - Mode opératoire de la mesure de masse volumique de granulats.*
- **Adesividade:** *DNER-ME 078 - Ensaio de avaliação de adesividade entre ligante e agregado.*

4.1.2 Ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado, nesta pesquisa, é de consistência por penetração 30-45 e é proveniente da Refinaria de Paulínia, denominada de REPLAN, do município de Paulínia, em São Paulo. Realiza-se a caracterização do ligante asfáltico, com base nas seguintes normas:

- **penetração:** *ASTM D 5 – Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials;*
- **ponto de amolecimento:** *ASTM D 36 – Standard Test Method for Softening Point of Bitumen: ring-na-bal Apparatus;*

- **viscosidade:** *ASTM D 4402 – Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Alevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*);
- **vensidade real:** *ASTM D 70 – Standard Test Method for Specific Gravity and Density of Semi-Solid Bituminous Materials: Pycnometer Method.*

4.1.3 Polímero *PR PLAST S*

O *PR-PLAST S* é um termo comercial utilizado de um polímero composto de poliolefina termoplástica, que é um aditivo de tipo plastômero destinado a melhorar as características mecânicas das misturas asfálticas contra o afundamento de trilhas de roda, e módulo complexo e melhora o desempenho à fadiga. A sua granulometria varia em torno de 3 mm e seu aspecto (aparência comercial) é ilustrado na Figura 4.2 (PR-INDUSTRIE, 2010).

Figura 4.2– Grãos de *PR PLAST S*.



Fonte: Almeida (2013).

Na Tabela 4.1, estão apresentadas as propriedades físicas e químicas do *PR-PLAST S* (PR-INDUSTRIE, 2010).

Tabela 4.1 – A propriedade Física e Química do *PR PLAST S*.

PROPRIEDADE	VALOR TIPO
Estado físico	Sólido
Aspecto	Granular
Ponto de congelamento/fusão	60 °C – 125 °C
Densidade (peso específico)	0,4 gr/cm ³ – 1 gr/cm ³
Fluidez a 150 °C em 5 kg de carga	>1 gr/10 mim

Fonte: Almeida (2013).

A taxa de adição desse polímero, na mistura asfáltica, está compreendida entre 0,4 % e 0,8 % no peso total da mistura asfáltica, segundo anunciado pelo fabricante. Nesta pesquisa, utilizou-se a taxa de 0,6% no peso total da mistura, ou seja, a média do intervalo anunciado pelo fabricante.

4.2 FASE 2: FORMULAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Essa fase discorre sobre o procedimento de formulação das misturas asfálticas com base no manual francês de formulação das misturas betuminosas. Destaca-se que são formuladas duas misturas asfálticas para essa pesquisa, sendo uma de referência e a outra com adição de polímero *PR-PLAST S*, utilizando a mesma curva granulométrica e o mesmo ligante asfáltico.

Primeiramente, definiram-se os teores do ligante asfáltico, com posterior determinação da densidade real das misturas asfálticas. Em seguida, fez-se a avaliação da compactidade na Prensa de Compactação Giratório (PCG), segundo a norma AFNOR NF EN 12697-31 (2014), na perspectiva de determinar o teor do projeto. Após a definição do teor do projeto, avaliou-se a resistência à ação deletéria da água no ensaio de Lottman modificado (AASHTO T-283, 2011).

4.2.1 Determinação de teores de ligante asfáltico

A definição do teor do ligante asfáltico mínimo de partida para as misturas asfálticas foi feita em função do módulo de riqueza (K) mínimo do tipo de mistura escolhido para essa pesquisa. O módulo de riqueza (K) é uma variável proporcional à espessura convencional de uma película de ligante asfáltico que envolve as partículas de agregados e encontra-se no manual francês de formulação de misturas betuminosas em função do tipo da mistura asfáltica.

Salienta-se que o tipo de mistura para essa pesquisa é *Béton Bitumineux Module Élévé* (BBME-2), de classe 2. Utiliza-se a Equação 4.2 para determinar o teor mínimo do ligante (TL_{int}).

$$TL_{int} = \frac{100.K.\alpha.\sqrt[5]{\Sigma}}{100+(K.\alpha.\sqrt[5]{\Sigma})} \quad (4.2)$$

Em que:

$$100.\Sigma = 0,25. G+2,3. S+12.S + 150.f$$

- Σ = superfície específica (m^2/kg);
G = porcentagem de granulares na curva superior a 6,3 mm;
S = porcentagem de granulares na curva entre 6,3 mm e 0,250 mm;
s = porcentagem de granulares na curva entre 0,250 mm e 0,063 mm;
f = porcentagem de granulares na curva abaixo de 0,063 mm;
 α = $2,65/\rho_G$;
 ρ_G = é a massa volumétrica dos granulares.

O módulo de riqueza (K) mínimo utilizado para a mistura foi de 3,3 e a superfície específica dos granulares calculada corresponde a $\Sigma = 8,65 \text{ m}^2/\text{g}$, sendo que a massa volumétrica real determinada dos granulares é de $2,744 \text{ g}/\text{cm}^3$. A partir da Equação 4.2, encontrou-se o teor mínimo de ligante 4,68%. Entretanto, os teores adotados foram de 4,70 % a 5,20 %, com intervalo de 0,25 %.

4.2.2 Determinação da massa volumétrica real das misturas asfálticas

Após a defição dos teores de ligante asfáltico, foi possível calcular a massa volumétrica real pela norma AFNOR NF P 18-559 (2005), similar o método Rice, para cada mistura com os seus respectivos teores.

4.2.3 Ensaio de compactação por cisalhamento Giratório (PCG)

No ensaio de PCG, utilizou-se o compactador giratório de marca IPC Global® Servopac, exibido na Figura 4.3. Esse equipamento é pneumático, e, nele, realiza-se o ensaio da compactação, determinando os parâmetros volumétricos de acordo com o preceito da norma (NF EN 12697-31, 2014).

Figura 4.3 – Prensa de Compactação Giratório: modelo IPC-SERVOPAC.

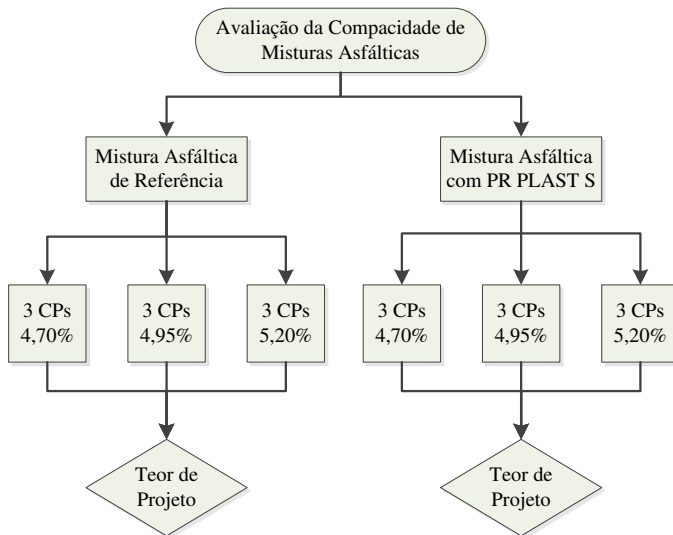


Fonte: Autor (2017).

As duas misturas asfálticas foram avaliadas com três teores de ligante asfáltico cada uma, sendo necessárias, para cada teor, três amostras. Os teores dos ligantes asfálticos foram 4,70%; 4,95% e 5,20%.

A Figura 4.4 apresenta a fluxograma do ensaio da compactidade de misturas para determinação do teor do projeto (teor ótimo). É importante sublinhar que a massa da mistura foi calculada com base no volume do molde e da massa volumétrica real de cada teor de ligante.

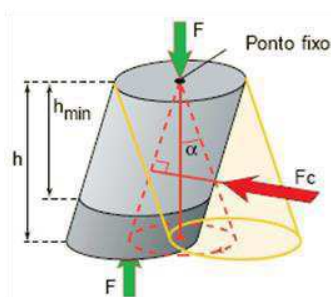
Figura 4.4 – Fluxograma do ensaio da compactidade (PCG).



Fonte: Autor (2017).

O ensaio de compactidade na PCG consiste em compactar a mistura asfáltica sob uma baixa carga estática, num molde cilíndrico de diâmetro e de altura de 150 mm, sendo aplicada uma pressão axial estática de 0,6Mpa. Seu ângulo de rotação foi fixado 0,92°. Além disso, o valor da força (F), aplicada no momento de ensaio, foi de 12.000 N. A Figura 4.5 ilustra o princípio de funcionamento da PCG.

Figura 4.5 – Princípio de funcionamento da PCG.



Fonte: NF EN 12697-31 (2014).

O resultado é expresso a partir da altura média $h_{(ng)}$ para cada mistura. Essa altura é determinada com precisão de $\pm 0,2$ mm. Para isso, as leituras foram computadas desde um giro até no máximo 100 giros e a velocidade de rotação foi fixada em 30 giros/mim. Com base na altura mínima de CPs ($h_{(mim)}$), calcularam-se as percentagens dos vazios das misturas pela Equação 4.3.

$$\%v = 100 \cdot \frac{h_{ng} - h_{mim}}{h_{ng}} \quad (4.3)$$

Em que:

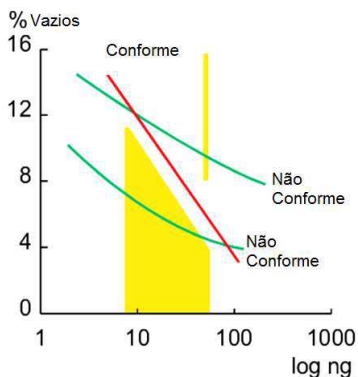
$\% v$ = porcentagem de vazios das misturas asfálticas;

$h_{(ng)}$ = altura média dos três ensaios por número de giros especificados das misturas asfálticas (em mm);

$h_{(mim)}$ = altura mínima dos Corpos de Prova (CPs) (em mm).

As misturas asfálticas devem atender às faixas de volume de vazios em função do número de giro. Portanto, estão estabelecidos, no manual francês de formulação, os intervalos de conformidade e de não conformidade para cada tipo de mistura asfáltica. Para visualização, a Figura 4.6 exhibe as faixas de conformidade e de não conformidade.

Figura 4.6 – Limite da conformidade da compactidade das misturas asfálticas.



Fonte: NF EN 12697-31 (2014).

Para os tipos de misturas estudadas em 10 giros, o volume de vazios deve estar acima de 11%, e, em 80 giros, os volumes de vazios devem ficar acima de 4% e abaixo de 9% (LCPC, 2010).

Salienta-se que as misturas foram preparadas e usinadas à temperatura determinada na curva de viscosidade da temperatura do ligante asfáltico. Após a usinagem e antes da compactação, as misturas foram colocadas em estufa por um período de duas horas.

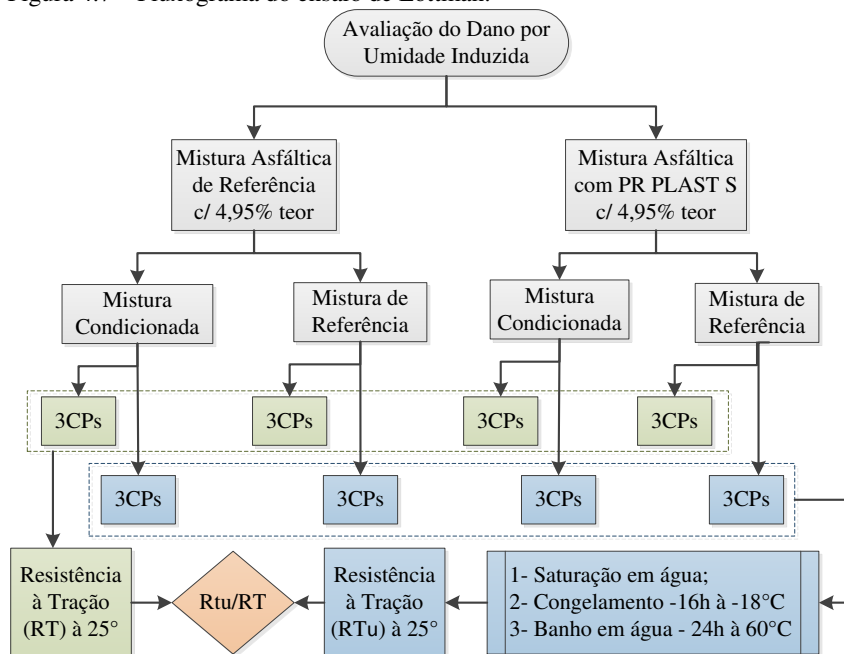
4.2.4 Ensaio de Lottman Modificado – dano por umidade induzida

Após a definição de teor ligante asfáltico de projeto (teor ótimo) através de avaliação da compactação de misturas asfálticas por meio do ensaio de PCG, realizou-se a avaliação da resistência de misturas asfálticas ao efeito destrutivo da ação da água, mediante o ensaio de Lottman Modificado de acordo com o preceito da norma AASHTO T-283 (2011) e também orientado pela norma ABNT NBR 15617 (2015). Salienta-se que o teor definido foi de 4,95% para as duas misturas em estudo.

As misturas asfálticas tanto convencionais (de referência) quanto modificada foram subdivididas em dois grupos: um grupo submetido ao condicionamento alternado prévio com intuito de potencializar o dano pela ação da água combinado com a temperatura e o segundo grupo sem condicionamento.

Na Figura 4.7, expõe o fluxograma do ensaio de Lottman modificado.

Figura 4.7 – Fluxograma do ensaio de Lottman.



Fonte: Autor (2017).

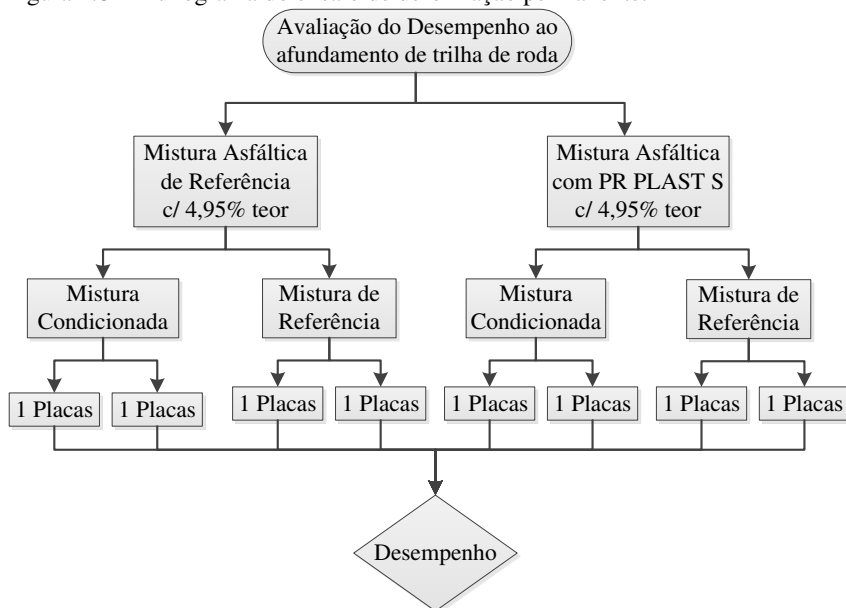
No que concerne ao ensaio de Lottman Modificado (AASHTO T-283, 2011), foram moldados 6 CPs com diâmetro de 100 mm e volume de vazios variando entre 6,0% a 8,0%. No total de 6 CPs moldados, 3 CPs permaneceram em repouso, e outros 3 CPs foram submetidos a condicionamento, seguindo-se os processos normativos.

4.3 FASE 3: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Esta fase da pesquisa se destina à avaliação do desempenho à deformação permanente das misturas asfálticas, descrevendo o processo de usinagem das misturas asfálticas, a moldagem das placas e o ensaio de deformação permanente.

A Figura 4.8 ilustra o fluxograma do ensaio de deformação permanente.

Figura 4.8 – Fluxograma do ensaio de deformação permanente.



Fonte: Autor (2017).

4.3.1 Usinagem e confecção das placas para o ensaio de deformação permanente

As misturas asfálticas foram usinadas, integralmente, no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). O cálculo para determinar as massas da mistura foi feito em função do volume do molde de placas, volume de vazios e Massa Volumétrica Real (MVR) da mistura, tanto para o ensaio de deformação permanente quanto para os ensaios de módulo complexo e de fadiga.

Foram moldadas 8 placas destinadas ao ensaio de deformação, e as dimensões delas foram de 500,0 mm de comprimento, 180 mm de largura e 50 mm de espessura, sendo 4 para cada mistura.

A compactação das placas de misturas asfálticas foi realizada em um compactador pneumático desenvolvido no *Laboratoire Central des Pontes et Chaussées* (LCPC).

A Figura 4.9 mostra a mesa compactadora pneumática com eixo simples de uma roda lisa, acoplado de um sistema computadorizado que permite o manejo do equipamento.

Figura 4.9 – Mesa compactadora de placas com uma roda lisa.



Fonte: Autor (2017).

O processo da compactação foi conduzido de acordo com as orientações da norma NF P 89-250-2, de 1991 - *Préparation des mélanges hydrocarbonés – Compactage des plaques*.

Depois das suas moldagens, as placas permaneceram em repouso por um período de 15 dias, e, antes do início dos ensaios, seguiu-se a sua caracterização quanto ao seu volume de vazios e sua massa específica volumétrica hidrostática (MV_{hid}), por meio da pesagem hidrostática, como exhibe a imagem da Figura 4.10.

Figura 4.10 – Pesagem hidrostática das placas.



Fonte: Autor (2017).

4.3.2 Ensaio de Deformação Permanente

As avaliações das placas das misturas asfálticas, quanto ao afundamento de trilha de roda, foram efetuadas de acordo com o preceito da norma NF P 98-253-1, de 1993. Para cada mistura, foram avaliadas 4 placas, sendo um par delas submetido ao condicionamento alternado, ou seja, ao prévio condicionamento de imersão em água e secagem na estufa.

A Figura 4.11 ilustra os lados frontal e lateral do equipamento do ensaio de deformação manente.

Figura 4.11 – Equipamento do ensaio de deformação permanente - lado frontal (a) e lado lateral (b).



Fonte: Autor (2017).

Antes do início do ensaio, as placas foram condicionadas a uma temperatura de 60°C, durante 12 horas. Após esse tempo de condicionamento, iniciou-se o ensaio, submetendo as placas ao carregamento de um eixo simples de uma roda lisa.

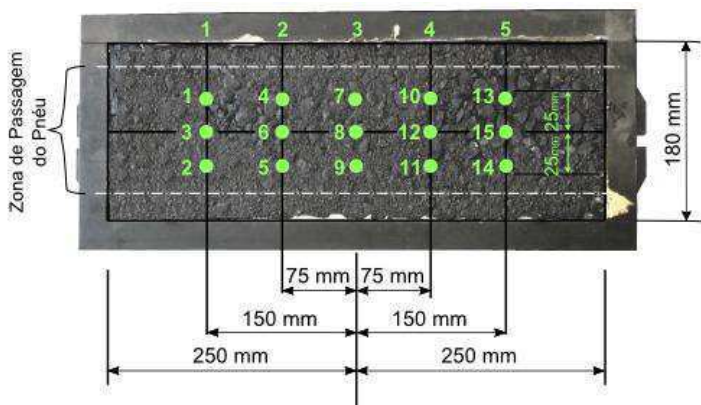
A calibração dos pneus quanto à pressão de insuflagem foi de 6 bars; a intensidade da carga de 5000 N e a frequência de solicitação de 1 Hz, o que corresponde a duas passadas da roda sobre a placa.

Previamente, antes do condicionamento, realizaram-se as medias nas placas no estado normal com 1.000 ciclos, servindo-se de conformação superficial das placas. Logo, após as 12 horas de condicionamento, fez-se a execução das leituras. As leituras foram efetuadas em 100, 300, 700, 1.000, 3.000, 7.000 10.000 e 30.000 ciclos

na superfície de zona de contato de pneu-placa. O tempo de acondicionamento da temperatura, após cada leitura, foi de 2 horas.

As medidas das placas foram realizadas utilizando uma régua com paquímetro e orientadas numa marcação feita no molde da placa. Com isso, marcou-as em 15 pontos, como ilustra a Figura 4.12.

Figura 4.12 – Pontos de leitura sobre as placas.



Fonte: Almeida (2013).

Com base nas medidas realizadas das profundidades de deformação permanente em 15 pontos, efetuou-se o cálculo do afundamento de trilha de roda, e o resultado é expresso em percentagem da média das profundidades.

4.4 FASE 4: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E DO DESEMPENHO MECÂNICO

Na fase 4, apresentam-se os procedimentos de avaliações de misturas asfálticas quanto ao comportamento reológico, a partir do ensaio de módulo complexo, e quanto ao desempenho mecânico, através do ensaio de fadiga, descrevendo o processo de usinagem, a confecção das placas, os cortes das placas para obtenção dos CPs trapezoidais e a triagem.

4.4.1 Usinagem e confecção das placas para os ensaios de módulo complexo e de fadiga

A usinagem da mistura também foi executada no laboratório de pavimento da UFSC, como já descrita no item 4.3.1. Para os ensaios de módulo complexo e de fadiga, moldaram-se 12 placas de dimensões 600 mm x 400 mm x 120 mm, sendo 6 para cada mistura.

A compactação das placas de misturas asfálticas para os ensaios de módulo complexo e de fadiga foi feita no mesmo equipamento em que foram confeccionadas as placas de deformação permanente, porém, utilizou-se o eixo simples de roda dupla lisa, como exhibe a imagem da Figura 4.13.

Figura 4.13 – Mesa compactadora de placas com eixo simples de roda dupla lisa.



Fonte: Autor (2017).

O processo da compactação foi com base na norma NF P 89-250-2, de 1991 - *Préparation des mélanges hydrocarbonés – Compactage des plaques*.

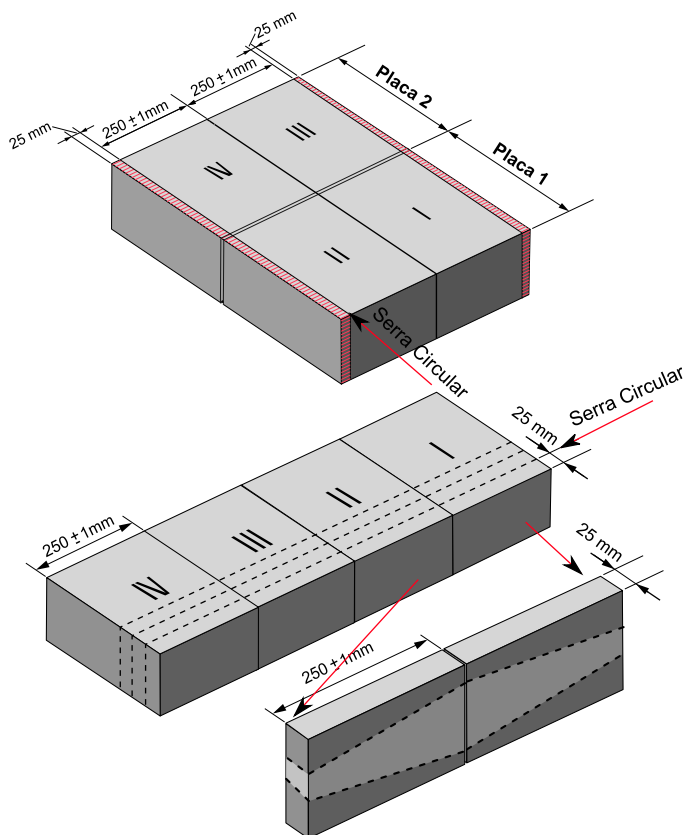
Após as suas compactações de módulo complexo e de fadiga, essas placas ficaram em repouso por um período de 15 dias. Depois desse tempo, as placas foram submetidas à serragem para obtenção dos CPs trapezoidais, como segue.

4.4.2 Corte de placas para ensaios de módulo complexo e de fadiga

Após a moldagem das placas para ensaio de módulo complexo e de fadiga, elas permaneceram em repouso por 15 dias. Depois desse período, iniciou-se a serragem das placas de acordo com a norma NF 98-250-3, de 1993. O equipamento de corte, disponível no laboratório de pavimentação da UFSC, permite cortar duas placas ao mesmo tempo e foi calibrado para uma velocidade de avanço no sentido de corte de 2 cm/min.

A Figura 4.14 ilustra a sequência de corte das placas para obtenção dos CPs trapezoidais, com os erros permitidos.

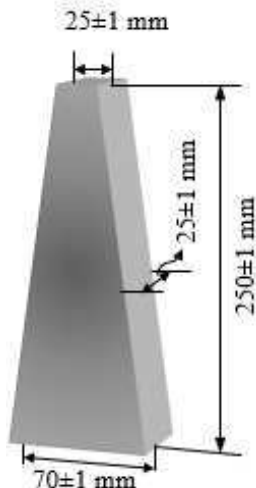
Figura 4.14 – Esquema sequencial de corte de placas para obtenção de CPs.



Fonte: Almeida (2013).

Os CPs trapezoidais obtidos são de dimensões: 70,0mm (base maior) x 25,0 mm (base menor) x 25,0 mm (espessura) x 250,0 mm (altura), como ilustra a Figura 4.15. Durante a serragem, tomou-se extremo cuidado para que o erro das dimensões fosse de ± 1 mm em toda direção do corte.

Figura 4.15 – Dimensões do Corpo de Prova (CP) trapezoidal.



Fonte: Autor (2017).

Depois de corte, os CPs permaneceram em repouso por duas semanas, ou seja, por 15 dias, antes de serem iniciados os ensaios de módulo complexo e de fadiga.

4.4.3 Triagem dos Corpos de Provas (CPs)

A triagem é uma das etapas primordiais para que os CPs sejam agrupados em função das suas características físicas e geométricas e, ao mesmo tempo, de suprimir aqueles que contêm características indesejáveis para o teste (erro tolerável é de ± 1 mm). Depois do corte das placas e de um período de repouso de 15 dias, os CPs foram identificados, numericamente, de acordo com suas posições na placa em função de ordem do corte.

Após a identificação, os CPs selecionados na triagem prévia foram pesados, e calcularam-se: a Massa Volumétrica Aparente (MVA);

o Volume de Vazios (%Vv); o Coeficiente de Forma ($K\varepsilon$); e o Coeficiente de Força ($K\sigma$).

No processo de triagem, dois fatores são contemplados: o primeiro, o coeficiente de variação do fator de forma, inferior a 1%; e, o segundo, o desvio do volume de vazios, inferior a 0,5%, para escolher os CPs que compõem um conjunto para os ensaios.

O equipamento disponível para realização dos ensaios de módulo complexo e de fadiga no laboratório de pavimentação da UFSC permite a execução do ensaio, tanto de módulo complexo quanto de fadiga com 4 CPs simultaneamente. Para isso, foi necessário agrupar os CPs em quartetos com base nos seus coeficientes de forma, isto é, em função das suas características geométricas.

4.4.4 Máquina dos ensaios de módulo complexo e de fadiga e aquisição de dados

Os ensaios de módulo complexo e de fadiga foram realizados no equipamento desenvolvido, no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), por Momm (2005). O desenvolvimento do equipamento já está no protótipo III.

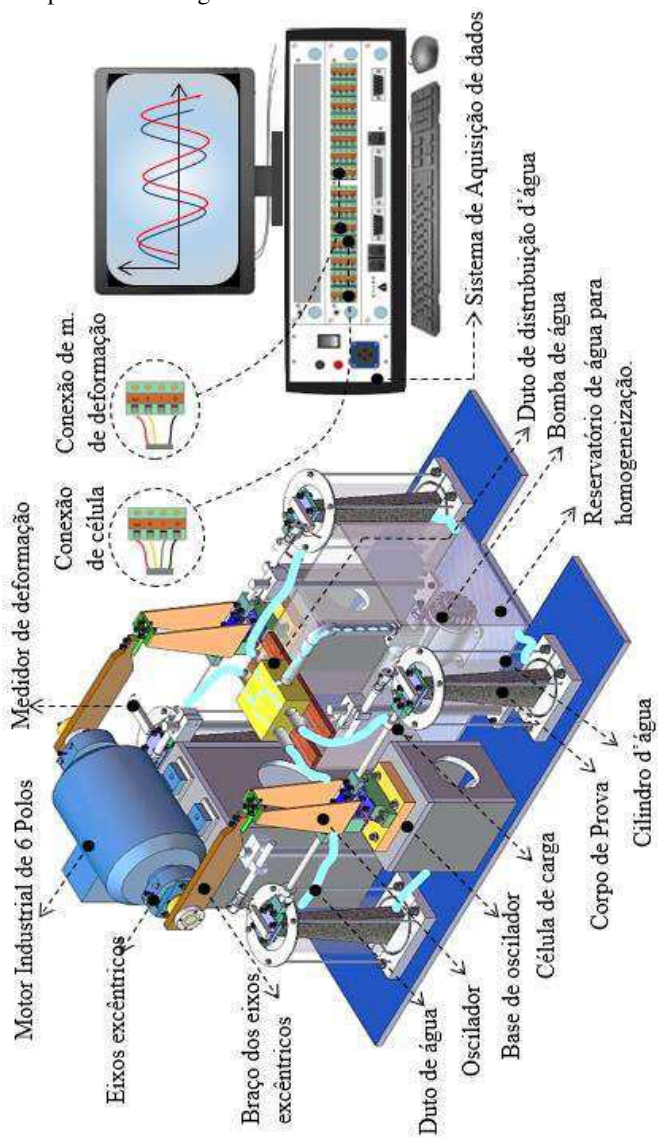
No equipamento, estão acoplados dois sistemas de refrigeração com controlador digital automático, comandado a partir de quatro sensores de temperatura, com acurácia de $0,1^{\circ}\text{C}$, em que é possível realizar ensaios em várias temperaturas, variando de -10°C até 50°C . Também, possui um conversor de frequência responsável pelo ajuste durante os ensaios, comandando um motor de 6 polos, conectado nos dois eixos excêntricos, transmitindo a força pelo conjunto de oscilador ligado ao CP (Barra, 2016).

O sistema de aquisição de dados capta os impulsos elétricos em 8 canais, sendo que os quatro primeiros são destinados às células de cargas, e que os outros quatro para os sensores de efeito *hall* com uma amostragem na captação de dados de 2048 Hz. Usufruiu-se de um computador acoplado com sistema de interpretação e de conversão dos impulsos em valor de força e deslocamento. Para isso, a língua PYTHON foi utilizada para leitura de dados, em tempo real, na tela de computador.

A Figura 4.16 ilustra o equipamento do ensaio e os seus componentes. Com esse equipamento, realizaram-se ensaios de módulo complexo e de fadiga com e sem imersão em água.

Quando realiza o ensaio com imersão em água, um sistema de circulação da água permite a homogeneização do gradiente da temperatura dela em todos os CPs. Nos ensaios efetuados, o tempo de condicionamento antes do início do ensaio, seja imersa ou não em água, foi de 6 horas.

Figura 4.16 – Conjunto de peças envolvidas nos procedimentos dos ensaios de módulo complexo e de fadiga.



Fonte: Autor (2017).

O processo de condicionamento alternado dos CPs, para realização dos ensaios de módulo complexo e de fadiga, consiste na imersão em água a 60°C, por 18 horas, e secagem a 60°C, por 6 horas, durante 5 ciclos, como ilustra a Figura 4.17.

Figura 4.17 – Processo de condicionamento alternado dos Corpos de Prova (CPs).



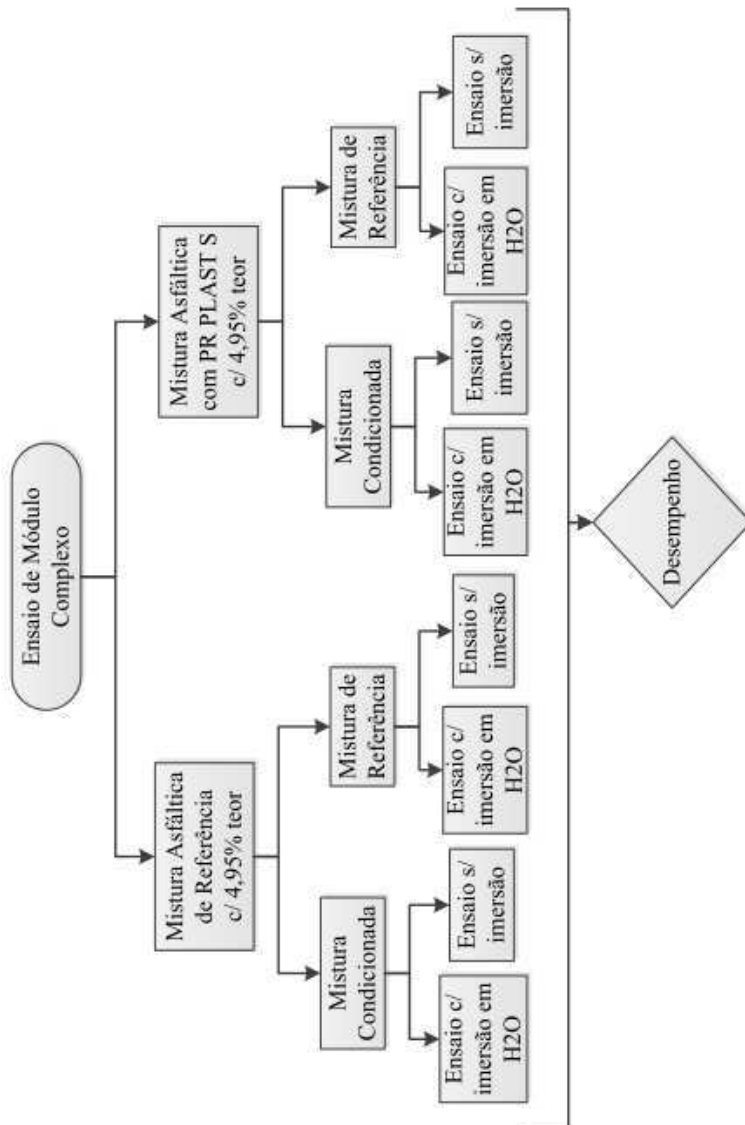
Fonte: Autor (2017)

4.4.5 Avaliação do comportamento Reológico

O ensaio de módulo complexo foi conduzido no domínio frequencial, sob um espectro de temperatura e de frequência, com CP trapezoidal, em flexão alternada de dois pontos (2PB) e em modo contínuo, segundo a norma NF EN 12697-26, de 2012.

A Figura 4.18 apresenta o fluxograma experimental do ensaio de módulo complexo.

Figura 4.18 – Fluxograma experimental do ensaio de módulo complexo.



Fonte: Autor (2017).

Os cálculos das flechas e das amplitudes de deslocamento imposto para cada ensaio foram necessários antes do início dos ensaios tanto de módulo complexo quanto de fadiga.

Para o ensaio de módulo complexo, por sua vez, a amplitude de deslocamento, isto é, a deformação controlada, foi de 40 (micro deformação – μdef). Esse deslocamento, por sinal, deve estar no domínio das pequenas deformações e não deve ser superior a 50 μdef .

A flecha e a amplitude do deslocamento foram calculadas segundo as Equações 4.4 e 4.5.

$$f = \frac{\varepsilon_{\text{máx}}}{K_{\varepsilon}} \quad (4.4)$$

$$A = 2 \cdot f \quad (4.5)$$

Em que:

f = flecha do deslocamento aplicado na base menor do CP;

$\varepsilon_{\text{máx}}$ = deformação máxima escolhida pelo projetista ($< 50 \times 10^{-6}$);

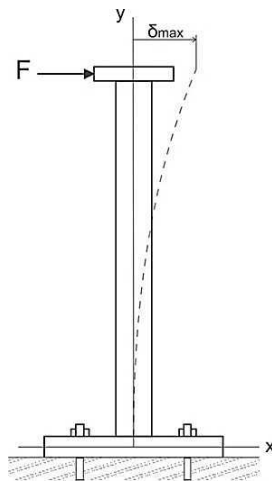
K_{ε} = coeficiente relacionado às dimensões do CP, em mm^{-1} ;

A = amplitude da flecha do deslocamento aplicado na base menor do CP.

Após o cálculo do deslocamento, a calibração por aferição dos excêntricos foi realizada utilizando-se CP metálico de propriedade conhecida, em que o princípio consiste em submeter esforço ao CP metálico, a partir do controle do deslocamento, como ilustra a Figura 4.19.

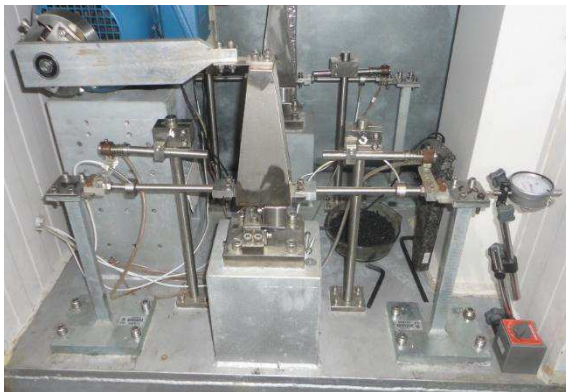
O processo de aferição é mecânico e consiste em rotacionar o motor, submetendo o CP metálico à força, dependendo do deslocamento máximo, e, com ajuda de um extensômetro (relógio comparador) posicionado na parte superior de CPs, ajusta-se o deslocamento desejado, conforme exibido na Figura 4.20.

Figura 4.19 – Corpo de Prova (CP) metálico para aferição dos excêntricos.



Fonte: Autor (2017)

Figura 4.20 – Aferição dos excêntricos para os ensaios de módulo complexo e de fadiga.



Fonte: Autor (2017)

Depois da aferição dos excêntricos, os CPs metálicos são substituídos pelos CPs de mistura asfáltica. Os CPs foram condicionados, no mínimo 6 horas, à temperatura do ensaio. Antes do início e durante ensaio, o tempo de recondição foi de 4 horas durante as trocas de temperaturas.

O ensaio de módulo complexo foi realizado nas temperaturas de -10 °C, 0 °C, 10 °C, 15 °C, 20 °C, 25 °C, 30 °C e 40 °C e nas frequências de 1,5 Hz, 3 Hz, 10 Hz, 25 Hz e 30 Hz, para cada uma das temperaturas.

A Figura 4.21 exibe o andamento do ensaio de módulo complexo com CPs imersos em água.

Figura 4.21 – Ensaio de módulo complexo com imersão em água dos Corpos de Prova (CPs).



Fonte: Autor (2017)

Os resultados do módulo complexo são interpretados e apresentados nas representações gráficas desse ensaio. Após seus resultados, será, também, aplicado o modelo de Huet-Sayegh e Huet-Sayegh com incremento do fator dano (D). Para, com isso, fazer a definição das constantes necessárias para a realização do cálculo de deformações de tração com o programa *viscoroute*.

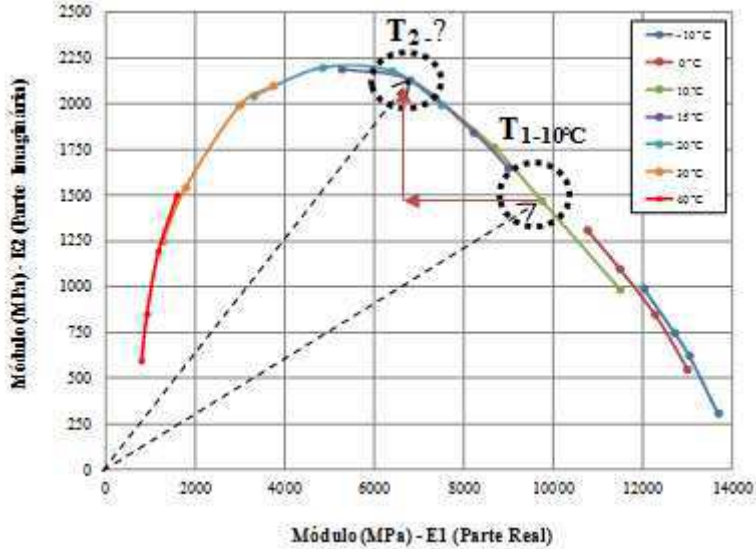
4.4.6 Avaliação da resistência à fadiga

O ensaio de resistência à fadiga das misturas asfálticas foi executado no mesmo equipamento em que se realizou o ensaio de módulo complexo, seguindo o mesmo procedimento de condicionamento dos CPs à temperatura de ensaio e à aferição dos excêntricos.

A avaliação da resistência à fadiga foi realizada com CPs trapezoidais em flexão alternada de dois pontos (2PB) e frequência de 25Hz. A deformação do ensaio foi controlada em modo contínuo e em três níveis para cada curva de fadiga, sob duas temperaturas: a primeira, determinada no ensaio de módulo complexo no plano Cole-Cole,

conforme ilustra a Figura 4.22; e a segunda foi de 10°C (de referência), de acordo com a norma NF EN 12697-24 +A1, de 2012.

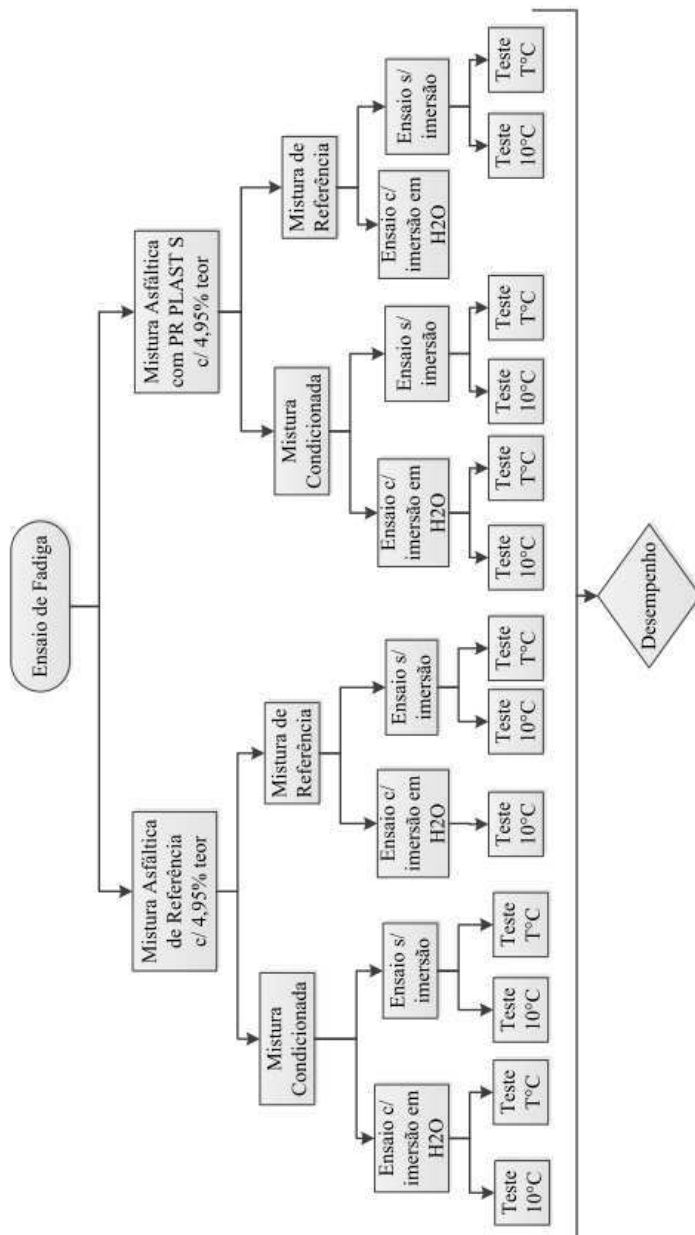
Figura 4.22 – Definição da temperatura na representação gráfica de módulo complexo no plano Cole-Cole.



Fonte: Almeida (2013).

A realização do ensaio de fadiga segue a sequência segundo o fluxograma experimental apresentado na Figura 4.23.

Figura 4.23 – Plano experimental do ensaio de fadiga.



Fonte: Autor (2017).

O critério de ruptura de CPs foi com base na norma NF EN 12697-24+A1, de 2012, em que é considerado o fim da vida do CP quando o valor da força inicial diminui pela metade, isto é, 50% do valor inicial.

O ensaio de fadiga, diferente do ensaio de módulo complexo, é de caráter destrutivo. Para isso, o dano causado aos CPs, ou seja, a ruptura dos CPs durante o ensaio deve acontecer fora da região da influência da aplicação da carga e de engaste. Caso contrário, o CP deve ser descartado.

Depois do ensaio, os dados da avaliação de fadiga foram processados e apresentados em curvas de fadiga com intervalo de hipérbole com 95 % de confiança.

4.5 FASE 5: ANÁLISE PARAMÉTRICA NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO

Nessa etapa, realizam-se análises paramétricas no dimensionamento do pavimento asfáltico com as misturas asfálticas estudadas, na perspectiva de verificar os seus desempenhos e compará-las, com base nos dados intrínsecos obtidos nos ensaios de módulo complexo e de fadiga, descritos na Fase 4.

É importante colocar que a aplicação do modelo de Huet-Sayegh, com incremento do fator dano, foi essencial para levar em conta o comportamento viscoelástico da mistura asfáltico na simulação numérica da estrutura de pavimento. Além disso, utilizou-se, para o dimensionamento, o *software Visco Route 2.0*, que emprega o modelo reológico de Huet-Sayegh.

Ressalta-se que essa fase é imprescindível para evidenciar as diferenças do desempenho mecânico e do comportamento reológico das misturas asfálticas devido ao efeito da ação deletéria da água e da temperatura em relação à mistura convencional de referência.

Especificamente, a realização da análise paramétrica do dimensionamento do pavimento com as misturas asfálticas ocorre em três etapas:

- **Parâmetros de tráfego e de materiais:**

Para análise paramétrica no dimensionamento, necessita-se assumir alguns parâmetros de tráfego e de materiais, uma vez que se trata de uma simulação numérica. Adotou-se a classe do tráfego pesado

para via estruturante com volume médio anual (VMA) ≥ 750 veículos pesados.

- **Estrutura do pavimento:**

A definição da estrutura de pavimento insere no contexto da camada de pavimentos francês e brasileiro. Para isso, definiram-se duas estruturas principais: a primeira espessa, com a camada de base de mistura asfáltica, como é praticada na França, principalmente nas autoestradas com alto volume de tráfego; e a segunda simples, com camada de sub-base de macadame seco e base de brita graduada, amplamente utilizado no Brasil e, também, na França, mas neste para vias com baixo volume de tráfego. Quando definidas as duas estruturas, foram realizadas várias simulações levando em conta as misturas estudadas em diferentes condições do ensaio.

- **Cálculo das deformações das camadas asfálticas:**

O cálculo de deformação admissível de tração da mistura asfáltica ($\epsilon_{xx,adm}$) é em função do material, isto é, da sua característica viscoelástico. A deformação admissível vertical na plataforma de fundação ou subleito ($\epsilon_{zz,adm}$) foi com base no tipo de tráfego e do número equivalente de passagens do eixo padrão de 130 kN.

Com uso do *software ViscoRoute 2.0*, calcularam-se as deformações de tração na base da fibra inferior da camada da mistura.

Depois de determinadas e calculadas as deformações admissíveis, são confrontadas e verificadas as admissibilidades, ou seja, as deformações calculadas não podem ser superiores admissíveis.

CAPÍTULO 5

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 FASE 1: CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAIS E A COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Nessa primeira fase de análise, apresentam-se os resultados da composição da curva granulométrica e da caracterização tanto dos agregados quanto do ligante asfáltico.

5.1.1 Resultados da composição da curva granulométrica e da caracterização dos agregados

A definição da curva granulométrica foi com base na Equação 4.1, em que se fixou 5,5% do material passante na peneira nº200 (0,075mm). A partir disso, calculou-se o expoente (n) da curva, conforme listado na Tabela 5.1. Salienta-se que essa mesma curva foi utilizada na pesquisa desenvolvida por Almeida (2013).

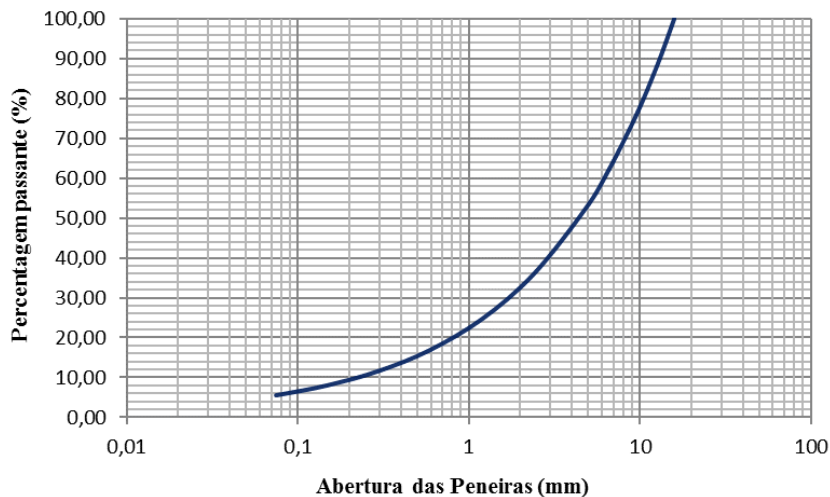
Tabela 5.1 – Distribuição granulométrica.

Expoente "n" da curva granulométrica = 0,54	
Abertura (mm)	Material Passante (%)
15,9	100,00
12,7	88,54
9,5	75,66
6,45	61,35
4,76	52,05
2,38	35,76
1,19	24,57
0,59	16,80
0,3	11,65
0,15	8,00
0,075	5,50

Fonte: Almeida (2013).

Ao conhecer o expoente da curva, os materiais foram definidos para as séries das peneiras que compõem a curva granulométrica. A Figura 5.1 exibe a distribuição granulométrica.

Figura 5.1 – Curva granulométrica.



Fonte: Almeida (2013).

Na Tabela 5.2, exibem-se os resultados dos ensaios que caracterizam as propriedades dos agregados.

Tabela 5.2 – Resultados da caracterização dos agregados.

Ensaio	Resultados	Normas
Los Angeles	20,03%	ASTM C131
Durabilidade com NaSO ₄	0,95%	ASTM C88
Absorção (%)	0,42%	ASTM D570
Densidade Real (média)	2,723 g/cm ³	AFNOR NF P 18-559
Adesividade	Satisfatória > 0,5% de dope	DNER-ME 078

Fonte: Autor (2017).

Os ensaios de caracterização dos agregados revelaram resultados satisfatórios, atendendo às orientações e aos limites estabelecidos nas normas, conforme destacou-se na Tabela 5.2.

No ensaio de adesividade, por exemplo, foram testadas as quantidades de 0,5%, 1%, 1,5% de dope (ativador de adesividade de IPIRANGA) em relação à massa do ligante asfáltico, de acordo com a norma DNER-ME 078. Por sua vez, sem dope, o resultado de

adesividade não foi satisfatório, pois ocorreu deslocamento parcial do ligante dos agregados. Por isso, utilizou 1% de dope em relação à massa do ligante asfáltica, para toda as misturas asfálticas, no sentido de garantir adesividade da mistura.

5.1.2 Resultados da caracterização do ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa é de consistência por penetração 30-45. Os resultados de caracterização das propriedades do ligante asfáltico, pelos os ensaios de penetração, de ponto de amolecimento, de massa volumétrica real e de viscosidade, através de viscosímetro Brookfield, estão exibidos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resultados da caracterização do ligante asfáltico.

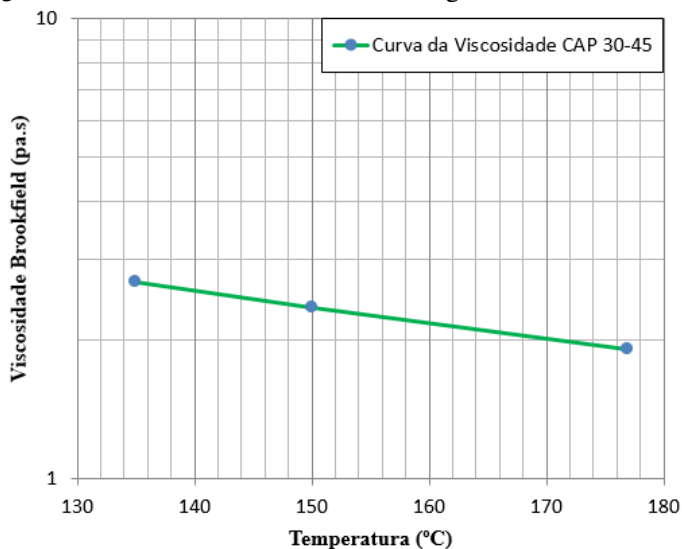
Ensaio	Resultados	Normas
Penetração a 25 °C, (5 s) 100 g	35.10 ⁻¹ mm	ASTM D 5
Ponto de Amolecimento	55 °C	ASTM D 36
Densidade Real	1,018 g/cm ³	ASTM D 70
Viscosidade rotacional (135°C, SP21, 20 rpm)	473,5 pa.s	ASTM D 4402
Viscosidade rotacional (150°C, SP 21, 50 rpm)	225,0 pa.s	ASTM D 4402
Viscosidade rotacional (177°C, SP 21, 100 rpm)	82,3 pa.s	ASTM D 4402

Fonte: Autor (2017).

Vale colocar que os resultados de caracterização do ligante asfáltico apresentados estão dentro do limite da característica do CAP 30-45.

A partir do resultado do ensaio de viscosidade, determinou-se a curva da viscosidade, exposta na Figura 5.2. Com base nessa curva, definem-se as temperaturas do trabalho, ou seja, as temperaturas da usinagem, de aquecimentos do ligante asfáltico e dos agregados, e da compactação, conforme apresentadas na Tabela 5.4.

Figura 5.2 – Curvas de viscosidades dos ligantes asfálticos.



Fonte: Autor (2017).

Tabela 5.4 – Temperatura de trabalho.

Ligante	Temperatura °C			
	Usinagem	Compactação	Ligante	Granular
CAP 30-45+1% Dope	155 a 161	143 a 148	154 a 161	165 a 171

Fonte: Autor (2017).

Nas faixas das temperaturas apresentadas para cada fase da mistura, foram tomadas as médias de temperatura de cada fase para o trabalho. Ressalta-se, ainda, que a temperatura do ligante não deve ultrapassar 177°C. Caso contrário, pode ocorrer a volatilização do ligante.

5.2 FASE 2: FORMULAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

5.2.1 Resultados da determinação de teores de ligante asfáltico e da massa volumétrica real das misturas asfálticas

Os teores de ligante asfáltico foram definidos com base na Equação 4.2, que está em função das características dos agregados e de

módulo de riqueza (k) escolhido segundo o tipo da mistura. Portanto, para as misturas convencionais e modificadas, determinaram-se três teores, sendo que o teor mínimo é de 4,70%, com intervalo de 0,25%, conforme apresentado na Tabela 5.5

Tabela 5.5 – Teores de ligante em função de módulo de riqueza.

Mistura Convencional (de referência)			Mistura Modificada c/ PR PLAST S			
k	3,3	3,5	3,7	3,3	3,5	3,7
Tlint	4,70%	4,95 %	5,2 0%	4,70%	4,95 %	5,2 0%

Fonte: Autor (2017).

As massas específicas reais foram determinadas por processo de vácuo (DMM), e, também, foram calculadas as densidades máximas teóricas para cada mistura, denominada (DMT). Os resultados das massas volumétricas dos teores das misturas asfálticas, tanto determinadas quanto calculadas, estão colocados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Massa Volumétrica Real (MVR)

Mistura Convencional (de referência)			Mistura Modificada c/ PR PLAST S		
Teor do ligante (%)	DMM (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)	Teor do ligante (%)	DMM (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)
4,70	2,521	2,522	4,70	2,487	2,522
4,95	2,505	2,512	4,95	2,473	2,512
5,20	2,499	2,502	5,20	2,460	2,502

Fonte: Autor (2017).

5.2.2 Resultados do ensaio de compactação por cisalhamento giratório (PCG)

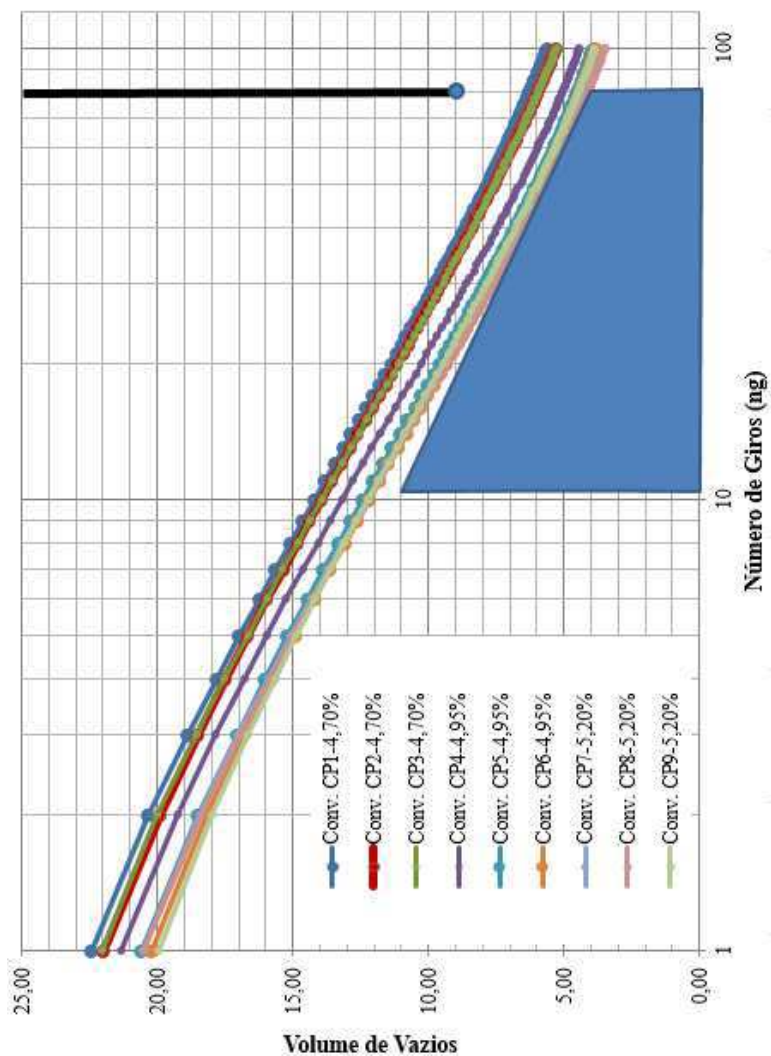
Os resultados do ensaio da PCG estão apresentados em percentagens de volume de vazios (Vv), em percentagem, *versus* números de giros (ng), em gráficos na escala logarítmica, com as faixas limites em cor azul e em tira preta, que as misturas têm que atender para suas validações. Esses resultados possibilitam a escolha de teor do ligante (teor do projeto) dentro dos limites estabelecidos para cada tipo de misturas asfáltica. Para esse efeito, três teores de ligante foram

avaliados na PCG, sendo nove CPs para cada mistura, e as leituras foram feitas de 1 giro até 100 giros para as duas misturas.

Na Figura 5.3, revelam-se os resultados do ensaio da PCG da mistura asfáltica convencional de referência com nove CPs avaliados, sendo três teores: 4,70%, 4,95% e 5,20%.

Para mais detalhes, no Apêndice A1, encontram-se os resultados do ensaio da PCG da mistura convencional de referência.

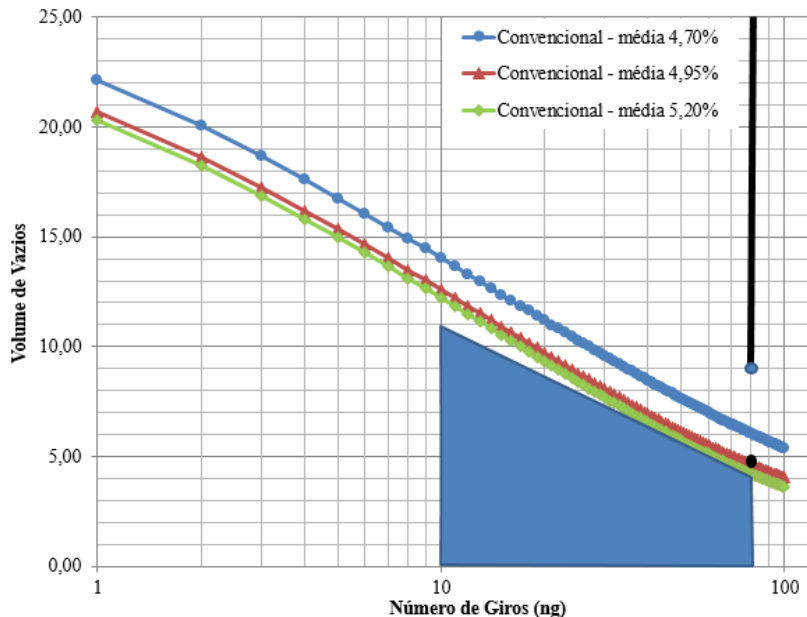
Figura 5.3 – A avaliação da compactação da mistura asfáltica convencional de referência de 9 Corpos de Prova (CPs).



Fonte: Autor (2017).

As médias das percentagens e dos teores de ligante avaliados na PCG da mistura asfáltica convencional de referência estão apresentados no gráfico da Figura 5.4.

Figura 5.4 – Média da avaliação da compactação da mistura asfáltica convencional de referência.

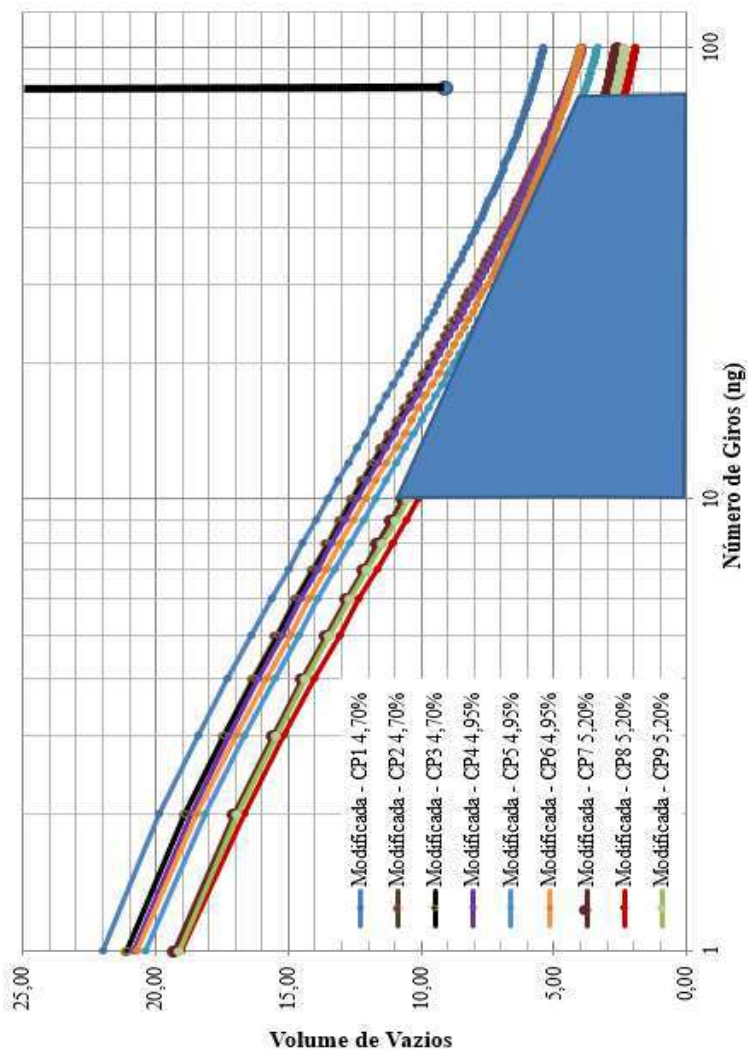


Fonte: Autor (2017).

Os resultados de ensaio da PCG da mistura modificada com PR PLAST S estão exibidos no gráfico da Figura 5.5, em que se mostra a evolução do volume de vazios em relação aos números de giro de 3 CPs por teores de ligante 4,70%, 95% e 5,20%.

Os resultados do ensaio da PCG da mistura modificada com PR PLAST S encontram-se no Apêndice A2.

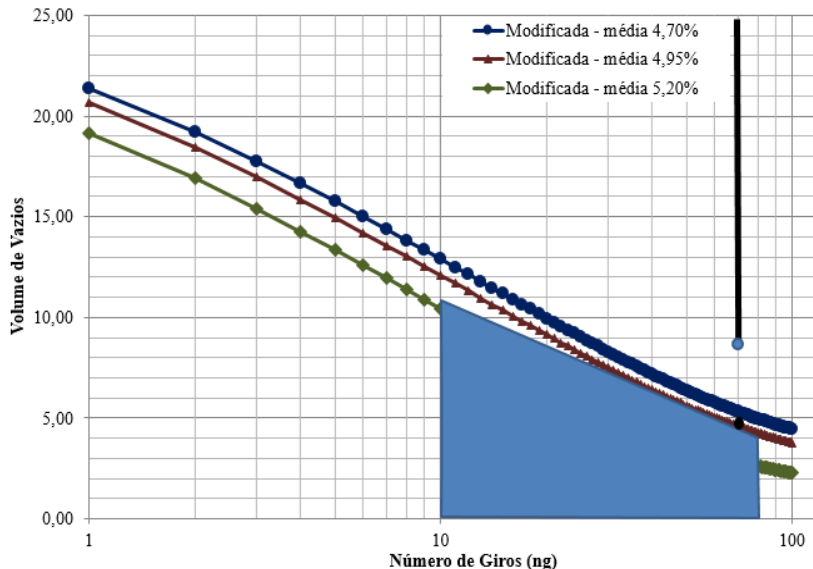
Figura 5.5 – A avaliação da compacidade da mistura asfáltica modificada.



Fonte: Autor (2017).

No gráfico da Figura 5.6, estão exibidos os resultados das médias dos teores de 4,70%, 4,95% e 5,20% da mistura modificada com PR PLAST S avaliados na PCG.

Figura 5.6 – Média da avaliação da compactação da mistura asfáltica modificada.



Fonte: Autor (2017).

Após essas considerações, encaminha-se para a seção, deste texto, em que são evidenciadas as análises e as discussões dos resultados de avaliação da compactação das misturas asfálticas na PCG.

5.2.3 Análise e discussão dos resultados de avaliação à compactação das misturas asfálticas no ensaio da PCG

A avaliação da compactação no ensaio da PCG é para determinar os parâmetros volumétricos das misturas asfálticas. Também, essa é uma das etapas da formulação para escolha do teor do ligante do projeto (teor ótimo).

As duas misturas, estudadas nessa pesquisa, foram desenvolvidas com a mesma granulometria, os mesmos agregados e ligantes asfálticos e os mesmos percentuais de teores de ligante. Porém, uma delas é modificada com PR PLAST S, e a outra convencional de referência.

Aliás, as misturas desta pesquisa foram formuladas com base na mistura do tipo *Béton Bitumeneux Module Élevé*, classe 2 (BBME-2), do manual francês de formulação, destinadas para camada estrutural do pavimento.

A energia de compactação pode variar de 40, 80, 100 e 120 giros, dependendo da espessura a ser adotada para sua aplicação em campo. Para essas misturas, utilizaram-se CAP 30/45, classificando-as como de módulo elevado, e a energia de compactação necessária, para que a compacidade varie de 4% a 9% de volume de vazios deve ser em torno de 80 giros, segundo Manuel-LCPC (2007), o qual é aplicado para alto volume de tráfego.

Na Tabela 5.7, listam-se os resultados da evolução da percentagem de volume de vazios em relação aos números 10 e 80 giros, para cada teor de ligante com os seus respectivos desvios padrão.

Tabela 5.7 – Percentagem de volume de vazios nos 10 e 80 giros.

Misturas	Teor de Ligante (%)	% de Vazios da mistura			
		Média CP aos 10 giros	Desvio Padrão	Média CP aos 80 giros	Desvio Padrão
Convencional	4,70	14,02	0,13	6,05	0,14
	4,95	12,59	0,42	4,63	0,31
	5,20	12,21	0,03	4,21	0,17
Modificada c/ PR PLAST S	4,70	12,89	0,46	4,97	0,63
	4,95	12,09	0,29	4,34	0,22
	5,20	10,43	0,23	2,63	0,26

Fonte: Autor (2017).

Com base nos resultados revelados na Tabela 5.7, evidencia-se que a mistura convencional apresenta, para todos os teores, resultado satisfatório, dado que os valores de volume de vazios dos teores estão dentro dos limites estabelecidos. Também, percebeu-se a diminuição de volume de vazios com aumento de teor de ligante asfáltico. Essa observação foi, igualmente, constatada na mistura modificada com PR PLAST S.

Nos resultados da mistura modificada, o teor de ligante 5,20% revela resultado fora do limite estipulado. Ou seja, tanto em 10 giros quanto em 80 giros, os seus valores de volume de vazios (Vv) estão

abaixo do especificado, isso se deve à modificação da mistura, resultando em aumento da viscosidade dela. Por sua vez, os teores 4,70% e 4,95% apresentam resultados satisfatórios, visto que, estão dentro dos limites especificados.

A mistura asfáltica modificada mostrou maior densificação com o aumento da energia de compactação, se comparada à mistura convencional de referência. Essa densificação se deve à modificação da mistura com PR PLAST S, que aumentou a viscosidade da mistura asfáltica, inclusive no teor de ligante de 5,20%.

A partir dessas análises, definiu-se o teor de ligante asfáltico de 4,95% para as duas misturas, tendo em conta que esse teor atendeu aos limites estabelecidos para as duas misturas. Além disso, optou-se por adotar um único teor para as duas misturas, para que não fosse uma variável que pudesse afetar a avaliação da influência da água e da temperatura, uma vez que isso não é o objeto deste estudo.

5.2.4 Resultados do ensaio de Lottman Modificado – dano por umidade induzida

A avaliação da resistência à sensibilidade à água das misturas asfálticas foi realizada por meio do ensaio de Lottman Modificado, com e sem o condicionamento, de acordo com o preceito da norma AASHTO T-283 (2011).

Foram moldados 12 CPs para cada mistura, sendo 6 CPs de referência e 6 CPs destinados ao condicionamento alternado. Todos os CPs das misturas foram moldados com teor ótimo de ligante de 4,95%.

Salienta-se que os CPs foram compactados na PCG com as percentagens de volume de vazios (V_v), para todas as misturas, variando de 6% a 8%. Previamente, foi determinado o número de giro necessário em CPs com massa específica aparente estimada para se obter um V_v de 7%. Só depois disso que se deu a compactação dos demais CPs.

Destaca-se que se utilizou a prensa *Marshall* para determinação das resistências por tração indireta dos CPs.

A Tabela 5.8 apresenta os resultados do ensaio de Lottman da mistura convencional de referência (condicionada e não condicionada), em que são exibidas as médias de volume de vazios (V_v), as resistências à tração (RT) dos CPs com e sem condicionamento e os seus desvios padrão.

Tabela 5.8 – Resultados de volume de vazios (Vv) e da resistência à tração dos corpos de provas da mistura convencional.

Condicionamento		Mistura Convencional de Referência				
		Nº CPs	Vv (%)	Média Vv (%)	RTmédia (MPa)	Desvio Padrão
Condicionamento alternado	Com Imersão (RTu)	1	6,5%	6,5%	1,03	0,04
		2	6,6%			
		3	6,4%			
	Sem imersão (RT)	4	6,4%	6,3%	1,31	0,08
		5	6,3%			
		6	6,3%			
Referência	Com Imersão (RTu)	7	6,2%	6,1%	1,12	0,03
		8	6,1%			
		9	6,0%			
	Sem imersão (RT)	10	6,1%	6,4%	1,25	0,08
		11	6,0%			
		12	7,2%			

Fonte: Autor (2017).

Na Tabela 5.9, encontram-se: os resultados do ensaio de Lottman Modificado da mistura modificada com PR PLAST S (de referência e condicionada); as médias dos volumes de vazios (Vv); as resistências à tração dos CPs com e sem condicionamento; e os desvios padrão correspondente.

Tabela 5.9 – Resultados de volume de vazios (Vv) e da resistência à tração dos Corpos de Prova (CPs) da mistura modificada.

Condicionamento		Mistura Modificada com PR PLAST S				
		Nº CPs	Vv (%)	Média Vv (%)	RT média (MPa)	Desvio Padrão
Referência	Com Imersão (RTu)	1	7,4%	7,3%	1,11	0,07
		2	7,2%			
		3	7,2%			
	Sem imersão (RT)	4	7,6%	7,4%	1,23	0,06
		5	7,2%			
		6	7,5%			
Condicionamento alternado	Com Imersão (RTu)	7	7,0%	7,2%	1,06	0,05
		8	7,5%			
		9	7,0%			
	Sem imersão (RT)	10	7,8%	7,3%	1,23	0,17
		11	7,5%			
		12	6,7%			

Fonte: Autor (2017).

Logo após, apresentam-se as análises e as discussões dos resultados do ensaio de Lottman Modificado das misturas asfálticas estudadas.

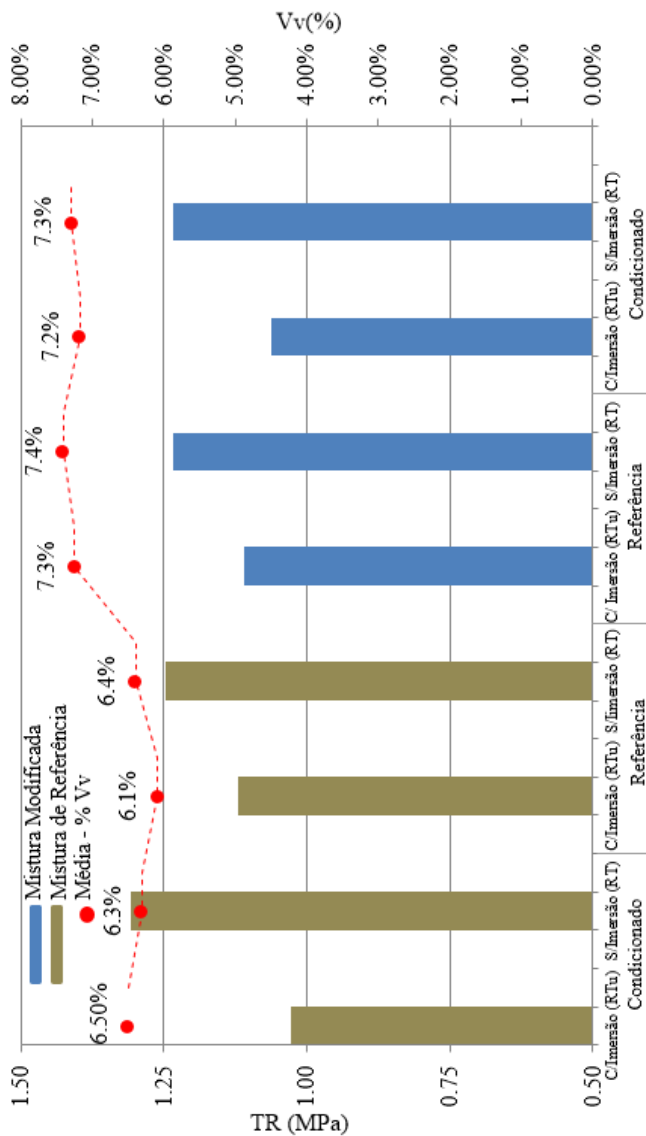
5.2.5 Análise dos resultados de avaliação do dano por umidade induzida

Para análises e discussão dos resultados, apresentam-se, no gráfico da Figura 5.7, os resultados da média das resistências à tração das misturas asfálticas convencional e modificada na condição condicionada e não condicionada *versus* a média de volume de vazios (Vv).

Observa-se que não houve diferença significativa entre as duas misturas quanto à resistência à tração. Contudo, os CPs da mistura convencional condicionada e condicionada com imersão revelam valores menores em relação as não condicionadas com imersão. A mesma tendência, também, foi observada na mistura modificada.

Em todas as misturas, os CPs que passaram por processo de condicionamento alternado apresentam valores da resistência às trações menores do que aquelas não condicionados (sem imersão em água).

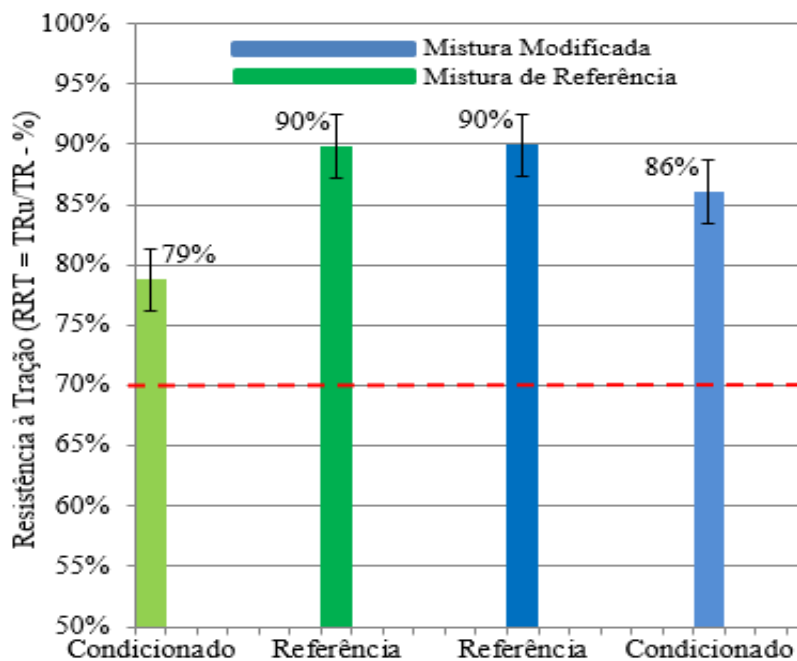
Figura 5.7 – Resistência à tração RTu, RT *verso* volume de vazios (Vv) dos Corpos de Prova (CPs) das misturas convencional e modificada.



Fonte: Autor (2017).

A Figura 5.8 evidencia que a mistura convencional condicionada teve maior dano à umidade se comparada à mistura modificada condicionada, pois apresenta a diferença de 7%. No entanto, esse desempenho mecânico está relacionado à modificação da mistura com PR PLAST S. Por sua vez, as misturas sem condicionamento alternado, tanto convencional quanto modificada, não demonstram diferença entre si, pois os seus valores foram de 90%.

Figura 5.8 – Relação de Resistência à tração RTu/RT das misturas convencional e modificada.



Fonte: Autor (2017).

As misturas estudadas apresentaram comportamentos satisfatórios, visto que os seus valores de relação da resistência à tração condicionada e não condicionada estão acima de 70%, que é o limite estabelecido da relação das resistências à tração, para que o dano ocasionado pela umidade não seja maior de 30%.

Apesar dos valores de resistência à tração das misturas condicionadas serem inferiores em relação às misturas de referências, pode-se concluir que não houve grande influência, nesse ensaio, do

efeito do processo de condicionamento alternado sobre as misturas asfálticas.

5.3 FASE 3: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO A DEFORMAÇÃO PERMANENTE

5.3.1 Resultados do ensaio de deformação permanente

Nos Apêndices B1 e B2, encontram-se os resultados de pesagem hidrostática das placas das misturas convencional e modificada, respectivamente, contendo peso seco, peso submerso e volume de vazios (Vv) das placas. Os resultados de Vv das placas variam de 4,15% até 5,78%.

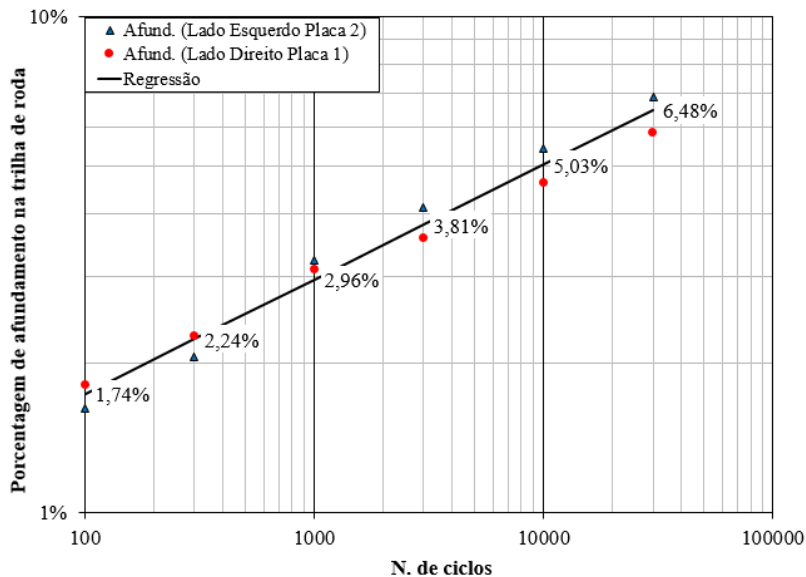
Na avaliação de afundamento de trilha de roda, foram feitas, sobre as placas, as medições em 15 pontos equidistante, em diferentes ciclos (até 30.00 ciclos), como descrito na Fase 3, no Capítulo 4 deste texto. Para as misturas estudadas, os valores de afundamento de trilha de roda, para 30.000 ciclos, não devem ultrapassar 10%.

Após a medição, foram realizados os cálculos, determinadas as médias das medidas do par das duas placas e, ainda, foi efetuada a regressão linear para obtenção da percentagem da deformação sobre as placas.

Na Figura 5.9 e na Figura 5.10, apresentam-se os gráficos de deformação permanente das misturas convencional de referência e condicionada, respectivamente.

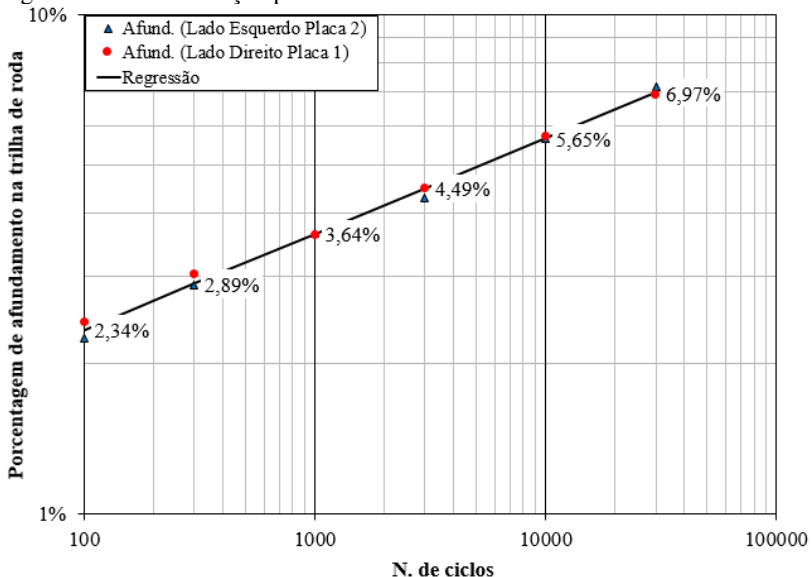
Já, nos gráficos da Figura 5.11 e da Figura 5.12, encontram-se os resultados da deformação permanente das misturas modificadas de referência e condicionada, respectivamente.

Figura 5.9 – Deformação permanente da mistura convencional de referência.



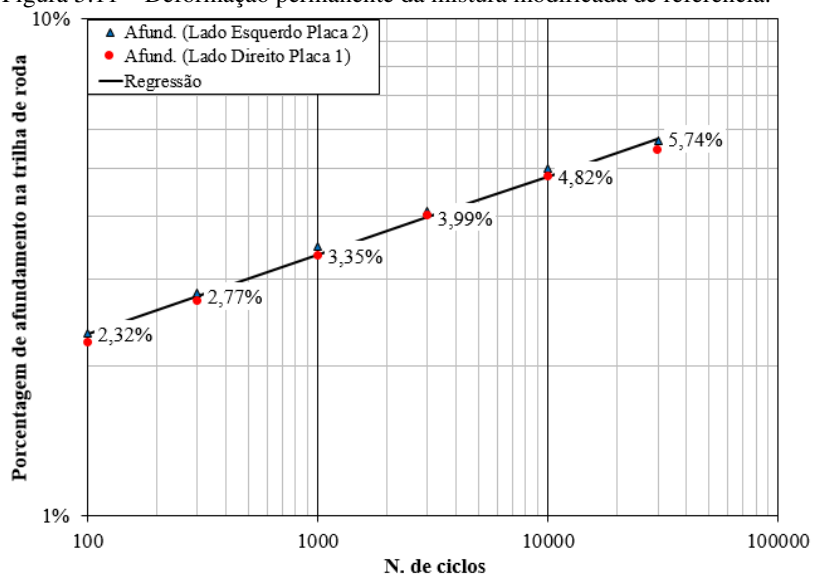
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.10 – Deformação permanente da mistura convencional condicionada.



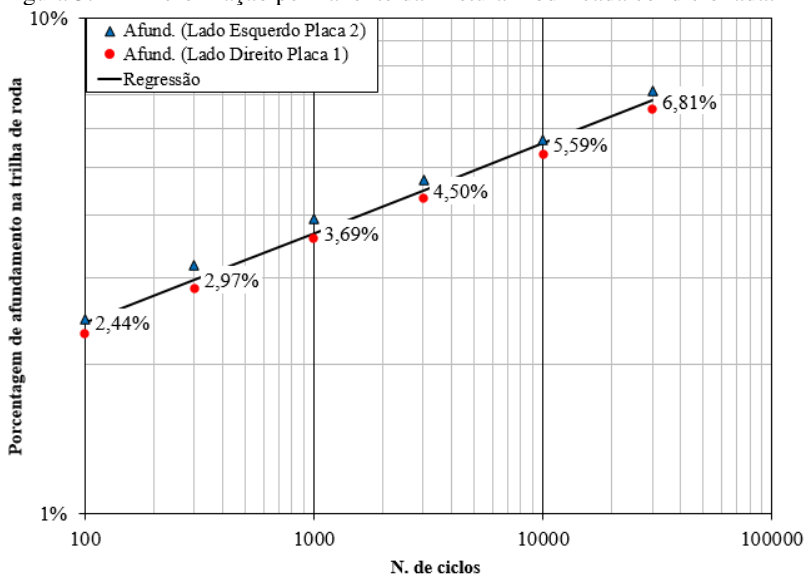
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.11 – Deformação permanente da mistura modificada de referência.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.12 – Deformação permanente da mistura modificada condicionada.



Fonte: Autor (2017).

Em seguida, fazem-se as análises e as discussões dos resultados de deformação permanente das misturas asfálticas estudadas.

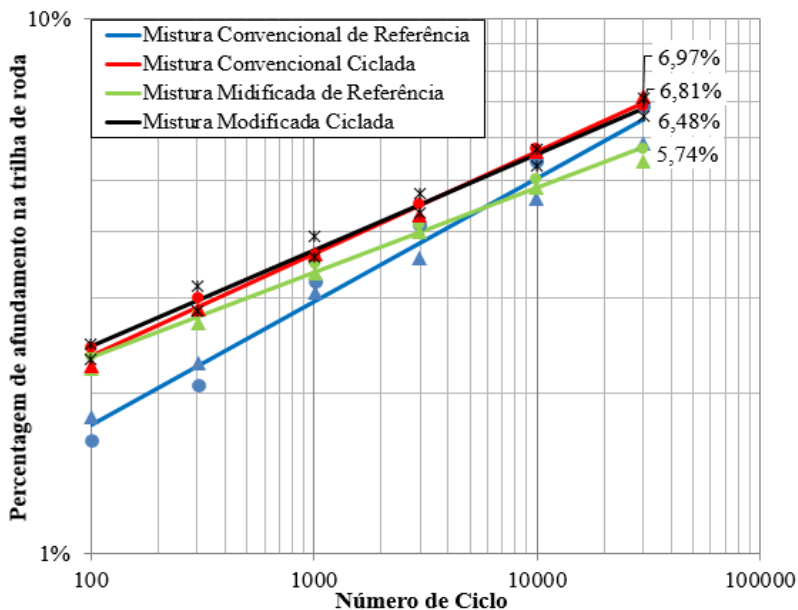
5.3.2 Análise e discussão dos resultados de avaliação da deformação permanente

Na Figura 5.13, exibe-se gráfico comparativo de deformação permanente das misturas convencional e modificada.

A partir da Figura 5.13, percebe-se que as misturas modificadas aos 100 ciclos apresentam afundamento de trilha de roda maior de que a mistura convencional de referência. Isso pode ser atrelado à viscosidade da mistura, devido à modificação dela com *PR PLAST S*. Porém, ao longo dos ciclos, elas tiveram a estabilização de afundamento, seja condicionada ou não.

A mistura convencional condicionada apresenta valor de afundamento de trilha de roda próximo das misturas modificadas aos 100 ciclos. Isso pode ser atribuído ao processo de condicionamento da mistura, que deixou a placa mais suscetível ao afundamento logo nos primeiros ciclos. A mistura convencional sem condicionamento alternado, aliás, teve uma tendência mais linear ao longo dos ciclos e menor valor de afundamento aos 100 ciclos, se comparada às demais misturas.

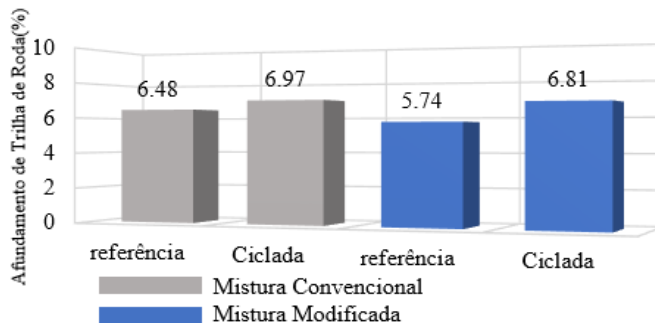
Figura 5.13 – Comparativo de deformação permanente das misturas convencional e modificada, condicionadas e não condicionadas.



Fonte: Autor (2017).

Os resultados do ensaio de afundamento de trilha de roda, determinados a partir do cálculo da regressão do par de placas para cada mistura, para 30.000 ciclos, estão exibidos no gráfico da Figura 5.14.

Figura 5.14 – Afundamento de trilha de roda (%) aos 30.000 ciclos das misturas convencional e modificada.



Fonte: Autor (2017).

Os resultados do ensaio de deformação permanente, em diferentes condições de ensaio, foram satisfatórios, pois atendem aos limites especificados para todas as misturas. Ou seja, os valores em porcentagens de afundamento de trilha de roda das misturas estão, todos, abaixo de 10%, que é o limite estabelecido no manual francês de formulação das misturas.

A dispersão dos valores do afundamento de trilha das misturas estudadas é muito pequena, ou seja, os valores não variam muito entre si.

A deformação permanente, por sua vez, permanece nos limites, uma vez que a curva granulométrica se mostrou adequada, o teor de vazios, também, adequado e as misturas atendem às especificações nos ensaios da PCG e de Lottmam Modificado. No caso, passaram nessas avaliações.

Portanto, não houve a influência do efeito de condicionamento alternado no afundamento de trilha de roda através do ensaio de deformação permanente.

5.4 FASE 4: AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO REOLÓGICO E DESEMPENHO MECÂNICO

5.4.1 Resultados do ensaio de Módulo Complexo

As avaliações do comportamento reológico das misturas asfálticas foram executadas por meio do ensaio de módulo complexo, com CPs trapezoidais em flexão alternada de dois pontos, sob a deformação controlada de 40 μ def.

É importante ressaltar que o ensaio foi realizado em temperaturas -10°C, 0°C, 10°C, 15°C, 20°C 25°C, 30°C e 40°C, e que, para cada uma delas, foi determinado o módulo nas frequências de 1,5Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz e 30 Hz.

Enfatiza-se, também, que o resultado de módulo complexo é a média de 4 CPs ensaiados, simultaneamente, para cada mistura em diferentes condições do ensaio.

Os resultados do ensaio de módulo complexo encontram-se no Apêndice C, decompondo-se em: APÊNDICE C1, Mistura Asfáltica de Referência (MAR); APÊNDICE C2, Mistura Asfáltica de Referência ensaiada imersa em água (MAR-H₂O); APÊNDICE C3, Mistura Asfáltica de Referência Condicionada (MARC); APÊNDICE C4, Mistura Asfáltica de Referência Condicionada ensaiada imersa em água (MARC-H₂O); APÊNDICE C5, Mistura Asfáltica Modificada (MAM);

APÊNDICE C6, Mistura Asfáltica Modificada ensaiada imersa em água (MAM-H₂O); APÊNDICE C7, Mistura Asfáltica Modificada e Condicionada (MAMC); e APÊNDICE C8, Mistura Asfáltica Modificada Condicionada ensaiada imersa em água (MAMC-H₂O).

As abreviaturas das misturas asfálticas acima anunciadas doravante serão usadas ao longo do texto.

Para análise e confrontação dos resultados de várias misturas estudadas, exibem-se os gráficos nas representações clássicas do módulo complexo, tais como: curva no Espaço de Black, curva isotérmica, curva isócronas, curva Frequência-Temperatura e curva no Plano Cole-Cole. Essas representações gráficas do módulo complexo ajudam na compreensão das características reológicas das misturas asfálticas. Elas são obtidas a partir das tabelas das misturas asfálticas subdivididas no Apêndice C.

A seguir, apresentam-se os resultados comparativos das misturas convencionais e modificadas ensaiadas nas condições: a seco; imersas em água; condicionadas a seco; e condicionadas imersas em água.

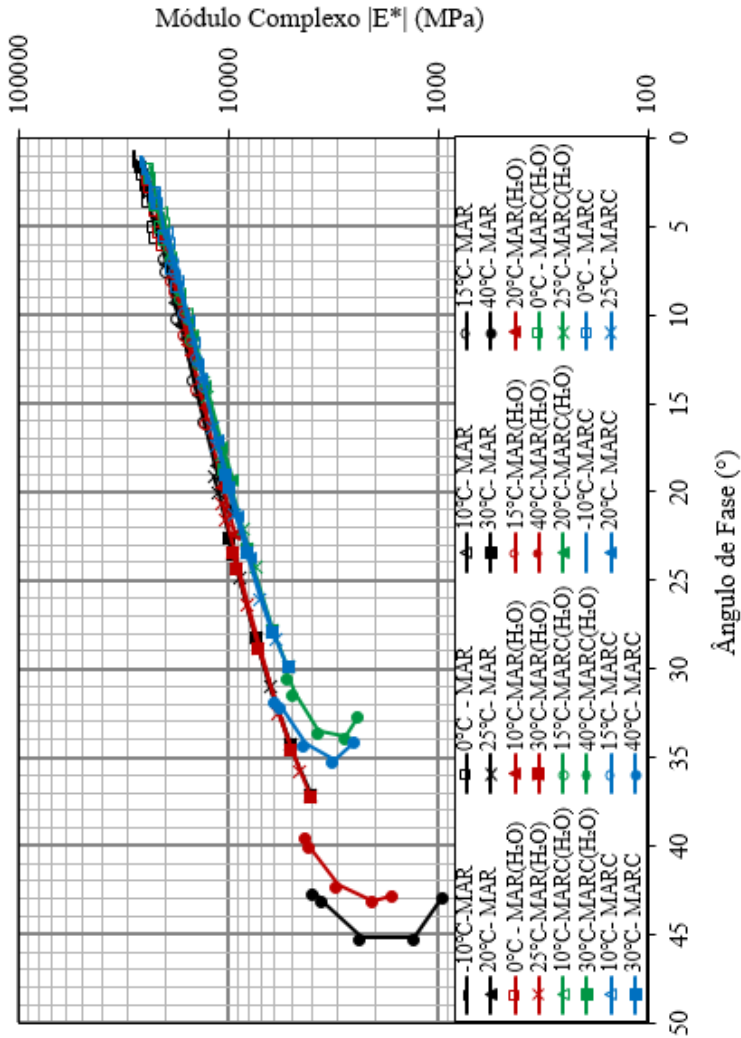
5.4.1.1. Representação gráfica no Espaço de Black

A apresentação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Espaço de Black, também, denominada da curva no Espaço de Black, relaciona a norma do $|E^*|$ no eixo das ordenadas, em escala logarítmica, com o ângulo de fase no eixo das abscissas. Essa representação do módulo complexo permite compreender, nas regiões em que ângulo de fase é quase zero, a evolução de módulo complexo. Além disso, possibilita estimar o valor do módulo complexo nas situações de alta frequência e de baixa temperatura, denominada de módulo infinito (E_∞), valor este utilizado na calibração do modelo reológico de Huet-Sayegh.

Logo, na Figura 5.15, são apresentadas as curvas no Espaço de Black das misturas asfálticas de referência ensaiadas a seco e imersas em água, essa mesma mistura condicionada ensaiada a seco e imersa em água, denominadas, de MAR, de MAR (H₂O), de MARC e de MAR (H₂O), respectivamente.

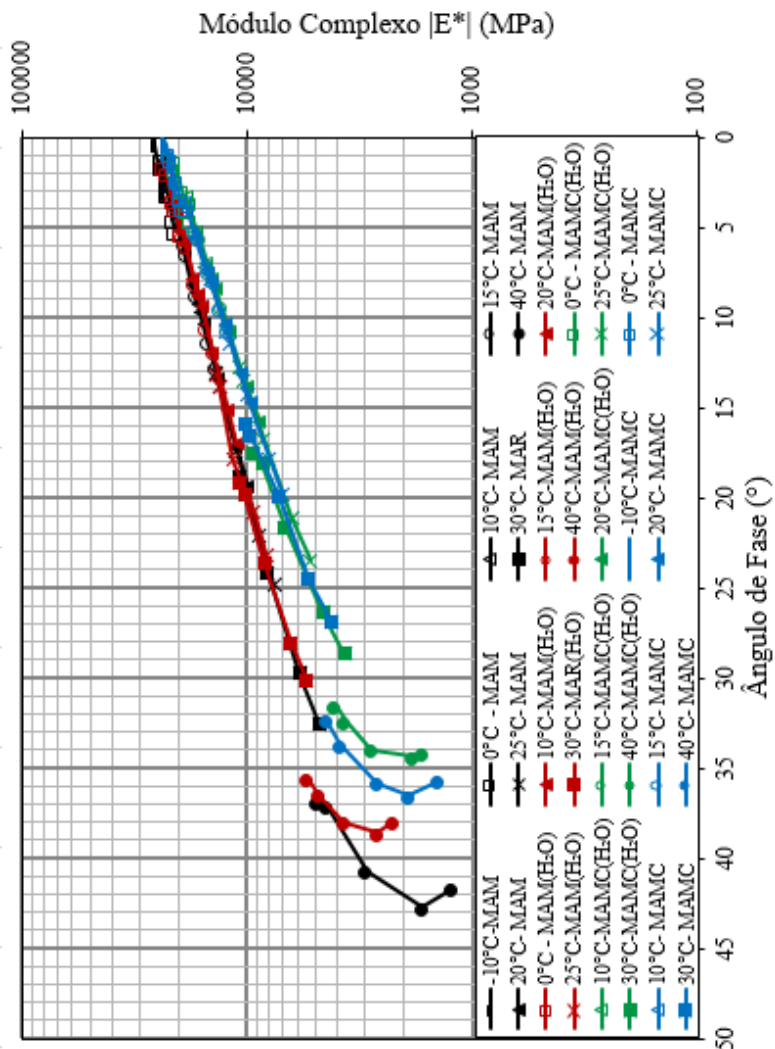
Na Figura 5.16, apresentam-se os resultados das representações gráficas no Espaço de Black das misturas asfálticas modificadas ensaiadas sem e com imersões em água, condicionadas ensaiadas a seco e imersa em água, chamadas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O), respectivamente.

Figura 5.15 – Representação gráfica de Módulo Complexo $|E^*|$ no Espaço de Black das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.16 – Representação gráfica de Módulo Complexo $|E^*|$ no Espaço de Black das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

De acordo com os resultados apresentados no Espaço de Black, na Figura 5.15 e na Figura 5.16, para as misturas estudadas tanto de referência quanto modificada, ensaiadas em diferentes condições, observa-se uma tendência de aumento de ângulo de fase com diminuição do Módulo Complexo $|E^*|$ em altas temperaturas.

Além disso, evidencia-se que, na temperatura de 40°C, as dispersões das misturas sem condicionamento alternado, sejam ensaiadas sem imersão e com imersão em água, foram maiores em relação às demais temperaturas. Já as misturas MARC e MARC (H₂O) não apresentam grandes dispersões nessa temperatura.

Como se observa na Figura 5.15 e na Figura 5.16, nas temperaturas de -10°C a 30°C, os valores da norma do $|E^*|$ das misturas ensaiadas imersas em água são muito próximos àquelas ensaiadas sem imersão, pois, sobrepõem-se em ambas as comparações.

De modo geral, na representação gráfica no Espaço de Black, evidencia-se a influência do processo de condicionamento alternado e da água sobre as misturas, visto que as misturas sem condicionamento alternado registraram maiores valores de módulo complexo ao longo do ângulo de fase em relação às misturas condicionadas.

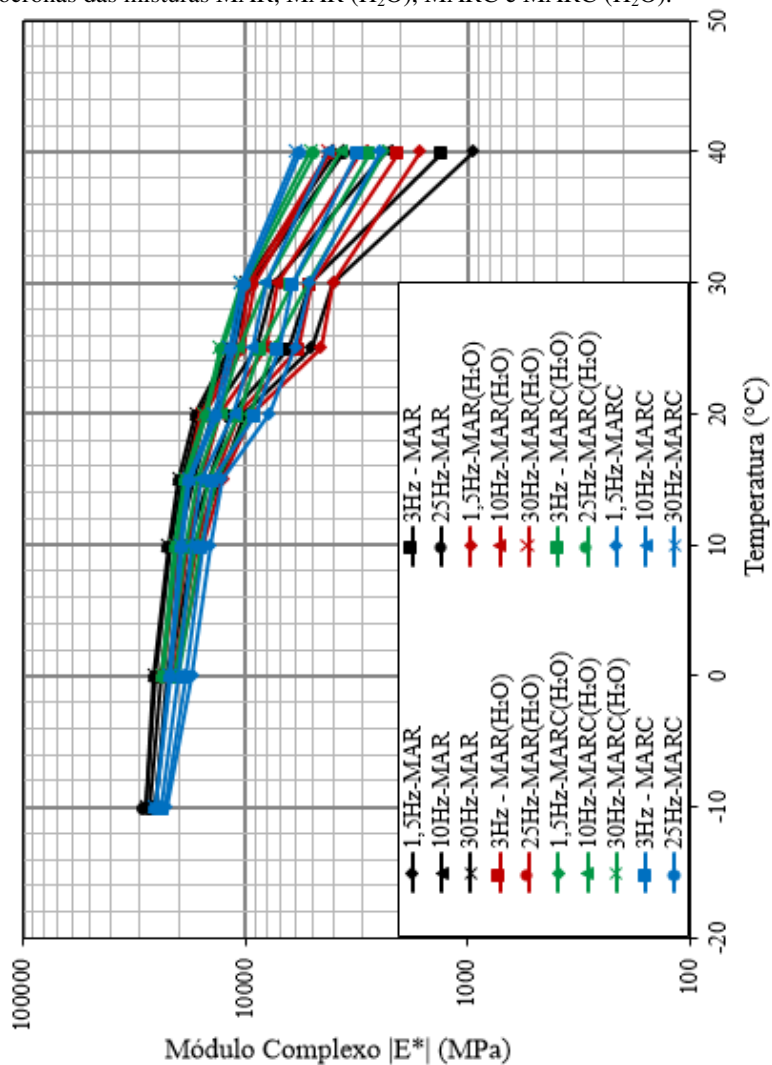
Quanto ao efeito da água, também, as misturas ensaiadas em água revelaram valores ligeiramente menores do módulo em relação às misturas ensaiadas sem imersão. Apesar disso, nessa observação, as diferenças não são significativas.

5.4.1.2. Representação gráfica da curva Isócrona

A curva Isócrona do $|E^*|$ consiste em relacionar a norma desse módulo no eixo das ordenadas, em escala logarítmica, com as temperaturas correspondentes no eixo das abcissas, para frequências 1,5Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz e 30Hz. Nessa representação gráfica, permite-se compreender a suscetibilidade térmica das misturas asfáltica.

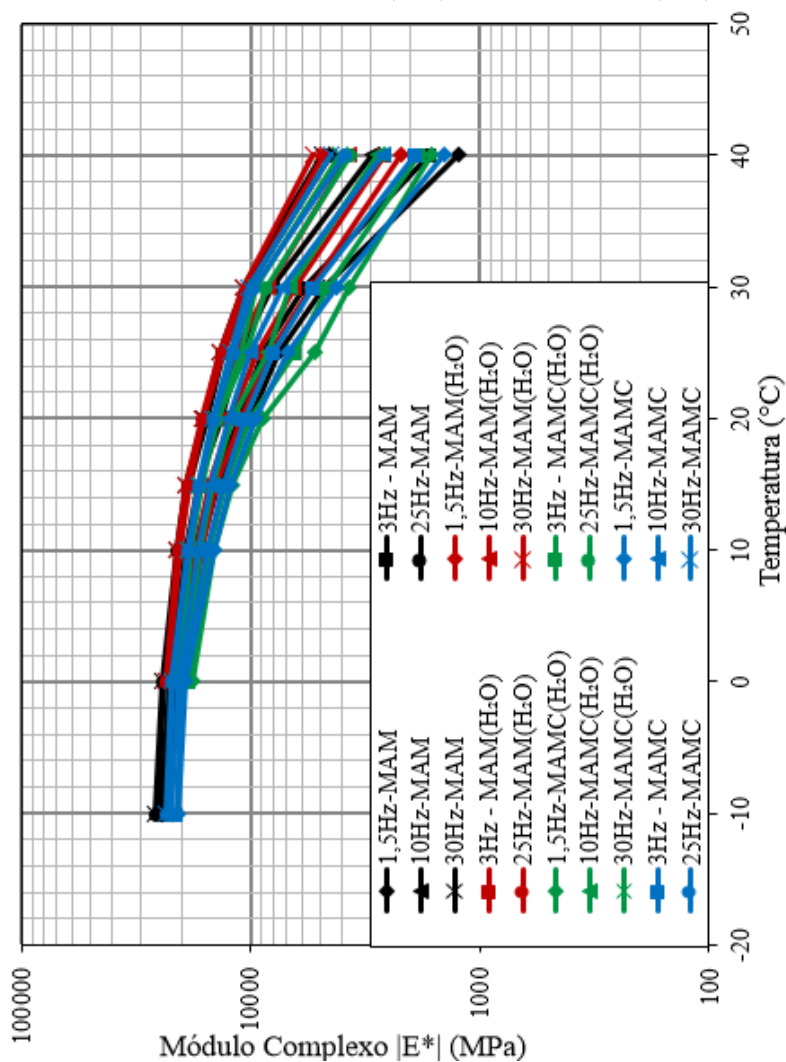
Na Figura 5.17, são expostos os resultados e as comparativas das curvas Isócronas das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O). Já, na Figura 5.18, apresentam-se as curvas Isócronas das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Figura 5.17 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isócronas das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.18 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isócronas das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Com base nos resultados das curvas Isócronas, observa-se que a norma do $|E^*|$ diminui com aumento da temperatura, ou seja, quando aumenta a temperatura, conseqüentemente, diminuem a viscosidade e a parte elástica da mistura. Também, percebe-se que a dispersão da curva isócrona das misturas é maior com aumento da temperatura. Esse comportamento é observado em todas as misturas estudadas.

Salienta-se que, nas misturas ensaiadas com imersão em água, não foram executadas medidas do módulo na temperatura de -10°C . Isso não foi possível devido ao congelamento, impossibilitando a circulação da água no sistema de homogeneização e afetando o resultado do ensaio.

Com base na observação da Figura 5.17, verifica-se que as misturas condicionadas ensaiadas com e sem imersão em água registraram valores muito próximos e comportamento semelhantes, visto que, ao longo das temperaturas, não apresentam grandes dispersões do módulo em relação às misturas sem condicionamento alternado. Ou seja, o tempo do ensaio é curto para afetar no comportamento reológico das misturas asfálticas.

As misturas modificadas, por sua vez, apresentadas na Figura 5.18, exibiram comportamento semelhante ao longo das diferentes temperaturas. As diferenças entre si não são significativas, visto que os seus valores são próximos e se sobrepõem.

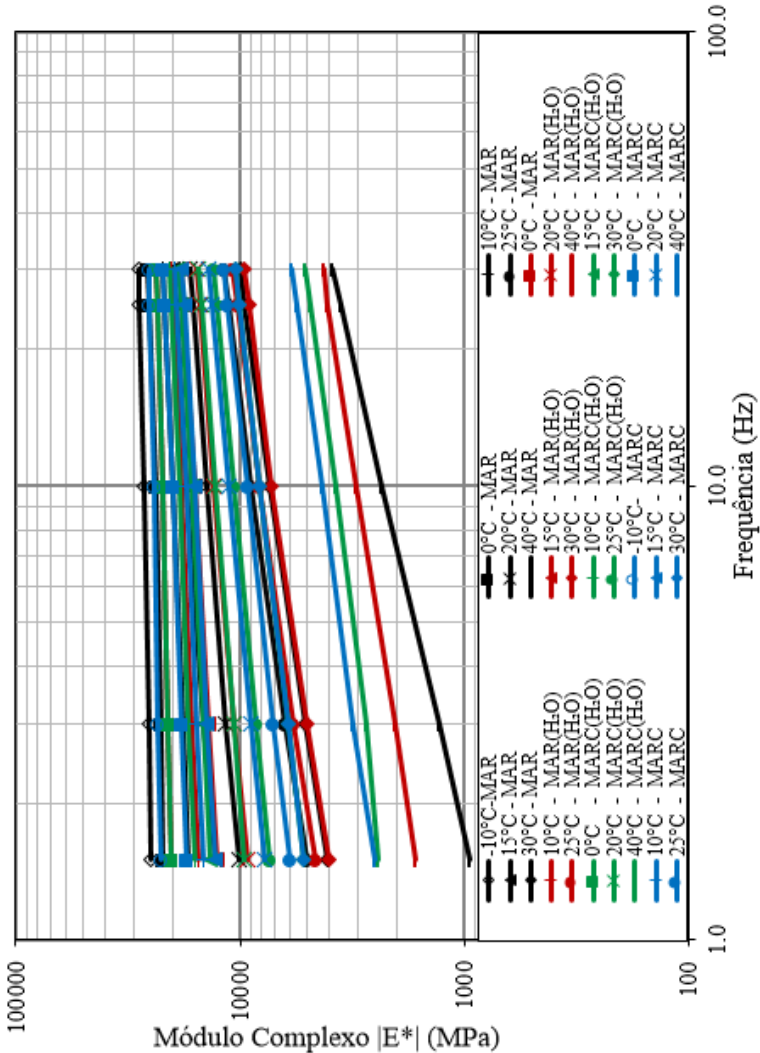
De uma maneira geral, as misturas de referência sem condicionamento alternado, seja ensaiada imersa em água seja ensaiada a seco, revelaram maiores susceptibilidades térmicas. Por outro lado, nas misturas modificadas, não se percebe essa mudança de comportamento na susceptibilidade térmica, uma vez que apresentam semelhança em todas as condições do ensaio e ao longo da temperatura.

5.4.1.3. Representação gráfica da curva Isotérmica

A representação gráfica do $|E^*|$ na curva Isotérmica relaciona para cada temperatura do ensaio a norma do $|E^*|$ no eixo das ordenadas, com as frequências no eixo das abcissas, em escala logarítmica. Essa representação gráfica permite avaliar o parâmetro do comportamento reológico da suscetibilidade cinética das misturas asfálticas a partir da inclinação da curva. Ou seja, permite compreender a variação do módulo com a velocidade de solitação, em função da temperatura.

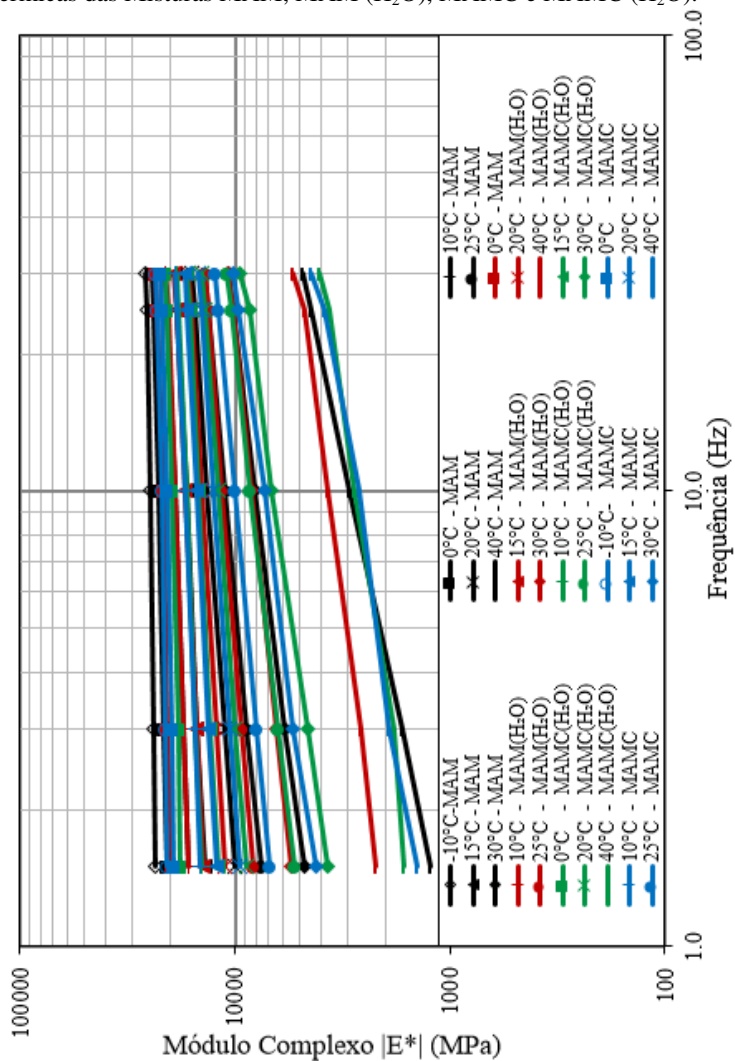
Na Figura 5.19, exibe-se uma comparativa das curvas Isotérmicas das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O), e, na Figura 5.20, encontram-se os resultados comparativos das curvas Isotérmicas das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Figura 5.19 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isotérmicas das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.20 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isotérmicas das Misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Observa-se, na Figura 5.19 e na Figura 5.20, que os valores das normas do $|E^*|$ aumentam com aumento da frequência, o que significa que quanto maior a velocidade de solitação maior será o valor de módulo.

De igual modo, verifica-se que a dispersão entre as misturas, em duas comparações, acontece na temperatura de 40°C. No entanto, entende-se que, quanto maior a temperatura maior será a suscetibilidade cinemática das misturas asfálticas.

Na Figura 5.19, a dispersão foi mais acentuada entre as misturas convencionais ensaiadas em diferentes condições. Ao contrário, na Figura 5.20, na comparação das misturas modificadas, só se verifica a dispersão na temperatura de 40°C. Porém, as misturas MAM, MAMC e MAMC (H₂O) nessa temperatura não revelaram grande dispersão entre si.

Percebe-se, ademais, que ocorre, na frequência de 6 Hz, inversão dos valores de $|E^*|$ da mistura MAM em relação às misturas MAMC e MAMC (H₂O), passando de maior valor de módulo para menor valor em baixa frequência.

De modo geral, constata-se que, nas temperaturas de -10°C a 30°C, as misturas ensaiadas imersas em água apresentam valores da norma do $|E^*|$ ligeiramente menores do que as misturas ensaiadas sem imersão em água. Essa distinção foi verificada em todas as misturas, tanto de referência quanto modificada, assim como as condicionadas.

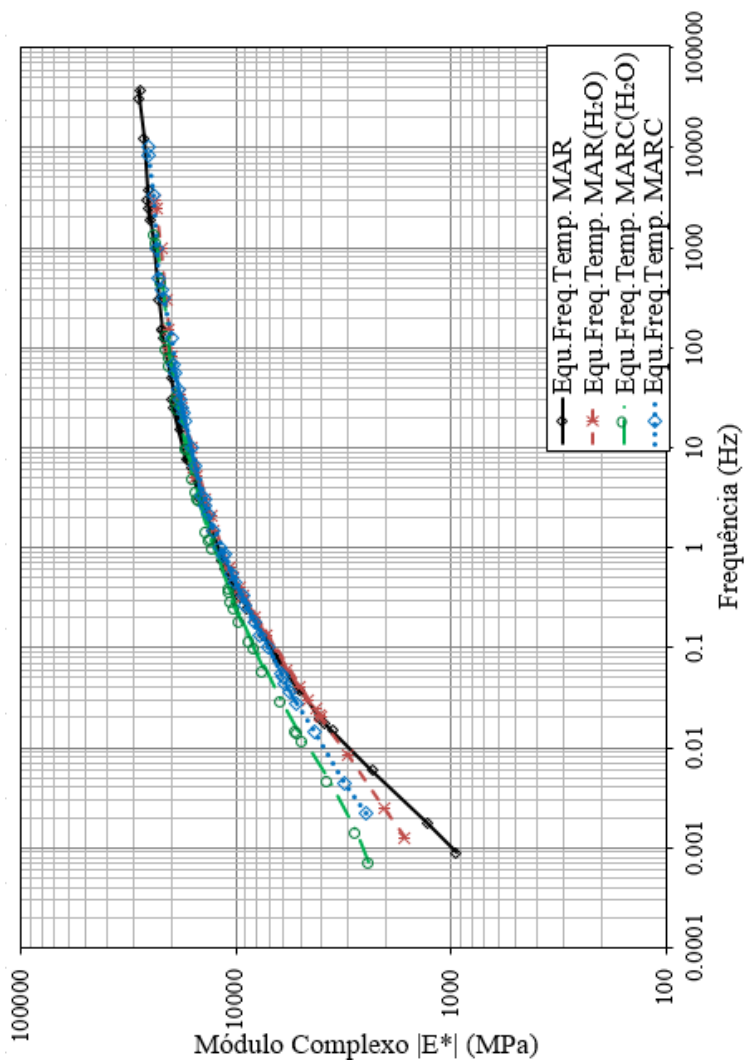
Portanto, as misturas sem condicionamento alternado são mais suscetíveis cineticamente do que aquelas condicionadas.

5.4.1.4. Representação da curva Equivalência-Temperatura

A curva Equivalência-Temperatura do $|E^*|$ é obtida através de translação dos valores da curva isotérmica pelo método gráfico. Essa curva permite obter os valores do $|E^*|$ nas frequências muito baixas e muito altas, o que seria muito difícil de determinar experimentalmente.

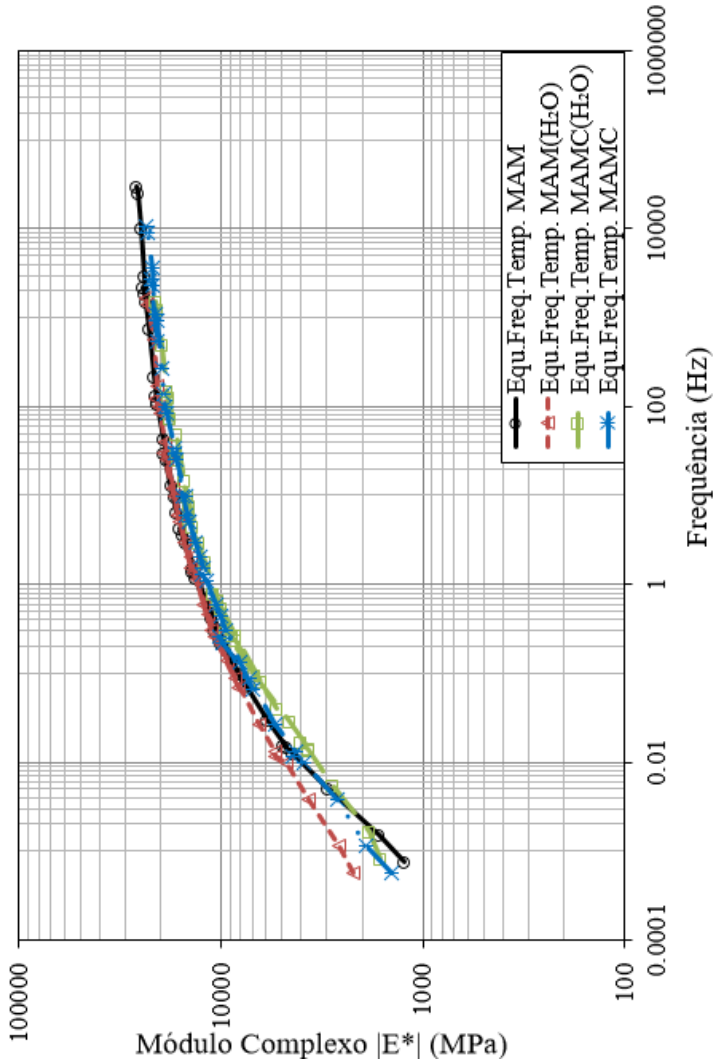
Na Figura 5.21, são apresentados os resultados comparativos das curvas Frequência-Temperatura das misturas convencionais MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O). Já, na Figura 5.22, encontram-se os resultados da comparação das curvas Frequência-Temperatura das misturas modificadas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Figura 5.21 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das Curvas Equivalência-Temperatura ($T_r = 15^\circ$) das misturas MAR, MAR (H_2O), MARC e MARC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.22 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Equivalência-Temperatura ($T_r = 15^\circ$) das misturas MAM, MAM (H_2O), MAMC e MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

A partir das Figuras 5.21 e 5.22, verifica-se que as misturas condicionadas ensaiadas imersas em água apresentam uma tendência mais horizontal nas baixas frequências (<1Hz) e nas altas temperaturas, em relação às misturas ensaiadas sem imersão em água. Porém, na mistura modificada, essa tendência não se verificou significativamente, pois, os resultados das misturas estão praticamente sobrepostos.

Por conseguinte, as misturas ensaiadas imersas em água e as misturas condicionadas registraram mais rigidez que as misturas ensaiadas sem imersão e sem condicionadas. Contudo, as diferenças são relativamente pequenas.

5.4.1.5. Representação gráfica no Plano Cole-Cole

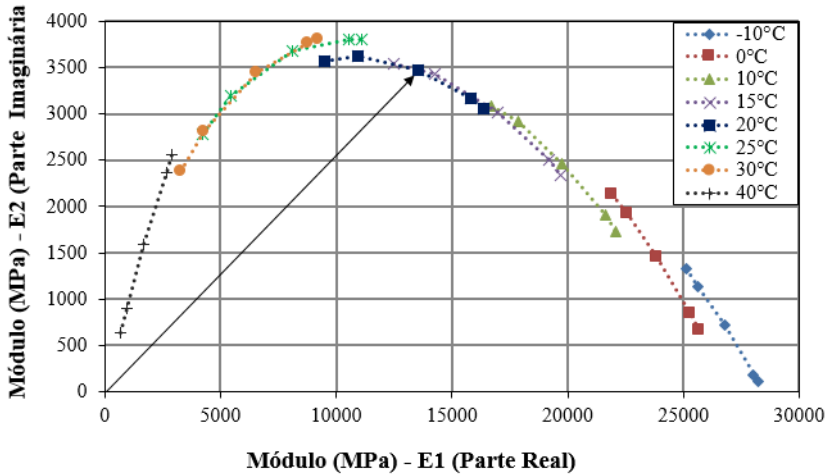
A representação gráfica do $|E^*|$ no Plano Cole-Cole consiste em relacionar a parte real (E_1), no eixo das abscissas, com a parte imaginária (E_2), no eixo das ordenadas, assim, obtendo-se uma curva semelhante a um arco de círculo. Essa é uma das representações gráficas do $|E^*|$ mais importante, pois, com base nela, compreende-se a característica viscoelástica da mistura asfáltica, isto é, acompanha a evolução da parcela elástica e viscosa em função da temperatura e da frequência de sollicitação.

Além disso, essa representação permite avaliar a dissipação de energia por atrito interno, na região em que o valor do módulo imaginário (E_2) é maior. Por conseguinte, a temperatura nessa região seria mais crítica e indicada para a realização do ensaio de Fadiga.

Salienta-se que a curva do $|E^*|$ no Plano Cole-Cole é usada para calibração do modelo de comportamento reológico do Huet-Sayegh. Ressalta-se também que o $|E^*|$ é um dos parâmetros intrínsecos de concreto asfáltico utilizado no dimensionamento de pavimento asfáltico.

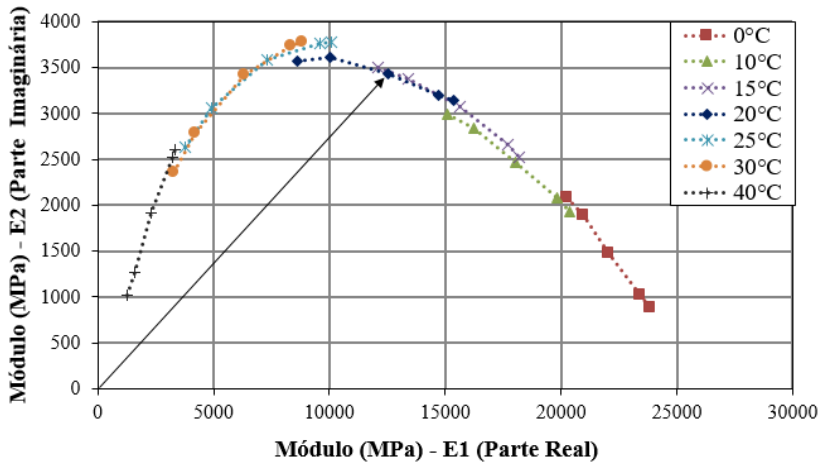
Apresentam-se, nas Figuras 5.23, 5.24, 5.25 e 5.26, os resultados de representação gráfica no Plano Cole-Cole das misturas MAR, MAR (H_2O), MARC e MARC (H_2O), respectivamente. Ademais, nas Figuras 5.27, 5.28, 5.29 e 5.30, estão colocados os resultados da representação gráfica das curvas no Plano Cole-Cole das misturas MAM, MAM (H_2O), MAMC e MAMC (H_2O), nessa ordem.

Figura 5.23 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAR.



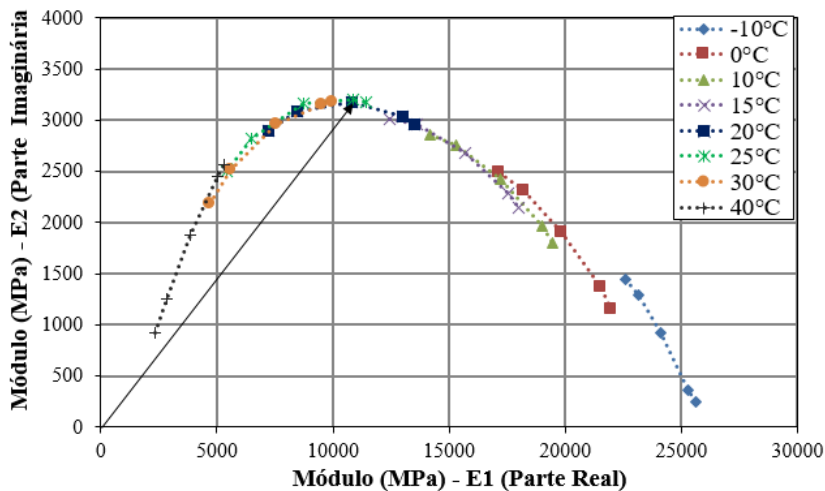
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.24 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAR (H₂O).



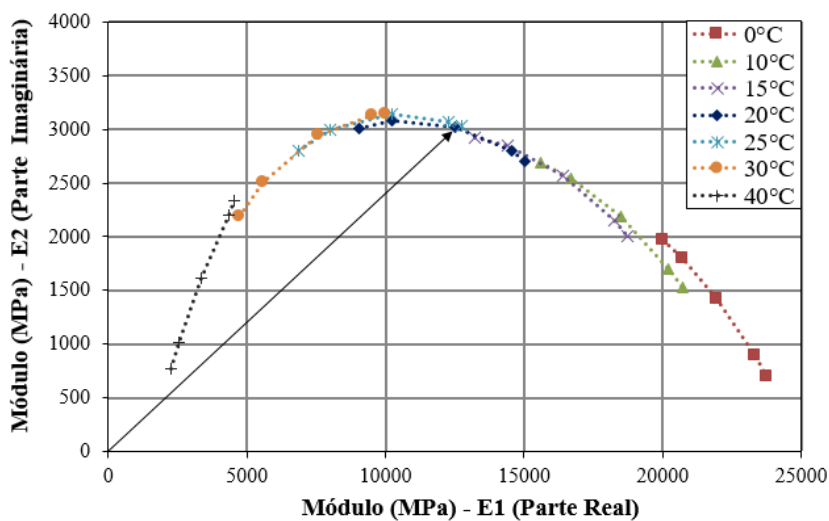
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.25 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MARC.



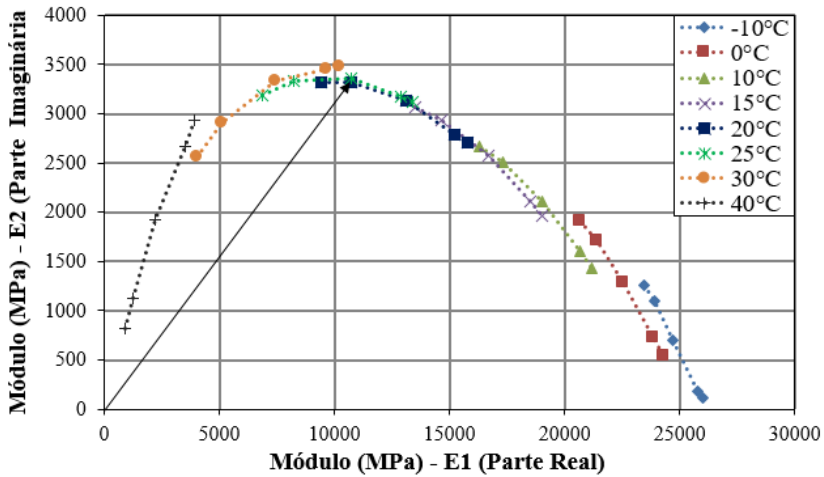
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.26 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MARC (H_2O).



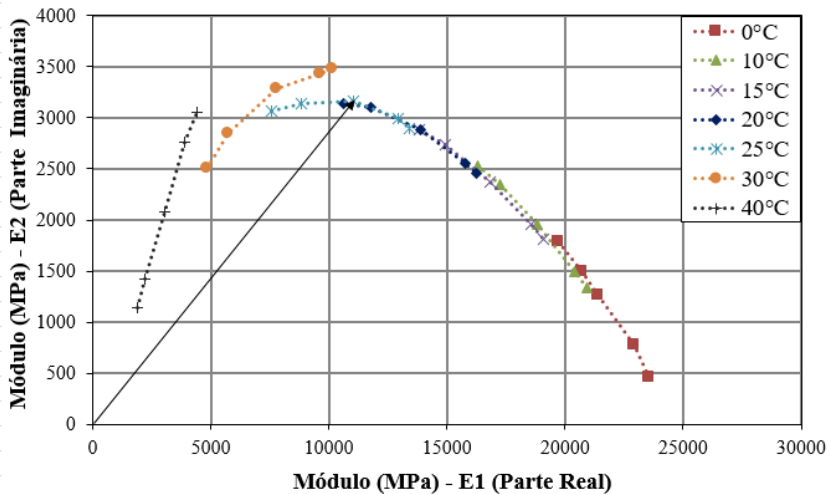
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.27 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAM.



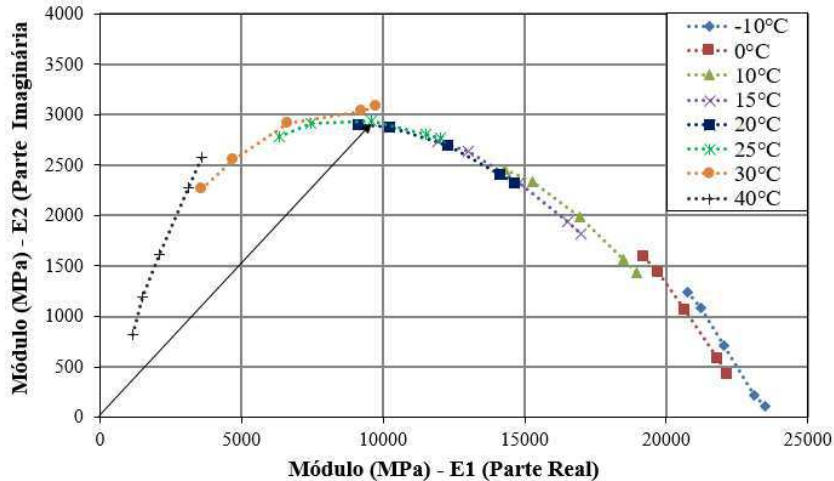
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.28 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAM (H_2O).



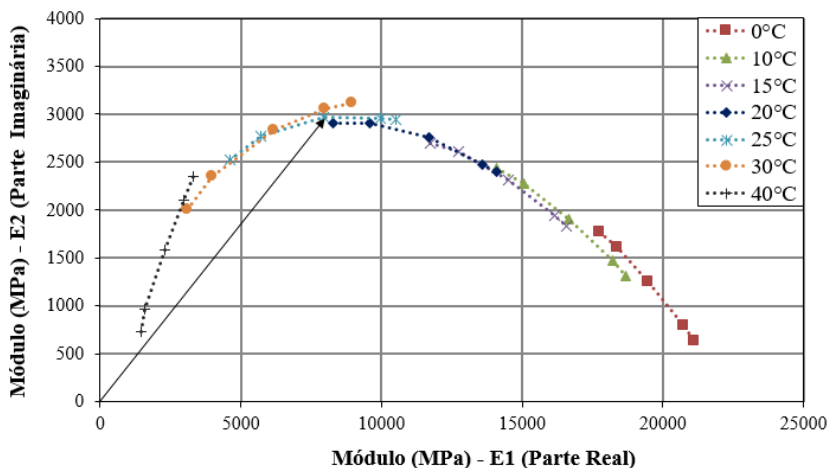
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.29 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAMC.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.30 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Plano Cole-Cole da mistura MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

Com base nas representações gráficas do $|E^*|$ das misturas convencionais e modificadas testadas sob diferentes condições, vê-se a evolução na temperatura do módulo imaginário. Por um lado, nas

misturas convencionais, sejam ensaiadas imersas em água sejam aquelas ensaiadas a seco, apresentam-se maior módulo imaginário na temperatura de 20°C. Contudo, houve deslocamento do $|E^*|$ nas temperaturas mais altas, iniciando na temperatura de 25°C. Para as misturas modificadas, por outro lado, esse fenômeno ocorre nas temperaturas de 25°C em as condições de testes. Esse aumento da temperatura, de módulo da parte viscoso, pode ser atrelado à modificação da mistura com polímero PR PLAST S, atribuindo-as um pouco mais de consistência em relação às misturas convencionais.

Quanto ao efeito da água, nas misturas sem condicionamento alternado, seja convencional seja modificada, não se observa grande diferença entre as misturas ensaiadas imersas e sem imersão em água. Nas misturas condicionadas, aliás, essas diferenças são imperceptíveis, pois os seus valores quase que se sobrepõem.

O efeito da água foi percebido com maior amplitude nas misturas sem condicionamento alternado, presumivelmente. Essas misturas apresentam volume de vazios que facilitam a percolação da água, consequentemente ocasionando mais danos, devido ao deslocamento dos materiais constituintes.

Além disso, notou-se que as misturas ensaiadas sob imersão em água apresentam maiores módulos (E_0), isso porque a água mantém a temperatura mais homogênea durante o ensaio, conservando mais a temperatura nos CPs ainda durante o ensaio.

5.4.2 Análise e discussão dos resultados do ensaio de Módulo Complexo $|E^*|$

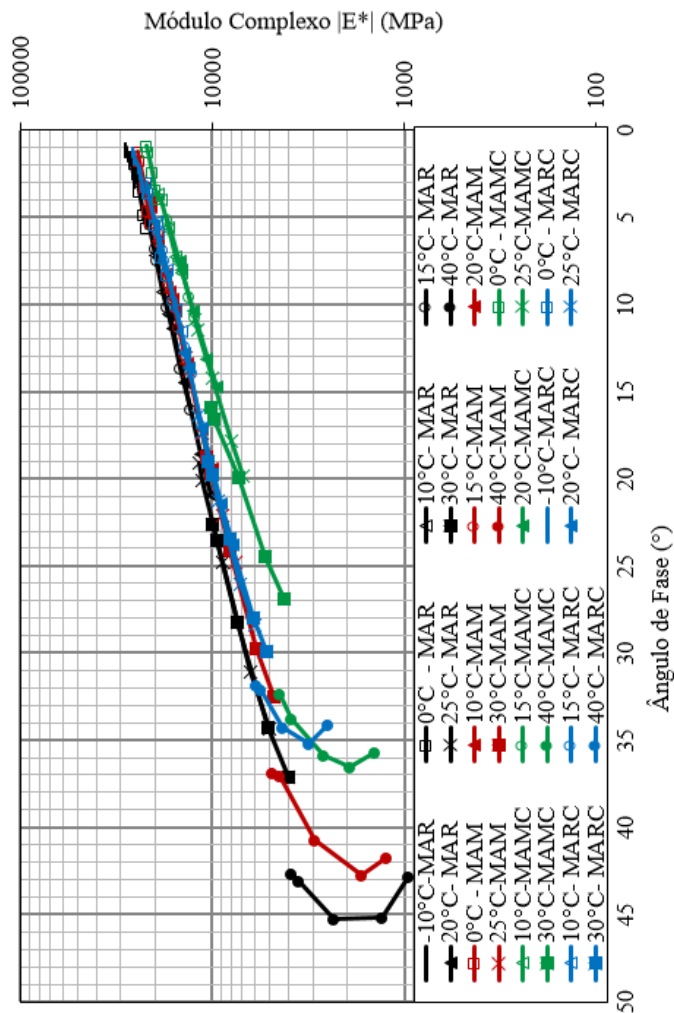
As análises e as discussões centram-se na comparação entre as misturas convencionais e as modificadas. Esta comparação é separada em misturas ensaiadas com e sem imersão em água. Mais adiante, apresentam-se a evolução e a inversão de módulo imaginário com a temperatura e a frequência das misturas estudadas, com as análises da energia dissipada. Além disso, exibem-se os resultados da calibração do modelo de Huet-Sayegh e o mesmo modelo de com incremento do fator dano.

5.4.2.1 Análise comparativa das misturas no Espaço de Black

Na Figura 5.31, executam-se as comparações no Espaço de Black das misturas convencionais e modificadas ensaiadas sem imersão em

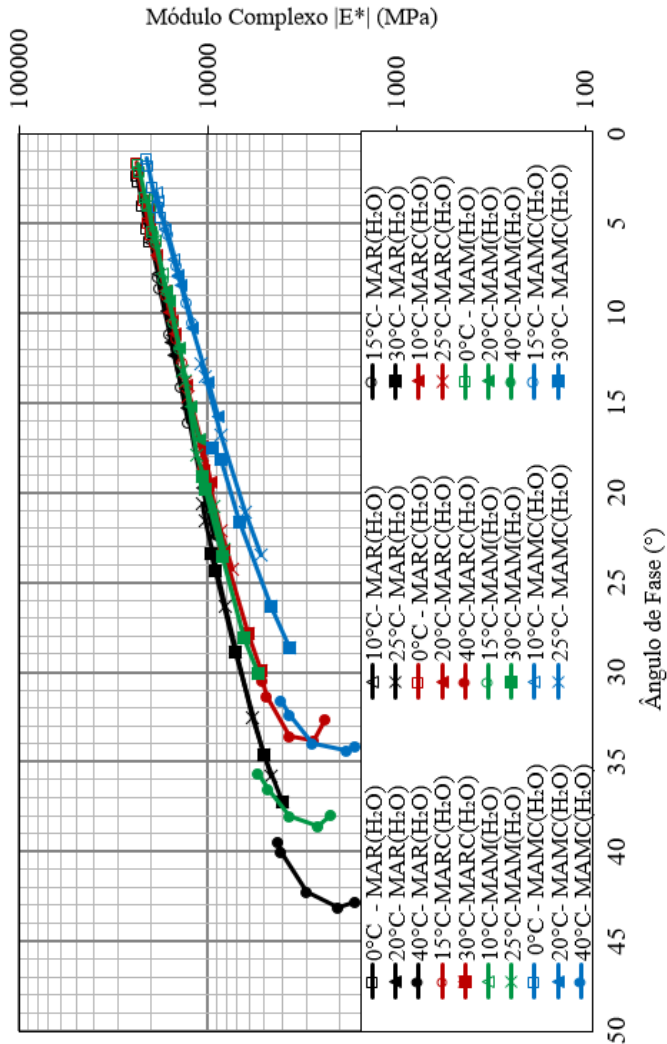
água, denominadas MAR, MARC, MAM e MAMC. Na Figura 5.32, ademais, apresentam-se as confrontações no Espaço de Black das misturas convencionais e modificadas ensaiadas imersas em água, chamadas de MAR (H2O), MAM (H2O), MARC (H2O) e MAMC (H2O).

Figura 5.31 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Espaço de Black das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.32 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ no Espaço de Black das misturas MAR (H_2O), MAM (H_2O), MARC (H_2O) e MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

A partir das Figuras 5.31 e 5.32, nota-se comportamento semelhante das misturas asfálticas, sejam ensaiadas com e sem imersão em água. Em outras palavras, as misturas MAR apresentam maior

dispersão ao longo do ângulo de fase e registram maior valor de ângulo de fase, tanto ensaiadas com imersão quanto sem imersão em água.

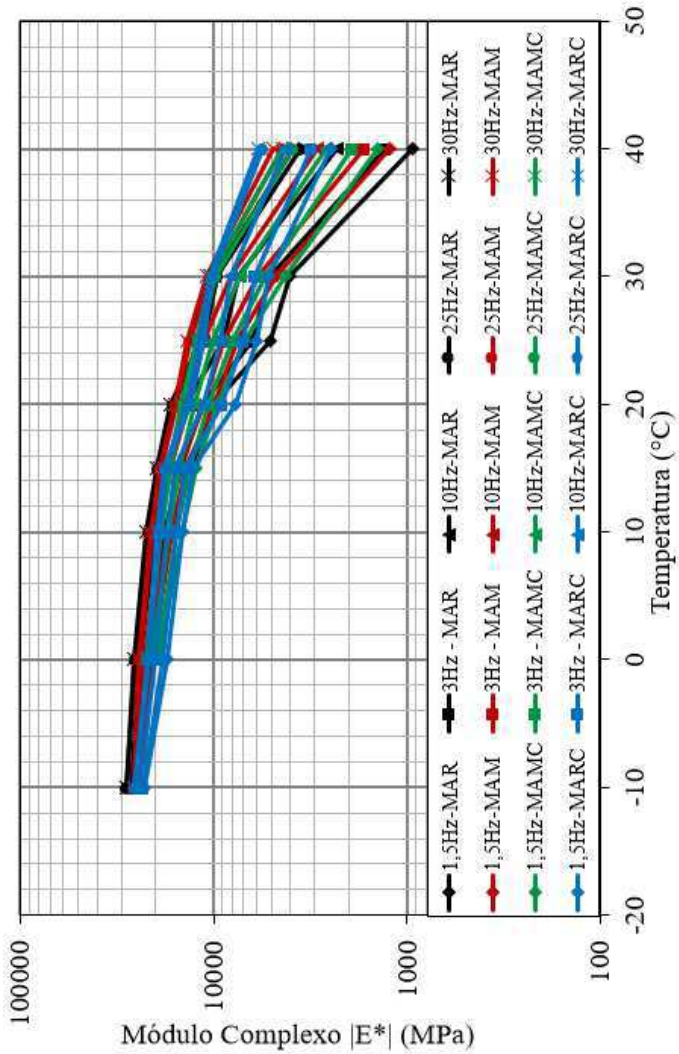
As misturas condicionadas, nas duas comparações, exibiram maior dispersão do ângulo de fase nas misturas MAMC e MAMC (H₂O) na temperatura de 40°C em relação às misturas MAR e MARC.

Devido à redução do ângulo de fase ou ao encurtamento das misturas condicionadas, em todas as condições de ensaios, no Plano Cole-Cole, ocorreu a predominância do comportamento elástico. Esse comportamento se deve ao processo de condicionamento alternado, acarretando na perda que a mistura tem da sua característica de origem, por consequência, diminuição da parte viscosa.

5.4.2.2. Análises comparativas das misturas na Curva Isócrona

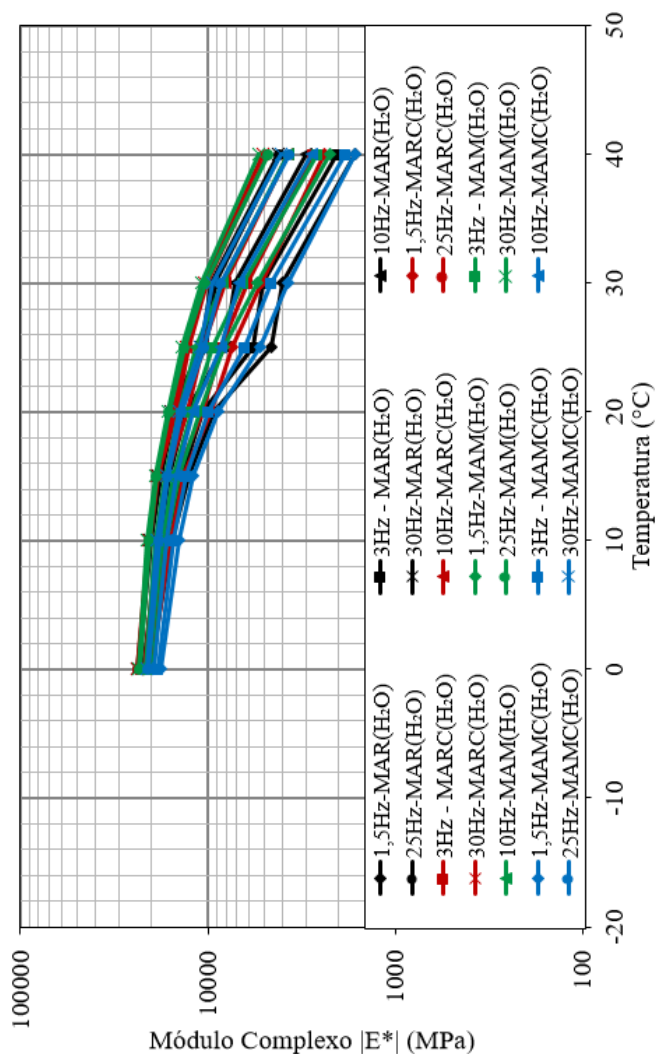
Evidenciam-se, na Figura 5.33, por um lado, as análises das comparações nas curvas Isócronas das misturas convencionais e modificadas ensaiadas a seco: MAR, MARC, MAM e MAMC. Por outro lado, na Figura 5.34, exibem-se as análises comparativas nas curvas Isócronas das misturas convencionais e modificadas ensaiadas imersas em água, chamadas de MAR (H₂O), MAM (H₂O), MARC (H₂O) e MAMC (H₂O).

Figura 5.33 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das Curvas Isócronas das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.34 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isócronas das misturas MAR (H_2O), MAM (H_2O), MARC (H_2O) e MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

Nessas representações gráficas, não se observam grandes diferenças entre as misturas ensaiadas imersas em água, quanto à

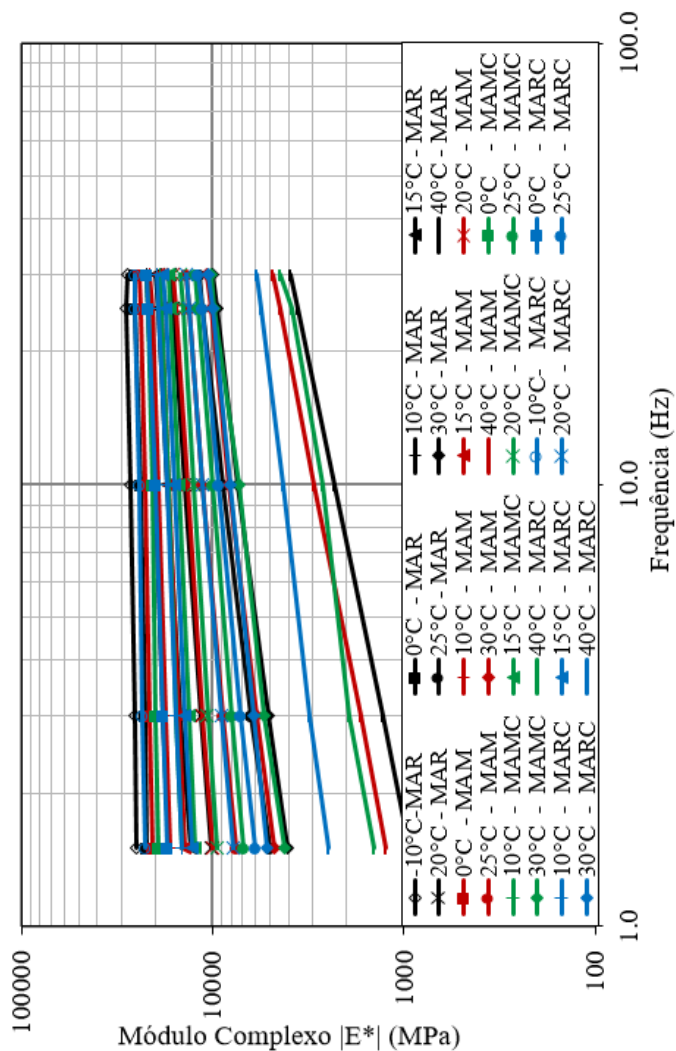
susceptibilidade térmica das misturas. Pelo contrário, elas apresentam comportamentos semelhantes.

Nas misturas ensaiadas sem imersão em água, a dispersão foi um pouco mais perceptível, visto que as misturas MAR e MAM demonstram comportamentos com maiores suscetibilidades térmicas em relação às misturas MARC e MAMC, estas que apresentam encurtamento em função das frequências de solicitação na temperatura de 40°C.

5.4.2.3. Análises comparativas das misturas na Curva Isotérmica

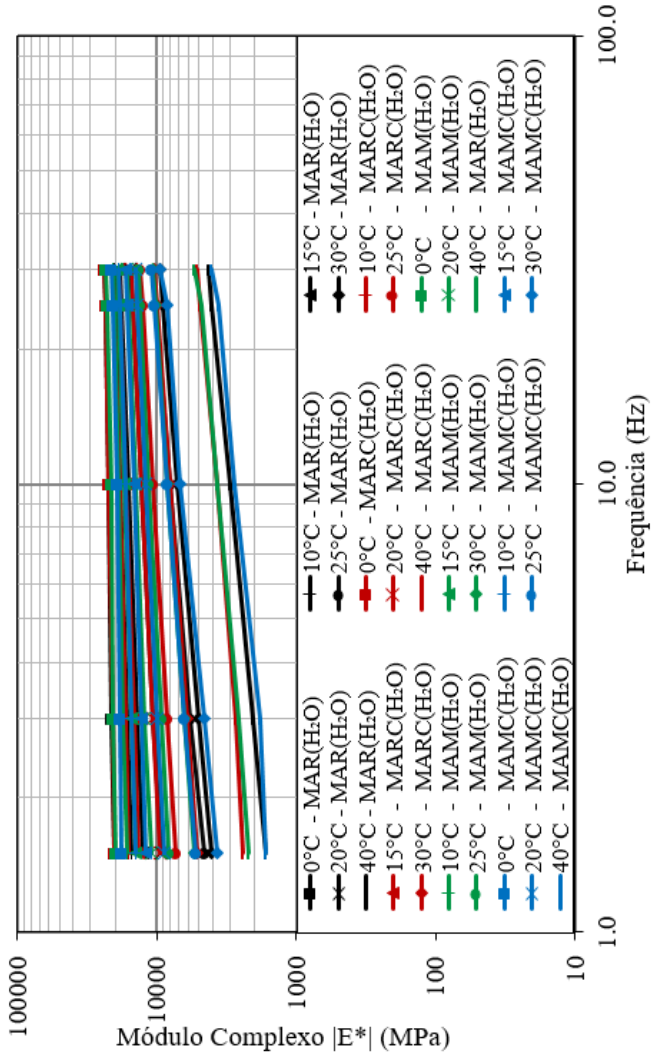
A Figura 5.35 expõe as análises das comparações na curva Isotérmica das misturas convencionais e modificadas ensaiadas a seco, denominadas MAR, MARC, MAM e MAMC. Mais adiante, a Figura 5.36 mostra as análises comparativas na curva Isotérmica das misturas convencionais e modificadas ensaiadas imersas em água: MAR (H₂O), MAM (H₂O), MARC (H₂O) e MAMC (H₂O).

Figura 5.35 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isotérmicas das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.36 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Isotérmicas das misturas MAR (H_2O), MAM (H_2O), MARC (H_2O) e MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

Como apresentaram as Figuras 5.35 e 5.36, não se observaram grandes diferenças na variação da norma do $|E^*|$ nas temperaturas de -10°C a 30°C , pois, as misturas superpõem entre si, em ambas as comparações. Entretanto, na temperatura de 40°C , os valores da norma dos módulos são mais dispersos entre as misturas.

Na Figura 5.36, verifica-se que as misturas MAR e MAM, tanto ensaiadas a seco quanto imersas em água, revelam rigidez um pouco maiores nas temperaturas mais baixas (-10°C a 20°C). Essa rigidez teve a inversão nas temperaturas de 25°C a 40°C , em relação às misturas MARC e MAMC, que passam a apresentar módulos um pouco maiores.

Ainda, nessa mesma análise, percebe-se que na dispersão, na temperatura de 40°C , a diferença é mais acentuada entre as misturas, visto que as misturas condicionadas MARC e MAMC são menos susceptíveis cineticamente. Essa menor suscetibilidade pode ser atribuída ao efeito de condicionamento alternado das misturas, que potencializa a degradação delas.

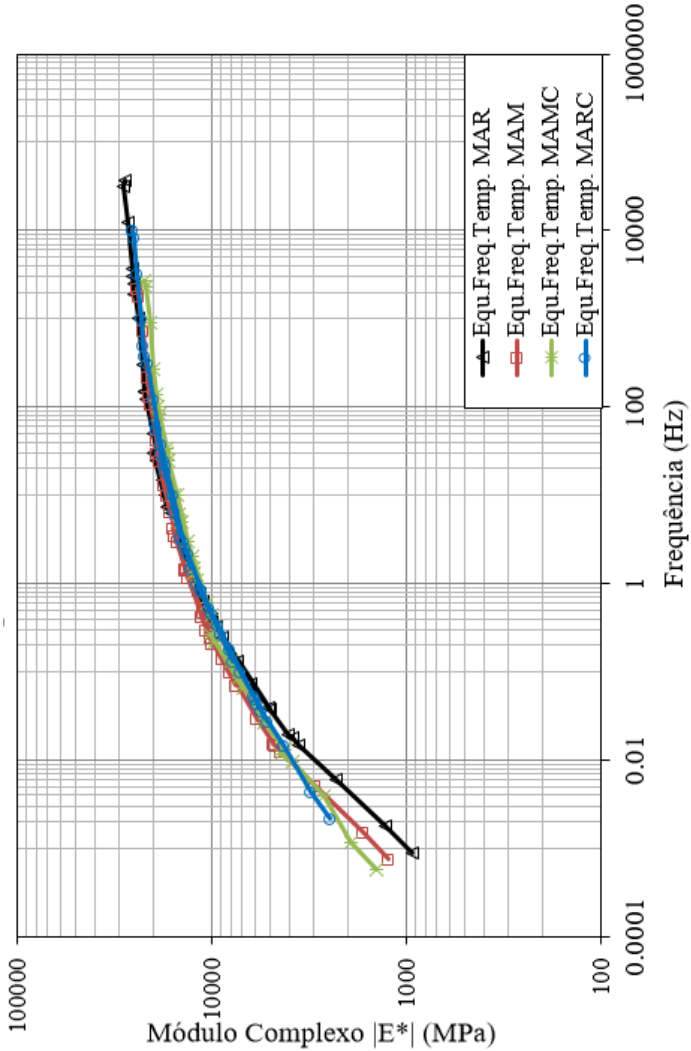
Na Figura 5.36, é importante anotar, que não houve grande dispersão entre as misturas e elas mostram ter maior proximidade entre si.

Em geral, as misturas MAR revelam rigidez ligeiramente maior do que as misturas MAM. No entanto, salienta-se que esse comportamento pode ter seu desempenho afetado com relação à fadiga.

5.4.2.4. Análises comparativas das misturas na Curva Equivalência Frequência-Temperatura.

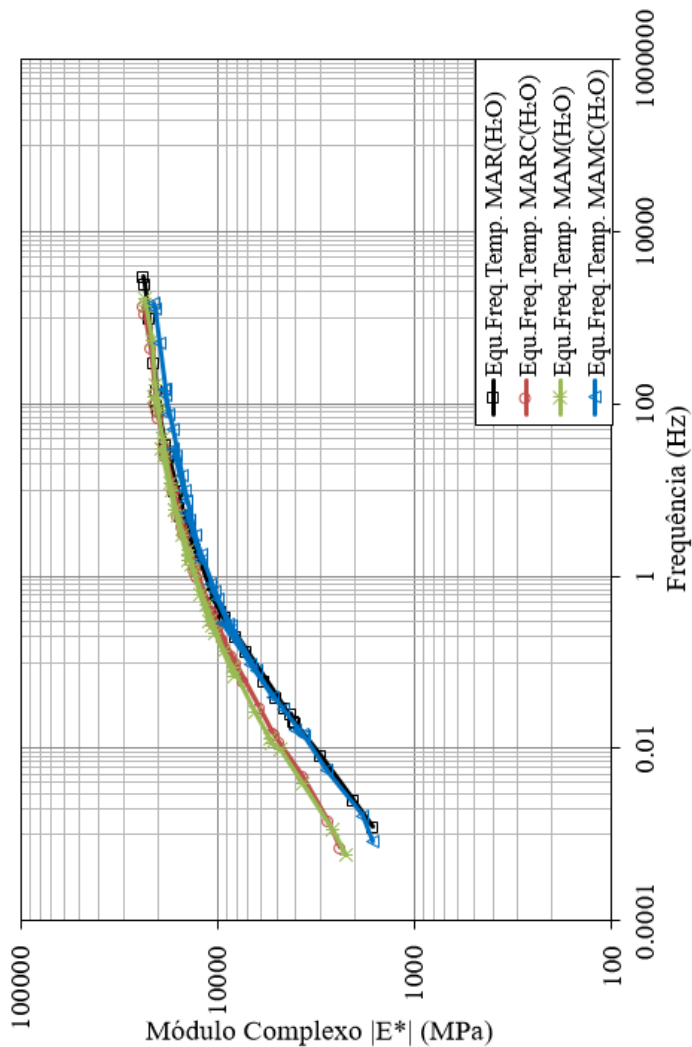
As análises das comparações na curva de Equivalência Frequência-Temperatura (temperatura de translação 15°C) das misturas convencionais e modificadas ensaiadas a seco: MAR, MARC, MAM e MAMC são apresentados na Figura 5.37. Na Figura 5.38, encontram-se as análises comparativas das curvas Equivalência Frequência-Temperatura das misturas convencionais e modificadas ensaiadas imersas em água: MAR (H_2O), MAM (H_2O), MARC (H_2O) e MAMC (H_2O).

Figura 5.37 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Equiv.-Tempe. ($T_r = 15^\circ$) das misturas MAR, MAM, MARC e MAMC.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.38 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das curvas Equiv.-Tempe. ($T_r = 15^\circ$) das misturas MAR (H_2O), MAM (H_2O), MARC (H_2O) e MAMC (H_2O).



Fonte: Autor (2017).

Nas Figuras 5.37 e 5.38, as curvas de Equivalência Frequência-Temperatura, das misturas convencionais e das modificadas ensaiadas,

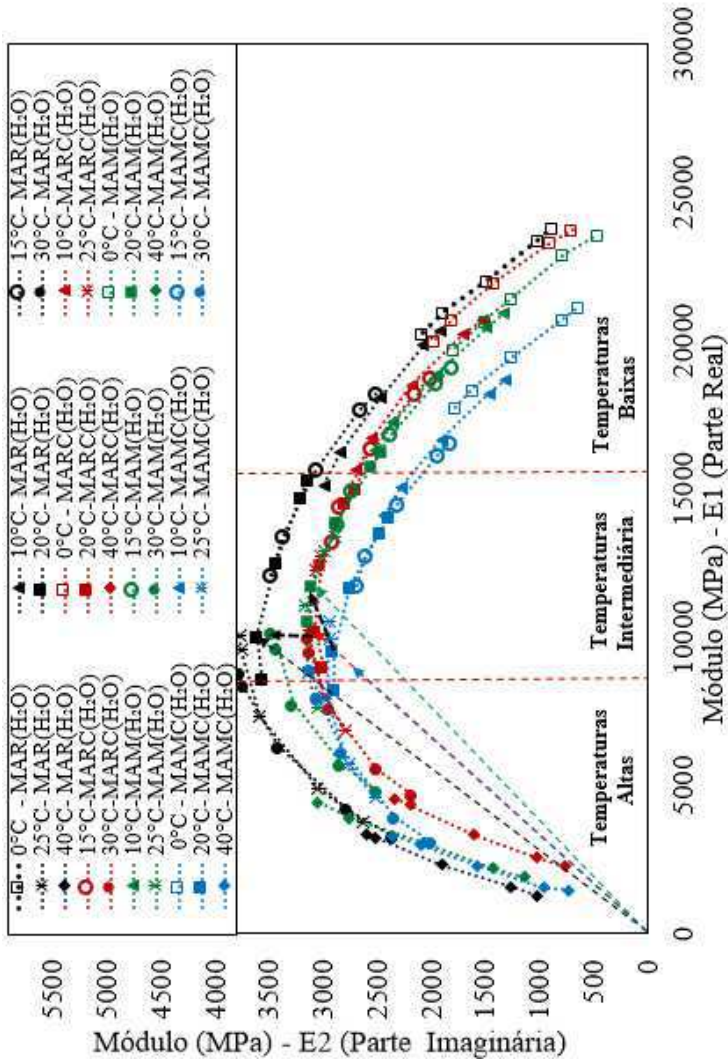
em distintas condições do ensaio, não mostram diferenças significativas entre as misturas. Contudo, na Figura 38, evidencia-se, com maior clareza, que as misturas MARC (H₂O) e MAM (H₂O), pela inclinação das suas curvas (mais suavemente horizontal), são menos susceptíveis às sollicitações.

Ainda nessas duas figuras, constata-se a variação de ponto de inflexão da curva da mistura MAR, na proximidade da frequência de 1Hz, onde passa de maior valor de módulo em função das frequências de sollicitação para menor valor em relação às demais misturas.

5.4.2.5. Análises comparativa das misturas no Plano Cole-Cole

Na Figura 5.39, apresentam-se as sobreposições, no Plano Cole-Cole, das misturas convencionais e modificadas ensaiadas a seco, denominadas MAR, MARC, MAM e MAMC. Por sua vez, na Figura 5.40, realizam-se as comparações, no Plano Cole-Cole, das misturas convencionais e modificadas ensaiadas imersas em água, chamadas de MAR (H₂O), MAM (H₂O), MARC (H₂O) e MAMC (H₂O).

Figura 5.40 – Representação gráfica do Módulo Complexo $|E^*|$ das Misturas MAR (H₂O), MAM (H₂O), MARC (H₂O) e MAMC (H₂O) das curvas no Plano Cole-Cole.



Fonte: Autor (2017).

A análise da representação gráfica no Plano Cole-Cole das misturas estudadas possibilita, de uma maneira clara, compreender as diferenças entre as misturas ensaiadas em diferentes condições de teste.

Vale ressaltar que o ensaio de $|E^*|$ é uma das etapas fundamentais da formulação das misturas asfálticas, pois é a partir dele que obtém um dos valores intrínsecos utilizado no dimensionamento do pavimento asfáltico.

A partir das Figuras 5.39 e 5.40, observa-se, claramente, a diferença entre as misturas, revelando o efeito da água e do processo de condicionamento alternado delas.

Por conseguinte, na Figura 5.39, constata-se que a mistura MAR apresenta maior parcela elástica e viscosa do que a mistura MAM. Naquela mesma mistura, percebe-se que, nas temperaturas altas de 30°C e de 40°C, apresenta maior afastamento, ou seja, não seguiu uma tendência da curva, o que, conseqüentemente, aumenta a parte elástica da mistura. De igual modo, na Figura 5.40, a mistura MAR (H₂O) apresenta maior parcela elástica e viscosa do que MAM (H₂O), porém, não teve deslocamento, como visto na mistura MAR, já que esta seguiu uma tendência da curva côncava.

O efeito do condicionamento alternado, nessa análise, fica mais enaltecido, visto que ocorreu uma redução expressiva dos valores das parcelas elástica e viscosa, tanto das misturas convencionais condicionadas quanto da mistura modificada condicionada, ressaltando o dano causado pelo processo de condicionamento alternado.

No que tange ao efeito da água, não se observam grandes diferenças entre as misturas condicionadas ensaiadas imersas em água e ensaiadas a seco, pois a disparidade entre si não é acentuada. O efeito da água é mais perceptível entre as misturas sem condicionamento alternado, ensaiadas a seco e imersas em água, se comparadas às misturas condicionadas.

Em relação à temperatura, verifica-se que o valor máximo de módulo imaginário (E_2) mudou devido à modificação da mistura. Nas misturas convencionais, ocorre na temperatura de 20°C, e, nas misturas modificadas, na temperatura de 25°C. Contudo, para o efeito da pesquisa, a temperatura de 20°C das misturas convencionais será tomada como base, dando continuidade aos ensaios, também, para que a análise comparativa não seja afetada.

Portanto, essa temperatura seria a indicada para o ensaio de Fadiga, pois apresentaria o resultado mais crítico, para as misturas convencionais, visto que esse conceito está associado à dissipação da energia, o que, conseqüentemente, ocasionaria um maior dano ao concreto asfáltico no ensaio de fadiga.

5.4.2.6. Análises da evolução do módulo imaginário

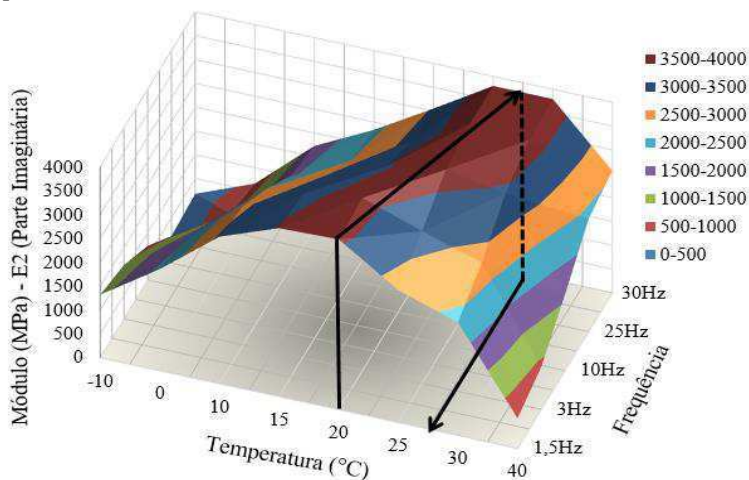
Além das interpretações das representações gráficas do módulo complexo, anteriormente apresentadas, também se realiza a análise, em termos da evolução, do módulo imaginário em função da temperatura e da frequência do ensaio.

Essa análise da evolução da componente viscosa do módulo complexo (E_2) em função da temperatura e da frequência está associada ao conceito da energia dissipada, dado que a densidade da energia dissipada, para cada ciclo, é diretamente proporcional à deformação e à tensão e, o seno do ângulo de fase, em parte, isto se traduz em componente viscosa do módulo complexo.

Essa analogia é compreendida no Plano Cole-Cole quando acompanha a evolução da parcela visco (parte imaginária). Compreende-se que, na região em que E_2 é maior, ocorre maior trabalho realizado e, conseqüentemente, maior dissipação da energia. Com isso, a temperatura, nessa região, pode causar maior dano à fadiga da mistura asfáltica.

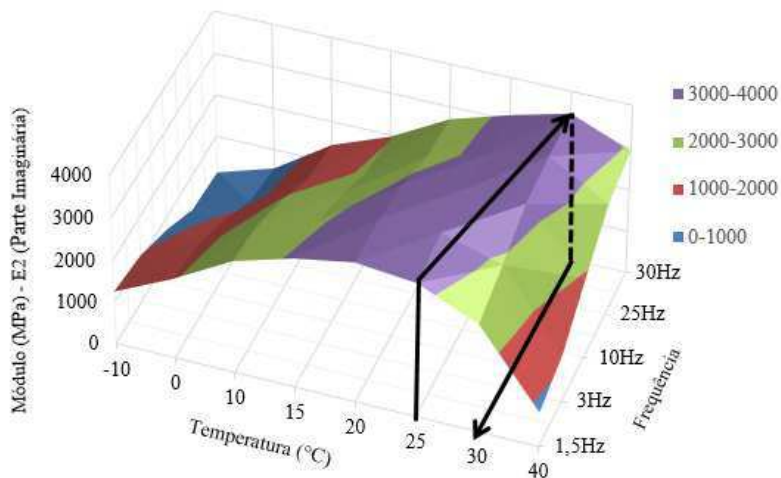
Para melhor entendimento, apresentam-se, na Figura 5.41 e na Figura 5.42, as curvas da evolução do módulo imaginário em função da temperatura e da frequência das misturas MAR e MAM, respectivamente.

Figura 5.41 – Evolução do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAR.



Fonte: Almeida *et al* (2017).

Figura 5.42 – Evolução do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAM.



Fonte: Autor (2017).

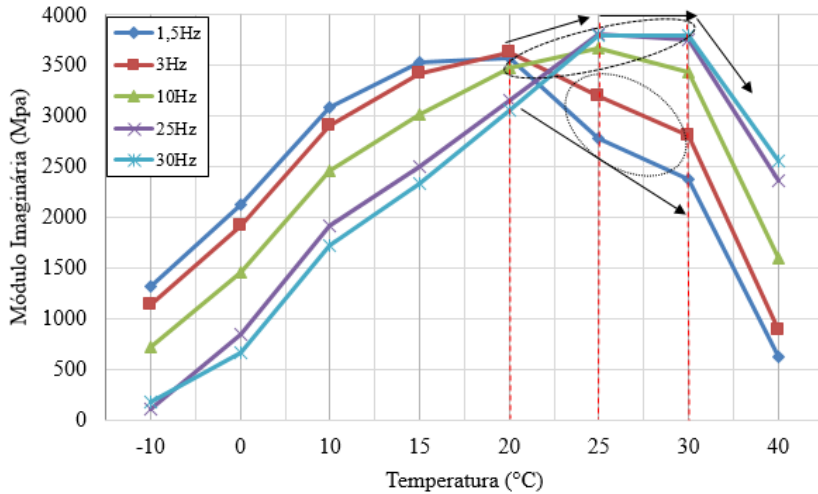
Evidenciam-se, a partir dos gráficos das Figuras 5.41 e 5.42, em que estão projetadas em 3D, que a parte imaginária é maior na temperatura de 20°C para as misturas convencionais, e, para as misturas modificadas, a parte maior ocorre na temperatura de 25°C.

Para verificar o efeito da frequência, nessa análise, fica mais explícito seu uso no plano 2D, em que se verifica a influência da frequência no comportamento reológico. Para isso, apresentam-se, nas Figuras 5.43 e 5.44, os gráficos da inversão do módulo imaginário em função da temperatura para cada frequência das misturas MAR e MAM, respectivamente.

Com base nos gráficos das Figuras 5.43 e 5.44, evidencia-se que não só a temperatura influencia no componente viscoso, mas, também, a frequência tem a sua intervenção significativa. Em vista disso, constata-se a inversão dos valores de módulo imaginário em função das frequências na temperatura de 20°C.

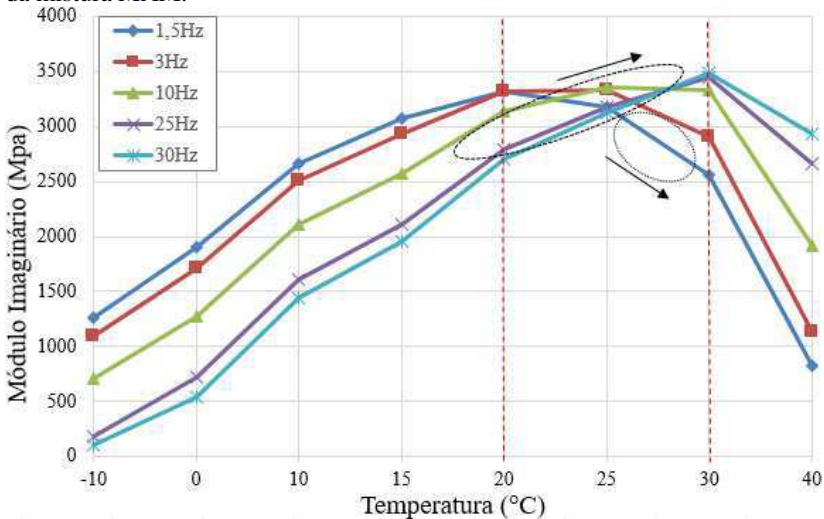
No gráfico da Figura 5.43, especificamente, nas frequências baixas de 1,5 Hz; de 3 Hz e de 10 Hz, os componentes viscosos atingem os valores máximo em 20°C. Nas frequências de 25Hz e 30Hz, os valores máximos do módulo imaginário ocorrem em 25°C. Ainda nessas últimas frequências, os valores do módulo imaginário estabilizam em 25°C até 30°C para começar a diminuir.

Figura 5.43 – Variação do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAR.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.44 – Variação do módulo imaginário com a temperatura e a frequência da mistura MAM.



Fonte: Autor (2017).

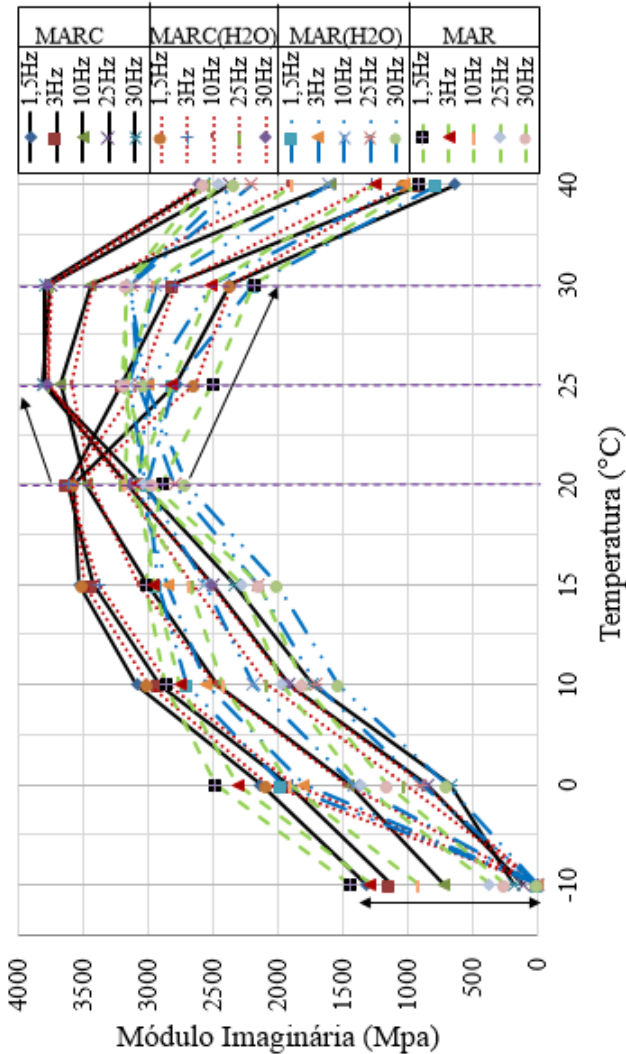
De igual modo, no gráfico da Figura 5.44, verifica-se que, nas frequências 1,5Hz e 3Hz, as parcelas viscosas apresentam os valores máximos na temperatura de 20°C. A frequência de 10Hz chegou ao valor máximo em 25°C e ficou constante até 30°C. As frequências de 25Hz e de 30Hz chegam aos valores máximos na temperatura de 30°C.

Nessa última análise, a mudança do comportamento, nas temperaturas, dos valores do módulo imaginário em função das frequências é atribuída à modificação dessa mistura com PR PLAST S. Devido a isso, essas misturas ganharam mais consistência em relação à mistura convencional.

No entanto, nas frequências de 1,5Hz e de 3Hz, os valores máximos de módulo imaginário, para as duas misturas, ocorrem na temperatura de 20°C. Nessas frequências, percebe-se que, na mistura MAR, a inclinação da curva do decréscimo do valor do módulo imaginário é mais acentuada se comparada à mistura MAM.

As evoluções do módulo imaginário das misturas estudadas são plotadas para realizar a comparação entre elas. Para isso, exibem-se os gráficos da inversão do módulo imaginário com a temperatura e a frequência das misturas convencionais denominadas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O) na Figura 5.45.

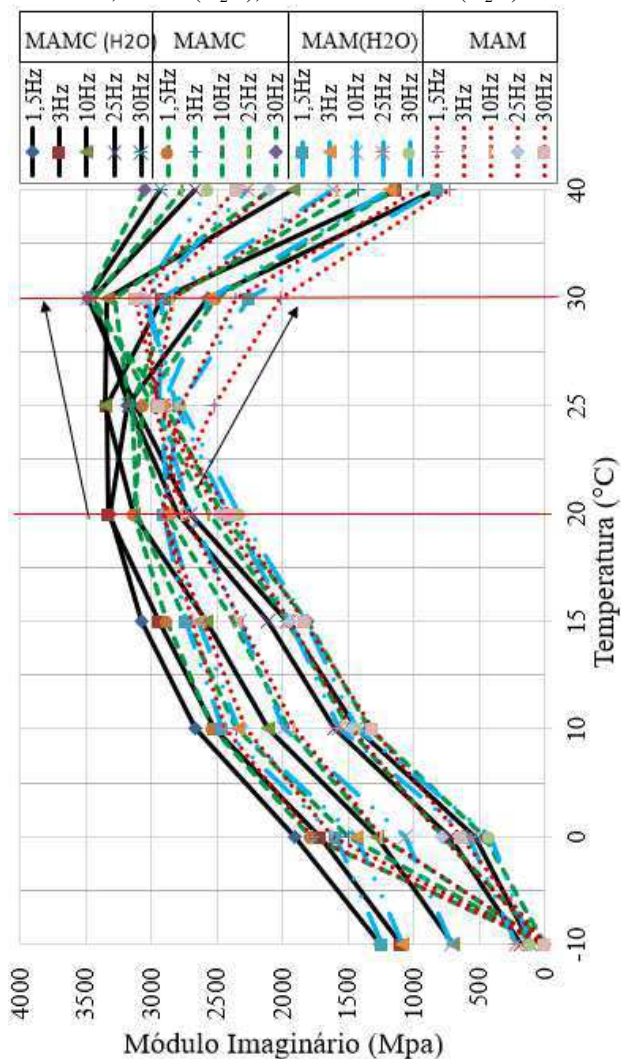
Figura 5.45 – Variação do módulo imaginário com a temperatura e frequência das misturas: MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Na Figura 5.46, apresentam-se os gráficos da evolução do módulo imaginário em função da frequência e da temperatura das misturas modificadas, denominadas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Figura 5. 46 – Variação do módulo imaginário com a temperatura e frequência das misturas: MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Em tese, as análises comparativas das misturas asfálticas estudadas quanto à evolução da componente viscosa, associada à densidade da energia gerada por dissipação viscosa, mostram-se, tanto

nas misturas convencionais (gráficos da Figura 5.45) quanto nas misturas modificadas (gráficos da Figura 5.46), a influência do efeito quase imediato da água. Contudo, nelas, não se percebe a diferença significativa se comparadas às misturas normais ensaiadas a seco. No que tange ao efeito do condicionamento alternado das misturas, a redução da parcela viscosa é mais acentuada, visto que esse processo afeta, significativamente, as características das misturas asfálticas.

Salienta-se que o ponto de flexão em que as frequências baixas e altas se cruzam dá-se próximo da temperatura de 22,5°C para as misturas convencionais, e, para as misturas modificadas, ocorre na temperatura de 25°C.

5.4.2.7. Aplicação do modelo reológico de Huet-Sayegh

Executar a aplicação do modelo de Huet-Sayegh, com base nos resultados obtidos no ensaio de módulo complexo, não é simples, uma vez que esse o modelo é constituído de cinco elementos: dois coeficientes parabólicos (h , k), dois módulos (E_∞ , E_0) e um constante adimensional (δ). Além disso, três constantes térmicas (A_0 , A_1 , A_2) que estão em função do parâmetro (τ). Posto isso, verifica-se que se torna mais complexo determinar os parâmetros a partir de uma única equação.

Por isso, utiliza-se a ferramenta solver, no Excel, e o *software* viscoanalyse, para determinar os parâmetros do modelo acima descritos.

Para calibração e para ajuste do modelo aos dados experimentais, empregam-se as Equações 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5 para determinar os valores da parte real (elástica- E_1) e da parte imaginária (viscosa- E_2), e, conseqüentemente, para alcançar o módulo complexo do modelo.

$$E_1 = E_0 + \frac{D1}{D1^2 + D2^2} \quad (5.1)$$

$$E_2 = \frac{D2}{D1^2 + D2^2} \quad (5.2)$$

$$D1 = \frac{1 + \delta(\omega\tau)^{-k} \cos\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h} \cos\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_\infty - E_0} \quad (5.3)$$

$$D2 = \frac{\delta(\omega\tau)^{-k} \sin\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h} \sin\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_\infty - E_0} \quad (5.4)$$

$$\tau(\theta) = e^{(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2)} \quad (5.5)$$

Em que:

E_{∞}	= módulo instantâneo do modelo, obtido quando $\omega\tau$ tende ao infinito, assim como para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;
E_0	= módulo estático, para as situações de baixas frequências e de elevadas temperaturas;
E_1	= Parte real ou elástica;
E_2	= Parte imaginária ou viscosa;
h, k	= parâmetros dos elementos parabólicos do modelo que, para as misturas asfálticas, estão situados nos intervalos entre $0 < k < h < 1$;
i	= número complexo, definido por $i^2 = -1$;
δ	= constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica;
ω	= pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de solicitação;
τ	= tempo de relaxação dos amortecedores, o qual é um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, variando em função da temperatura;
A_0, A_1, A_2	= constantes térmicas.

Após os cálculos, com auxílio dos programas computacionais acima anunciados, apresentam-se, na Tabela 5.10, os parâmetros viscoelástico do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O). Na Tabela 5.11, encontram-se os parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Tabela 5.10 – Resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).

Parâmetros	Misturas Asfálticas de Referências			
	MAR	MAR (H ₂ O)	MARC	MARC (H ₂ O)
E _o (MPa)	124,23	263,10	1118,57	1437,64
E _∞ (MPa)	28043,70	26273,00	25330,00	24753,10
δ	1,8876	1,3990	1,7194	2,0916
k	0,2676	0,2398	0,2543	0,2759
h	0,6781	0,6433	0,6109	0,4667
τ (15°C)	0,8983	0,3028	0,5102	0,4638
A0	4,5047	3,3155	3,4035	3,5624
A1	-0,3136	-0,3258	-0,2996	-0,3042
A2	0,0004	0,0017	0,0019	0,0011
C1	96,22	17,82	13,55	28,55
C2	735,93	150,50	131,59	242,32

Fonte: Autor (2017).

Tabela 5.11 – Resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Parâmetros	Misturas Asfálticas Modificada			
	MAM	MAM (H ₂ O)	MAMC	MAMC (H ₂ O)
E _o (Mpa)	60,03	675,45	316,92	758,61
E _∞ (Mpa)	26245,00	24818,00	23652,00	22763,00
δ	1,9958	1,5528	1,7187	1,2910
k	0,2463	0,2401	0,2356	0,2281
h	0,7144	0,6137	0,6542	0,6168
τ (15°C)	0,9487	1,5200	3,3355	2,9425
A0	4,5758	4,3711	6,0458	6,4314
A1	-0,3136	-0,2692	-0,3252	-0,3713
A2	0,0004	0,0004	0,0002	0,0010
C1	151,25	74,01	269,24	49,10
C2	1226,00	661,63	1936,00	331,62

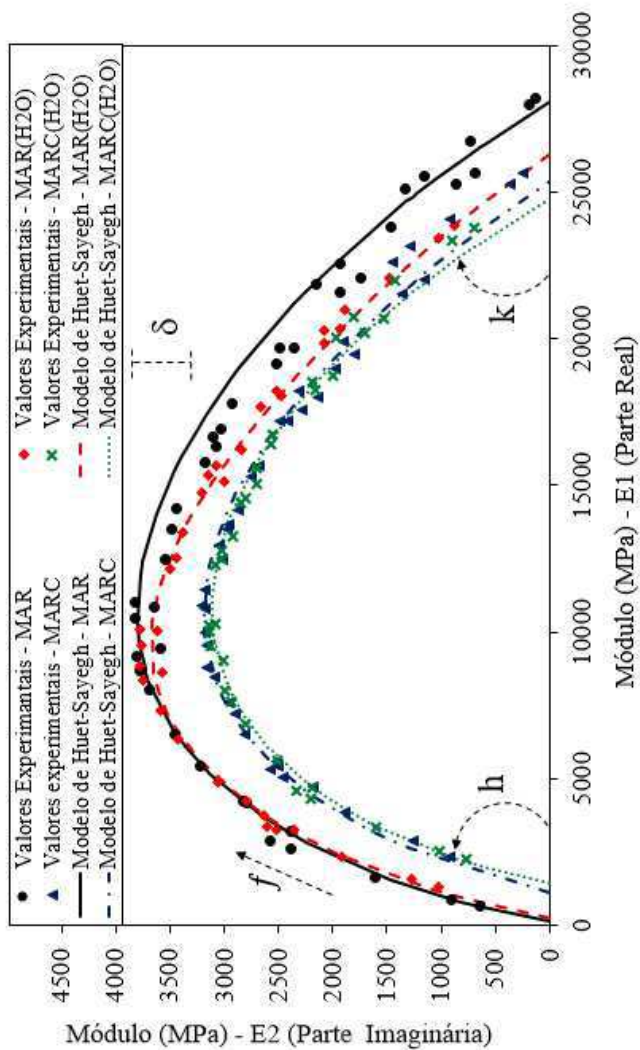
Fonte: Autor (2017).

A partir dos valores dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh, exibidos nas Tabelas 5.10 e 5.11, esses números são aplicados nas Equações 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5, determinando os componentes elásticos e viscosos do módulo complexo para cada mistura, os quais estão

sobrepostos aos valores experimentais no plano Cole-Cole. Logo, apresentam-se, na Figura 5.43, os modelos de Huet-Sayegh das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O) com os seus respectivos valores experimentais. Por sua vez, na Figura 5.44, estão os modelos de Huet-Sayegh das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O), também, sobrepondo aos seus valores experimentais.

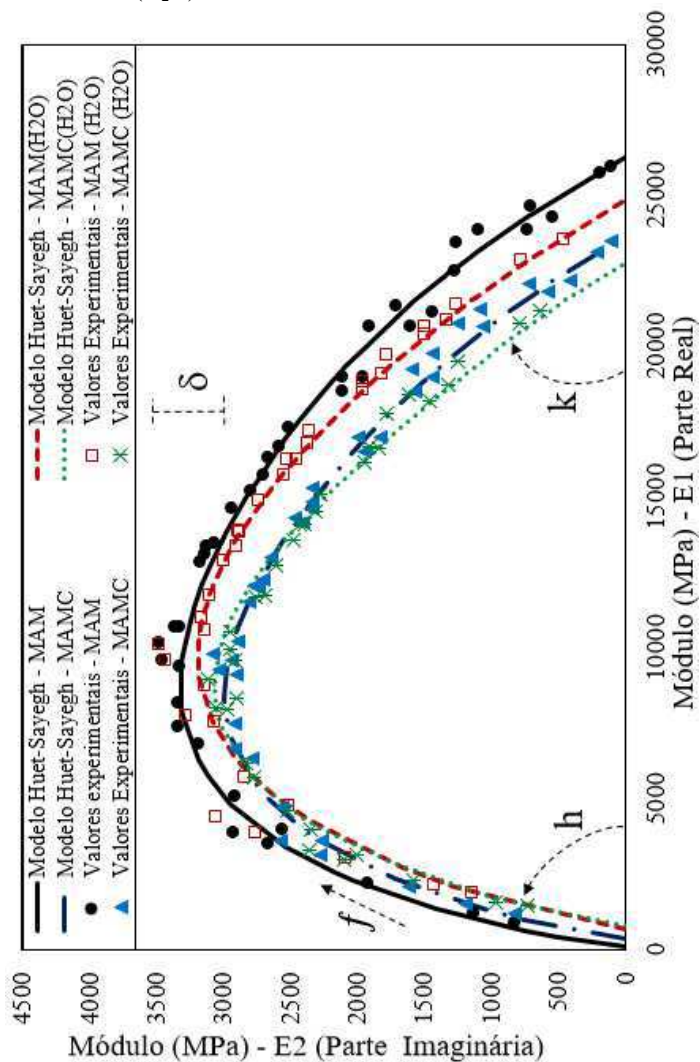
Além disso, verifica-se que, na Tabela 5.10, referente às misturas convencionais, o processo de condicionamento alternado afeta, significativamente, no módulo E_0 , aumentando, de forma considerável, esses valores. Na Tabela 5.11, não houve esse efeito de maneira significativa, o que se revela é que o polímero ajuda a não ocorrer a degradação progressiva da mistura quando esta é condicionada.

Figura 5.47 – Modelo de Huet-Sayegh das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.48 – Modelo de Huet-Sayegh das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

A representação do espectro contínuo do modelo no plano Cole-Cole apresentado nos gráficos das Figuras 5.47 e 5.48 mostram com maior clareza, o efeito da ação da água e da temperatura nas misturas asfálticas, que é o condicionamento alternado sobre as misturas,

exemplificando o que seria o efeito da água e da temperatura em longo prazo.

Percebe-se que o efeito imediato da água sobre as misturas é menor se comparadas às misturas condicionadas. Essa diferença é percebida tanto nas misturas de convencionais quanto nas misturas modificadas.

Também, verifica-se que, nas misturas não condicionadas, o efeito imediato da água é maior em relação ao efeito imediato da água nas misturas condicionadas, quando comparadas aos seus pares ensaiados a seco (ou seja, sem imersão em água).

Nota-se que a mistura asfáltica sem condicionamento alternado, ensaiada na condição imersa em água, MAR (H₂O), apresenta uma redução acentuada dos valores de módulo nas temperaturas intermediárias para baixas. Nas misturas condicionadas, houve quase que a sobreposição dos valores do módulo complexo, sem grande diferença. Porém, se comparadas às misturas não condicionadas, a diferença é significativa.

5.4.2.8. Análises do incremento do fator dano (D) no modelo de Huet-Sayegh

O modelo de Huet-Sayegh proporciona, de uma maneira analítica, maior entendimento do dano sobre as misturas asfálticas. Quando se incrementa o fator dano (D), o modelo se torna uma ferramenta versátil para compreender, explicitamente, o efeito da água e da temperatura no comportamento reológico das misturas asfálticas.

Para isso, determina-se o fator D para cada mistura, a partir da variação do módulo elástico da mistura de referência em relação às demais misturas. Logo, apresentam-se, na Tabela 5.12, os resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O), e, na Tabela 5.13, encontram-se os resultados dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Tabela 5.12 – Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

M. Asfáltica	Ensaio	Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh	Evolução de parâmetros do modelo	Parâmetros de dano
MAR	Referência ensaiada à seco	E ₀ (MPa) = 124.23 E _∞ (MPa) = 28043.70 δ = 1.888 μ = 0.093 k = 0.268 h = 0.678	-	E ₀ (MPa) = - E _∞ (MPa) = 28043.70 δ = 1.888 μ = 0.093 k = 0.268 h = 0.678
MAR(H ₂ O)	Referência ensaiada imersa em água	E ₀ (MPa) = 263.10 E _∞ (MPa) = 26273.00 δ = 1.399 μ = 0.247 k = 0.240 h = 0.643	ΔE ₀ (MPa) = 112% ΔE _∞ (MPa) = -6% Δδ = -26% Δμ = 165% Δk = -10% Δh = -5%	D ₁ = 6%
MARC	Ciclada ensaiada à seco	E ₀ (MPa) = 1118.57 E _∞ (MPa) = 25330.00 δ = 1.7194 μ = 0.1186 k = 0.2543 h = 0.6109	ΔE ₀ (MPa) = 800% ΔE _∞ (MPa) = -10% Δδ = -9% Δμ = 27% Δk = -5% Δh = -10%	D ₂ = 10%
MARC(H ₂ O)	Ciclada ensaiada imersa em água	E ₀ (MPa) = 1437.64 E _∞ (MPa) = 24753.10 δ = 2.092 μ = 0.069 k = 0.276 h = 0.467	ΔE ₀ (MPa) = 1057% ΔE _∞ (MPa) = -12% Δδ = 11% Δμ = -26% Δk = 3% Δh = -31%	D ₃ = 12%

Fonte: Autor (2017).

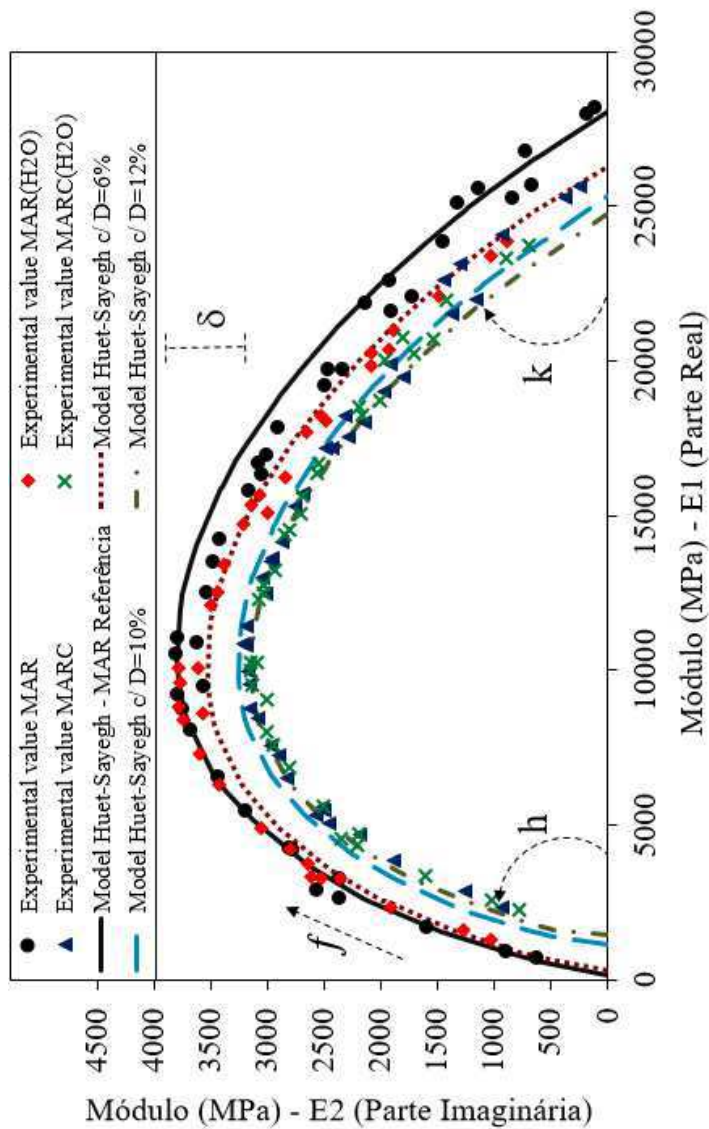
Tabela 5.13 – Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

M. Asfáltica	Ensaio	Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh	Evolução de parâmetros do modelo	Parâmetros de dano
MAM	Referência ensaiada à seco	E ₀ (MPa) = 60.03 E _∞ (MPa) = 26245.00 δ = 1.996 μ = 0.060 k = 0.246 h = 0.714	-	E ₀ (MPa) = - E _∞ (MPa) = 26245.00 δ = 1.996 μ = 0.060 k = 0.246 h = 0.714
MAM(H ₂ O)	Referência ensaiada imersa em água	E ₀ (MPa) = 675.45 E _∞ (MPa) = 24818.00 δ = 1.553 μ = 0.160 k = 0.240 h = 0.614	ΔE ₀ (MPa) = 1025% ΔE _∞ (MPa) = -5% Δδ = -22% Δμ = 165% Δk = -2% Δh = -14%	D1= 5%
MAMC	Ciclada ensaiada à seco	E ₀ (MPa) = 316.92 E _∞ (MPa) = 23652.00 δ = 1.7187 μ = 0.1004 k = 0.2356 h = 0.6542	ΔE ₀ (MPa) = 428% ΔE _∞ (MPa) = -10% Δδ = -14% Δμ = 66% Δk = -4% Δh = -8%	D2= 10%
MAMC(H ₂ O)	Ciclada ensaiada imersa em água	E ₀ (MPa) = 758.61 E _∞ (MPa) = 22763.00 δ = 1.291 μ = 0.276 k = 0.228 h = 0.617	ΔE ₀ (MPa) = 1164% ΔE _∞ (MPa) = -13% Δδ = -35% Δμ = 357% Δk = -7% Δh = -14%	D3= 13%

Fonte: Autor (2017).

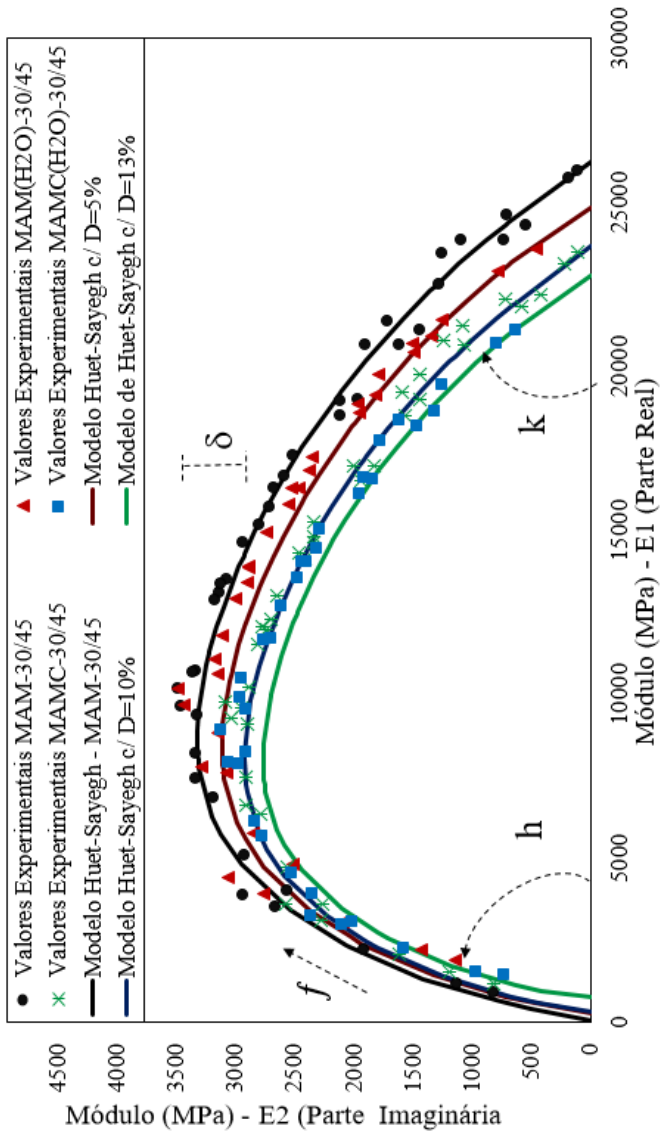
Com base nos dados listados nas Tabelas 5.12 e 5.13, calcula-se o módulo complexo com fator dano, de acordo com as Equações 3.51 e 3.52, para as misturas asfálticas. Apresentam-se, também, na Figura 5.49, as curvas, no Plano Cole-Cole, dos dados experimentais sobrepondo o modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O). Por outro lado, na Figura 5.50, estão expostas as curvas no Plano Cole-Cole dos valores experimentais sobrepondo o modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) para as misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).

Figura 5.49 – Modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) das misturas MAR, MAR (H₂O), MARC e MARC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.50 – Modelo de Huet-Sayegh com fator dano (D) das misturas MAM, MAM (H₂O), MAMC e MAMC (H₂O).



Fonte: Autor (2017).

O incremento do fator (D) no modelo de Huet-Sayegh permite, claramente, visualizar o efeito das ações da água e da temperatura, observando, no Plano Cole-Cole (Figura 5.43 e Figura 5.44), as convergências das curvas do modelo contornando, satisfatoriamente, os valores experimentais.

De modo geral, a implementação do fator (D) no modelo desvela a influência decisiva do efeito da água sobre as misturas asfálticas. Pode-se constatar, com maior clareza, que as misturas condicionadas apresentam maiores reduções do módulo complexo, seja no grupo das misturas convencionais seja nas misturas modificadas. Ou seja, o condicionamento alternado afeta, significativamente, o comportamento reológico das misturas. Ainda, nessa análise, fica explícito o efeito, quase que imediato, da ação da água (ensaios com imersão em água), quando esse modelo é confrontado às outras análises, como o modelo sem a introdução do fator D ou, também, os valores experimentais de módulo complexo no plano Cole-Cole.

5.4.3 Resultados do ensaio de fadiga

O ensaio de fadiga, vale salientar, foi realizado após o ensaio de Módulo Complexo $|E^*|$ e foi conduzido segundo a norma NF EN 12697-24, de 2012.

Ressalta-se que as misturas asfálticas foram ensaiadas nas condições normais e condicionadas, esta última, aliás, simula o efeito da água e da temperatura em longo prazo.

Na perspectiva de avaliar o efeito da temperatura, realizou-se o ensaio de fadiga em duas temperaturas, sendo a primeira de 10°C (de acordo com a norma NF EN 12697-24, 2012), e a segunda de 20°C, definida a partir da interpretação gráfica do $|E^*|$ no Plano Cole-Cole, já explicitado nos itens 4.4.6, 5.4.2.5 e 5.4.2.6 deste texto.

Além disso, para cada temperatura, as misturas foram ensaiadas a seco e foram imersas em água. Novamente, frisa-se que a realização do ensaio imerso em água simula o dano imediato da ação da água.

Os dados provenientes do ensaio e que resultam em representação gráfica de curvas de fadiga estão apresentados nas tabelas do APÊNDICE D, segmentando-se em: APÊNDICE D.1 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAR (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.2 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAR (H₂O) (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.3 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAR (20°C e 25Hz) ; APÊNDICE D.4 - Resultados do

ensaio de fadiga da mistura asfáltica MARC (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.5 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MARC (20°C e 25Hz); APÊNDICE D.6 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MARC (H₂O) (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.7 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MARC (H₂O) (20°C e 25Hz); APÊNDICE D.8 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAM (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.9 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAM (20°C e 25Hz); APÊNDICE D.10 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAMC (10°C e 25Hz); APÊNDICE D.11 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAMC (20°C e 25Hz); APÊNDICE D.12 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAMC (H₂O) (10°C e 25Hz); e, por último, APÊNDICE D.13 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica MAMC (H₂O) (20°C e 25Hz).

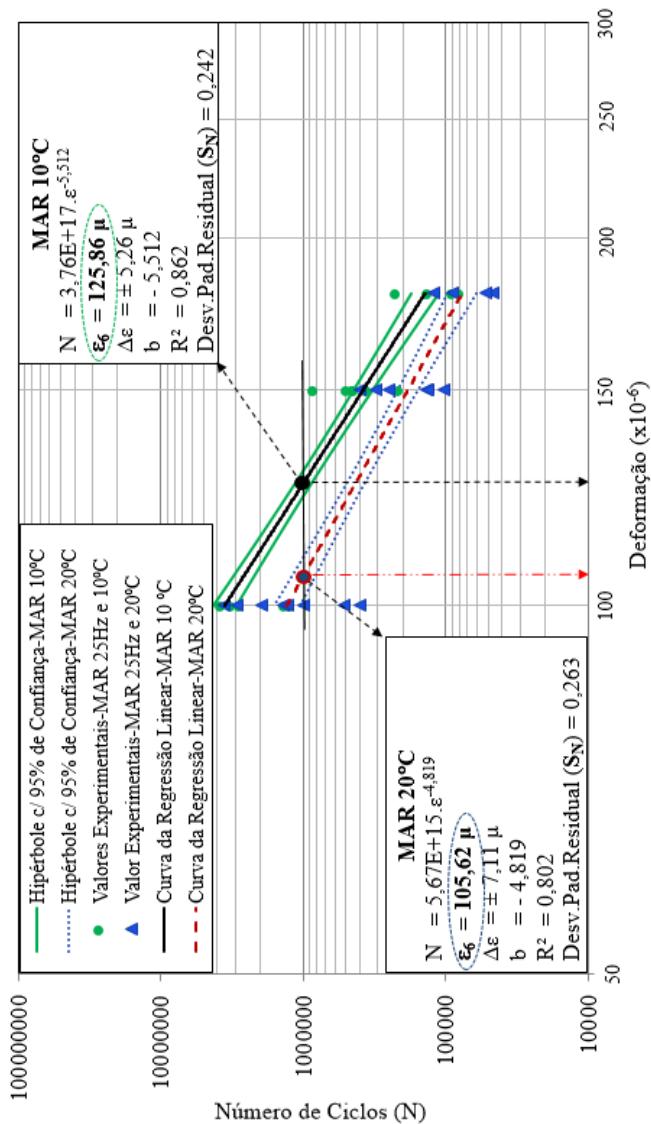
Destaca-se que, nesta pesquisa, o critério da ruptura adotado para fim do ensaio é a redução de 50% da força inicial aplicada e que o ensaio foi realizado sob deformação controlada. No que diz respeito à deformação, optou-se por submeter os CPs, das misturas asfálticas estudadas, às mesmas deformações, para que a amplitude da deformação não fosse uma variável que viesse afetar a avaliação da influência da ação da água e da temperatura na curva de fadiga.

Os resultados da curva de fadiga das misturas convencionais e das modificadas ensaiadas, em diferentes condições, estão revelados nas Figuras 5.51, 5.52, 5.53, 5.54, 5.55 e 5.56, especificamente, nessa ordem: curva de fadiga da mistura MAR nas temperaturas de 10°C e 20°C; curva de fadiga da mistura MARC nas temperaturas de 10°C e 20°C; curva de fadiga da mistura MAR (H₂O) na temperatura de 10°C e da mistura MARC (H₂O) nas temperaturas de 10°C e 20°C; curva de fadiga da mistura MAM nas temperaturas de 10°C e 20°C; curva de fadiga da mistura MAMC nas temperaturas de 10°C e 20°C; e, por fim, a curva de fadiga da mistura MAMC (H₂O) nas temperaturas de 10°C e 20°C.

Nos gráficos, são exibidas duas curvas de fadiga da mesma mistura, sendo uma ensaiada na temperatura de 10°C e a outra na temperatura de 20°C.

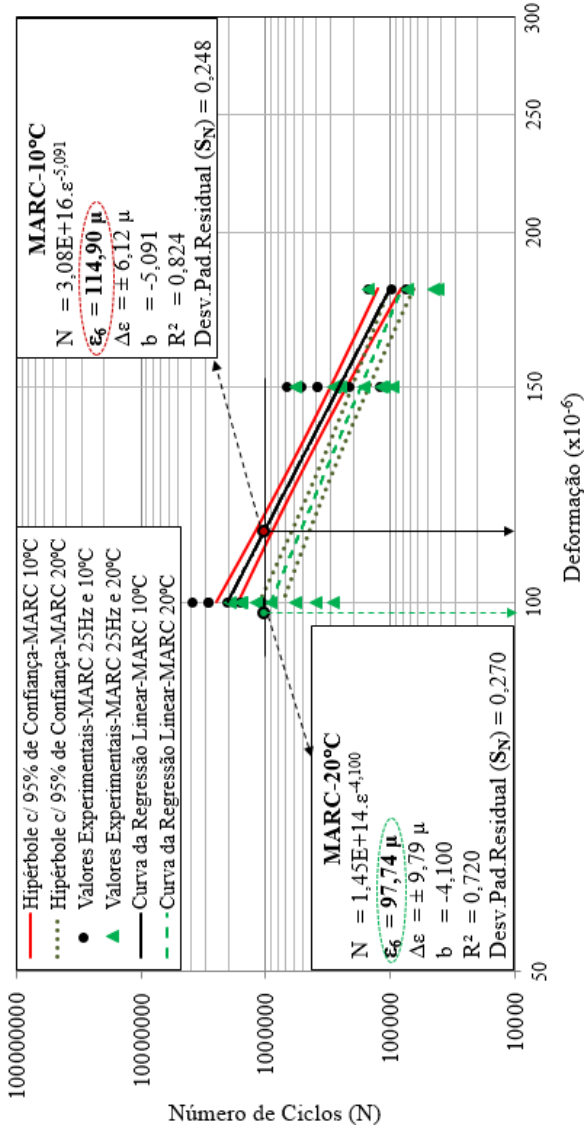
Em cada gráfico da curva de fadiga, expõem-se os resultados: da equação de número de ciclos (N); da deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6) e da sua variação ($\Delta\epsilon_6$); da constante da inclinação da curva (b); do coeficiente de correlação (R^2); e do desvio padrão residual (S_N).

Figura 5.51 – Curva de fadiga da mistura MAR nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



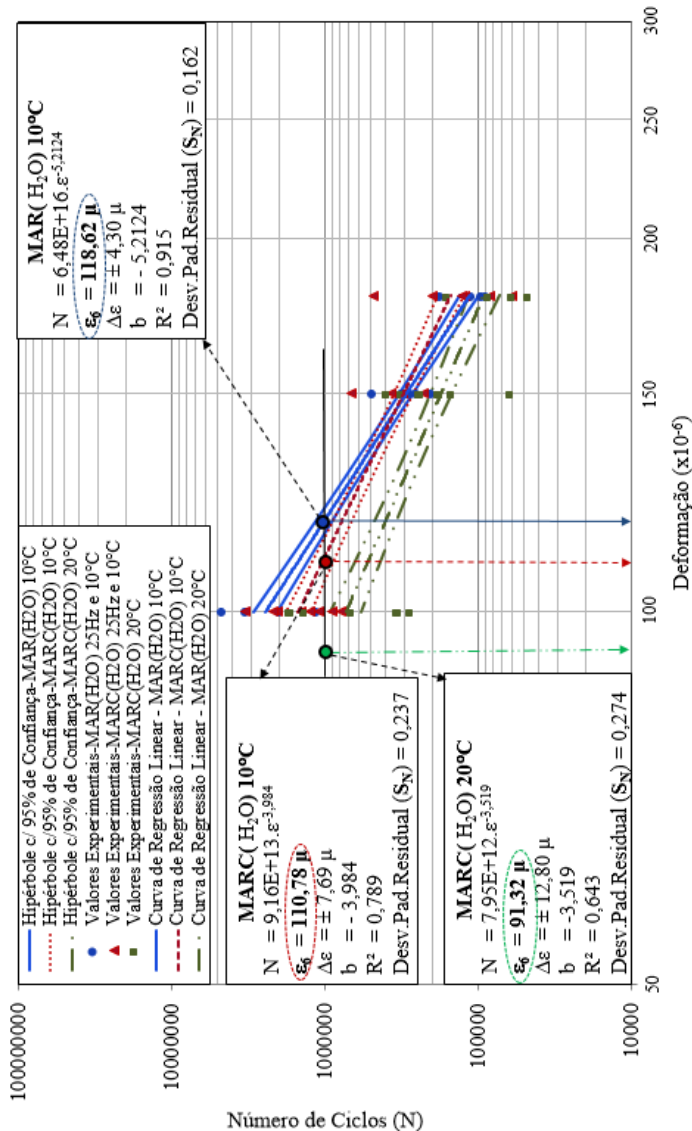
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.52 – Curva de fadiga da mistura MARC nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



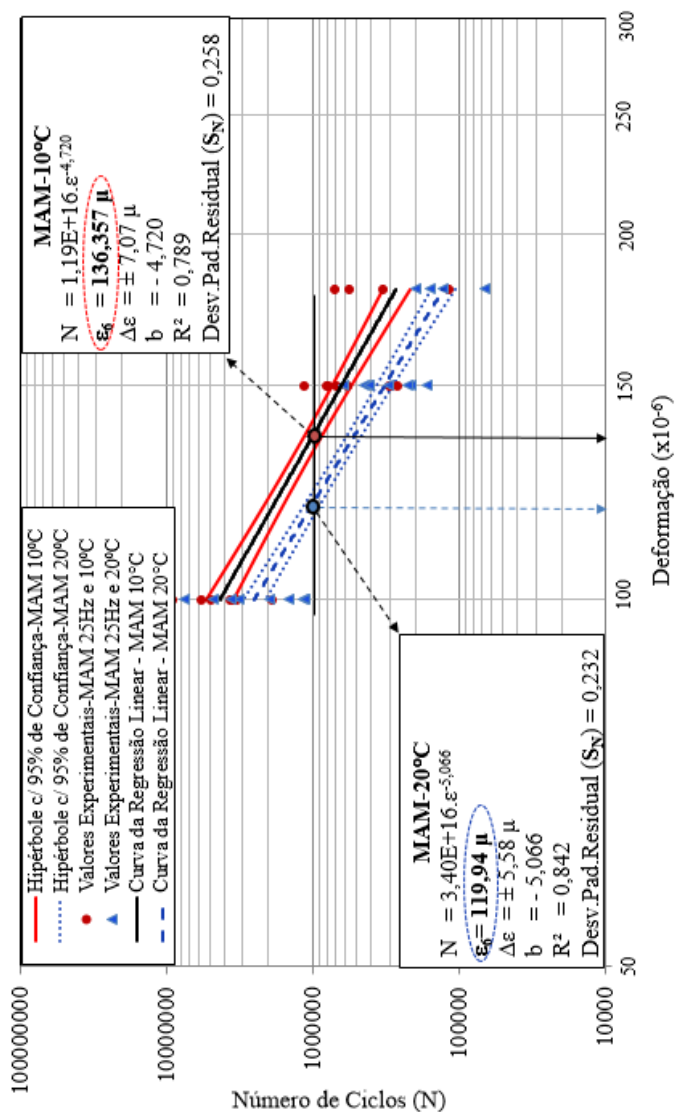
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.53 – Curva de fadiga da mistura MAR (H₂O) na temperatura de 10°C e 25Hz e da mistura MARC (H₂O) nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



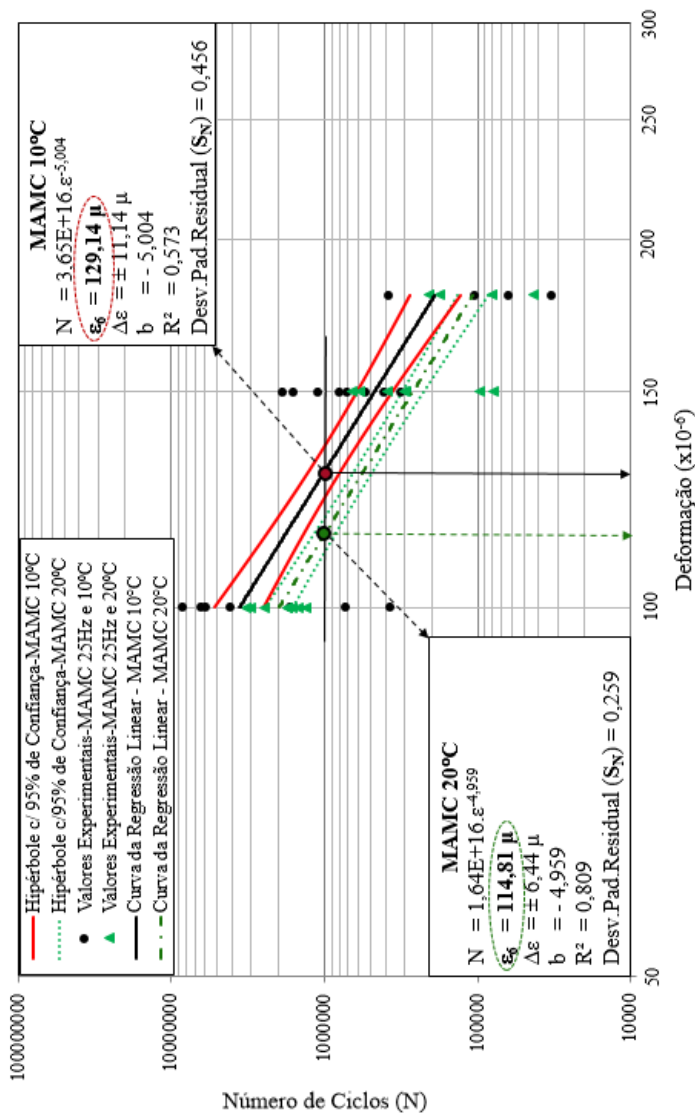
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.54 – Curva de Fadiga da mistura MAM nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



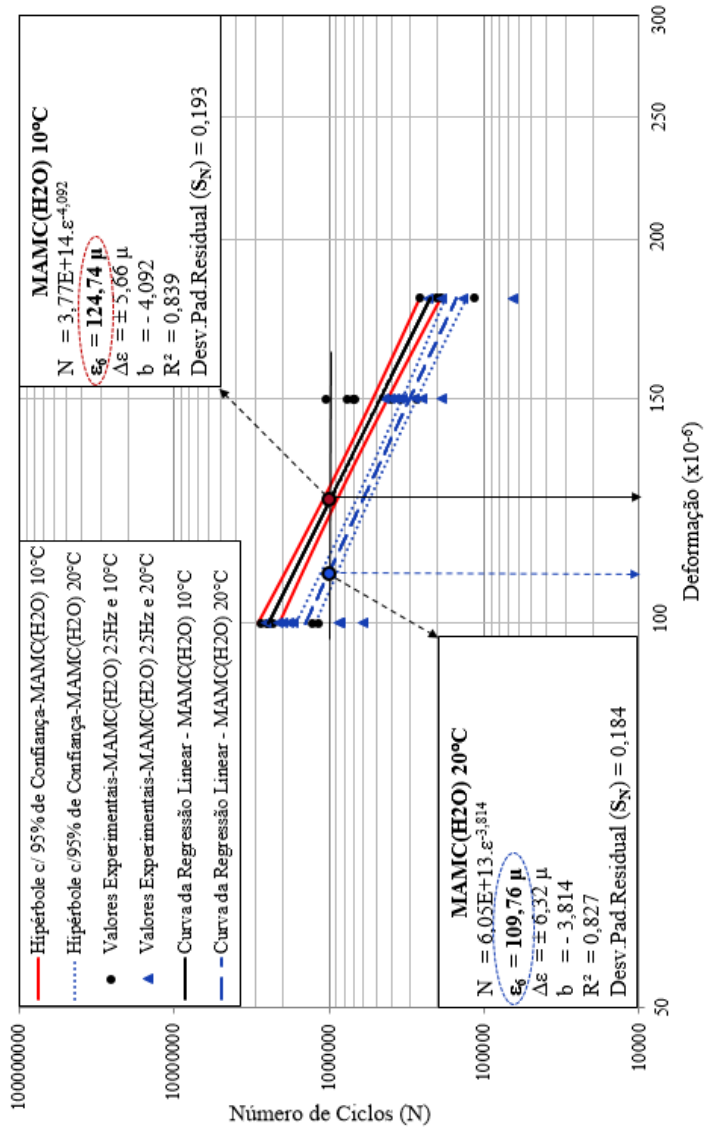
Fonte: Autor (2017).

Figura 5.55 – Curva de fadiga da mistura MAMC nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.56 – Curva de fadiga da mistura MAMC (H₂O) nas temperaturas de 10°C e 20°C, 25Hz.



Fonte: Autor (2017).

Os resultados apresentados, nas Figuras 5.51, 5.52, 5.53, 5.54, 5.55 e 5.56, são 13 curvas das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa. Para cada figura, estão colocados os resultados comparativos de uma mesma mistura ensaiada em duas etapas.

Lembrando que os dados obtidos no ensaio passaram por processo de tratamento estatístico, com o intervalo de confiança de 95%, no qual se determinam os parâmetros fundamentais utilizados no dimensionamento de pavimento, destacando-se o coeficiente de inclinação da curva de fadiga (b), a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6), o desvio.

Na Tabela 5.14, lista-se o resumo dos resultados dos valores característicos do ensaio de fadiga das misturas estudadas.

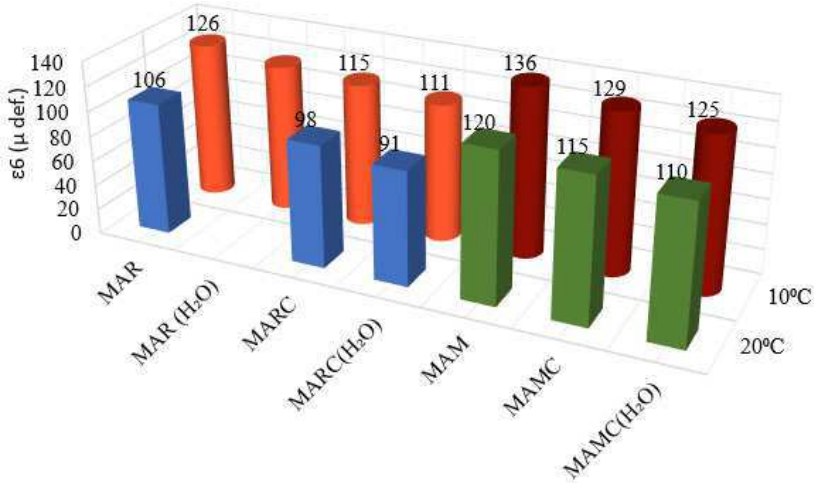
Tabela 5.14 – Resumo dos resultados dos valores característicos do ensaio de fadiga das misturas estudadas.

Temperatura ($^{\circ}$ C)	Mistura	Constante "b"	μ_{def} (ϵ_6)	$\Delta\mu_{def}$ (ϵ_6)	N
10	MAR	-5,51	126	$\pm 5,26$	$3,70.E+17.\epsilon^{-5,51}$
	MAR (H ₂ O)	-5,21	119	$\pm 4,30$	$6,48.E+16.\epsilon^{-5,12}$
	MARC	-5,09	115	$\pm 6,12$	$3,08.E+13.\epsilon^{-5,09}$
	MARC (H ₂ O)	-3,98	111	$\pm 7,69$	$9,16.E+13.\epsilon^{-3,98}$
	MAM	-4,72	136	$\pm 7,07$	$1,19.E+16.\epsilon^{-4,72}$
	MAMC	-5,00	129	$\pm 11,14$	$3,65.E+16.\epsilon^{-5,00}$
	MAMC (H ₂ O)	-4,09	125	$\pm 5,66$	$3,77.E+14.\epsilon^{-4,09}$
20	MAR	-4,82	106	$\pm 7,11$	$5,67.E+15.\epsilon^{-4,82}$
	MARC	-4,10	98	$\pm 9,79$	$1,45.E+14.\epsilon^{-4,10}$
	MARC (H ₂ O)	-3,52	91	$\pm 12,8$	$7,95.E+12.\epsilon^{-3,51}$
	MAM	-5,07	120	$\pm 5,58$	$3,40.E+16.\epsilon^{-5,06}$
	MAMC	-4,96	115	$\pm 6,44$	$1,64.E+16.\epsilon^{-4,96}$
	MAMC (H ₂ O)	-3,81	110	$\pm 6,32$	$6,05.E+13.\epsilon^{-3,81}$

Fonte: Autor (2017).

No gráfico da Figura 5.57, apresentam-se as deformações para um milhão de ciclos de todas as misturas asfálticas, já evidenciadas na Tabela 5.14.

Figura 5.57 – Deformação de um milhão de ciclos do ensaio de fadiga das misturas estudadas.



Fonte: Autor (2017).

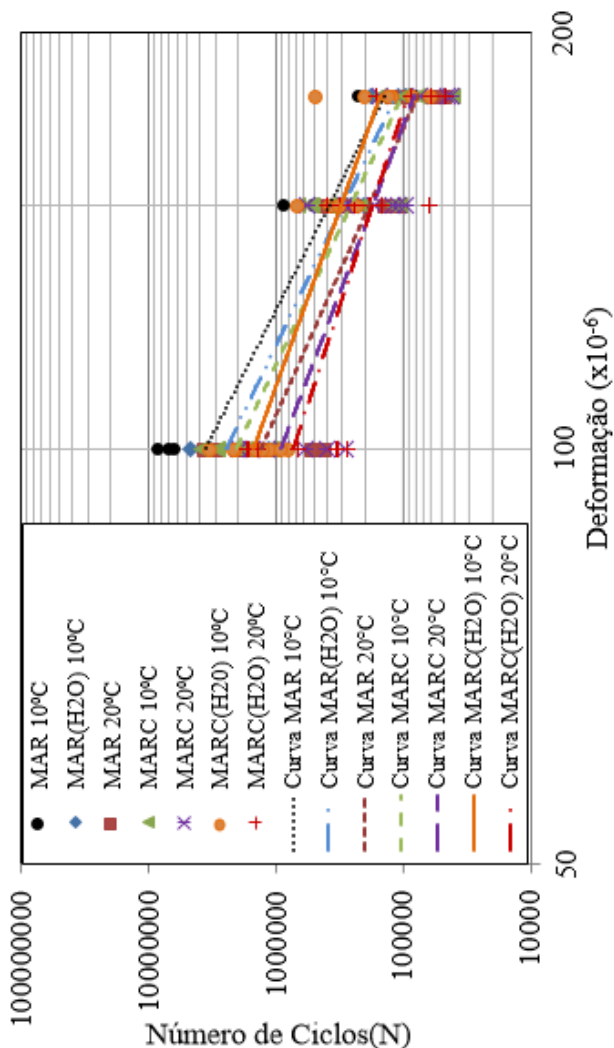
A seguir, serão analisados e discutidos os resultados do ensaio de fadiga apresentados.

5.4.4 Análises do ensaio de fadiga

Na etapa de análises e de discussões dos resultados do ensaio de fadiga, centra-se na realização comparativa das curvas das misturas convencionais ensaiadas em diferentes condições e, de igual modo, das misturas modificadas.

Na Figura 5.58, encontram-se as curvas das misturas convencionais ensaiadas em diferentes condições.

Figura 5.58 – Curva de fadiga das misturas MAR 10°C e 20°C, MAR (H₂O) 10°C, MARC 10°C e 20°C, e MARC 10°C e 20°C.



Fonte: Autor (2017).

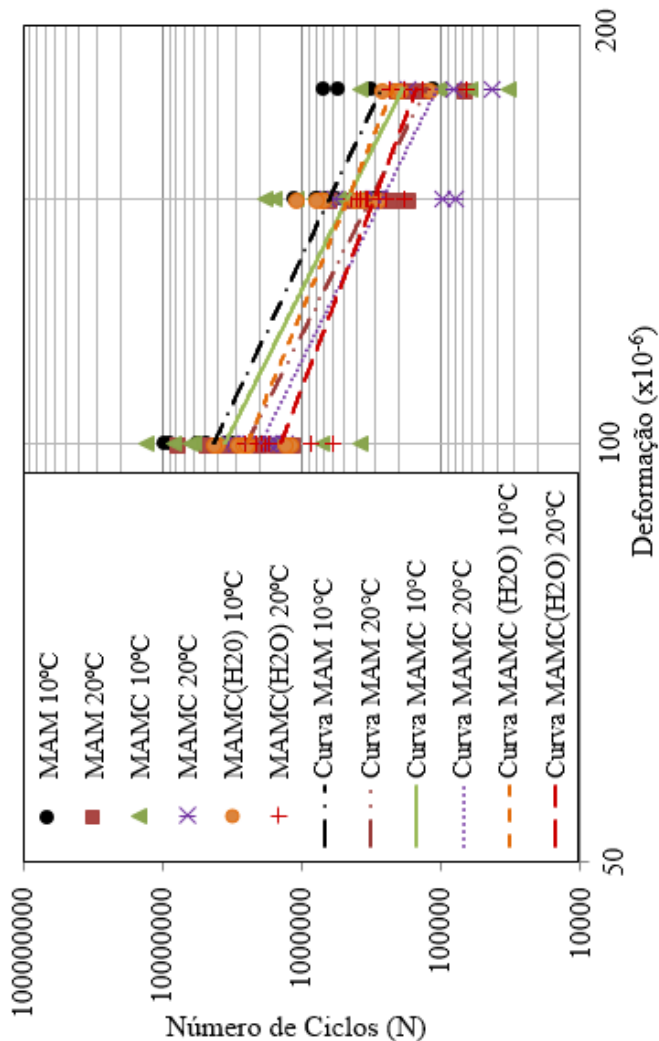
Tratando-se das curvas de fadiga das misturas convencionais, vista na Figura 5.58, determinadas na temperatura de 10°C, nota-se que a mistura asfáltica MAR (mistura de referência) ensaiada a seco, apresenta maior deformação para um milhão de ciclos, no valor de 126

μ def. Quando o grupo da mesma mistura é ensaiado em imersão em água, denominada de MAR (H_2O), o valor da deformação para um milhão de ciclos cai para 119 μ def., ou seja, houve a redução de cerca de 6% em relação à mistura de referência MAR. Na mistura condicionada ensaiada a seco (MARC), por sua vez, o seu valor de deformação, para um milhão de ciclos, reduz para 115 μ def., isto é, 9% de redução em relação à mistura MAR. Para a mistura condicionada ensaiada imersa em água - MARC (H_2O), o valor da deformação é de 111 μ def., correspondente a 12% de redução em relação à mistura MAR.

No que tange aos ensaios de fadiga realizados na temperatura de 20°C, observa-se que a mistura MAR apresenta o valor de deformação, para um milhão de ciclos, de 106 μ def., o que corresponde à redução de 16% em relação à mistura MAR ensaiada a 10°C. As misturas MARC e MARC (H_2O) apresentam valores de deformação para um milhão de ciclos de 98 μ def. e 91 μ def. respectivamente, correspondentes à redução de 22% e 27%, nessa ordem, em relação à mistura MAR ensaiada a 10°C.

Na Figura 5.59, expõem-se as curvas de fadiga das misturas modificadas, também, ensaiadas em diferentes condições.

Figura 5.59 – Curva de fadiga das misturas MAM 10°C e 20°C, MAMC 10°C e 20°C, e MAMC 10°C e 20°C.



Fonte: Autor (2017).

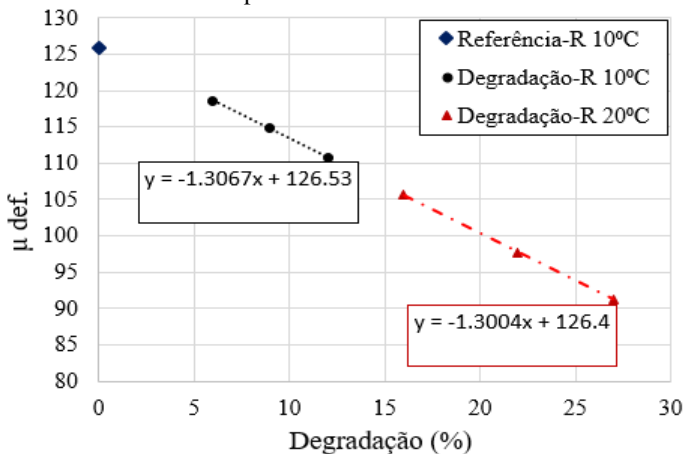
No caso das curvas de fadiga das misturas modificadas, determinadas na temperatura de 10°C, apresentadas na Figura 5.59, tem-se que, para a mistura asfáltica modificada (MAM), ensaiada a seco, obteve-se o valor de deformação para um milhão de ciclos de 136 μ def.

No caso da mistura modificada condicionada ensaiada a seco (MAMC), o valor de deformação para um milhão de ciclos reduz para 129 $\mu\text{def.}$, o que corresponde a 5% de redução de deformação para um milhão de ciclos em relação à mistura MAM. A mistura condicionada ensaiada imersa em água - MAMC (H_2O), aliás, registrou o valor da deformação de 125 $\mu\text{def.}$, ou seja, 8% de redução em relação à mistura MAM.

No que se refere ao ensaio de fadiga da mistura modificada realizado na temperatura de 20°C, constata-se que a mistura MAM apresenta o valor de deformação, para um milhão de ciclos, de 120 $\mu\text{def.}$, ou seja, houve a redução de 12% em relação à mistura MAM ensaiada a 10°C. As misturas MAMC e MAMC (H_2O) revelaram valores de deformação para um milhão de ciclos de 115 $\mu\text{def.}$ e de 110 $\mu\text{def.}$, respectivamente, correspondentes à redução de 15% e 19%, nessa ordem, em relação à mistura MAM ensaiada a 10°C.

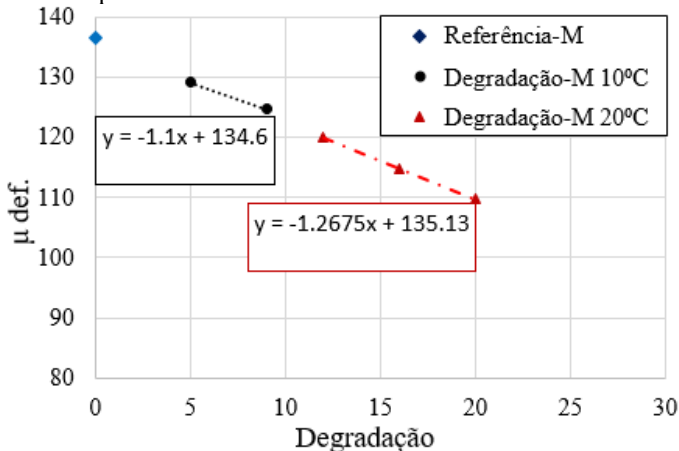
Para a melhor compreensão das interpretações acima anunciadas, da degradação das misturas asfálticas devido ao efeito da água e da temperatura no ensaio de fadiga, apresentam-se, nos gráficos das Figuras 5.60 e 5.61, as degradações das misturas convencionais e modificadas, respectivamente.

Figura 5.60 – Degradação das misturas MAR, MAR (H_2O), MAMC e MAMC (H_2O) devido ao efeito da temperatura.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.61 – Degradação das misturas MAM, MAMC e MAMC (H₂O) devido ao efeito da temperatura.



Fonte: Autor (2017).

Nos gráficos das Figuras 5.60 e 5.61, evidenciaram-se, com maior clareza, o efeito da temperatura no ensaio de Fadiga. De modo geral, com base nessas informações apresentadas, observa-se que as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C em todas as condições do ensaio, tanto para as misturas convencionais quanto para as misturas modificadas, revelam menores valores de deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6). Vale lembrar que essa temperatura foi adotada, precisamente, por ser aquela que proporcionaria mais dano à mistura asfáltica, visto que, nessa temperatura, no Plano Cole-Cole, o componente viscoso do módulo complexo é maior.

Na realização do ensaio de fadiga na etapa de imersão em água sem condicionamento alternado, nota-se que o efeito imediato da ação da água, na temperatura de 10°C, não é acentuado. Ou seja, não acarreta em grandes reduções de deformação para um milhão de ciclos. Para etapa em que as misturas foram condicionadas e submetidas ao ensaio de fadiga, o efeito da ação da água e da temperatura foi significativo, ainda mais quando foram submetidas ao ensaio na temperatura de 20°C.

Durante o ensaio de fadiga sob imersão em água, foram observadas as rupturas nos CPs, predominantemente na película de ligante asfáltico. Além disso, registraram-se rupturas em torno dos granulares devido ao deslocamento da película de ligante asfáltico. Outras rupturas verificadas foram nas próprias partículas de granulares.

5.5 FASE 5: ANÁLISE PARAMÉTRICA NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO

Na análise paramétrica no dimensionamento de pavimento, utilizaram-se os dados provenientes da caracterização reológica e da avaliação do desempenho mecânico das misturas asfálticas, sob os efeitos da água e da temperatura, através dos ensaios de módulo complexo e de fadiga, respectivamente.

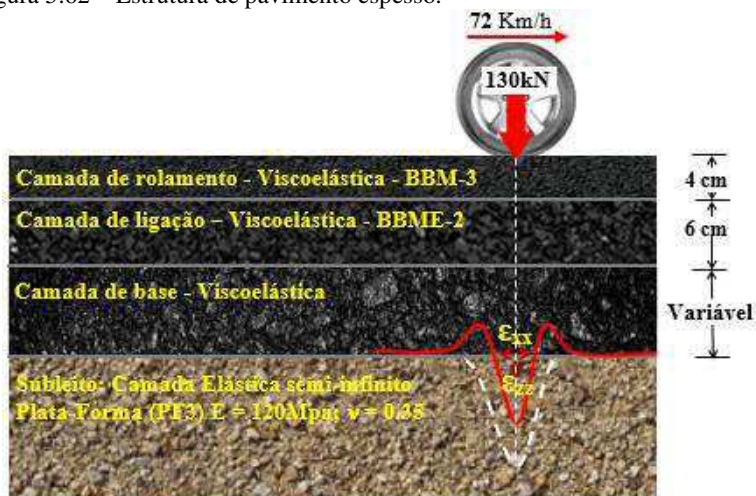
A realização do dimensionamento foi conduzida segundo as diretrizes do método Francês de dimensionamento de pavimento, desenvolvido pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA). Além disso, utilizou-se o *software* Viscoroute, que leva em consideração, no cálculo da deformação, os parâmetros do modelo reológico de Huet-Sayegh sobre comportamento viscoelástico do material.

A seguir, são descritas a definição da estrutura do pavimento, as definições dos parâmetros de tráfego e de materiais, são discriminados os cálculos das deformações e, por último, são expostos os resultados e as discussões desses cálculos.

5.5.1 Estrutura de pavimento

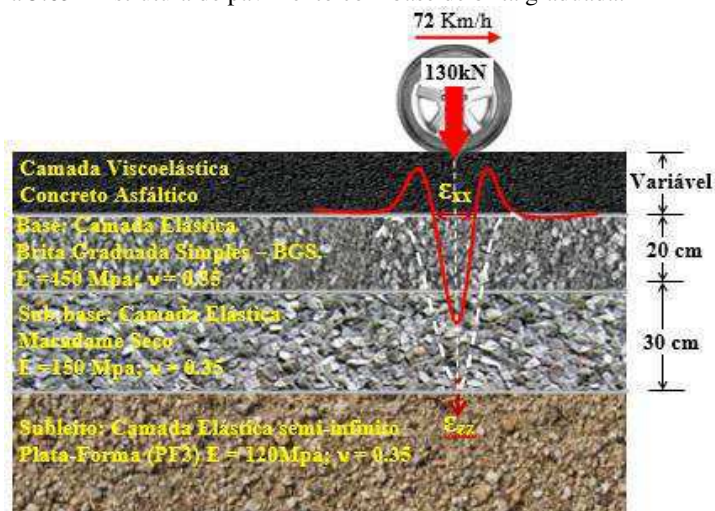
Para o dimensionamento de pavimento, definiram-se duas estruturas de pavimento hipotéticas: a primeira delas se insere no contexto da camada de pavimento francês, como exhibe a Figura 5.62, em que é considerada a estrutura espessa com as camadas de base e de sub-base de concreto asfálticos; a segunda delas é denominada de estrutura com base de brita graduada e de sub-base de macadame seco, como ilustra a Figura 5.63.

Figura 5.62 – Estrutura de pavimento espesso.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.63 – Estrutura de pavimento com base de brita graduada.



Fonte: Autor (2017).

Com as duas estruturas definidas, realizaram-se várias simulações com os resultados das misturas estudadas.

5.5.2 Parâmetros de tráfego e de materiais

Os parâmetros de tráfego são assumidos com base na metodologia francesa de dimensionamento de pavimento, inclusive para o cálculo de deformações verticais na plataforma do pavimento (topo do subleito). Os parâmetros assumidos são:

- Volume Médio Diário Anual (VMDA): ≥ 750 veículos pesados;
- Taxa de crescimento geométrico (τ): 3,0 %;
- Eixo-Padrão: 130,0 KN;
- Período de projeto: 20 anos;
- Coeficiente de risco: 20%
- Coeficiente médio de agressividade (CAM) para espesso: 1,0;
- Coeficiente médio de agressividade (CAM) para simples: 0,8.

A partir dos parâmetros adotados, calculam-se: o fator de acumulação do tráfego, além do previsto para período inicial de projeto (C), de acordo com a Equação 3.55; e os números de eixo equivalentes (NE), segundo as Equações 3.53 a 3.56 para estrutura de pavimento espesso e com base de brita graduada. Com os valores de NE, determinam-se as deformações verticais admissíveis para as duas estruturas ($\epsilon_{zz,adm}$), pela Equação 5.60, e os resultados estão apresentados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Resultados de número de eixo equivalente (NE) e deformação vertical admissível no topo do subleito ($\epsilon_{zz,adm}$) e no topo da camada de BGS.

Estrutura de pavimento	C (Constante)	NE	$\epsilon_{zz, adm}$ (μm)
Espesso	26,9	$7,36 \times 10^6$	359
Com base de BGS	26,9	$5,88 \times 10^6$	377

Fonte: Autor (2017).

A título de exemplo comparativo o Número de Equivalente (NE) de 13tonelada equivaleria pelo *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) $5,42 \cdot 10^7$ e pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) $1,25 \cdot 10^8$.

Na Tabela 5.16, apresentam-se os parâmetros necessários para o cálculo da deformação admissível de tração na fibra inferior abaixo da camada de concreto asfáltica ($\epsilon_{xx,adm}$), que são: módulo complexo nas temperaturas de 10°C e 20°C, ambos na frequência de 10Hz;

deformação para um milhão de ciclo (ϵ_6); constante de inclinação da curva de fadiga (b); e desvio padrão de resíduos (S_N).

Tabela 5.16 – Parâmetros para o cálculo das deformações admissíveis na fibra inferior da camada baixa de concreto asfáltico estudados.

TEMPERATURA	MISTURA	MÓDULO COMPLEXO (Mpa)		FADIGA			
		$ E^* $ (10 °C, 10 Hz)	$ E^* $ (20 °C, 10 Hz)	$\epsilon_6(\mu\text{df})$	b	1/b	S_N
10°C	MAR	19897	-	126	-5,51	-0,1815	0,242
	MAR (H ₂ O)	18221	-	119	-5,21	-0,1919	0,162
	MARC	17372	-	115	-5,09	-0,1965	0,248
	MARC (H ₂ O)	18614	-	111	-3,98	-0,2513	0,237
	MAM	19123	-	136	-4,72	-0,2119	0,258
	MAMC	17062	-	129	-5,00	-0,2000	0,456
	MAMC (H ₂ O)	16756	-	125	-4,09	-0,2445	0,193
20°C	MAR	-	13970	106	-4,82	-0,2075	0,263
	MARC	-	11274	98	-4,10	-0,2439	0,270
	MARC (H ₂ O)	-	12864	91	-3,52	-0,2841	0,274
	MAM	-	13491	120	-5,07	-0,1972	0,232
	MAMC	-	12565	115	-4,96	-0,2016	0,259
	MARC (H ₂ O)	-	12017	110	-3,81	-0,2625	0,184

Fonte: Autor (2017).

Para o cálculo da deformação admissível de tração na fibra inferior da camada de base de concreto asfáltico ($\epsilon_{zz,adm}$), além dos dados apresentados nas Tabelas 5.15 e 5.16, tratando-se dos dados de tráfego e dos resultados dos ensaios de módulo complexo e de fadiga, precisam-se dos valores dos coeficientes ligados ao risco (Kr). Estes, aliás, são determinados pela Equação 3.53 e 3.54, à calagem (k_c) e à heterogeneidade (k_s), calculados em função das condições da espessura e da plataforma do pavimento, respectivamente. Os seus valores estão apresentados nas Tabelas 5.17 e 5.18.

Nessa simulação, assumem-se a temperatura equivalente de 20°C e a frequência representativa de 10Hz, correspondente a 72Km/h (20 m/s). Os valores de módulo complexo são dados nas condições de 20°C e 10Hz, 10°C e 10Hz, como expostos nas Tabelas 5.16.

As deformações ($\epsilon_{xx, adm}$) para as estruturas espessas e com base de brita graduada das misturas estudadas são calculadas com base nas Equações 3.51 e 3.52, e os resultados delas estão exibidos nas Tabelas 5.17 e 5.18.

Tabela 5.17 – Valores dos coeficientes e resultados de deformação admissível na fibra da camada de base de concreto asfáltico para estrutura espessa.

TEMPERATURA	MISTURA	Kr	Ks	Kc	$\epsilon_{xx,adm}$
10°C	MAR	0,91	1,00	1,00	95,35
	MAR (H2O)	0,93	1,00	1,00	89,42
	MARC	0,90	1,00	1,00	87,11
	MARC (H2O)	0,89	1,00	1,00	71,61
	MAM	0,89	1,00	1,00	94,79
	MAMC	0,83	1,00	1,00	84,19
	MAMC (H2O)	0,90	1,00	1,00	82,06
20°C	MAR	0,89	1,00	1,00	74,72
	MARC	0,87	1,00	1,00	65,45
	MARC (H2O)	0,85	1,00	1,00	53,16
	MAM	0,91	1,00	1,00	87,52
	MAMC	0,90	1,00	1,00	80,44
	MAMC (H2O)	0,90	1,00	1,00	69,53

Fonte: Autor (2017).

Tabela 5.18 – Valores dos coeficientes e resultados de deformação admissível na fibra da camada de base de concreto asfáltico para estrutura com base de brita graduada.

TEMPERATURA	MISTURA	Kr	Ks	Kc	$\epsilon_{xx,adm}$
10°C	MAR	0,91	1,00	1,00	99,29
	MAR (H2O)	0,93	1,00	1,00	93,33
	MARC	0,90	1,00	1,00	91,01
	MARC (H2O)	0,89	1,00	1,00	75,74
	MAM	0,89	1,00	1,00	99,38
	MAMC	0,83	1,00	1,00	88,03
	MAMC (H2O)	0,91	1,00	1,00	86,67
20°C	MAR	0,89	1,00	1,00	78,26
	MARC	0,88	1,00	1,00	69,11
	MARC (H2O)	0,86	1,00	1,00	56,63
	MAM	0,91	1,00	1,00	91,45
	MAMC	0,90	1,00	1,00	84,14
	MAMC (H2O)	0,90	1,00	1,00	73,73

Fonte: Autor (2017).

Ainda, são assumidos alguns parâmetros para análise paramétrica no dimensionamento, como a Plataforma de Fundação (PF 3) de módulo de 120 Mpa para as estruturas espessa e com base de brita graduada, e o coeficiente de *poisson*, para todas as camadas em duas estruturas de 0,35. Para a estrutura com base de brita graduada (BGS), adota-se o

módulo de 450 Mpa e sub-base de macadame seco (MS) com módulo de 150 Mpa.

Salienta-se que os dados referentes aos valores do modelo de Huet-Sayegh das misturas estudadas, que são utilizados no dimensionamento, encontram-se listados nas Tabelas 5.10 e 5.11.

Os dados característicos do modelo de Huet-Sayegh das misturas *Béton Bitumineux Module Elevé* de classe 2 (BBM-3) e *Béton Bitumineux Mince* de classe 2 (BBME-2), utilizadas na estrutura espessa, encontram-se no Apêndice E. Esses dados, por sinal, são referentes ao estudo da pesquisa do mestrado desenvolvido por Almeida (2013).

No que se refere à configuração do carregamento na modelação da estrutura do pavimento, considera-se o eixo simples de roda dupla, equidistante a 37,5 cm, com a área de contato pneu/pavimento de 520 cm².

Considera-se, ainda, no dimensionamento de pavimento, que a condição nas interfaces entre as camadas como de total aderência.

5.5.3 Resultado de simulação de dimensionamento de pavimento

Vale lembrar que o dimensionamento de pavimento foi realizado sob duas estruturas do pavimento, sendo a primeira espessa com concreto asfáltico na camada de base, e a segunda com base e sub-base de brita graduada e sub-base de macadame seco, respectivamente.

A partir do *software viscoroute*, são obtidos os valores de deformações horizontais de tração (ϵ_{xxcal}) na fibra inferior da camada asfáltica de base da estrutura do pavimento e a deformação vertical no topo da camada do subleito (ϵ_{zzcal}). Para o caso da estrutura com BGS, também é determinada a deformação vertical (ϵ_{zzcal}) no topo da camada de BGS.

Logo, apresentam-se os resultados do dimensionamento, da estrutura espessa com misturas asfálticas nas temperaturas de 10°C e 20°C, nas Tabelas 5.19 e 5.20, nessa ordem, contendo: as espessuras finais das estruturas dos pavimentos; as comparações das deformações de tração determinadas por *software* com as deformações de tração admissíveis dos materiais; e as comparações das deformações verticais no topo do subleito.

Tabela 5.19 – Resultados do dimensionamento da estrutura espessa - 10°C.

Dimensionamento da Estrutura Espessa - 10°C			
Mistura Asfáltica de Referência			
Estrutura	Espessura (cm)	$\epsilon_{xxCal} \leq \epsilon_{xxadm}$ (μdf)	$\epsilon_{zzcal} \leq \epsilon_{zzadm}$ (μdf)
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAR	7,0	91,63 < 95,35	
PF-3	-	-	357,51 < 359,00
Mistura Asfáltica de Referência imersa em H₂O			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAR (H₂O)	8,5	88,31 < 89,42	-
PF-3	-	-	76,94 < 359,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MARC	9,0	84,50 < 87,11	-
PF-3	-	-	317,65 < 359,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada imersa em H₂O			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MARC (H₂O)	13,0	71,55 < 71,61	-
PF-3	-	-	258,10 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAM	7,0	88,20 < 94,79	-
PF-3	-	-	347,92 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAMC	8,5	84,00 < 84,19	-
PF-3	-	-	71,46 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada imersa em H₂O			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAMC (H₂O)	8,5	80,86 < 82,06	-
PF-3	-	-	68,67 < 359,00

Fonte: Autor (2017).

Tabela 5.20 – Resultados do dimensionamento da estrutura espessa - 20°C.

Dimensionamento da Estrutura Espessa - 20°C			
Mistura Asfáltica de Referência			
Estrutura	Espessura (cm)	$\epsilon_{xxCal} \leq \epsilon_{xxadm}$ (μdf)	$\epsilon_{zzcal} \leq \epsilon_{zzadm}$ (μdf)
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAR	10,5	73,00 < 74,72	
PF-3	-	-	65,54 < 359,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MARC	13,0	63,24 < 65,45	-
PF-3	-	-	238,00 < 359,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada imersa em H₂O			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MARC (H₂O)	19,0	52,23 < 53,16	-
PF-3	-	-	52,10 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAM	7,5	85,19 < 87,52	-
PF-3	-	-	71,06 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAMC	9,5	78,74 < 80,44	-
PF-3	-	-	298,67 < 359,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada imersa em H₂O			
BBM-3	4,0	-	-
BBME-2	6,0		
MAMC (H₂O)	11,0	69,02 < 69,53	-
PF-3	-	-	61,41 < 359,00

Fonte: Autor (2017).

Nas Tabelas 5.21 e 5.22, apresentam-se os resultados de análise paramétrica no dimensionamento das estruturas com base de brita graduada, com as misturas asfálticas nas temperaturas de 10°C e 20°C, respectivamente, compreendendo: as espessuras finais das estruturas; as admissibilidades das deformações de tração na base da camada de

concreto asfáltico, das deformações verticais no topo da camada da BGS e das deformações verticais no topo do subleito.

Tabela 5.21 – Resultados do dimensionamento da estrutura simples - 10°C.

Dimensionamento da Estrutura c/ BGS - 10°C			
Mistura Asfáltica de Referência			
Estrutura	Espessura (cm)	$\epsilon_{xxCal} \leq \epsilon_{xxadm}$ (μdf)	$\epsilon_{zzcal} \leq \epsilon_{zzadm}$ (μdf)
MAR	11,0	96,53 < 99,29	-
BGS	20,0	-	209,03 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		225,00 < 377,00
Mistura Asfáltica de Referência imersa em H₂O			
MAR (H₂O)	12,5	93,33 = 93,33	-
BGS	20,0	-	196,65 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		210,05 < 377,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada			
MARC	12,5	90,10 < 91,01	-
BGS	20,0	-	190,16 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		202,43 < 377,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada imersa em H₂O			
MARC (H₂O)	15,0	74,62 < 75,74	-
BGS	20,0	-	155,52 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		191,34 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada			
MAM	10,5	97,06 < 99,38	-
BGS	20,0	-	221,98 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		227,26 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada			
MAMC	13,0	87,41 < 88,03	-
BGS	20,0	-	183,73 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		195,84 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada imersa em H₂O			
MAMC (H₂O)	13,0	84,44 < 86,67	-
BGS	20,0	-	178,81 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		192,08 < 377,00

Fonte: Autor (2017).

Tabela 5.22 – Resultados do dimensionamento da estrutura com BGS - 20°C.

Dimensionamento da Estrutura c/BGS - 20°C			
Mistura Asfáltica de Referência			
Estrutura	Espessura (cm)	$\epsilon_{xxCal} \leq \epsilon_{xxadm}$ (μdf)	$\epsilon_{zzCal} \leq \epsilon_{zzadm}$ (μdf)
MAR	14,0	78,03 < 78,26	-
BGS	20,0	-	164,97 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		178,86 \leq 377,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada			
MARC	17,0	68,91 < 69,11	-
BGS	20,0	-	140,92 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		172,92 < 377,00
Mistura Asfáltica de Referência Condicionada imersa em H₂O			
MARC (H ₂ O)	23,0	56,53 < 56,63	-
BGS	20,0	-	113,21 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		120,13 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada			
MAM	11,5	91,25 < 91,45	-
BGS	20,0	-	197,37 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		211,94 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada			
MAMC	14,0	82,28 < 84,14	-
BGS	20,0	-	171,59 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		183,46 < 377,00
Mistura Asfáltica Modificada Condicionada imersa em H₂O			
MAMC (H ₂ O)	15,5	72,39 < 73,73	-
BGS	20,0	-	150,41 < 377,00
MS	30,0		
PF-3	-		185,32 < 377,00

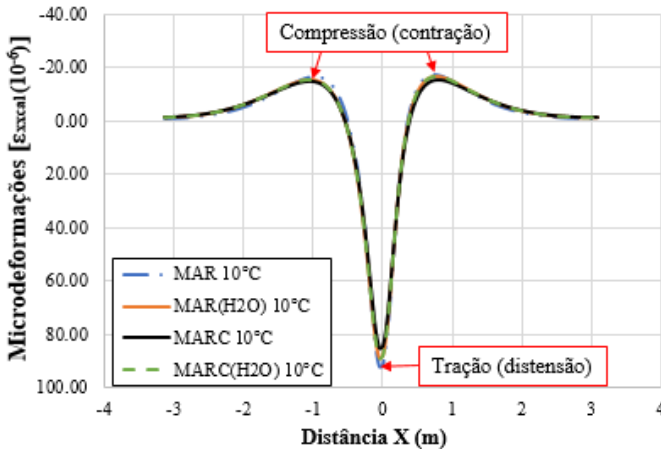
Fonte: Autor (2017).

Salienta-se que as deformações calculadas, apresentadas nas Tabelas 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22, sejam de tração na base da camada de concreto asfáltico sejam verticais no topo da camada da BGS e no subleito, são menores ou iguais as deformações admissíveis, tal como recomendado para que a estrutura do pavimento seja válida.

Em seguida, mostram-se os sinais de deformações de tração na fibra inferior da camada de concreto asfáltico no sentido longitudinal do tráfego. Nesses sinais, evidencia-se a alternância de deformação em regime de contração-distensão-contração, já citada na fundamentação teórica, notadamente, o mesmo sinal encontrado no estudo desenvolvido por Perret (2003) e Otto *et al* (2010).

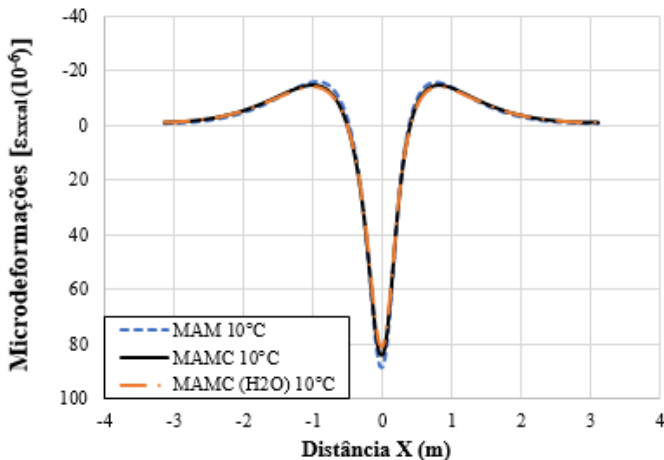
Por ora, nas Figuras 5.64 e 5.65, estão os gráficos que fazem a justaposição das deformações no regime de contração-distensão-contração na camada de base da estrutura do pavimento espesso com as misturas ensaiadas na temperatura de 10°C.

Figura 5.64 – Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 10°C.



Fonte: Autor (2017).

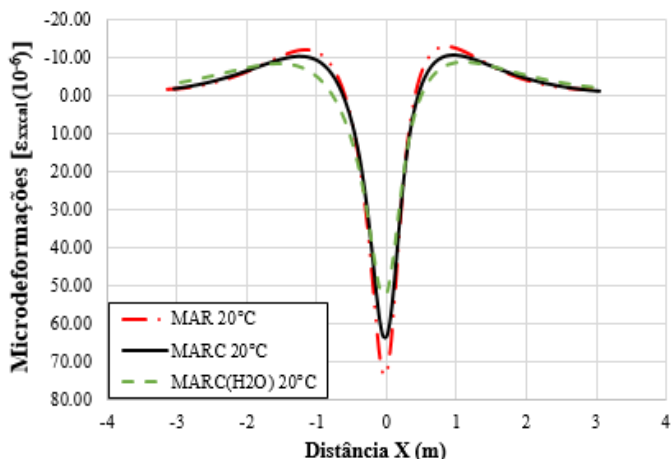
Figura 5.65 – Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 10°C.



Fonte: Autor (2017).

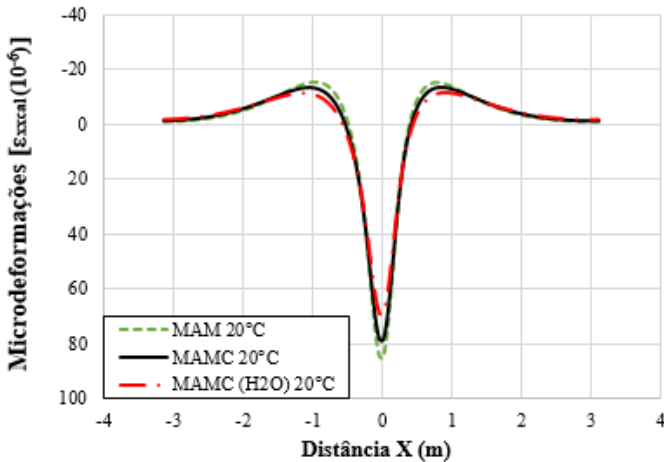
Nas Figuras 5.66 e 5.67, encontram-se os gráficos com a superposição das deformações no regime de contração-distensão-contração na camada de base da estrutura espessa com as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C.

Figura 5.66 – Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

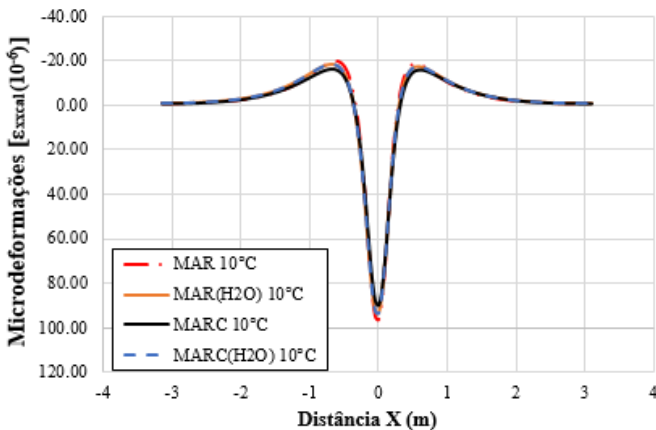
Figura 5.67 – Deformação de tração na camada de base na estrutura espessa com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

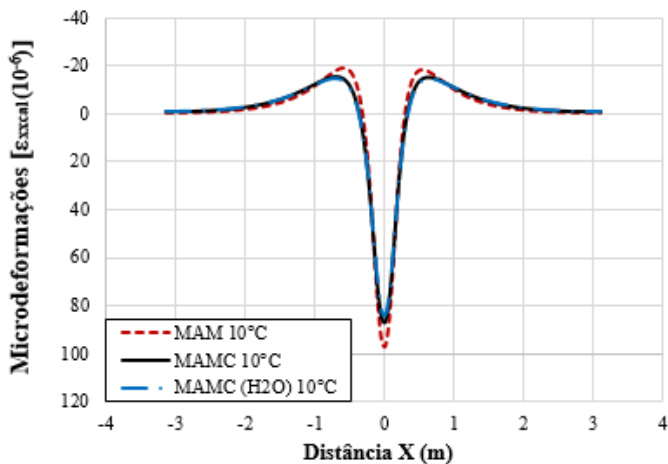
Os gráficos das Figuras 5.68 e 5.69 exibem as superposições das deformações no regime de contração-distensão-contração na camada de base da estrutura com BGS e com as misturas ensaiadas na temperatura de 10°C.

Figura 5.68 – Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 10°C.



Fonte: Autor (2017).

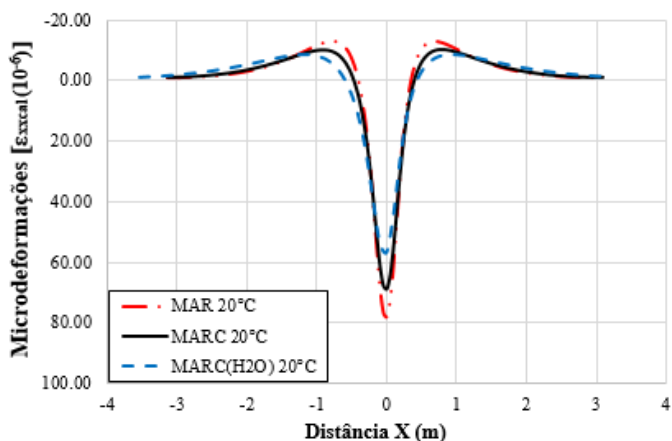
Figura 5.69 – Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 10°C.



Fonte: Autor (2017).

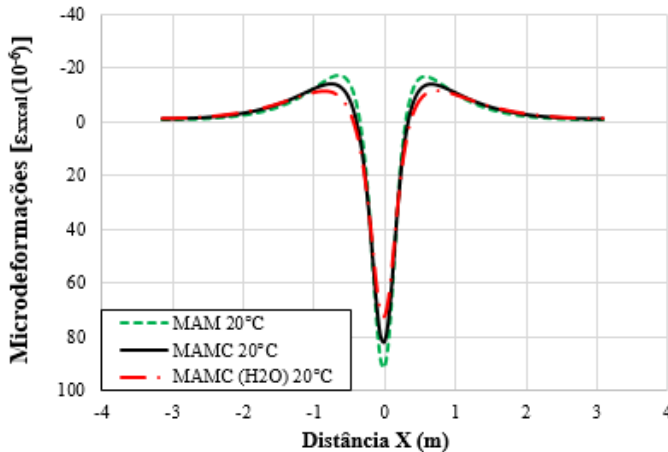
As Figuras 5.70 e 5.71 apresentam os gráficos com as superposições das deformações no regime de contração-distensão-contração na camada de base da estrutura c/ BGS com as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C.

Figura 5.70 – Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas convencionais ensaiadas na temperatura de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.71 – Deformação de tração na camada de base na estrutura com BGS e com as misturas modificadas ensaiadas na temperatura de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

As espessuras das estruturas dos pavimentos são encontradas em função da admissibilidade das deformações. Além disso, nota-se que quando menor for a deformação calculada maior será a espessura para atender à condição de admissibilidade da deformação e ao correto dimensionamento.

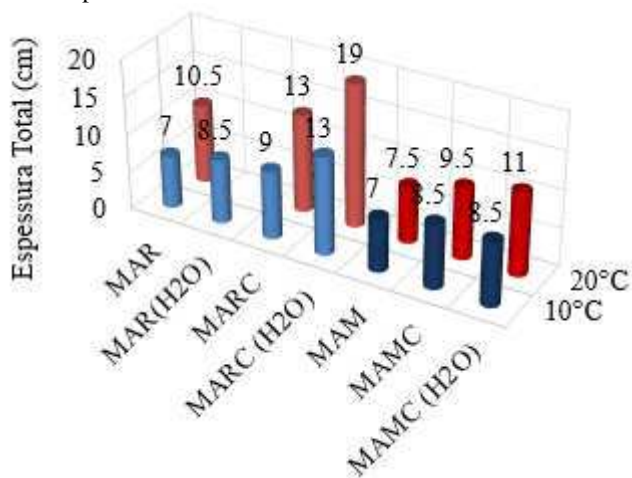
A seguir, são discutidos os resultados de análise paramétrica no dimensionamento, fazendo-se comentários pertinentes aos resultados.

5.5.4 Análise paramétrica do dimensionamento de pavimento

Na análise paramétrica no dimensionamento de pavimento, o objetivo é encontrar a espessura final da estrutura que atenda às condições de admissibilidade das deformações, levando em consideração as características de materiais, de carregamento do tráfego e de condições climáticas.

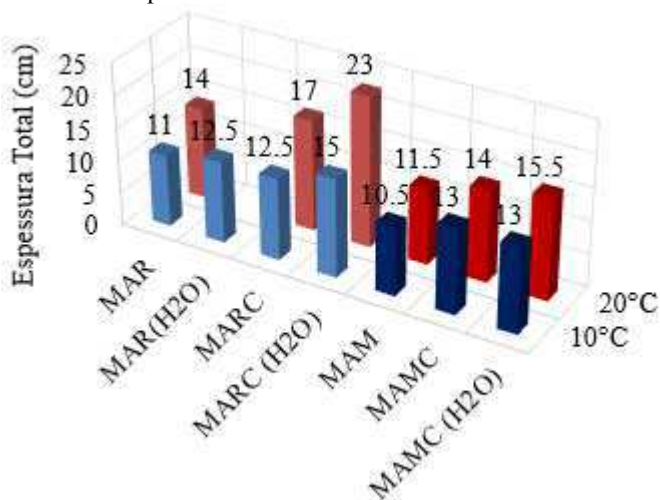
Nesse contexto, para o efeito de análise, exibem-se, nos gráficos das Figuras 5.72 e 5.73, as espessuras efetivas nas estruturas dos pavimentos espessos e simples com as misturas asfálticas estudadas nas temperaturas de 10°C e de 20°C, na devida ordem.

Figura 5.72 – Espessuras efetivas das estruturas dos pavimentos espesso com misturas nas temperaturas de 10°C e de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

Figura 5.73 – Espessuras efetivas das estruturas dos pavimentos com BGS e com misturas nas temperaturas de 10°C e de 20°C.



Fonte: Autor (2017).

Em termos de espessuras das estruturas dos pavimentos, observa-se que as estruturas com as misturas asfálticas condicionadas, tanto

convencionais quanto modificadas, precisam de maior espessura para atender às condições de admissibilidade das deformações, se correlacionadas as mesmas misturas sem o processo de condicionamento alternado.

Nota-se que a mistura asfáltica de referência condicionada ensaiada e imersa em água (MARC - H₂O), na temperatura de 20°C, apresenta maior espessura, seja na estrutura espessa seja na estrutura simples. Tais espessuras efetivas são de 19 cm e 23 cm, respectivamente.

Observando as estruturas com as misturas na temperatura de 10°C, percebe-se que a mistura de referência ensaiada imersa em água (MAR - H₂O), para atender às condições do desempenho ou da deformabilidade válida, precisa de incremento de 1,5 cm acima da 7,0 cm de espessura da estrutura com a mistura (MAR). Enquanto a mesma mistura condicionada, MARC, precisa de 2,0 cm, a mistura de referência condicionada ensaiada imersa em água (MARC - H₂O) precisa de incremento de 6 cm acima de 7,0 cm da mistura (MAR).

Nesse aspecto, o incremento progressivo das espessuras, para atender às condições de admissibilidade das deformações, também, é percebido nas estruturas com as misturas modificadas, porém, não houve a diferença de espessura na estrutura com as misturas MAMC e MAMC (H₂O), tanto na estrutura espessa quanto na estrutura com base de brita graduada, na temperatura de 10°C.

Quando verificadas as estruturas com as misturas na temperatura de 20°C, constata-se que as estruturas com as misturas modificadas não apresentam grandes variações em termos de espessuras. Já as misturas convencionais são mais suscetíveis à deformação de tração, já que revelam maiores variações de espessuras das estruturas em termos de progressão delas. Ou seja, a mistura MAR apresenta a espessura final de 10,5 cm, para atender às condições de admissibilidade das deformações, e a mistura MARC precisa de 2,5 cm a mais, para atender à condição válida do dimensionamento. Ainda, a estrutura com a mistura MARC (H₂O) necessita o incremento de 8,5 cm em relação a mistura MAR para se chegar à espessura final de 19 cm, atendendo, assim, às condições validas de dimensionamento.

De modo geral, no que se refere às espessuras, as estruturas com as misturas na temperatura de 20°C demonstram maiores espessuras, ou seja, evidencia-se a influência da temperatura no comportamento da estrutura de pavimento, visto que as deformações de tração aumentam com a elevação da temperatura, assim como as deformações verticais.

Quanto ao efeito imediato da ação da água, não se percebe a diferença acentuada nas estruturas com as misturas ensaiadas imersas em água, se comparadas às estruturas com as mesmas misturas ensaiadas a seco. Essa constatação foi observada em duas estruturas analisadas: espessa e simples.

Relativamente ao processo de condicionamento alternado, representando o dano em longo prazo sobre as misturas asfálticas, repara-se que o efeito devido a esse processo é mais acentuado, posto que as espessuras são maiores se confrontadas com as estruturas com as mesmas misturas sem condicionamento alternado.

Em relação às estruturas com as misturas modificadas, percebe-se que não houve grandes variações de espessuras, tanto na temperatura de 10°C quanto na temperatura de 20°C, ou seja, são menos suscetíveis às deformações de tração na base de concreto asfáltico, conforme exibiram as Figuras 5.72 e 5.73. E as estruturas com as misturas convencionais se mostram mais suscetíveis às deformações de tração, apresentando a progressão das espessuras nas estruturas dos pavimentos simulados.

A mistura modificada por polímero foi menos afetada pela água, isto é, os acréscimos de espessura em função de condicionamento alternado na água foram inferiores em relação a espessura com mistura convencional, tanto para temperatura de 10°C como 20°C.

Esta conclusão se limita a estas temperaturas avaliadas na pesquisa. Em temperaturas mais altas, que podem situar-se em temperaturas acima de crítica, a espessura do pavimento pode continuar aumentando, visto que a redução de rigidez é acentuada. Evidencia-se que as espessuras aumentam com a temperatura até o limite da temperatura crítica, aqui testada.

CAPITULO 6

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo final, são apontadas as principais conclusões verificadas, nesta pesquisa, com a execução de um conjunto de ensaios laboratoriais previstos e realizados, possibilitando cumprir os objetivos preconizados.

Além do mais, sugerem-se algumas recomendações pertinentes para os trabalhos futuros, visando à continuidade da pesquisa.

6.1 CONCLUSÕES

Os objetivos da pesquisa foram alcançados, visto que os ensaios propostos de módulo complexo e de fadiga com os materiais em condições normais e após o condicionamento alternado, testados a seco e com imersão em água, evidenciam, claramente, a deterioração dos materiais devido às determinações das espessuras necessárias no pavimento. Tanto as misturas de referência quanto as misturas modificadas revelam a necessidade de maiores espessuras das camadas asfálticas para atenderem às mesmas condições de tráfego e de plataforma do pavimento, considerando-se os efeitos da ação da água, de condicionamento alternado e da temperatura.

Os resultados encontrados, depois de variados processos de testes, conforme destacados neste trabalho, constituem uma contribuição à área de pavimentação asfáltico, posto que as pesquisas sobre o efeito da ação deletéria da água são estudadas no âmbito da formulação preliminar das misturas asfálticas, porém essa ação não é considerada como parâmetro no projeto de dimensionamento de pavimento de concreto asfáltico.

De maneira marcante, tanto a realização do ensaio com imersão em água, em diferentes temperaturas, com aparato que possibilita a homogeneização da água, garantindo a constância da temperatura desejada no Corpo de Prova (CP) durante os ensaios quanto o incremento do fator dano no modelo de Huet-Sayegh para dimensionamento de pavimento asfáltico foram duas premissas originais verificadas nesta tese.

Primeiramente, de modo a descrever as conclusões desta pesquisa em fragmentos, destaca-se que, no que se refere à avaliação das misturas asfálticas quanto às suas resistências à sensibilidade à água, no ensaio de

Lottmam Modificado, a revelação, ao fim, foi que o efeito de condicionamento alternado não é significativo, pois não houve diferença entre as misturas, nem mesmo entre as mesmas misturas testadas em diferentes condições de ensaios.

No ensaio de Deformação Permanente, os resultados encontrados de afundamento de trilha de roda das misturas estudadas, tanto das convencionais quanto das modificadas, na forma condicionada ou não, mostraram-se abaixo do limite máximo de 10%. Também, nesse ensaio, houve pouca diferença entre as misturas, ou seja, não ocorreu a influência significativa do processo de condicionamento alternado, dado que os valores de afundamento de trilha de roda das misturas variaram muito pouco e revelaram-se dentro de uma margem de dispersão entre elas. Isso é atrelado à granulometria e ao teor de ligante adequado.

A avaliação do comportamento reológico das misturas asfálticas foi outra análise feita que se chegou a uma importante conclusão. Nela, a água influencia no comportamento reológico. Quando se analisa o efeito imediato da ação da água, através do ensaio sob imersão em água apenas, o efeito não é acentuado ao se comparar com o processo de condicionamento alternado. Ou seja, esse processo simula o efeito da água ao longo tempo, conjugado com a temperatura.

Aliás, o condicionamento alternado das misturas teve efeito decisivo na redução do módulo complexo, justamente nas regiões de clima tropicais, que se caracterizam por presenciarem ciclos variáveis e frequentes de chuva e de temperatura. Essas ações afetam, consideravelmente, o comportamento reológico e a resistência das misturas asfálticas, juntamente com a ação do tráfego.

A partir do modelo de Huet-Sayegh, evidenciou-se a influência imediata e em longo prazo da ação da água no comportamento reológico das misturas asfálticas, através do ensaio com imersão apenas em água e por processo de condicionamento alternado.

Quando, no modelo de Huet-Sayegh, incrementou-se o fator dano "D", percebeu-se uma ferramenta adequada e versátil, que pode ser utilizada para interpretar a degradação das misturas asfálticas no que diz respeito às ações da água e da temperatura. A análise dos dados com esse modelo, ademais, permite ter uma visão mais clara da evolução do dano sobre as misturas asfálticas.

A degradação da mistura asfáltica convencional, devido ao efeito imediato da água: chega a 6% quando comparada à mistura de referência; quando a mesma mistura é condicionada, a degradação chega a 10; e quando condicionada, ainda ensaiada na condição imersa em água, atinge 12% da degradação. Por sua vez, para as misturas asfálticas

modificadas, observa-se, nessa mesma ordem, a tendência da ocorrência de degradação de 5%, 10% e 13%.

Na avaliação do desempenho mecânico, a partir do ensaio de fadiga, ressalta-se que foram realizadas 13 curvas de fadiga sobre as duas misturas formuladas, sendo estas ensaiadas com e sem imersão e condicionada com e sem imersão em água.

Posteriormente, nas análises dos dados no ensaio de fadiga, constatou-se o efeito da temperatura e da água no desempenho mecânico.

No tocante à temperatura, as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C apresentaram menores deformações para um milhão de ciclos em relação às mesmas misturas ensaiadas na temperatura de 10°C. Além disso, as constantes de inclinação da curva de fadiga (b) em relação às misturas ensaiadas a 10°C são menores, o que implica na conclusão de que as misturas na temperatura de 20°C são mais susceptíveis à variação de deformação.

Ainda, verificou-se que as misturas asfálticas ensaiadas imersas em água na temperatura de 20°C revelaram resultados piores, ou seja, a temperatura, conjugada com a ação da água, afeta mais na deformação para um milhão de ciclo. Essas evidências foram constatadas em todas as misturas estudadas, sejam elas convencionais sejam elas modificadas.

Por essa razão, o efeito da susceptibilidade térmica sobre o desempenho relógio-mecânico das misturas asfálticas é inequívoco e, assim, é de extrema valia que deve ser levado em consideração pelos projetistas no dimensionamento da estrutura de pavimento de estrada.

Os resultados do dano por degradação do módulo complexo no modelo de Huet-Sayegh e os resultados de degradação por fadiga do parâmetro ε_6 (microdeformação) apresentaram similaridade proporcional, apesar de serem diferentes.

A partir do modelo reológico de Huet-Sayegh, é possível levar em conta o fator dano (D) da degradação das misturas, devido aos efeitos da água e da temperatura no dimensionamento pavimento.

Notou-se, ainda, que os ensaios de módulo complexo e de fadiga são fundamentais para efetuar o dimensionamento de pavimento, pois, a partir desses ensaios, são conseguidos parâmetros intrínsecos utilizados na determinação da espessura de pavimento.

Outra conclusão verificada foi que as estruturas com as misturas na temperatura de 20°C são mais suscetíveis à deformação de tração na fibra inferior da camada de base de concreto asfáltico se confrontadas às mesmas misturas na temperatura de 10°C.

Entre as misturas estudadas, evidenciou-se que as estruturas com as misturas modificadas são menos suscetíveis à deformação de tração, visto que registraram menores espessuras e pouca variação entre si. Por sua vez, as estruturas com as misturas convencionais se mostraram mais suscetíveis às deformações de tração, apresentando a progressão das espessuras.

Por isso, com base nas análises dos resultados obtidos no dimensionamento de pavimento, pode-se reafirmar que os efeitos da água e da temperatura influenciam no pico do sinal de deformação de tração (ϵ_{xx}) na fibra inferior na camada de concreto asfáltico.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para complementar e dar seguimento a esta pesquisa, sugere-se, para os trabalhos futuros, as seguintes recomendações:

- realizar estudo comparativo entre os ensaios laboratoriais e o segmento experimental na perspectiva de efetuar a calibração campo/laboratório, considerando-se o efeito de ação da água e da temperatura, a partir das medições de ciclos de chuva e de temperatura para calibrar o condicionamento alternado em laboratório com a situação real de campo;
- avaliar as misturas asfálticas com as formulações de diferentes modificações e diversas consistências de ligante asfáltico sob efeito da ação da água e de condicionamento alternado;
- realizar estudos do efeito da ação da água em temperaturas acima da crítica para verificar a implicação do acréscimo ou redução de espessura da camada asfáltica no dimensionamento de pavimento asfáltico.

REFERÊNCIAS CONSULTADAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T-283, **Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. 13th Edition. Washington, D. C. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15617 – **Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida**. 2015.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-250-2. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés**. Partie 2: Compactage des plaques. Paris, 1991.

_____. AFNOR NF EN 12697-24+A1: **Mélanges bitumineux: Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud. Résistance à la fatigue** - Partie 24, 2012.

_____. AFNOR NF EN 12697-31. Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai: confection d'éprouvettes à la presse à compactage giratoire (PCG) – Parte 31, 2014.

_____. AFNOR NF P 18-559. **Mode opératoire de la mesure de masse volumique de granulats**. Paris, 2005.

_____. AFNOR NF P 98-250-3. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés. Parte 3: Confection d'éprouvettes dans un bloc de mélange hydrocarboné**. Paris, 1993.

_____. AFNOR NF P 98-251-1. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés: Essai de Duriez**. Paris, 2002.

_____. AFNOR NF P 98-253-1. **Essais relatifs aux chaussées: Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés.** Partie 1: Essai d'Orniérage. Paris, 1991.

_____. AFNOR NF EN 12697-26, **Mélanges Bitumineux: Méthode d'Essai pour Mélange Hydrocarboné à Chaud: Module de Rigidité.** – Partie 26. Paris, 2012

_____. AFNOR NF T 98-216-1. **Mesure de propriétés Liées à la texture des mélanges hydrocarbonés:** Essai de mesure de la hauteur au sable. Association Française de Normalisation. Paris, 1993.

_____. AFNOR NF T 98-254-3. **Mesure de propriétés liées à la perméabilité des matériaux des mélanges hydrocarbonés -** Partie 3: Essai au drainomètre de chantier. Association Française de Normalisation. Paris, 1993.

_____. AFNORNF EN 12697-5. **Mélanges bitumineux: Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud.** Partie 5: Masse volumique maximale (masse volumique réelle) des matériaux bitumineux. Paris, 2003.

ASTM – American Society for Testing and Materials. **ASTM C 127: Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate.** USA, 2012.

_____. ASTM. **ASTM C 131: Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine,** USA, 2006.

_____. ASTM. **ASTM C 88: Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate,** USA, 2013.

_____. ASTM. **ASTM D 36: Standard test method for softening point of bitumen (ring-and-ball apparatus).** USA, 2014.

_____. ASTM. **ASTM D 4402: Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer.** USA. 2013.

_____. ASTM. **ASTM D 5: Standard test method for penetration of bituminous materials**, USA, 2013.

_____. ASTM. **ASTM D 70: Standard Test Method for Specific Gravity and Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)**, USA, 2009.

ALLEN, Wendy L. **Evaluation of the Environmental Conditioning System as a Water Sensitivity Test for Asphalt Concrete Mixtures**. Oregon State University. 1993.

ALLOU. F. **Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage des chaussées à faible trafic**. Thèse de Docteur Ingénieur, École Doctorale Science - Technologie, França, 2006.

ALMEIDA A. J.; MOMM, L.; TRICHÊS. G.; SHINOHARA. K. J. C. **Evaluation of the Influence of Water and Temperature on the Rheological behavior and Resistance to Fatigue of Asphalt Mixtures**, Construction and Building Materials 158 (2018) 401–409 <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.030> >.

ALMEIDA, A. J. de. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas com aplicação dos aditivos pr plast s e pr flex 20 no módulo complexo e na fadiga**. Dissertação, Florianópolis, SC. 2013.

AL-SWAILMI, S. H. **Development of a Test Procedure for Water Sensitivity of Asphalt Concrete Mixtures**. Oregon State University. 1992.

AMBASSA, Z. **Vers la modélisation du comportement a la fatigue des chaussées bitumineuses routieres sous chargement reel**. L'université De Limoges. 2013.

BAAJ, H. **Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés**, Thèse de Docteur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002.

BARRA, B. S. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de mistura asfáltica densa**. Tese de Doutorado, UFSC, Florianópolis, 2009, 327p.

BARRA, B.S.; MOMM, L.; GUERRERO Y.; ALI AL-QURESHI H., MIKOWSKI, A., MICHELS, R. **Temperature implications on rheological-mechanical behavior and design of high modulus dense asphalt mix.** Constr. and Build. Mater. 125 (2016) 135–144.

BEGHIN, A. **Apport de mesures rhéologiques et de pelage à l'analyse de la rupture de liants bitumineux.** Université Pierre et Marie Curie, Paris. 2003.

BERNUCCI, L. B., MOTTA L. G., CERATTI, J. P., SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica. Formação Básica para Engenheiros.** Rio de Janeiro. PETROBRAS, 2008.

BODIN, D. **Modèle d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux.** Thèse de Docteur Ingénieur, França, le 12 décembre 2002.

BOWLES, J. E. **Physical and geotechnical properties of soils.** 2nd Ed. McGraw-Hill, New York. 1984.

BUECHE, N. **Evaluation de la résistance à la fatigue et module sécant des enrobés.** nibuxs sàrl, Journée technique EPFL-LAVOC, Performances des chaussées: attentes et exigences. 2012.

CARLESSO, G. C. **Estudo do Comportamento de Mistura Asfáltica Modificada por Nanoargila e Polímero SBS.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis 2017.

CASTAÑEDA, E. **Contribution de Methodes Non Destructives a l'Evaluation de l'Effet de l'Eau sur les Enrobés Bitumineux.** Thèse de Doctorat. Université de Nantes. 2004.

COPELAND, A.R. **Influence of moisture on bond strength of asphalt aggregate systems.** Vanderbilt University. Nashville - Tennessee. 2007.

CURTIS, C.; ENSLEY, K. EPPS J. **Fundamental properties of asphalt-aggregate interactions including adhesion and absorption.** Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington. 1993.

De La ROCHE, C. **Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux, expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse**, Thèse de Docteur Ingénieur, École Central de Paris, França, 1996.

DNER-ME 078: Agregado graúdo - Adesividade a ligante betuminoso. Norma rodoviária - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT - Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes / Universidade Federal De Santa Catarina. (2012) **Sistema MSWIM**. <<http://www.dnit.gov.br/download/rodovias/operacoes-rodoviaras/convenios-com-a-ufsc/>> Acesso em: 10 de fev. 2017.

DOMEC, V. **Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en condition de trafic simulé et de température**. Thèse de Docteur, Université de Bordeaux I, França, 2005.

DOUCET, F.; AUGER, B. **Détermination du Module Complexe des Enrobés au Ministère des Transports du Québec**. Service des matériaux d'infrastructures Direction du laboratoire des chaussées Ministère des transports du Québec. Canada, 2010.

FRANCKEN, L. “**Module complexe des mélanges bitumineux**”. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. Numéro Spécial V. Paris. Décembre 1977.

GASTHAUER, E.; Maze M.; Marchand J.; Amouroux J. (2008) **Characterization of asphalt fume composition by GC/MS and effect of temperature**. Fuel 87, 1428-1434.

GUERRERO, Y. **Avaliação Do Desempenho Mecânico E Reológico De Misturas Asfálticas Mornas**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis 2013.

HABAL, D. S. **Comparison of Wilhelmy plate and Sessile drop methods to rank moisture damage susceptibility of asphalt – Aggregates combinations**, Constr. and Build. Mater. 113 (2016) 351–358.

HAMLAT, S. **Étude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles.** Thèse de Docteur. L'École Central de Nantes et l'Université de Nantes, França, 2007.

HECK, J.V., **Modélisation des déformations réversibles et permanentes des enrobés bitumineux** - Application a l'ornièrage des chaussées. Thèse de Doctorat. Université de Nantes, 2001.

HUET, C. **Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux bitumineux,** Thèse de Docteur Ingénieur, Faculté des Sciences de l'Université de Paris, França, 1963.

KACHANOV, L. M. **Introduction to continuum damage mechanics.** Mechanics of Elastic Stability. Martinus Nijhoff, Dordecht. Netherland, 1986.

LAMOTHE, S. **Endommagement D'un Enrobé Bitumineux Partiellement Saturé En Eau Ou En Saumure Soumis À Des Sollicitations Cycliques De Gel-Dégel Et Mécaniques.** École de technologie supérieure, Montréal. 467 p. 2014.

LARCHER, N. **Contribution à la caractérisation des matériaux au comportement viscoélastique par méthode ultrasonore Application aux matériaux bitumineux.** Thèse de Docteur Ingénieur; Limoges; França, juin 2014.

LEDEZMA P. J. S. **Avaliação do Desempenho de Pavimentos Flexíveis dos Segmentos Monitorados de Urubici e Itapoá.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis 2016.

LEFEUVRE, Y. **Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux - Etude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus expérimentation – modélisation,** Thèse de docteur ingénieur, de l'École Nationale des Ponts et Chaussees, França, 2001.

LIU, X.; ZHOU, C.; FENG, D.; TANG, H.; XU, Y.; FAN, X.; **Influence of moisture in aggregates on properties of cold-mixed resin asphalt mixture,** Constr. and Build. Mater.120 (2016) 232–240.

MAILLARD, S. **Fissuration et Autoréparation des liants bitumineux - Apport de l'essai de rupture locale répétée sur bitume**. Université de Nantes. 2005.

LCPC. **Manuel LCPC d'aide à la formulation des enrobés**. Groupe de travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 2007.

MARCHAND, A. **Static and Dynamic Wetting: Geometrical Effects at Molecular Scales**. Mechanics of the fluids. Université Paris-Diderot - Paris VII. 2011.

MASAD, E.; JANDHYALA, V. K.; Dasgupta, N.; Somadevan, N. and Shashidhar, N. **Characterization of air void distribution in asphalt mixes using X-ray computed tomography**. Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), pp 122-129. 2002.

MELO J.V.S. **Desenvolvimento e Estudo do Comportamento Reológico e Desempenho Mecânico de Concretos Asfálticos Modificados com Nanocompósitos**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. p. 414. 2014.

MEUNIER, M. **Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanentes des enrobés bitumineux**. L'école de technologie supérieure, Montréal. 2012.

MOHAMMAD, L. N.; HERATH, A. and HUANG, B. **Evaluation of permeability of Superpave asphalt mixtures**. Transportation Research Board 82nd Annual Meeting, Washington, D.C. 2003.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico**. Tese de Doutorado, São Paulo, 1998, 259p.

MOMM, L., **Máquina de ensaio de fadiga a deformação controlada em modo contínuo**, XIII CILA – Congreso Ibero-Latinoamericano del asfalto, 2005.

NGUYEN, M. L. **Etude de la fissuration et de la fatigue des enrobés bitumineux**. Thèse de Douteur, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, membre de l'Université de Lyon. 2009.

NOZAHIC, V. **Vers une nouvelle demarche de conception des betons de vegetaux lignocellu losiques basee sur la comprehension et l'amelioration de l'interface liant / vegetal: application a des granulats de chenevotte et de tige de tournesol associes a un liant ponce / chaux.** Other. Universite Blaise Pascal Clermont Ferrand II. 2013.

OLARD, F. **Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures: relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé.** Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire Géo Matériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de École Nationale des Travaux Publics de l'État, França, 2003.

OTTO, G. G.; MOMM, L.; VALENTE, A. M. Marcio R. L. P., Hélio G., **Estudo do dano em rodovias devido a carga dinâmica com sistemas ms/wim,** in: 6º Seminário Nacional – Modernas Técnicas Rodoviárias. Florianópolis, 2010.

OTTO, G. G.; MOMM, L.; VALENTE, A. M. **Primeira fase do estudo do dano em rodovias concepção, desenvolvimento e aplicações de instrumentação,** in: Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto, XVI, 2011, Rio de Janeiro Anal, Rio de Janeiro, 2011.

OTTO, G. G. **Misturas asfálticas mornas [dissertação]: verificação de fadiga e do módulo complexo.** Dissertação de mestrado. Florianópolis, SC. 2009.

PERRET, J. **Deformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic.** Tese (Doutorado). École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suíça. 2003.

PLANCHER, H.; DORRENCE, S. and PETERSEN, J. **Identification of chemical types in asphalts strongly adsorbed at the asphalt-aggregate interface and their relative displacement by water.** Technical Report. Volume 46. Proceedings of the association of asphalt paving technologists. San Antonio Texas. 1977.

PR-INDUSTRIE, Ficha técnica – **Additif anti orniérage pour enrobés bitumineux,** arnay le duc, França, 2010.

PR-INDUSTRIE, Ficha técnica – **Additif haut module pour enrobés bitumineux**, arnay le duc, França, 2009.

QUINTERO, C.F.Q., **Influência da temperatura e da consistência do ligante na fadiga e no módulo complexo de misturas asfálticas**. Tese de (doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

RIANDE, E.; CALLEJA, R.D.; PROLONGO, M. G.; MASEGOSA, R.M.; SALOM, C. **Polymer viscoelasticity: Stress and strain in practice**; New York, Marcel Dekker, Inc; 2000.

RIVIÈRE, N. **Comportement en fatigue des enrobés bitumineux**, Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I, França, 1996.

SAMUEL, M. **Fissuration et auto réparation des liants bitumineux – Apport de l’essai de rupture locale répété sur bitume**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, França, 2005.

SCHMIDT, R. and GRAF, P. **The effect of water on the resilient modulus of asphalt treated mixes. Technical Report**. Volume 4. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists. Cleveland Ohio. 2003.

SETRA-LCPC. **Conception et dimensionnement des structures de chaussée, guide-technique**, Service d’Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA); Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), França, 1994.

SETRA-LCPC. **French Design manual for pavement structures - guide technique**. Service d’Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA); Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), França, 1997.

SHAH, Brij D. **Evaluation of moisture damage within asphalt concrete mixes**. Texas A&M University, Texas. 2003.

SHINOHARA, K. J. C. **Efeito da Modificação do Ligante pelo Polímero Eva no Concreto Asfáltico e sua Influência no Dimensionamento o Pavimento**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis 2017.

SOHM, J. **Prediction des deformations permanente des materiaux bitumineux**. Ecole Central de Nantes, França. 2013.

SOMÉ, S.C., GAUDEFROYB, V., PAVOINE, A. **Viscoelastic behavior of fluxed asphalt binders and mixes**. 22ème Congrès Français de Mécanique. Lyon, 24 au 28 Août 2015.

SOME, S. C. **Comportement thermomecanique des enrobes tientes et de l'interface bitume-granulat**. Thermics. Universite de Nantes. 2012.

SPINEL, S. C. **A coupled micromechanical model of moisture-induced damage in asphalt mixtures: formulation and applications**. Texas. 2009.

TERREL, R. L.; AL-SWAILMI, S. **Water sensitivity of asphalt-aggregate mixes: test selection**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington. 1994.

THEMELI, A. **Étude du Potentiel d'emploi des Bitumes Naturels dans la Production des Liants Bitumineux Durs et Des Enrobés à Module Élevé**. Thèse de Docteur Ingénieur; Université de Strasbourg; França, juillet 2015.

TRAN, Q. D. **Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches**, Thèse de Docteur Ingénieur, de l'École Nationale des Ponts et Chaussees, França, 2004.

VAN OSS, C.J.; CHAUDHURY, M.K. and GOOD, R.J. **Interfacial Lifshitz-van der Waals and polar interactions in macroscopic systems**. Chemical Reviews. Vol. 88, No. 6, pp. 927-941. 1988.

VARVERI, A, S Avgerinopoulos, A Scarpas, A Collop and S Erkens. **On the combined effect of moisture diffusion and cyclic pore pressure generation in asphalt concrete**. Proceedings of the 93rd Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington DC. 2014.

VEGA, M. **Microgeometría superficial: rugosidad**. Tecnología De Adhesión, Pag 95. Madrid. 2000.

YANG, D. Investigation of the excess pore water pressure inside compacted asphalt mixture by dynamic triaxial tests, Constr. and Build. Mater. 138 (2017) 363–371.

APÊNDICES

APÊNDICE A - Resultados do ensaio da PCG

APÊNDICE A,1 - Resultados do ensaio da PCG da mistura convencional

Nº de Ciclo	Vv 1 4,70%	Vv 2 4,70%	Vv 3 4,70%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,20%	Vv 8 5,20%	Vv 9 5,20%
1	22,41	21,99	22,05	21,34	20,56	20,215	20,52	20,52	19,97
2	20,31	19,91	19,99	19,26	18,46	18,178	18,42	18,39	17,99
3	18,87	18,51	18,58	17,84	17,06	16,797	17,00	16,93	16,66
4	17,81	17,47	17,52	16,78	16,01	15,750	15,92	15,85	15,66
5	16,95	16,64	16,67	15,94	15,17	14,909	15,06	14,98	14,86
6	16,24	15,94	15,97	15,23	14,47	14,212	14,33	14,26	14,19
7	15,63	15,34	15,36	14,62	13,86	13,609	13,71	13,63	13,61
8	15,10	14,82	14,83	14,08	13,33	13,078	13,16	13,09	13,10
9	14,62	14,35	14,36	13,60	12,85	12,607	12,67	12,61	12,64
10	14,20	13,93	13,93	13,17	12,42	12,187	12,24	12,18	12,22
11	13,81	13,55	13,54	12,78	12,04	11,800	11,85	11,78	11,85
12	13,45	13,20	13,18	12,41	11,68	11,441	11,46	11,41	11,49
13	13,13	12,87	12,86	12,08	11,35	11,105	11,12	11,07	11,18
14	12,83	12,57	12,56	11,78	11,03	10,792	10,81	10,75	10,89
15	12,54	12,29	12,28	11,48	10,75	10,510	10,52	10,46	10,61
16	12,28	12,03	12,01	11,21	10,48	10,253	10,25	10,19	10,35
17	12,03	11,79	11,76	10,96	10,24	9,995	9,99	9,93	10,11
18	11,79	11,56	11,52	10,71	10,00	9,756	9,75	9,69	9,88
19	11,58	11,33	11,30	10,48	9,78	9,538	9,52	9,46	9,66
20	11,37	11,12	11,09	10,27	9,57	9,320	9,30	9,24	9,47
21	11,16	10,92	10,89	10,07	9,36	9,127	9,09	9,03	9,27
22	10,97	10,74	10,71	9,87	9,17	8,928	8,90	8,84	9,08
23	10,80	10,57	10,53	9,69	8,98	8,751	8,70	8,65	8,91
24	10,63	10,40	10,36	9,51	8,82	8,579	8,52	8,47	8,75
25	10,46	10,23	10,20	9,34	8,64	8,411	8,36	8,31	8,59
26	10,31	10,08	10,04	9,18	8,49	8,254	8,20	8,15	8,42
27	10,16	9,93	9,89	9,02	8,34	8,102	8,03	7,99	8,29
28	10,02	9,79	9,75	8,87	8,19	7,967	7,88	7,84	8,14
29	9,88	9,64	9,62	8,72	8,05	7,825	7,73	7,69	8,00
30	9,74	9,51	9,47	8,59	7,92	7,684	7,60	7,55	7,87

N° de Ciclo	Vv 1 4,70%	Vv 2 4,70%	Vv 3 4,70%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,20%	Vv 8 5,20%	Vv 9 5,20%
31	9,61	9,38	9,35	8,46	7,79	7,558	7,45	7,42	7,74
32	9,49	9,26	9,22	8,33	7,66	7,427	7,33	7,29	7,63
33	9,36	9,14	9,10	8,21	7,54	7,307	7,21	7,17	7,51
34	9,26	9,02	8,98	8,09	7,43	7,198	7,09	7,05	7,39
35	9,14	8,91	8,88	7,97	7,31	7,083	6,97	6,94	7,28
36	9,04	8,80	8,76	7,86	7,21	6,979	6,86	6,83	7,17
37	8,92	8,69	8,66	7,76	7,10	6,875	6,75	6,71	7,07
38	8,82	8,59	8,55	7,65	7,00	6,771	6,65	6,62	6,98
39	8,72	8,50	8,45	7,55	6,89	6,678	6,55	6,51	6,88
40	8,63	8,39	8,36	7,45	6,80	6,585	6,46	6,42	6,78
41	8,54	8,31	8,27	7,36	6,70	6,492	6,36	6,32	6,69
42	8,45	8,21	8,18	7,27	6,62	6,410	6,27	6,24	6,61
43	8,37	8,12	8,10	7,18	6,53	6,316	6,18	6,14	6,52
44	8,27	8,04	8,01	7,09	6,44	6,234	6,09	6,05	6,43
45	8,20	7,96	7,92	7,01	6,35	6,158	6,00	5,97	6,35
46	8,12	7,88	7,84	6,93	6,28	6,070	5,92	5,90	6,27
47	8,04	7,80	7,77	6,84	6,20	6,005	5,85	5,81	6,19
48	7,95	7,72	7,69	6,77	6,11	5,929	5,76	5,74	6,12
49	7,88	7,64	7,61	6,70	6,06	5,858	5,70	5,66	6,05
50	7,81	7,56	7,53	6,62	5,98	5,787	5,62	5,59	5,97
51	7,75	7,49	7,46	6,55	5,91	5,722	5,55	5,52	5,90
52	7,67	7,42	7,40	6,48	5,85	5,662	5,49	5,46	5,84
53	7,60	7,35	7,33	6,40	5,78	5,597	5,42	5,39	5,78
54	7,54	7,28	7,26	6,35	5,71	5,537	5,35	5,32	5,70
55	7,48	7,22	7,20	6,28	5,65	5,472	5,30	5,26	5,64
56	7,42	7,16	7,14	6,22	5,59	5,412	5,23	5,19	5,58
57	7,35	7,09	7,07	6,16	5,54	5,353	5,17	5,14	5,53
58	7,28	7,03	7,01	6,10	5,48	5,299	5,11	5,07	5,46
59	7,24	6,97	6,96	6,04	5,42	5,239	5,05	5,02	5,41
60	7,17	6,91	6,90	5,99	5,36	5,179	4,99	4,97	5,35
61	7,12	6,86	6,84	5,93	5,30	5,137	4,95	4,91	5,30
62	7,06	6,80	6,78	5,87	5,25	5,089	4,89	4,86	5,24

Nº de Ciclo	Vv 1 4,70%	Vv 2 4,70%	Vv 3 4,70%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,20%	Vv 8 5,20%	Vv 9 5,20%
63	7,01	6,74	6,72	5,82	5,20	5,035	4,84	4,80	5,19
64	6,96	6,69	6,67	5,76	5,15	4,993	4,79	4,74	5,14
65	6,91	6,64	6,62	5,71	5,10	4,944	4,74	4,70	5,08
66	6,85	6,58	6,56	5,67	5,06	4,896	4,69	4,65	5,04
67	6,81	6,54	6,51	5,61	5,00	4,854	4,65	4,60	4,99
68	6,76	6,48	6,47	5,57	4,96	4,806	4,59	4,56	4,94
69	6,71	6,43	6,42	5,52	4,92	4,763	4,55	4,51	4,90
70	6,67	6,38	6,37	5,48	4,87	4,727	4,50	4,46	4,86
71	6,62	6,34	6,32	5,42	4,83	4,679	4,45	4,43	4,82
72	6,57	6,29	6,28	5,38	4,79	4,642	4,42	4,38	4,77
73	6,53	6,24	6,25	5,34	4,75	4,606	4,38	4,34	4,73
74	6,49	6,20	6,19	5,29	4,70	4,569	4,34	4,31	4,68
75	6,45	6,16	6,15	5,25	4,67	4,527	4,30	4,25	4,64
76	6,40	6,12	6,11	5,21	4,63	4,490	4,26	4,22	4,61
77	6,36	6,07	6,06	5,17	4,59	4,454	4,21	4,18	4,57
78	6,32	6,03	6,03	5,12	4,56	4,423	4,19	4,14	4,53
79	6,29	5,99	5,98	5,09	4,51	4,387	4,15	4,12	4,49
80	6,25	5,95	5,94	5,06	4,48	4,350	4,10	4,08	4,45
81	6,20	5,92	5,91	5,01	4,44	4,314	4,08	4,04	4,42
82	6,17	5,87	5,87	4,98	4,40	4,289	4,04	4,00	4,38
83	6,13	5,83	5,83	4,95	4,38	4,252	4,01	3,97	4,36
84	6,10	5,80	5,78	4,91	4,34	4,228	3,97	3,94	4,31
85	6,06	5,76	5,76	4,88	4,31	4,191	3,94	3,91	4,29
86	6,03	5,72	5,72	4,84	4,27	4,155	3,91	3,88	4,25
87	5,99	5,70	5,68	4,81	4,25	4,136	3,88	3,85	4,21
88	5,96	5,66	5,65	4,77	4,22	4,099	3,85	3,81	4,19
89	5,93	5,61	5,62	4,75	4,18	4,081	3,83	3,80	4,15
90	5,89	5,59	5,58	4,72	4,15	4,050	3,79	3,76	4,11
91	5,86	5,55	5,55	4,68	4,14	4,013	3,76	3,74	4,09
92	5,83	5,52	5,51	4,65	4,10	3,989	3,73	3,71	4,06
93	5,80	5,48	5,48	4,61	4,06	3,964	3,70	3,68	4,03
94	5,77	5,46	5,46	4,60	4,04	3,940	3,68	3,65	4,01

Nº de Ciclo	Vv 1 4,70%	Vv 2 4,70%	Vv 3 4,70%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,20%	Vv 8 5,20%	Vv 9 5,20%
95	5,74	5,43	5,42	4,57	4,02	3,909	3,65	3,62	3,98
96	5,70	5,39	5,39	4,53	3,99	3,890	3,62	3,60	3,95
97	5,67	5,36	5,36	4,51	3,97	3,866	3,60	3,57	3,92
98	5,64	5,33	5,33	4,48	3,94	3,841	3,58	3,55	3,88
99	5,62	5,30	5,30	4,45	3,92	3,816	3,55	3,52	3,87
100	5,59	5,27	5,27	4,43	3,88	3,785	3,52	3,50	3,84

APÊNDICE A,2 - Resultados do ensaio da PCG da mistura modificada

Nº de Ciclo	Vv 1 4,7%	Vv 2 4,7%	Vv 3 4,7%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,0%	Vv 8 5,0%	Vv 9 5,0%
1	22,00	21,08	21,08	20,85	20,37	20,74	19,30	19,02	19,13
2	19,85	18,90	18,89	18,68	18,17	18,47	17,06	16,70	16,93
3	18,39	17,44	17,41	17,22	16,67	16,97	15,57	15,16	15,44
4	17,28	16,35	16,29	16,12	15,54	15,84	14,46	14,01	14,33
5	16,40	15,47	15,40	15,25	14,62	14,96	13,57	13,09	13,44
6	15,65	14,73	14,67	14,52	13,88	14,22	12,83	12,33	12,69
7	15,02	14,10	14,03	13,91	13,24	13,59	12,19	11,66	12,04
8	14,47	13,55	13,46	13,37	12,68	13,03	11,63	11,09	11,48
9	13,98	13,05	12,96	12,88	12,19	12,54	11,12	10,58	10,97
10	13,55	12,61	12,52	12,44	11,74	12,09	10,66	10,11	10,51
11	13,14	12,21	12,12	12,04	11,33	11,69	10,25	9,69	10,08
12	12,77	11,85	11,75	11,67	10,95	11,31	9,87	9,31	9,71
13	12,43	11,49	11,40	11,32	10,60	10,97	9,52	8,95	9,34
14	12,12	11,18	11,09	11,02	10,29	10,65	9,20	8,63	9,01
15	11,82	10,89	10,79	10,72	10,00	10,36	8,90	8,33	8,71
16	11,56	10,62	10,52	10,45	9,72	10,08	8,62	8,03	8,42
17	11,30	10,36	10,25	10,19	9,45	9,83	8,35	7,76	8,15
18	11,06	10,13	10,02	9,96	9,22	9,60	8,11	7,50	7,89
19	10,83	9,90	9,78	9,73	8,98	9,36	7,87	7,27	7,65
20	10,62	9,68	9,57	9,52	8,77	9,15	7,65	7,04	7,43
21	10,42	9,48	9,36	9,32	8,57	8,94	7,44	6,84	7,22
22	10,23	9,28	9,17	9,13	8,37	8,74	7,25	6,63	7,01

Nº de Ciclo	Vv 1 4,7%	Vv 2 4,7%	Vv 3 4,7%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,0%	Vv 8 5,0%	Vv 9 5,0%
23	10,06	9,09	8,97	8,95	8,19	8,56	7,05	6,45	6,81
24	9,88	8,92	8,79	8,76	8,01	8,40	6,87	6,27	6,63
25	9,71	8,75	8,62	8,59	7,84	8,23	6,70	6,10	6,46
26	9,56	8,59	8,46	8,44	7,68	8,07	6,53	5,93	6,29
27	9,41	8,43	8,31	8,29	7,53	7,92	6,37	5,78	6,13
28	9,27	8,29	8,16	8,15	7,38	7,77	6,22	5,62	5,98
29	9,12	8,15	8,02	8,00	7,24	7,63	6,08	5,49	5,83
30	8,99	8,01	7,87	7,88	7,10	7,50	5,94	5,35	5,69
31	8,86	7,89	7,74	7,75	6,98	7,37	5,81	5,22	5,56
32	8,74	7,75	7,62	7,62	6,85	7,25	5,69	5,10	5,44
33	8,63	7,63	7,49	7,50	6,73	7,13	5,56	4,97	5,31
34	8,51	7,51	7,37	7,39	6,61	7,02	5,44	4,85	5,20
35	8,41	7,40	7,26	7,28	6,51	6,91	5,33	4,75	5,08
36	8,30	7,29	7,15	7,16	6,40	6,81	5,22	4,64	4,97
37	8,20	7,18	7,04	7,06	6,30	6,70	5,12	4,53	4,87
38	8,10	7,09	6,93	6,95	6,19	6,62	5,01	4,43	4,76
39	8,01	6,97	6,84	6,87	6,10	6,52	4,92	4,34	4,67
40	7,92	6,88	6,74	6,77	6,01	6,44	4,83	4,24	4,58
41	7,84	6,79	6,65	6,67	5,92	6,34	4,74	4,16	4,49
42	7,75	6,70	6,55	6,59	5,83	6,27	4,65	4,08	4,41
43	7,67	6,60	6,47	6,51	5,75	6,18	4,56	4,00	4,32
44	7,59	6,51	6,38	6,42	5,66	6,11	4,49	3,92	4,24
45	7,52	6,44	6,30	6,34	5,59	6,04	4,42	3,85	4,16
46	7,44	6,36	6,22	6,26	5,50	5,97	4,34	3,76	4,08
47	7,36	6,27	6,14	6,18	5,43	5,89	4,26	3,70	4,00
48	7,30	6,20	6,07	6,11	5,36	5,84	4,20	3,63	3,94
49	7,23	6,12	5,99	6,03	5,29	5,77	4,13	3,56	3,88
50	7,16	6,06	5,93	5,97	5,22	5,71	4,07	3,50	3,80
51	7,10	5,98	5,86	5,90	5,15	5,65	4,01	3,44	3,73
52	7,04	5,91	5,80	5,83	5,08	5,59	3,95	3,37	3,68
53	6,98	5,85	5,72	5,76	5,02	5,53	3,90	3,31	3,63

Nº de Ciclo	Vv 1 4,7%	Vv 2 4,7%	Vv 3 4,7%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,0%	Vv 8 5,0%	Vv 9 5,0%
54	6,92	5,78	5,66	5,71	4,95	5,48	3,83	3,26	3,56
55	6,87	5,72	5,60	5,65	4,90	5,43	3,79	3,21	3,52
56	6,81	5,65	5,54	5,59	4,85	5,37	3,73	3,16	3,46
57	6,75	5,59	5,48	5,53	4,78	5,32	3,70	3,10	3,41
58	6,69	5,53	5,43	5,48	4,73	5,27	3,65	3,05	3,36
59	6,65	5,47	5,38	5,42	4,68	5,23	3,60	3,01	3,32
60	6,59	5,41	5,32	5,37	4,63	5,17	3,56	2,96	3,27
61	6,55	5,36	5,27	5,32	4,57	5,13	3,52	2,92	3,23
62	6,51	5,31	5,22	5,26	4,53	5,09	3,47	2,89	3,19
63	6,45	5,26	5,16	5,21	4,49	5,05	3,44	2,84	3,15
64	6,41	5,20	5,12	5,16	4,43	5,00	3,40	2,80	3,12
65	6,37	5,16	5,07	5,12	4,39	4,95	3,37	2,75	3,08
66	6,33	5,10	5,03	5,08	4,35	4,92	3,32	2,72	3,04
67	6,29	5,06	4,98	5,03	4,31	4,89	3,30	2,69	3,01
68	6,26	5,00	4,95	4,98	4,27	4,85	3,26	2,65	2,97
69	6,22	4,97	4,89	4,94	4,23	4,81	3,23	2,62	2,94
70	6,17	4,92	4,86	4,90	4,18	4,78	3,20	2,59	2,90
71	6,14	4,88	4,83	4,86	4,15	4,75	3,17	2,55	2,88
72	6,11	4,83	4,79	4,82	4,11	4,70	3,14	2,52	2,85
73	6,08	4,78	4,75	4,78	4,07	4,67	3,12	2,49	2,82
74	6,04	4,75	4,71	4,74	4,04	4,64	3,08	2,47	2,79
75	6,01	4,70	4,67	4,70	4,01	4,61	3,05	2,42	2,76
76	5,98	4,66	4,64	4,67	3,97	4,57	3,04	2,41	2,74
77	5,95	4,63	4,61	4,63	3,94	4,54	3,00	2,39	2,72
78	5,91	4,59	4,59	4,60	3,91	4,52	2,99	2,35	2,70
79	5,89	4,55	4,55	4,55	3,87	4,48	2,96	2,34	2,67
80	5,86	4,52	4,51	4,52	4,03	4,46	2,93	2,30	2,65
81	5,83	4,48	4,48	4,49	3,81	4,42	2,91	2,28	2,62
82	5,81	4,44	4,45	4,45	3,78	4,39	2,89	2,26	2,60
83	5,78	4,41	4,43	4,44	3,76	4,37	2,87	2,25	2,58
84	5,75	4,38	4,40	4,39	3,75	4,35	2,85	2,21	2,56

Nº de Ciclo	Vv 1 4,7%	Vv 2 4,7%	Vv 3 4,7%	Vv 4 4,95%	Vv 5 4,95%	Vv 6 4,95%	Vv 7 5,0%	Vv 8 5,0%	Vv 9 5,0%
85	5,72	4,34	4,37	4,37	3,71	4,32	2,83	2,19	2,55
86	5,70	4,32	4,35	4,34	3,68	4,30	2,81	2,18	2,52
87	5,67	4,28	4,32	4,30	3,65	4,27	2,79	2,16	2,50
88	5,65	4,24	4,29	4,27	3,63	4,25	2,78	2,14	2,49
89	5,62	4,22	4,27	4,24	3,60	4,22	2,76	2,12	2,47
90	5,60	4,17	4,24	4,21	3,59	4,20	2,75	2,11	2,45
91	5,57	4,15	4,22	4,19	3,56	4,17	2,72	2,09	2,43
92	5,55	4,12	4,20	4,17	3,54	4,15	2,71	2,07	2,41
93	5,54	4,09	4,18	4,13	3,52	4,13	2,69	2,05	2,40
94	5,51	4,06	4,15	4,11	3,49	4,11	2,68	2,03	2,39
95	5,49	4,04	4,13	4,08	3,48	4,09	2,66	2,02	2,37
96	5,47	4,01	4,11	4,06	3,45	4,07	2,64	2,01	2,36
97	5,45	3,98	4,08	4,03	3,42	4,04	2,63	1,98	2,34
98	5,45	3,96	4,07	4,02	3,41	4,03	2,62	1,98	2,32
99	5,42	3,93	4,05	3,98	3,40	4,01	2,60	1,96	2,31
100	5,40	3,91	4,03	3,95	3,37	3,99	2,59	1,94	2,30

**APÊNDICE B - Resultados de pesagem
hidrostática**

APÊNDICE B,1 - Resultados de pesagem hidrostática das placas da mistura convencional

Condic,	Nº Placas	Massa seco (g)	Msub (g)	Msss (g)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)
Condicionada	1	10743,00	6355,00	10805,00	2,407	4,15%
	2	10703,00	6294,00	10742,50	2,399	4,48%
Referência	3	10730,00	6308,00	10763,33	2,401	4,39%
	4	10720,00	6301,00	10746,33	2,405	4,26%

APÊNDICE B,2 - Resultados de pesagem hidrostática das placas da mistura modificada

Condic,	Nº Placas	Massa seco (g)	Msub (g)	Msss (g)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)
Condicionada	1	10646,00	6215,00	10700,00	2,367	5,78%
	2	10652,00	6255,00	10708,33	2,385	5,06%
Referência	3	10619,00	6210,00	10682,50	2,367	5,76%
	4	10680,00	6260,00	10742,50	2,376	5,43%

APÊNDICE C - Resultados do ensaio de Módulo Complexo

APÊNDICE C,1 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica de Referência – MAR, em diferentes temperaturas e frequências.

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
-10	1,5	25143	1323	25178	3,00
-10	3	25605	1134	25630	2,53
-10	10	26782	720	26792	1,53
-10	25	28219	111	28219	1,20
-10	30	28014	182	28014	0,98
0	1,5	21908	2133	22011	5,57
0	3	22597	1922	22679	4,87
0	10	23851	1455	23896	3,50
0	25	25292	845	25306	1,93
0	30	25679	666	25688	1,50
10	1,5	16701	3084	16983	10,53
10	3	17848	2912	18084	9,32
10	10	19744	2468	19897	7,15
10	25	21616	1913	21701	5,08
10	30	22089	1729	22157	4,50
15	1,5	12498	3535	12989	15,97
15	3	14238	3425	14645	13,64
15	10	16961	3013	17226	10,14
15	25	19208	2501	19371	7,46
15	30	19721	2337	19859	6,80
20	1,5	9472	3572	10123	20,95
20	3	10922	3624	11508	18,57
20	10	13531	3476	13970	14,52
20	25	15832	3162	16145	11,37
20	30	16360	3055	16643	10,65
25	1,5	4222	2778	5054	34,32
25	3	5468	3200	6336	31,05
25	10	8084	3675	8880	24,83
25	25	10539	3808	11206	20,08
25	30	11080	3800	11713	19,12
30	1,5	3273	2372	4042	37,11
30	3	4260	2809	5103	34,31
30	10	6547	3440	7396	28,24
30	25	8748	3755	9520	23,55
30	30	9231	3797	9981	22,63
40	1,5	699	632	943	42,84
40	3	934	895	1294	45,19
40	10	1678	1594	2314	45,22
40	25	2661	2370	3563	43,10
40	30	2917	2564	3884	42,63

APÊNDICE C,2 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica de Referência testada imersa em água – MAR (H₂O) em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
0	1,5	20276	2076	20382	5,95
0	3	20986	1885	21070	5,23
0	10	22067	1479	22117	3,95
0	25	23406	1018	23428	2,67
0	30	23848	876	23865	2,30
10	1,5	15100	2996	15395	11,19
10	3	16232	2841	16479	9,91
10	10	18052	2475	18221	7,84
10	25	19835	2076	19944	6,10
10	30	20344	1927	20435	5,55
15	1,5	12120	3497	12615	16,07
15	3	13417	3380	13836	14,12
15	10	15659	3072	15958	11,11
15	25	17676	2658	17875	8,60
15	30	18198	2520	18371	7,94
20	1,5	8613	3568	9323	22,46
20	3	10056	3613	10685	19,72
20	10	12542	3438	13005	15,29
20	25	14725	3205	15069	12,32
20	30	15354	3144	15672	11,64
25	1,5	3751	2632	4583	35,81
25	3	4892	3057	5769	32,57
25	10	7313	3587	8145	26,35
25	25	9570	3765	10284	21,58
25	30	10066	3775	10751	20,64
30	1,5	3271	2355	4031	37,27
30	3	4213	2790	5053	34,59
30	10	6320	3421	7187	28,90
30	25	8368	3741	9167	24,34
30	30	8825	3776	9599	23,41
40	1,5	1279	1027	1640	42,79
40	3	1595	1271	2039	43,10
40	10	2325	1912	3010	42,25
40	25	3243	2524	4110	40,01
40	30	3340	2608	4238	39,50

APÊNDICE C,3 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica de Referência Condicionada – MARC em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
-10	1,5	22617	1445	22663	3,62
-10	3	23143	1289	23179	3,16
-10	10	24086	920	24103	2,16
-10	25	25272	367	25275	1,69
-10	30	25633	246	25634	1,20
0	1,5	17166	2485	17345	8,27
0	3	18203	2311	18349	7,25
0	10	19872	1905	19963	5,47
0	25	21515	1364	21558	3,61
0	30	22004	1157	22034	2,97
10	1,5	14162	2862	14448	11,58
10	3	15293	2754	15539	10,31
10	10	17202	2422	17372	8,07
10	25	18993	1970	19095	5,94
10	30	19468	1801	19551	5,29
15	1,5	12459	3016	12818	13,91
15	3	13643	2954	13959	12,43
15	10	15689	2684	15917	9,82
15	25	17555	2282	17703	7,47
15	30	18006	2142	18133	6,83
20	1,5	7223	2893	7781	23,75
20	3	8454	3085	8999	21,42
20	10	10816	3180	11274	17,12
20	25	12973	3038	13324	13,65
20	30	13519	2964	13840	12,80
25	1,5	5441	2502	5989	28,38
25	3	6515	2817	7098	26,05
25	10	8760	3158	9312	21,26
25	25	10871	3204	11334	17,36
25	30	11429	3180	11863	16,42
30	1,5	4699	2183	5182	29,92
30	3	5587	2513	6126	27,97
30	10	7576	2962	8134	23,48
30	25	9518	3156	10028	19,77
30	30	9967	3173	10460	19,02
40	1,5	2317	920	2493	34,11
40	3	2865	1251	3126	35,18
40	10	3848	1880	4283	34,26
40	25	5044	2455	5610	32,11
40	30	5310	2571	5900	31,85

APÊNDICE C,4 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica de Referência Condicionada testada imersa em água – MARC (H₂O) em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
0	1,5	20027	1964	20123	5,61
0	3	20741	1800	20819	4,96
0	10	21969	1420	22015	3,69
0	25	23348	896	23365	2,18
0	30	23749	695	23760	1,64
10	1,5	15610	2695	15841	9,92
10	3	16705	2549	16898	8,76
10	10	18485	2186	18614	6,80
10	25	20214	1705	20286	4,84
10	30	20701	1527	20757	4,22
15	1,5	13246	2927	13566	12,72
15	3	14399	2850	14678	11,38
15	10	16384	2564	16584	8,99
15	25	18237	2154	18364	6,78
15	30	18728	2002	18834	6,13
20	1,5	9052	3005	9538	19,38
20	3	10253	3081	10706	17,46
20	10	12503	3025	12864	14,00
20	25	14539	2797	14806	11,14
20	30	15040	2706	15281	10,42
25	1,5	6871	2804	7421	24,28
25	3	7982	2997	8526	22,10
25	10	10226	3145	10699	17,93
25	25	12273	3075	12652	14,61
25	30	12745	3028	13099	13,87
30	1,5	4709	2183	5191	29,92
30	3	5602	2508	6138	27,86
30	10	7599	2941	8148	23,25
30	25	9525	3128	10025	19,58
30	30	9990	3140	10472	18,76
40	1,5	2272	769	2399	32,64
40	3	2550	1020	2746	33,85
40	10	3340	1608	3707	33,55
40	25	4329	2201	4856	31,37
40	30	4558	2338	5123	30,50

APÊNDICE C,5 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica Modificada – MAM, em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
-10	1,5	23478	1257	23512	3,05
-10	3	23885	1095	23910	2,61
-10	10	24674	705	24684	1,63
-10	25	25766	186	25767	0,41
-10	30	26010	109	26010	0,38
0	1,5	20682	1904	20770	5,24
0	3	21394	1713	21463	4,56
0	10	22548	1278	22584	3,23
0	25	23877	725	23888	1,73
0	30	24323	538	24329	1,27
10	1,5	16317	2667	16534	9,27
10	3	17328	2514	17509	8,24
10	10	19006	2113	19123	6,33
10	25	20678	1609	20741	4,44
10	30	21164	1436	21212	3,89
15	1,5	13527	3071	13871	12,78
15	3	14673	2936	14964	11,30
15	10	16684	2578	16882	8,77
15	25	18528	2106	18647	6,47
15	30	19026	1962	19127	5,88
20	1,5	9411	3320	9979	19,42
20	3	10735	3325	11238	17,20
20	10	13122	3133	13491	13,42
20	25	15216	2791	15470	10,38
20	30	15766	2703	15996	9,72
25	1,5	6873	3180	7573	24,84
25	3	8210	3334	8861	22,11
25	10	10706	3356	11220	17,40
25	25	12904	3172	13288	13,81
25	30	13417	3123	13776	13,10
30	1,5	4022	2563	4769	32,52
30	3	5105	2914	5878	29,73
30	10	7444	3334	8156	24,14
30	25	9651	3452	10250	19,69
30	30	10227	3481	10803	18,80
40	1,5	923	822	1236	41,70
40	3	1223	1128	1664	42,71
40	10	2227	1917	2939	40,72
40	25	3529	2664	4422	37,06
40	30	3902	2929	4879	36,88

APÊNDICE C,6 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica Modificada testada imersa em água – MAM (H₂O), em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
0	1,5	19732	1783	19812	5,40
0	3	20701	1500	20756	4,00
0	10	21421	1259	21458	3,52
0	25	22911	776	22924	2,05
0	30	23562	459	23566	1,65
10	1,5	16291	2527	16486	8,89
10	3	17243	2352	17402	7,82
10	10	18841	1957	18943	5,96
10	25	20426	1492	20480	4,19
10	30	20917	1335	20959	3,67
15	1,5	13854	2879	14150	11,94
15	3	14943	2739	15192	10,54
15	10	16826	2376	16993	8,13
15	25	18575	1954	18678	6,07
15	30	19104	1811	19189	5,48
20	1,5	10610	3139	11064	17,02
20	3	11792	3104	12194	15,17
20	10	13902	2883	14198	11,97
20	25	15786	2551	15990	9,35
20	30	16273	2458	16458	8,76
25	1,5	7597	3063	8191	23,17
25	3	8813	3140	9356	20,77
25	10	11068	3165	11511	17,89
25	25	12911	2990	13252	13,81
25	30	13387	2896	13697	13,18
30	1,5	4822	2511	5437	30,11
30	3	5747	2846	6413	28,07
30	10	7767	3282	8432	23,59
30	25	9650	3429	10241	19,83
30	30	10153	3480	10733	19,12
40	1,5	1898	1143	2215	37,95
40	3	2194	1426	2617	38,59
40	10	3071	2084	3711	38,00
40	25	3900	2761	4779	36,50
40	30	4423	3052	5373	35,63

APÊNDICE C,7 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica Modificada Condicionada – MAMC, em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
-10	1,5	20766	1244	20803	2,84
-10	3	21216	1082	21244	2,42
-10	10	22031	716	22043	1,54
-10	25	23110	215	23111	0,45
-10	30	23494	105	23495	0,22
0	1,5	19221	1590	19286	3,93
0	3	19730	1435	19783	3,45
0	10	20660	1065	20688	2,45
0	25	21816	580	21824	1,27
0	30	22162	417	22166	0,90
10	1,5	14309	2463	14520	8,16
10	3	15272	2334	15449	7,26
10	10	16945	1993	17062	5,60
10	25	18490	1565	18556	4,04
10	30	18970	1439	19025	3,63
15	1,5	11961	2739	12271	10,73
15	3	13000	2641	13265	9,55
15	10	14803	2329	14985	7,44
15	25	16500	1942	16614	5,59
15	30	16983	1824	17081	5,11
20	1,5	9099	2901	9550	14,74
20	3	10228	2884	10626	13,12
20	10	12271	2702	12565	10,34
20	25	14134	2410	14338	8,07
20	30	14629	2329	14813	7,55
25	1,5	6321	2784	6907	19,86
25	3	7453	2911	8001	17,82
25	10	9586	2939	10026	14,23
25	25	11522	2811	11860	11,46
25	30	12035	2774	12350	10,86
30	1,5	3575	2258	4228	26,93
30	3	4707	2555	5355	24,50
30	10	6632	2912	7243	19,94
30	25	9258	3034	9742	16,55
30	30	9769	3077	10243	15,89
40	1,5	1161	819	1421	35,73
40	3	1504	1187	1916	36,55
40	10	2078	1620	2635	35,84
40	25	3119	2271	3858	33,73
40	30	3598	2573	4423	32,37

APÊNDICE C,8 - Resultado do ensaio de Módulo Complexo da Mistura Asfáltica Modificada Condicionada testada imersa em água – MAMC (H₂O), em diferentes temperaturas e frequências,

TEMPERATURA (°C)	FREQUÊNCIA (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E* (Mpa)	FASE (°)
0	1,5	17761	1775	17849	4,62
0	3	18384	1613	18454	4,06
0	10	19478	1247	19518	2,97
0	25	20733	788	20748	1,77
0	30	21140	637	21150	1,40
10	1,5	14094	2433	14302	7,96
10	3	15058	2280	15230	6,99
10	10	16647	1909	16756	5,31
10	25	18202	1466	18261	3,74
10	30	18684	1316	18731	3,27
15	1,5	11739	2694	12044	10,51
15	3	12734	2604	12997	9,39
15	10	14495	2314	14679	7,37
15	25	16139	1947	16256	5,59
15	30	16581	1836	16682	5,14
20	1,5	8292	2902	8785	15,76
20	3	9564	2911	9997	13,81
20	10	11697	2754	12017	10,79
20	25	13581	2477	13805	8,43
20	30	14070	2398	14273	7,89
25	1,5	4601	2524	5248	23,47
25	3	5710	2767	6345	21,10
25	10	7924	2972	8463	16,77
25	25	9942	2951	10371	13,50
25	30	10510	2944	10914	12,79
30	1,5	3110	2008	3702	28,63
30	3	3971	2351	4615	26,36
30	10	6162	2828	6780	21,64
30	25	7976	3051	8539	18,13
30	30	8935	3117	9463	17,50
40	1,5	1465	730	1636	34,16
40	3	1562	963	1835	34,37
40	10	2285	1582	2779	33,95
40	25	2989	2098	3652	32,39
40	30	3298	2355	4053	31,55

APÊNDICE D - Resultados do ensaio de Fadiga

APÊNDICE D,1- Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAR (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	Kc (cm ⁻¹)	Kσ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
7,21	180	2,06	9,01E-04	1,28E-02	9,00E+04
6,04	180	2,26	9,01E-04	1,28E-02	8,10E+04
8,01	180	1,79	9,01E-04	1,31E-02	1,34E+05
3,16	180	1,92	9,01E-04	1,36E-02	2,25E+05
2,03	150	1,88	8,98E-04	1,37E-02	8,55E+05
7,16	150	1,52	8,99E-04	1,30E-02	5,03E+05
8,05	150	1,96	8,99E-04	1,28E-02	4,50E+05
7,15	150	2,12	9,00E-04	1,30E-02	4,40E+05
7,18	150	2,34	9,02E-04	1,30E-02	3,59E+05
7,14	150	1,71	9,02E-04	1,30E-02	2,16E+05
5,13	100	2,39	8,96E-04	1,31E-02	3,27E+06
8,03	100	2,28	8,97E-04	1,30E-02	6,19E+06
5,24	100	2,32	8,97E-04	1,29E-02	2,79E+06
4,17	100	2,30	8,98E-04	1,30E-02	6,75E+06
8,07	100	1,63	8,98E-04	1,30E-02	8,26E+06
8,20	100	2,27	8,98E-04	1,32E-02	1,36E+06
8,12	100	2,38	8,98E-04	1,33E-02	3,78E+06
5,16	100	2,43	8,98E-04	1,28E-02	1,24E+06

APÊNDICE D,2 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAR (H₂O) (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	Kc (cm ⁻¹)	Kσ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
8,06	180	2,39	9,03E-04	1,28E-02	1,77E+05
8,11	180	2,08	9,03E-04	1,26E-02	8,85E+04
5,11	180	2,03	9,04E-04	1,37E-02	9,60E+04
4,16	180	1,68	9,04E-04	1,31E-02	1,11E+05
4,19	150	1,95	9,12E-04	1,29E-02	2,75E+05
5,02	150	2,21	9,13E-04	1,31E-02	2,96E+05
2,20	150	2,16	9,14E-04	1,27E-02	2,04E+05
5,04	150	1,52	9,14E-04	1,25E-02	3,17E+05
5,01	150	2,17	9,14E-04	1,27E-02	2,54E+05
5,03	150	1,84	9,16E-04	1,28E-02	4,91E+05
7,17	100	1,46	9,04E-04	1,31E-02	1,14E+06
8,10	100	2,25	9,04E-04	1,29E-02	3,29E+06
8,02	100	2,25	9,05E-04	1,28E-02	4,73E+06
7,13	100	2,08	9,06E-04	1,30E-02	1,97E+06

APÊNDICE D,3 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAR (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	Kc (cm ⁻¹)	Kσ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
6,19	180	2,35	8,96E-04	1,29E-02	4,65E+04
2,14	180	2,00	8,96E-04	1,38E-02	1,22E+05
8,04	180	1,42	8,96E-04	1,28E-02	9,00E+04
5,23	180	2,16	8,96E-04	1,37E-02	5,25E+04
7,20	150	2,24	8,95E-04	1,31E-02	3,11E+05
8,13	150	2,17	8,95E-04	1,31E-02	3,98E+05
7,08	150	2,35	8,96E-04	1,33E-02	1,37E+05
5,15	150	1,92	8,96E-04	1,33E-02	1,32E+05
2,18	150	2,23	9,02E-04	1,36E-02	1,02E+05
5,10	150	1,78	9,03E-04	1,31E-02	2,51E+05
7,05	100	1,68	8,90E-04	1,31E-02	2,90E+06
2,09	100	1,98	8,91E-04	1,33E-02	1,96E+06
7,07	100	1,98	8,91E-04	1,35E-02	4,02E+05
7,06	100	2,34	8,92E-04	1,35E-02	9,90E+05
1,21	100	2,24	8,93E-04	1,34E-02	5,16E+05
2,05	100	2,06	8,94E-04	1,36E-02	1,37E+06
2,04	100	2,30	8,95E-04	1,32E-02	3,62E+06
7,04	100	2,15	8,95E-04	1,33E-02	1,28E+06

APÊNDICE D,4 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MARC (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	Kc (cm ⁻¹)	Kσ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
6,09	180	2,90	8,98E-04	1,32E-02	7,50E+04
6,20	180	3,01	8,98E-04	1,32E-02	9,75E+04
6,08	180	3,08	8,99E-04	1,34E-02	1,50E+05
5,18	180	2,83	9,00E-04	1,30E-02	4,05E+04
5,17	150	3,03	9,00E-04	1,33E-02	1,20E+05
6,21	150	2,89	9,00E-04	1,31E-02	3,78E+05
6,11	150	2,47	9,01E-04	1,35E-02	2,12E+05
8,09	150	2,70	9,02E-04	1,33E-02	5,27E+05
6,12	150	2,68	9,02E-04	1,28E-02	5,18E+05
5,21	150	2,58	9,03E-04	1,29E-02	3,78E+05
2,12	150	2,77	9,03E-04	1,35E-02	6,68E+05
2,16	150	2,78	9,04E-04	1,33E-02	1,05E+05
6,01	100	2,99	8,97E-04	1,32E-02	1,99E+06
6,03	100	2,82	8,97E-04	1,34E-02	1,08E+06
6,02	100	2,83	8,97E-04	1,35E-02	2,84E+06
7,19	100	2,72	8,98E-04	1,33E-02	2,82E+06
2,15	100	2,79	9,07E-04	1,29E-02	3,83E+06

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
5,09	100	2,47	9,07E-04	1,29E-02	1,05E+06
3,20	100	2,82	9,08E-04	1,28E-02	1,56E+06
5,08	100	2,91	9,12E-04	1,28E-02	1,76E+06

APÊNDICE D,5 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MARC (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
1,20	180	2,45	8,91E-04	1,35E-02	1,52E+05
2,07	180	3,07	8,91E-04	1,37E-02	7,35E+04
2,10	180	2,47	8,92E-04	1,33E-02	4,20E+04
7,01	180	2,75	8,93E-04	1,36E-02	4,50E+04
5,19	150	2,61	8,94E-04	1,30E-02	1,65E+05
8,21	150	2,43	8,94E-04	1,30E-02	9,45E+04
8,14	150	2,70	8,95E-04	1,28E-02	1,11E+05
6,06	150	3,03	8,95E-04	1,35E-02	2,84E+05
5,14	150	2,64	8,96E-04	1,35E-02	1,20E+05
6,07	150	2,64	8,96E-04	1,30E-02	2,76E+05
5,20	150	2,71	8,97E-04	1,32E-02	2,54E+05
1,13	150	2,90	8,97E-04	1,35E-02	5,72E+05
7,12	100	2,58	8,87E-04	1,37E-02	9,14E+05
7,03	100	2,61	8,89E-04	1,36E-02	1,54E+06
1,03	100	2,92	8,90E-04	1,38E-02	1,18E+06
1,06	100	3,12	8,91E-04	1,37E-02	3,93E+05
6,14	100	2,66	8,93E-04	1,37E-02	2,87E+05
1,01	100	2,68	8,93E-04	1,34E-02	5,81E+05
2,11	100	3,06	8,93E-04	1,38E-02	1,60E+06
7,02	100	2,72	8,93E-04	1,35E-02	1,95E+06

APÊNDICE D,6 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MARC (H $_2$ O) (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
1,15	180	3,49	8,95E-04	1,37E-02	8,40E+04
1,17	180	3,60	8,95E-04	1,35E-02	6,00E+04
1,19	180	3,41	8,95E-04	1,34E-02	4,85E+05
3,12	180	4,06	8,96E-04	1,35E-02	1,98E+05
6,18	180	3,51	8,96E-04	1,29E-02	1,22E+05
4,06	180	4,11	8,96E-04	1,32E-02	1,28E+05
3,19	150	3,26	8,93E-04	1,31E-02	2,25E+05
1,08	150	3,37	8,94E-04	1,35E-02	3,72E+05
1,05	150	3,37	8,94E-04	1,34E-02	6,71E+05
1,16	150	4,26	8,94E-04	1,33E-02	3,09E+05

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
2,08	100	4,15	8,85E-04	1,34E-02	2,04E+06
1,14	100	3,27	8,87E-04	1,41E-02	1,10E+06
2,01	100	4,34	8,88E-04	1,35E-02	7,86E+05
1,04	100	3,55	8,88E-04	1,38E-02	1,24E+06
3,10	100	4,09	8,89E-04	1,40E-02	1,44E+06
4,09	100	4,51	8,90E-04	1,32E-02	8,93E+05
1,09	100	3,33	8,90E-04	1,35E-02	3,29E+06
1,18	100	3,60	8,93E-04	1,36E-02	2,15E+06

APÊNDICE D,7 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MARC (H $_2$ O) (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
3,07	180	4,29	9,04E-04	1,28E-02	6,00E+04
6,13	180	4,00	9,04E-04	1,28E-02	4,65E+04
3,08	180	3,42	9,03E-04	1,29E-02	8,55E+04
8,19	180	3,47	9,03E-04	1,31E-02	1,61E+05
2,17	150	3,32	9,15E-04	1,32E-02	1,49E+05
3,05	150	3,41	9,12E-04	1,30E-02	3,92E+05
4,03	150	4,74	9,09E-04	1,29E-02	6,15E+04
7,22	150	3,31	9,04E-04	1,27E-02	2,40E+05
3,06	150	4,59	8,98E-04	1,32E-02	1,83E+05
6,15	150	3,52	8,97E-04	1,34E-02	1,77E+05
4,10	150	4,71	8,97E-04	1,31E-02	2,39E+05
6,23	150	3,29	8,97E-04	1,36E-02	3,15E+05
6,17	100	3,31	9,01E-04	1,31E-02	2,79E+05
4,05	100	3,93	9,01E-04	1,36E-02	1,37E+06
3,14	100	3,87	9,00E-04	1,33E-02	3,41E+05
3,15	100	4,01	9,00E-04	1,30E-02	1,65E+06
1,12	100	4,75	8,99E-04	1,31E-02	6,75E+05
2,06	100	3,24	8,99E-04	1,33E-02	3,27E+05
4,04	100	3,72	8,99E-04	1,29E-02	1,71E+06

APÊNDICE D,8 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAM (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	K _c (cm ⁻¹)	K _σ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
M 3,18	180	1,62	8,92E-04	1,32E-02	7,07E+05
M 8,10	180	1,64	8,94E-04	1,35E-02	1,17E+05
M 6,13	180	1,67	8,95E-04	1,30E-02	5,52E+05
M 8,05	180	1,17	8,95E-04	1,31E-02	3,26E+05
M 8,14	150	1,14	8,90E-04	1,33E-02	5,72E+05
M 6,14	150	1,77	8,91E-04	1,35E-02	2,63E+05
M 5,14	150	1,87	8,91E-04	1,34E-02	7,91E+05
M 8,18	150	1,55	8,92E-04	1,31E-02	3,00E+05
M 1,07	150	1,33	8,95E-04	1,29E-02	6,75E+05
M 2,05	150	1,68	8,96E-04	1,32E-02	2,87E+05
M 6,09	150	0,85	8,96E-04	1,33E-02	1,14E+06
M 8,09	150	1,36	8,99E-04	1,29E-02	7,79E+05
M 2,20	100	1,77	8,83E-04	1,33E-02	3,58E+06
M 7,20	100	1,54	8,85E-04	1,36E-02	1,90E+06
M 5,09	100	1,52	8,85E-04	1,33E-02	8,92E+06
M 6,16	100	1,72	8,86E-04	1,36E-02	3,27E+06
M 1,18	100	0,49	8,87E-04	1,37E-02	9,95E+06
M 6,07	100	1,79	8,87E-04	1,32E-02	3,51E+06
M 6,11	100	1,47	8,88E-04	1,33E-02	5,73E+06
M 6,03	100	1,86	8,90E-04	1,35E-02	4,89E+06

APÊNDICE D,9 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAM (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (µm)	Vv (%)	K _c (cm ⁻¹)	K _σ (cm ⁻²)	N° de Ciclos (50%F ₀)
M 7,11	180	0,42	9,05E-04	1,27E-02	6,60E+04
M 3,10	180	1,54	9,05E-04	1,28E-02	2,00E+05
M 7,09	180	1,61	9,05E-04	1,27E-02	1,28E+05
M 8,08	180	1,67	9,05E-04	1,33E-02	1,59E+05
M 6,06	150	1,69	9,04E-04	1,26E-02	4,28E+05
M 7,09	150	1,28	9,04E-04	1,32E-02	1,67E+05
M 8,17	150	1,50	9,04E-04	1,28E-02	6,14E+05
M 4,13	150	0,99	9,04E-04	1,35E-02	2,15E+05
M 3,22	150	1,56	9,10E-04	1,29E-02	3,03E+05
M 4,12	150	1,81	9,10E-04	1,28E-02	2,25E+05
M 4,15	150	1,51	9,12E-04	1,30E-02	4,41E+05
M 3,21	150	1,34	9,15E-04	1,26E-02	4,11E+05
M 3,17	100	1,62	9,01E-04	1,32E-02	7,52E+06
M 1,04	100	1,84	9,01E-04	1,28E-02	4,76E+06
M 8,13	100	1,33	9,03E-04	1,30E-02	1,16E+06

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
M 1,08	100	1,14	9,03E-04	1,30E-02	1,13E+06
M 4,16	100	1,47	9,07E-04	1,30E-02	1,98E+06
M 8,11	100	0,88	9,07E-04	1,28E-02	1,47E+06
M 7,08	100	1,83	9,08E-04	1,26E-02	3,20E+06
M 7,10	100	1,62	9,09E-04	1,28E-02	3,62E+06

APÊNDICE D,10 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAMC (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
M 2,04	180	2,47	8,88E-04	1,34E-02	6,30E+04
M 4,01	180	2,96	8,88E-04	1,34E-02	3,30E+04
M 4,04	180	2,86	8,89E-04	1,32E-02	3,80E+05
M 8,19	180	2,80	8,89E-04	1,40E-02	1,05E+05
M 5,20	150	2,54	8,89E-04	1,34E-02	5,48E+05
M 8,20	150	2,33	8,90E-04	1,31E-02	3,17E+05
M 4,09	150	2,50	8,91E-04	1,30E-02	8,12E+05
M 6,19	150	2,80	8,93E-04	1,32E-02	1,11E+06
M 4,02	150	2,79	8,93E-04	1,34E-02	1,61E+06
M 5,05	150	2,37	8,93E-04	1,30E-02	7,08E+05
M 3,05	150	2,59	8,93E-04	1,33E-02	1,86E+06
M 8,12	150	2,39	8,93E-04	1,32E-02	4,08E+05
M 6,17	100	2,36	8,82E-04	1,32E-02	5,95E+06
M 4,03	100	2,45	8,83E-04	1,33E-02	7,26E+05
M 1,01	100	4,36	8,84E-04	1,34E-02	6,35E+06
M 1,02	100	2,53	8,85E-04	1,36E-02	1,33E+07
M 5,16	100	2,80	8,85E-04	1,33E-02	3,78E+05
M 2,16	100	2,57	8,86E-04	1,34E-02	1,69E+06
M 4,07	100	2,55	8,87E-04	1,32E-02	8,39E+06
M 2,19	100	2,55	8,87E-04	1,32E-02	4,15E+06

APÊNDICE D,11 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAMC (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F $_0$)
M 5,03	180	3,15	9,08E-04	1,29E-02	2,06E+05
M 5,02	180	3,17	9,09E-04	1,27E-02	4,35E+04
M 7,13	180	2,43	9,14E-04	1,25E-02	8,10E+04
M 3,13	180	2,54	9,17E-04	1,27E-02	1,76E+05
M 3,06	150	2,66	8,93E-04	1,34E-02	3,03E+05
M 1,13	150	2,48	8,96E-04	1,29E-02	6,56E+05
M 8,02	150	3,03	8,97E-04	1,32E-02	9,75E+04
M 2,06	150	2,68	8,97E-04	1,36E-02	5,85E+05
M 3,07	150	2,75	8,97E-04	1,31E-02	3,89E+05

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F ₀)
M 5,07	150	2,50	8,97E-04	1,29E-02	2,93E+05
M 2,07	150	2,42	8,98E-04	1,30E-02	7,80E+04
M 4,06	100	2,85	8,98E-04	1,32E-02	1,63E+06
M 2,14	100	3,16	8,99E-04	1,33E-02	3,00E+06
M 3,09	100	2,61	8,99E-04	1,32E-02	1,75E+06
M 6,15	100	5,09	9,00E-04	1,33E-02	1,47E+06
M 3,15	100	2,44	9,02E-04	1,30E-02	3,24E+06
M 3,08	100	2,71	9,03E-04	1,29E-02	2,48E+06
M 1,17	100	2,90	9,04E-04	1,28E-02	1,75E+06
M 7,01	100	4,03	9,05E-04	1,32E-02	1,33E+06

APÊNDICE D,12 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAMC (H₂O) (10°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F ₀)
M 6,01	180	2,00	8,94E-04	1,33E-02	2,06E+05
M 7,06	180	2,21	8,94E-04	1,30E-02	1,17E+05
M 2,21	180	2,25	8,95E-04	1,36E-02	1,89E+05
M 4,10	180	2,25	8,97E-04	1,30E-02	2,61E+05
M 7,19	150	2,28	8,87E-04	1,32E-02	2,72E+05
M 3,20	150	2,09	8,90E-04	1,35E-02	3,47E+05
M 4,05	150	2,00	8,90E-04	1,35E-02	7,04E+05
M 1,19	150	2,26	8,90E-04	1,35E-02	6,80E+05
M 5,11	150	2,32	8,90E-04	1,31E-02	4,04E+05
M 4,08	150	2,15	8,91E-04	1,32E-02	7,70E+05
M 1,03	150	1,90	8,93E-04	1,35E-02	1,06E+06
M 1,15	100	1,98	8,79E-04	1,42E-02	2,31E+06
M 1,14	100	1,89	8,83E-04	1,33E-02	3,96E+06
M 7,22	100	1,90	8,86E-04	1,36E-02	2,77E+06
M 5,10	100	2,25	8,86E-04	1,32E-02	4,19E+06
M 6,05	100	2,03	8,97E-04	1,31E-02	1,17E+06
M 4,22	100	2,18	8,97E-04	1,34E-02	2,54E+06
M 5,12	100	2,16	8,97E-04	1,33E-02	2,45E+06
M 6,18	100	1,90	8,98E-04	1,30E-02	1,29E+06

APÊNDICE D,13 - Resultados do ensaio de Fadiga da mistura asfáltica MAMC (H₂O) (20°C e 25Hz),

CP (N°)	Def, max (μm)	Vv (%)	K ϵ (cm^{-1})	K σ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F ₀)
M 6,02	180	2,27	9,00E-04	1,29E-02	2,33E+05
M 7,14	180	2,23	9,02E-04	1,29E-02	1,38E+05
M 7,07	180	2,13	9,02E-04	1,29E-02	1,88E+05
M 5,22	180	2,03	9,04E-04	1,27E-02	6,60E+04

CP (N°)	Def, max (μm)	V_v (%)	Kϵ (cm^{-1})	Kσ (cm^{-2})	N° de Ciclos (50%F₀)
M 2,08	150	1,98	9,04E-04	1,26E-02	3,38E+05
M 3,11	150	2,21	9,04E-04	1,28E-02	2,54E+05
M 4,11	150	2,09	9,05E-04	1,28E-02	4,07E+05
M 4,17	150	2,01	9,05E-04	1,33E-02	2,84E+05
M 4,21	150	2,26	9,05E-04	1,31E-02	1,88E+05
M 3,14	150	2,32	9,05E-04	1,31E-02	3,53E+05
M 5,17	150	2,10	9,07E-04	1,25E-02	3,81E+05
M 2,02	150	2,10	9,07E-04	1,31E-02	4,43E+05
M 6,12	100	2,01	8,99E-04	1,29E-02	1,83E+06
M 7,02	100	2,02	8,99E-04	1,33E-02	6,09E+05
M 5,18	100	2,17	8,99E-04	1,31E-02	2,12E+06
M 5,19	100	2,19	8,99E-04	1,28E-02	1,72E+06
M 2,03	100	2,13	9,07E-04	1,34E-02	1,98E+06
M 4,20	100	2,12	9,08E-04	1,31E-02	8,57E+05
M 4,18	100	1,91	9,11E-04	1,28E-02	2,53E+06
M 4,19	100	1,95	9,13E-04	1,29E-02	8,64E+05

**APÊNDICE E - Resultados do modelo de
Huet Sayegh das misturas BBM-2 e BBM-3**

APÊNDICE E – Dados do modelo de Huet-Sayegh das misturas BBME-2 e BBM-3.

PARÂMETROS	MISTURAS	
	BBME-2	BBM-3
E0 (Mpa)	111.694	150.565
Einf (Mpa)	14475	11640
d	0.18978	0.47905
k	0.15533	0.22056
h	0.53169	0.89605
τ	0.06955	0.13247
A0	0.55975	1.73648
A1	-0.23248	-0.27611
A2	0.000718	0.001773

Fonte: Almeida (2013)