		1. Relatório Número: CCR-ND-REOL-RT3-JAN/2017	
		2. Data do Relatório: Janeiro de 2017	3. Folhas: 512
4. Título da Pesquisa: “Caracterização reológica de ligantes asfálticos com vistas à seleção de materiais e ao controle de qualidade”			
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária Nova Dutra, do Grupo CCR		6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)	
7. Relatório preparado por: Adalberto Leandro Faxina e Luis Miguel Gutierrez Klinsky			
8. Resumo: O interesse pela aplicação de ligantes asfálticos modificados tem crescido gradativamente ao longo dos últimos anos, tendo em vista os benefícios originados pela utilização destes materiais nas camadas asfálticas. Dado o número relativamente grande de produtos comerciais atualmente disponíveis para aplicação em pavimentação, é imperativo que se faça uma análise detalhada de cada um, a fim de verificar se as suas propriedades reológicas atendem aos requisitos de especificações tanto nacionais quanto internacionais. Com o advento da especificação Superpave nos Estados Unidos, um estilo mais racional de seleção de ligantes asfálticos foi implementado naquele país, o que veio a influenciar a maneira de selecionar asfaltos ao redor do mundo. Tendo em vista a necessidade de estudo detalhado dos diferentes ligantes asfálticos modificados comerciais e os avanços na lógica de seleção de materiais, este projeto de pesquisa tem por objetivo principal criar meios para incorporação da tecnologia Superpave para ligantes asfálticos nas atividades regulares desta Concessionária de rodovias, como ferramenta de caracterização reológica de ligantes asfálticos a ser empregada tanto na seleção de ligantes asfálticos quanto no controle de qualidade destes materiais. Dentre os objetivos específicos estão: (1) realizar uma revisão bibliográfica referente à especificação Superpave e a propriedades reológicas de materiais asfálticos; (2) determinar os graus de desempenho para a Rodovia Presidente Dutra, tendo por base dados de temperaturas máximas e mínimas obtidas de estações meteorológicas instaladas nas proximidades da rodovia; (3) realizar ensaios reológicos para a classificação de ligantes asfálticos puros e modificados comerciais, visando a definição de um panorama nacional do mercado de ligantes asfálticos; (4) capacitar técnicos do Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da CCR Nova Dutra em ensaios de caracterização reológica de ligantes asfálticos; e (5) conceber uma especificação interna de materiais asfálticos, que sistematize e oriente a seleção de ligantes asfálticos, sejam puros ou modificados, destinados às obras da CCR Nova Dutra. No atual estágio de desenvolvimento da pesquisa, encontram-se concluídas as etapas de revisão bibliográfica, de determinação do grau de desempenho com base nos dados oriundos de estações meteorológicas nas cercanias da Rodovia Presidente Dutra, de treinamento dos técnicos do Centro de Pesquisas Rodoviárias da Concessionária CCR Nova Dutra e de elaboração de uma especificação interna de ligantes asfálticos baseada em desempenho para a Concessionária. O presente relatório apresenta os resultados das fases concluídas e os resultados parciais dos resultados de ensaios de laboratório realizados até o momento. Nos próximos três meses, serão concluídos os ensaios de laboratório, a análise dos resultados e a redação das conclusões da pesquisa.			
9. Palavras Chave: ligantes asfálticos, ligantes asfálticos modificados, especificação Superpave, caracterização reológica, grau de desempenho, envelhecimento			

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	7
1.1. RELEVÂNCIA DO TEMA.....	7
1.2. OS OBJETIVOS DESTA PESQUISA.....	11
1.3. PROGRAMA LABORATORIAL.....	11
1.4. ETAPAS DA PESQUISA E AVANÇOS.....	12
1.5. PRODUTOS DESTA PESQUISA.....	13
1.6. A ESTRUTURA DESTE RELATÓRIO (PARCIAL).....	14
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1. INTRODUÇÃO.....	15
2.2. PARÂMETROS REOLÓGICOS APLICADOS NA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA.....	19
2.2.1. Introdução.....	19
2.2.2. Caracterização reológica dos ligantes asfálticos nos regimes permanente e oscilatório.....	20
2.2.3. Caracterização viscoelástica dos ligantes asfálticos em regime oscilatório.....	21
2.2.4. Rigidez dos ligantes asfálticos.....	28
2.2.5. Consistência dos ligantes asfálticos.....	30
2.2.6. Comportamento reológico de ligantes asfálticos a temperaturas baixas.....	36
2.3. MÉTODOS TRADICIONAIS DE CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	47
2.3.1. Limitações dos ensaios empíricos.....	47
2.3.2. Medidas isoladas.....	49
2.3.3. Parâmetros de suscetibilidade.....	52
2.3.4. Nomogramas e suas inconveniências.....	59
2.3.5. Índices de envelhecimento.....	60
2.4. ESPECIFICAÇÕES PARA LIGANTES ASFÁLTICOS BASEADAS EM PROPRIEDADES REOLÓGICAS.....	61
2.4.1. Limitações das especificações baseadas em propriedades reológicas empíricas....	62
2.4.2. Especificação Superpave.....	63
2.5. RELAÇÕES ENTRE PROPRIEDADES REOLÓGICAS DO LIGANTE ASFÁLTICO E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS.....	76
2.5.1. Reologia do ligante asfáltico e defeitos do pavimento.....	77
2.5.2. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à deformação permanente.....	79

2.5.3. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à fadiga devida ao tráfego.....	82
2.5.4. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à formação de trincas por origem térmica.....	84
2.5.5. Propriedades dos ligantes asfálticos na ruptura.....	88
2.6. REFINAMENTOS DOS PARÂMETROS SUPERPAVE PARA DEFORMAÇÃO PERMANENTE E FADIGA..	88
2.6.1. Limitações dos parâmetros de deformação permanente e de fadiga.....	88
2.6.2. Refinamentos propostos.....	90
2.7. FUNDAMENTOS TEÓRICOS, CONSTRUÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE CURVAS-MESTRE.....	95
2.7.1. Histórico.....	95
2.7.2. Fundamentação teórica.....	96
2.7.3. Princípio de superposição tempo-temperatura.....	102
2.7.4. Parâmetros característicos da curva-mestre.....	105
2.7.5. Construção da curva-mestre.....	107
2.7.6. Modelos para descrição da dependência da temperatura.....	109
2.7.7. Modelos matemáticos combinados.....	112
2.8. NOVOS ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	114
2.8.1. Ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões – MSCR.....	115
2.8.2. Ensaio para a avaliação das características de fadiga de ligantes asfálticos...	119

CAPÍTULO 3. MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS _____ **129**

3.2. MATERIAIS UTILIZADOS.....	129
3.3. EQUIPAMENTOS.....	130
3.4. MÉTODOS EXPERIMENTAIS.....	132
3.3.1. Envelhecimento a curto prazo em estufa de filme fino rotativo (RTFOT).....	132
3.3.2. Envelhecimento a longo prazo em estufa de vaso pressurizado (PAV).....	133
3.3.3. Ensaio de ponto de amolecimento pelo método anel e bola.....	135
3.3.4. Ensaio de penetração.....	135
3.3.5. Ensaio de ductilidade.....	136
3.3.6. Ensaio de recuperação elástica.....	136
3.3.7. Ensaio de densidade.....	137
3.3.8. Ensaio de viscosidade rotacional.....	138
3.3.9. Ensaio de cisalhamento em regime oscilatório.....	139
3.3.10. Construção das curvas-mestre dos ligantes asfálticos.....	141
3.3.11. Ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR).....	142
3.3.12. Ensaio de varredura linear de amplitude (LAS).....	145
3.3.13. Ensaio de fluência na flexão (BBR).....	150
3.3.14. Determinação do grau de desempenho (PG) nas temperaturas altas e baixas..	152
3.3.15. Ensaio de estabilidade à estocagem.....	153

CAPÍTULO 4. RESULTADOS PRELIMINARES	155
4.1. RESULTADOS DO ENSAIO DE PONTO DE AMOLECIMENTO.....	155
4.2. RESULTADOS DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO.....	157
4.3. RESULTADOS DO ENSAIO DE DUCTILIDADE.....	160
4.4. RESULTADOS DO ENSAIO DE RECUPERAÇÃO ELÁSTICA E RETORNO ELÁSTICO.....	161
4.5. RESULTADOS DO ENSAIO DE DENSIDADE.....	162
4.6. RESULTADOS DO ENSAIO DE VISCOSIDADE.....	164
4.7. GRAU DE DESEMPENHO PG SOB TEMPERATURAS ALTAS.....	170
4.8. RESULTADOS DO ENSAIO DE FLUÊNCIA E RECUPERAÇÃO SOB MÚLTIPLAS TENSÕES (MSCR)...	172
4.9. TEMPERATURAS CRÍTICAS DE FADIGA ($G^*_{SEND} = 5$ MPA).....	187
4.10. RESULTADOS DO ENSAIO DE VARREDURA DE AMPLITUDE LINEAR (LAS).....	191
4.10.1. Análise do índice de tolerância ao dano pelo parâmetro a_f	191
4.10.2. Análise baseada na teoria de dano contínuo viscoelástico (VECD).....	193
4.11. RESULTADOS DO ENSAIO DE FLUÊNCIA NA FLEXÃO.....	229
4.12. CURVAS-MESTRE.....	233
4.12.1. Índices de modificação.....	233
4.12.2. Índices de envelhecimento.....	237
4.12.3. Estabilidade à estocagem.....	248
4.13. DETERMINAÇÃO DO PG DO PAVIMENTO DA RODOVIA PRESIDENTE DUTRA.....	260
4.14. PROPOSTA DE ESPECIFICAÇÃO INTERNA PARA LIGANTES ASFÁLTICOS.....	264
REREFÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	269
ANEXO A	275

1.1. Relevância do tema

Os pavimentos asfálticos são uma das soluções de engenharia mais difundidas pelo mundo, tendo em vista suas qualificações técnicas, a facilidade de construção e de manutenção e a relação custo/benefício. Uma das peculiaridades que distinguem tais estruturas de qualquer outra estrutura civil é a degradação contínua à qual estão sujeitas ao longo da sua vida útil. Tal degeneração se dá, basicamente, pela ação conjunta das cargas do tráfego e do intemperismo, na forma de umidade, radiação solar e ciclos de congelamento-degelo. Na prática, não há como projetar economicamente um pavimento que dure décadas, como é o caso da maioria das obras civis. Pavimentos são estruturas dimensionadas para “ruir” dentro de um determinado período de uso, chamado de vida útil ou período de projeto. Por esta razão, projeto adequado e manutenção preventiva e corretiva representam dois elementos de fundamental importância no gerenciamento de uma rede rodoviária.

Dentre os fatores que contribuem para o projeto adequado de um pavimento asfáltico e a manutenção eficiente daquele pavimento está a seleção dos materiais de construção. No caso dos pavimentos asfálticos, o ligante asfáltico tem grande relevância sobre o comportamento estrutural do pavimento. O ligante asfáltico atua como agente cimentante, aglutinando as partículas de agregado mineral. Tal mistura de componentes, se adequadamente compactada e construída em espessura compatível com a estrutura em questão, tem como propósito combater os esforços de tração, compressão e cisalhamento que solicitam o pavimento. Tais esforços repetitivos culminam na formação dos três principais mecanismos que levam o pavimento asfáltico à falência estrutural: deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento de origem térmica.

A seleção racional do tipo de ligante asfáltico mais adequado para uma obra foi, por muito tempo, um objeto de muita polêmica. Em relação às classificações tradicionais baseadas em propriedades empíricas, os estudos conduzidos pelo programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), nos Estados Unidos, nas décadas de 1980 e 1990, concluíram que (i) as especificações de ligantes asfálticos baseadas em penetração e viscosidade não seriam apropriadas para uma caracterização completa dos ligantes asfálticos nas faixas de temperaturas típicas às quais os pavimentos estão submetidos, (ii) as especifica-

ções baseadas em penetração e viscosidade seriam insuficientes para garantir o bom desempenho dos pavimentos a longo prazo e (iii) muitos dos métodos de ensaio deveriam ser revisados, substituídos ou eliminados (ANDERSON et al., 1991; FINN et al., 1990). A ineficiência de tais especificações se deve primordialmente à inexistência, no passado, de ferramentas sofisticadas que permitissem a caracterização adequada do ligante asfáltico. Os pesquisadores do SHRP apontaram ainda uma confusão significativa a respeito da importância das propriedades do ligante asfáltico e quais destas propriedades podem ser efetivamente relacionadas ao desempenho do pavimento. Esta confusão vem especialmente da subestimação da complexidade das propriedades reológicas do ligante asfáltico e da natureza empírica dos métodos usados para medir tais propriedades (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Com o surgimento das ferramentas da Reologia (ramo da Física que estuda o fluxo dos materiais mediante carregamento) e a popularização de equipamentos cada vez mais sofisticados, foi possível a criação, em 1994, nos Estados Unidos, de uma especificação de ligante asfálticos totalmente pautada por propriedades reológicas fundamentais. Tais propriedades são capazes de relacionar racionalmente as propriedades do ligante asfáltico às propriedades mecânicas da mistura asfáltica no pavimento. Com o advento da chamada especificação Superpave (*Superior Performing Pavements*), o mundo passou a ter uma nova – e muito promissora – alternativa para a seleção racional de ligantes asfálticos para pavimentação. As pesquisas do SHRP indicaram que, para a seleção apropriada dos ligantes asfálticos, não há substitutos para a caracterização do comportamento reológico e de propriedades na ruptura. Foi verificado que os métodos então em vigor nos Estados Unidos à época (década de 1980 e 1990) eram prejudicados por empirismo e simplificações em níveis inaceitáveis, não atendendo as atuais necessidades da indústria (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A especificação Superpave é considerada uma especificação por desempenho, uma vez que associa características físicas do ligante asfáltico ao desempenho da camada asfáltica no pavimento. Com esta especificação, ficou mais fácil medir uma propriedade reológica do ligante asfáltico no laboratório e prever, com certo grau de segurança, o efeito que tal ligante asfáltico terá sobre o comportamento mecânico da mistura asfáltica em campo. Segundo Anderson et al. (1991), os critérios de uma especificação verdadeiramente baseada em desempenho devem ser representativos do comportamento do material no pavimento. Com base nesta nova ferramenta, a seleção do ligante asfáltico deixou de ser um processo intuitivo e empírico e passou a ser um processo científico.

Para selecionar o ligante asfáltico mais adequado para uma determinada obra ou trecho dela, é necessário, antes de mais nada, determinar qual o grau de desempenho (PG – *performance grade*) que será exigido de tal material. Tal determinação se faz por meio do levantamento das temperaturas máximas e mínimas do ar, ao longo da região cortada pela rodovia, que em seguida são convertidas, por meio de funções de transferência, em temperaturas máximas e mínimas do pavimento. Sabendo quais são estas temperaturas, é possível indicar um ligante asfáltico cujas propriedades reológicas sejam suficientes para suportar tais variações de temperatura, sem provocar o surgimento prematuro de defeitos na mistura asfáltica. Um trecho de uma rodovia qualquer pode exigir um ligante asfáltico de classe PG 64-22, por

exemplo, o que significa que sua integridade estaria mantida se as temperaturas máximas e mínimas da camada asfáltica não estivessem fora da faixa de -22 e $+64^{\circ}\text{C}$. Parâmetros de especificação, baseados em propriedades reológicas do ligante asfáltico, foram arbitrados, de maneira a indicar as temperaturas limites para que a integridade do ligante asfáltico seja preservada.

Como parte da pesquisa realizada pelo SHRP, novos métodos e parâmetros foram introduzidos para medir propriedades fundamentais que podem ser facilmente relacionadas ao desempenho dos pavimentos, com base em conceitos sólidos de engenharia. As novas propriedades incluíam, à época do lançamento da especificação Superpave, o módulo complexo (G^*), o ângulo de fase (δ), a rigidez ($S[60]$) e a taxa de relaxação ($m[60]$), sob baixas temperaturas, e a deformação na ruptura (ϵ_t) sob baixas temperaturas (BAHIA e ANDERSON, 1995). A fim de medir as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos, quatro equipamentos foram selecionados pelo SHRP (ANDERSON et al., 1994):

- viscosímetro rotacional (Brookfield) para medir a viscosidade sob temperaturas de bombeamento, de mistura com os agregados em usina e de compactação – este ensaio é especificado para garantir a trabalhabilidade da mistura, embora a viscosidade não esteja diretamente relacionada aos mecanismos de ruptura do pavimento;
- reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR – dynamic shear rheometer) para medir propriedades em regime oscilatório de cisalhamento dos ligantes asfálticos sob temperaturas altas e intermediárias e simular taxas de carregamento típicas do tráfego;
- reômetro de viga à flexão (BBR – bending beam rheometer) para medir propriedades dos ligantes asfálticos sob temperaturas baixas e simular condições de carregamento resultantes de resfriamento/congelamento;
- equipamento de tração direta (DTT – direct tension test) para medir propriedades dos ligantes asfálticos na ruptura e simular carregamentos resultantes do resfriamento/congelamento.

Segundo Anderson et al. (1994), juntos, o DSR e o BBR são suficientes para determinar as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos nas faixas de frequência de carregamento e de temperatura de interesse para especificações e pesquisas. Para simular as condições de envelhecimento a curto prazo dos ligantes asfálticos, característico do processamento em usina, lançamento e compactação das misturas asfálticas, foi escolhido o ensaio RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*). Para simular as condições de envelhecimento a longo prazo, sofridas pelo ligante asfáltico ao longo da vida útil do pavimento, foi escolhido o ensaio no PAV (*Pressurized Aging Vessel*). Nas temperaturas de ocorrência de deformação permanente, seriam monitoradas as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos a curto prazo. Nas temperaturas de ocorrência de fadiga devida ao tráfego e de trincas de origem térmica, seriam monitoradas as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos envelhecidos a longo prazo.

Depois de aproximadamente 15 anos do seu lançamento, a especificação Superpave passou por uma revisão, na qual foram incorporados o efeito do nível de tráfego como fator interveniente sobre a seleção

do ligante asfáltico e o ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR – *multiple stress creep and recovery test*) para controle do nível de deformação permanente do ligante asfáltico. A seleção do ligante asfáltico passou a ser realizada então (ANDERSON et al., 2010; ASPHALT INSTITUTE, 2010a; ASPHALT INSTITUTE, 2010b; D'ANGELO, 2010a) com base não só na temperatura do pavimento e no nível de envelhecimento do ligante asfáltico, mas também em quatro níveis de tráfego (padrão, pesado, muito pesado e extremamente pesado). Do ensaio MSCR são obtidas duas propriedades reológicas, a recuperação elástica e a compliância não-recuperável, ambas muito efetivas em especial para captar peculiaridades do comportamento reológico de ligantes asfálticos modificados (DOMINGOS, 2011).

Com a recente revisão, o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ deixou de ser o parâmetro de controle da deformação permanente na especificação Superpave e passou a ser usado apenas para classificação do ligante asfáltico segundo o grau de desempenho. O ensaio é conduzido com ligante asfáltico virgem e/ou envelhecido a curto prazo. O parâmetro $G^*.\text{sen}\delta$ de controle do trincamento por fadiga foi mantido, apesar de suas reconhecidas limitações, e deve ser obtido apenas do material envelhecido a curto prazo. Novos procedimentos de ensaio para caracterização da vida de fadiga ou da tolerância à fadiga de materiais asfálticos foram propostos (JOHNSON, 2010; HINTZ, 2012) e passaram a ser aplicados em pesquisas recentemente (PAMPLONA, 2013; NUÑEZ, 2013; MARTINS, 2014; PAMPLONA et al., 2014; SOBREIRO, 2014; VERDADE, 2015; NASCIMENTO, 2015), utilizando não apenas amostras envelhecidas a longo mas também a curto prazo. As propriedades monitoradas a baixas temperaturas (rigidez e taxa de relaxação) e o procedimento de ensaio para obtenção de tais medidas foram mantidos na revisão da especificação.

No seu formato atual, a especificação Superpave é altamente efetiva em indicar propriedades e parâmetros para (i) manipulação do ligante asfáltico (viscosidade Brookfield), (ii) controle da deformação permanente (recuperação elástica e compliância no ensaio MSCR) e (iii) controle do trincamento de origem térmica (rigidez e taxa de relaxação sob baixas temperaturas), mas ainda é reconhecidamente falha na caracterização do ligante asfáltico à fadiga (utilizando o parâmetro $G^*.\text{sen}\delta$). O novo procedimento de ensaio LAS (*Linear Amplitude Sweep*), criado pelo grupo do Prof. Hussain Bahia na University of Wisconsin-Madison, tem sido objeto de estudo e tem se mostrado efetivo como procedimento de ensaio para especificação de ligantes asfálticos. Falta, no entanto, a definição de um parâmetro de controle para o trincamento por fadiga e a sua consequente introdução na especificação Superpave. Depois de mais de 20 anos de seu lançamento, a especificação Superpave ainda é um produto inacabado, embora, na prática, represente a ferramenta mais efetiva que se tem disponível hoje para classificar um ligante asfáltico.

Os equipamentos e métodos de ensaio introduzidos pelo programa SHRP são ferramentas úteis também para (i) realizar o controle de qualidade no recebimento de lotes de ligante asfáltico ou mesmo para (ii) acompanhar as mudanças de comportamento do ligante asfáltico durante a construção da camada asfáltica e ao longo da vida útil dela. No primeiro caso, o comprador pode verificar se o lote apresenta as características por ele especificadas e aceitá-lo ou recusá-lo, a depender dos limites de variabilidade arbitrados. No segundo caso, o acompanhamento das alterações das propriedades reológicas do ligante

asfáltico ao longo do tempo fornece parâmetros de apoio à decisão para definição de cronogramas de manutenção e reabilitação de pavimentos.

1.2. Os objetivos desta pesquisa

Objetivo geral. O objetivo geral deste projeto de pesquisa é a incorporação da tecnologia Superpave para ligantes asfálticos nas atividades regulares desta Concessionária de rodovias, como ferramenta de caracterização reológica de ligantes asfálticos a ser empregada tanto na seleção de ligantes asfálticos quanto no controle de qualidade destes materiais.

Objetivos específicos. Os objetivos específicos são:

1. Realizar revisão bibliográfica referente à especificação Superpave e a propriedades reológicas de materiais asfálticos;
2. Determinar os graus de desempenho para a Rodovia Presidente Dutra, tendo por base dados de temperaturas máximas e mínimas obtidas de estações meteorológicas instaladas nas proximidades da rodovia;
3. Realizar ensaios reológicos para a classificação de ligantes asfálticos puros e modificados comerciais, visando a definição de um panorama nacional do mercado de ligantes asfálticos;
4. Capacitar técnicos do Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da CCR Nova Dutra em ensaios de caracterização reológica de ligantes asfálticos;
5. Conceber uma especificação interna de materiais asfálticos, que sistematize e oriente a seleção de ligantes asfálticos, sejam puros ou modificados, destinados às obras da CCR Nova Dutra; e
6. Preparar os relatórios parciais e final.

1.3. Programa laboratorial

Os ensaios programados para alcançar os objetivos previstos estão listados na Tabela 1. As amostras serão analisadas, a depender do ensaio, nas condições virgem, envelhecida a curto prazo (RTFOT) e envelhecida a longo prazo (RTFOT+PAV). O procedimento de envelhecimento a curto prazo é o especifi-

cado pela norma ASTM D 2872-12e1 e o procedimento de envelhecimento a longo prazo é o especificado pela norma ASTM D 6521-13.

Por meio dos ensaios previstos, será possível comparar as diversas propriedades reológicas de cada material e seus respectivos graus de desempenho, de maneira a estabelecer um ordenamento que indique as melhores e as piores formulações disponíveis no mercado. Os ensaios com as amostras envelhecidas também servirão para estabelecer um ordenamento das melhores e das piores formulações em termos de sensibilidade ao envelhecimento.

Os materiais a serem coletados ao longo do período de desenvolvimento do projeto são:

- porções de ligantes asfálticos comerciais, puros e modificados por aditivos diversos;
- porções de ligantes asfálticos virgens empregados em obras.

Tabela 1. Propriedades e procedimentos de ensaio para caracterização dos materiais

propriedades	nível de envelhecimento	norma
módulo complexo (G^*) e ângulo de fase (δ) – determinação do PG, do parâmetro de fadiga $G^* \cdot \text{sen} \delta$ e construção de curvas-mestre	virgem, curto prazo e longo prazo	ASTM D7175-08
viscosidade rotacional	virgem e curto prazo	ASTM D4402M-13
rigidez $S(60)$ e taxa de relaxação $m(60)$	longo prazo	ASTM D6648-08
recuperação elástica (%R) e compliância não-recuperável (J_{nr}) – ensaio MSCR	virgem e curto prazo	ASTM D7405-10a
índice de tolerância à fadiga (a_f) e modelo de vida de fadiga ($N_f = A_{35} \cdot \gamma^B$) – ensaio LAS	curto e longo prazos	AASHTO TP101-14/12-ul
recuperação elástica	virgem	DNER ME 130-10
ductilidade	virgem e curto prazo	DNER-ME 163-98
penetração	virgem e curto prazo	DNER-ME 155-10
ponto de amolecimento	virgem e curto prazo	DNER-ME 131-10
densidade	virgem	DNER ME 193-96

1.4. Etapas da pesquisa e avanços

As etapas originalmente previstas para o desenvolvimento do projeto são listadas na Tabela 2, onde também estão indicados quais os percentuais de avanço em cada etapa obtidos até este momento. Cabe destacar que, dentre as etapas previstas, quatro foram concluídas, a saber, a revisão bibliográfica, a determinação do grau de desempenho de trechos da rodovia, a capacitação técnica em ensaios reológi-

cos e a elaboração de uma especificação interna baseada em desempenho para seleção de ligantes asfálticos e para controle de qualidade. A capacitação técnica ocorreu nas dependências do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra em três oportunidades, entre os dias 09 e 12 de Setembro de 2015, nos dias 03 e 04 de Novembro de 2015 e nos dias 14 e 15 de Abril de 2016, e nas dependências do Laboratório de Estradas da EESC-USP nos dias 15 e 16 de Outubro de 2015. Foram tratados os seguintes assuntos durante o treinamento: conceitos de reologia, propriedades reológicas de interesse para a pavimentação, especificações para ligantes asfálticos, procedimentos de ensaio e técnicas para análise e interpretação de resultados de ensaios.

Tabela 2. Etapas do projeto de pesquisa e avanços percentuais

etapa	atividade programada	percentual cumprido de cada etapa
1	revisão bibliográfica referente aos assuntos abordados na pesquisa	100
2	determinação do grau de desempenho para a Rodovia Presidente Dutra com base em dados de estações meteorológicas	100
3	execução de ensaios reológicos para a classificação de ligantes asfálticos puros e modificados comerciais	85
4	capacitação de técnicos do Centro de Pesquisas da CCR Nova Dutra em ensaios de caracterização reológica de ligantes asfálticos	100
5	concepção de uma especificação interna de materiais asfálticos para sistematizar e orientar a seleção de ligantes asfálticos, destinados às obras da CCR Nova Dutra	100
6	preparação de relatórios parciais e final	75
percentual médio de cumprimento das etapas previstas		92,0

1.5. Produtos desta pesquisa

Os produtos obtidos ao longo do desenvolvimento de cada etapa serão apresentados em relatórios parciais, que serão posteriormente reunidos em um relatório único ao final do projeto. Os relatórios serão apresentados na forma impressa e digital. Dentre os relatórios a serem apresentados estão os que irão conter os seguintes conteúdos:

- (i) revisão bibliográfica acerca dos assuntos tratados no projeto de pesquisa;
- (ii) graus de desempenho especificados para a Rodovia Presidente Dutra;
- (iii) resultados de ensaios de caracterização reológica de ligantes asfálticos e respectivas análises;

- (iv) capacitação dos técnicos do CPR da CCR Nova Dutra em ensaios reológicos de ligantes asfálticos; e
- (v) concepção da especificação interna para seleção de ligantes asfálticos e controle de qualidade.

1.6. A estrutura deste relatório (parcial)

O Capítulo 1 foi destinado às considerações iniciais desta pesquisa, apresentando uma pequena revisão bibliográfica justificando a relevância do tema, os objetivos desta pesquisa, o programa laboratorial desenvolvido, os produtos esperados e a organização da apresentação do texto deste relatório. O Capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica acerca dos assuntos abordados na pesquisa, compreendendo os seguintes tópicos: (1) conceitos básicos acerca da caracterização de materiais em ensaios em regime permanente e oscilatório, (2) procedimentos de medida de propriedades em regime oscilatório e permanente atualmente em uso para monitorar as propriedades reológicas de ligantes asfálticos, (3) principais limitações das propriedades reológicas empíricas e dos índices tradicionalmente empregados na caracterização de ligantes asfálticos, (4) aplicações dos conceitos de reologia em especificações de ligantes asfálticos, mais especificamente em relação à especificação Superpave, (5) relações entre propriedades reológicas dos ligantes asfálticos e o desempenho de pavimentos, (6) refinamentos dos parâmetros de deformação permanente e de fadiga da especificação Superpave; (7) curvas-mestre, incluindo a fundamentação teórica, procedimentos para construção da curva-mestre e como interpretar curvas-mestre e (8) novos ensaios para caracterização reológica de ligantes asfálticos, incluindo os ensaios de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR) e de amplitude linear de deformação (LAS).

No Capítulo 3, são apresentados os materiais empregados no desenvolvimento da pesquisa, os equipamentos usados na realização dos ensaios e os procedimentos de ensaio. O Capítulo 4 foi reservado para a apresentação e a análise dos resultados dos ensaios de caracterização reológica dos ligantes asfálticos puros e modificados, sendo apresentados apenas os resultados coletados até o momento. As conclusões da pesquisa serão apresentadas em capítulo a ser criado oportunamente (Capítulo 5). Ao final, são apresentadas as referências bibliográficas citadas ao longo deste relatório. Na sequência, é apresentado o Anexo A, composto por resultados detalhados de alguns ensaios de laboratório, na forma de gráficos e tabelas.

O objetivo deste capítulo é apresentar uma revisão sucinta de literatura acerca dos assuntos tratados nesta pesquisa. O capítulo é composto por uma revisão bibliográfica que compreende os seguintes assuntos: (1) conceitos básicos acerca da caracterização de materiais em ensaios em regime permanente e oscilatório, (2) procedimentos de medida de propriedades em regime oscilatório e permanente atualmente em uso para monitorar as propriedades reológicas de ligantes asfálticos, (3) principais limitações das propriedades reológicas empíricas e dos índices tradicionalmente empregados na caracterização de ligantes asfálticos, (4) aplicações dos conceitos de reologia em especificações de ligantes asfálticos, mais especificamente em relação à especificação Superpave, (5) relações entre propriedades reológicas dos ligantes asfálticos e o desempenho de pavimentos, (6) refinamentos dos parâmetros de deformação permanente e de fadiga da especificação Superpave; (7) curvas-mestre, incluindo a fundamentação teórica, procedimentos para construção da curva-mestre e como interpretar curvas-mestre e (8) novos ensaios para caracterização reológica de ligantes asfálticos, incluindo MSCR e LAS.

2.1. Introdução

O uso de asfaltos na pavimentação asfáltica fez crescer o interesse por suas propriedades reológicas, devido à importância delas na produção e na qualidade dos pavimentos asfálticos. Embora os ensaios de penetração e de ponto de amolecimento tenham se provado suficientes para propósitos de especificação até o desenvolvimento dos asfaltos modificados por polímeros, muito esforço investigativo foi dedicado, nos últimos 130 anos, para descrever e compreender melhor a reologia dos asfaltos. Como consequência, as principais características da reologia do asfalto foram destacadas na virada do século 20: sua suscetibilidade à tensão, ao tempo de carregamento e à temperatura (LESUEUR, 2009). Mais adiante, no final do século 20, o envelhecimento também passou a ser considerado um fator de efeito expressivo

sobre a durabilidade do ligante asfáltico, tornando-se objeto de controle das especificações de materiais asfálticos.

A primeira tentativa de medir a viscosidade de uma substância semelhante a asfalto foi provavelmente a de Von Obermayer, que empregou três reômetros (placas deslizantes, placas paralelas e placa torcional) para caracterizar um alcatrão em 1877. Trouton iniciou seus experimentos no assunto em 1904 e desenvolveu a famosa relação entre viscosidade e tensão de cisalhamento usando piche. Ele provavelmente foi o primeiro a descrever o comportamento não-newtoniano do piche, com base no distanciamento da linearidade da taxa de deformação em fluência na tração e na sua não-proporcionalidade com a tensão (LESUEUR, 2009).

A partir de então, muitos arranjos experimentais foram propostos e um consenso geral foi alcançado sobre o destacado comportamento não-newtoniano em temperatura ambiente da maioria dos asfaltos na década de 1950. Como resultado, Pfeiffer e colaboradores corretamente atribuíram os efeitos não-newtonianos à viscoelasticidade e interpretaram-na como consequência do comportamento gel dos materiais. Em termos modernos, as medidas realizadas levariam em conta a presença da elasticidade retardada e alguma não-linearidade, um comportamento agora reconhecido como presente em todos os asfaltos (LESUEUR, 2009).

A primeira descrição moderna das propriedades viscoelásticas do asfalto provavelmente foi aquela feita por Van der Poel, que combinou medidas de fluência estática com experimentos dinâmicos em várias temperaturas. Os resultados foram empregados na construção do seu famoso nomograma, que permitia a previsão do módulo do asfalto com base em ensaios rotineiros (penetração e ponto de amolecimento). A construção do nomograma foi feita, de fato, com base em curvas-mestre usando o mesmo procedimento de deslocamento que tornou famosos, posteriormente, William, Landel e Ferry (LESUEUR, 2009).

O famoso “experimento das gotas de piche”, preparado por Pr. Parnell, na Universidade de Queensland, em 1927, ilustra a natureza viscosa do asfalto (EDGEWORTH et al., 1984). É considerado pelo Guinness Book o experimento de laboratório mais demorado do mundo. O experimento consiste de uma amostra de piche que escorre lentamente por um funil em temperatura ambiente. Até recentemente, apenas oito gotas caíram, desde 1930! Isto leva a uma viscosidade estimada de aproximadamente 230 MPa.s (LESUEUR, 2009).

A história do desenvolvimento dos materiais asfálticos se confunde com a história da Reologia em diversos momentos, sendo praticamente impossível separá-las. A Reologia proporcionou recursos para a avaliação de propriedades de interesse à pavimentação desde o início do desenvolvimento dos produtos asfálticos e, hoje, mais que em qualquer outro momento, esta ciência passou a ser parceira inseparável dos que se aventuram nos estudos destes materiais. As propriedades reológicas se tornaram recursos imprescindíveis na avaliação do desempenho dos materiais asfálticos, seja para o controle de produção, a classificação de materiais em especificações ou o desenvolvimento de novos produtos.

Reologia é um ramo da Física, que estuda o fluxo e a deformação da matéria. O termo reologia é originário do grego “rheos”, que significa fluxo, corrente, deslocamento. Este nome foi proposto originalmente por E. C. Bingham e M. Reiner para designar a disciplina, oficialmente instituída em Abril de 1929, com o propósito de descrever o estudo do fluxo e da deformação de todas as formas de matéria. Nesta época, a citação de Heráclito (“Tudo flui.”) foi adotada como lema da nova disciplina. O principal objetivo do estudo do comportamento reológico dos materiais asfálticos (AL-ABDUL WAHHAB et al., 1999) é encontrar a relação entre deformação, tensão, tempo de aplicação da carga e temperatura. A reologia dos ligantes asfálticos não é um assunto recente. Desde a década de 1920, pesquisadores têm estudado as propriedades reológicas desses materiais e tentado estabelecer um sistema para comparar seus diversos tipos, com base em propriedades reológicas (BARTH, 1962).

Os ligantes asfálticos são materiais de natureza complexa e podem apresentar comportamento elástico e viscoso, dependendo de fatores como temperatura, nível de tensão e tempo de atuação do carregamento, daí serem comumente referidos como materiais viscoelásticos. Um material viscoelástico combina o comportamento elástico, no qual o material armazena o trabalho aplicado e recupera sua conformação original após a remoção das cargas aplicadas, e o comportamento viscoso, no qual o material deforma permanentemente sob carregamento e dissipa o trabalho aplicado principalmente na forma de deformação permanente. Os ligantes asfálticos estão entre os materiais mais genuinamente viscoelásticos (BARTH, 1962).

À temperatura ambiente, os ligantes asfálticos apresentam comportamento viscoelástico, porém, sob condições extremas, podem se comportar como sólido elástico (sob baixa temperatura ou alta frequência de carregamento) ou como líquido viscoso (alta temperatura ou baixa frequência de carregamento). O exemplo citado por Bahia et al. (1992) ilustra como o comportamento mecânico dos ligantes asfálticos é sensível ao tempo de carregamento e à temperatura: para um ligante asfáltico convencional, sua deformação, sob um dado carregamento, pode aumentar de 10.000 vezes ao se aumentar a temperatura de 40°C ou ao mudar o tempo de carregamento de 0,1 para 10.000 s.

Dois aspectos revelam a peculiaridade dos materiais viscoelásticos: a sua dependência da temperatura (“temperature dependency”) e a sua dependência do tempo ou da frequência de aplicação do carregamento (“frequency dependency” ou “time dependency”). Segundo a literatura (ANDERSON et al., 1991), os ligantes asfálticos podem ser considerados materiais cujas dependências da temperatura e da frequência podem ser separadas, daí serem considerados materiais termorreologicamente simples. A separação dos efeitos da temperatura e da frequência de carregamento é feita por meio de curvas de deslocamento horizontal da temperatura (“temperature horizontal shift factors”, $a[T]$) e de curvas-mestre. Na obtenção destas curvas, admite-se a validade do princípio de superposição tempo-temperatura (PSTT) ou princípio de variáveis reduzidas que, fundamentalmente, descreve a equivalência entre estes dois fatores, ou seja, que a temperatura e o tempo ou frequência de aplicação de carga têm o mesmo efeito sobre as propriedades reológicas do material.

As curvas-mestre servem para avaliar o desenvolvimento de uma propriedade reológica em função da frequência ou do tempo de aplicação do carregamento. As curvas-mestre descrevem o comportamento reológico do material para uma única temperatura em um espectro amplo de tempos ou frequências. Com base nos fatores de deslocamento obtidos, é possível deslocar horizontalmente a curva-mestre gerada na temperatura de referência e obter uma nova curva, capaz de descrever o comportamento reológico do material ao longo do mesmo espectro de frequências ou tempos de carregamento, na temperatura desejada. Em função das suas potencialidades, as curvas-mestre representam uma ferramenta importantíssima na caracterização de materiais asfálticos ao longo de uma faixa ampla de temperaturas e tempos ou frequências de carregamento e têm sido frequentemente empregadas em pesquisas.

O ligante asfáltico é uma dispersão de materiais altamente associados e representa um sistema composto de alguns elementos que, quando isolados, não são igualmente solúveis. Existem forças de ligação secundárias, que não são ligações químicas covalentes, que mantêm certas moléculas polares reunidas em um aglomerado molecular. O ligante asfáltico apresenta propriedades reológicas ou viscoelásticas por causa da presença dessas forças de ligação fracas, que são muito sensíveis à temperatura e ao cisalhamento. Os ligantes asfálticos são muito mais sensíveis à temperatura e ao cisalhamento que os polímeros puros, por serem formados por compostos fracamente associados (J. C. PETERSEN, da discussão em CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

O ligante asfáltico é reconhecido como um material complexo em termos da sua constituição e do seu comportamento reológico. Uma das teorias aceitas sobre a sua composição indica que os ligantes asfálticos formam um sistema coloidal representado por uma suspensão de micelas de asfaltenos em um solvente composto de parafinas saturadas, cicloparafinas e estruturas aromáticas, cuja funcionalidade pode variar de polar a não-polar e de alifática a aromática. Outra teoria indica que os ligantes asfálticos são sistemas em que espécies químicas anfotéricas, isto é, aquelas que contêm componentes ácidos e básicos no mesmo composto, podendo agir como ambos, estão dispersas em uma matriz não-polar. Em ambos os casos, é essa habilidade de formar um sistema coloidal que leva à formação de uma rede elástica temporária com deformações reversíveis ou parcialmente reversíveis, dependendo do tempo de deformação (SHENOY, 2001b).

É importante entender a reologia dos ligantes asfálticos por três razões: (1) permite diferenciar ligantes asfálticos obtidos de diferentes petróleos e por diferentes processos de refino; (2) orienta a seleção das temperaturas para as operações de usinagem e construção das camadas asfálticas; e (3) permite determinar como as propriedades reológicas se relacionam com os defeitos do pavimento. Uma das principais conclusões do programa SHRP foi que o comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos, sob diferentes níveis de tensão e de temperatura, deve ser compreendido para que as especificações relativas ao desempenho estejam diretamente relacionadas aos defeitos do pavimento (SHENOY, 2001b). O programa SHRP indicou que é mais promissor relacionar as propriedades físicas e não as químicas dos ligantes asfálticos ao desempenho das misturas asfálticas em pista (ANDERSON et al., 1994).

2.2. Parâmetros reológicos aplicados na pavimentação asfáltica

2.2.1. Introdução

Segundo Schweyer et al. (1983), “depois de 200 anos ou mais do emprego de materiais asfálticos para fins de engenharia, ligados às suas propriedades reológicas, nós estamos, finalmente, começando a entender seu comportamento reológico. É nossa opinião que o mistério da deformação do ligante asfáltico (...) sob tensões não tem que ser diferente de nenhum outro material viscoelástico de engenharia. A principal diferença que se poderia esperar estaria apenas na magnitude das contribuições dos componentes viscoelásticos individuais em afetar a resposta de um material para qualquer tipo de tensão, de cisalhamento, de compressão ou outro, que seja aplicado.”

Esta representa uma visão bastante realista quanto à ampla compreensão do complexo comportamento reológico dos ligantes asfálticos. Não fossem fatores como a ampla faixa de temperaturas que um ligante asfáltico pode estar submetido ciclicamente ao longo da vida útil do pavimento e a grande variabilidade da magnitude dos carregamentos dinâmicos aplicados sobre o pavimento, realizar a caracterização reológica dos materiais asfálticos seria tarefa consideravelmente menos complexa. Associada a estes fatores também está a própria sensibilidade das respostas mecânicas que o ligante asfáltico apresenta em relação a diferentes níveis de temperatura, de tensão, de taxa de deformação e de frequência de carregamento. Quando o ligante asfáltico é modificado, na maioria dos casos, a sensibilidade do seu comportamento mecânico a estes fatores é ainda maior, tornando ainda mais complexa a tarefa de caracterização de suas propriedades reológicas.

Associado aos efeitos de carregamento e de temperatura aos quais os ligantes asfálticos são submetidos nos meios de sua aplicação, o efeito de envelhecimento também funciona como um complicador adicional, uma vez que proporciona uma série de modificações químicas no material, que se reflete em alterações no seu comportamento reológico. O estudo destas variações tem sido avaliado, em laboratório, por meio de processos de envelhecimento acelerado do ligante asfáltico, sendo feitas comparações de propriedades reológicas do material virgem (ou não envelhecido) e do envelhecido.

No caso específico do estudo da reologia dos ligantes asfálticos, propriedades como viscosidade, rigidez, elasticidade, deformação ao longo do tempo (fluência) e taxa de relaxação são de interesse maior. Por se tratar de material altamente termossensível, alguns parâmetros reológicos são empregados na caracterização destes materiais nas diversas faixas de temperatura que estão submetidos ao longo do processamento das misturas asfálticas (mistura em usina, lançamento e compactação) e da vida útil dos pavimentos (temperaturas baixas, intermediárias e elevadas). Os parâmetros reológicos mais importantes na caracterização dos ligantes asfálticos são apresentados a seguir.

2.2.2. Caracterização reológica dos ligantes asfálticos nos regimes permanente e oscilatório

O interesse pelo entendimento do comportamento reológico dos ligantes asfálticos é antigo. Os estudos pioneiros mais importantes começaram a despontar em meados da década de 1950 (VAN DER POEL, 1954; GRIFFIN et al., 1956¹) e se desenvolveram ao longo das décadas de 1960 e 1970 com o emprego de viscosímetros de placas paralelas deslizantes (GRIFFIN et al., 1956¹ e GAW, 1978²), reômetros capilares (SCHWEYER et al., 1976)³ e reômetros cone e placa. As primeiras medidas foram a viscosidade e o módulo de rigidez, obtidas em regime permanente ou transiente. Apesar dos consideráveis avanços alcançados nesse período, até o início da década de 1990, um entendimento satisfatório do comportamento reológico dos ligantes asfálticos ainda não havia sido alcançado. Uma considerável confusão (ANDERSON et al., 1991) pairava na literatura relativa ao comportamento reológico desses materiais.

Mais recentemente, ensaios de cisalhamento dinâmico (GOODRICH, 1988⁴ e PINK et al., 1980⁵), em regime oscilatório, começaram a ser empregados. Com o desenvolvimento do programa SHRP, grandes avanços foram obtidos no aprofundamento da compreensão do comportamento reológico dos ligantes asfálticos. A proliferação de estudos empregando reômetros de cisalhamento dinâmico e de reômetros de flexão forneceu as bases para o estabelecimento de critérios, baseados em propriedades fundamentais dos materiais, para a formulação de especificações baseadas em desempenho. Tais especificações viriam a substituir, em alguns países, as especificações então vigentes, baseadas em propriedades reológicas empíricas.

As propriedades reológicas dos ligantes asfálticos podem ser separadas em duas categorias: propriedades reológicas fundamentais e propriedades reológicas empíricas. As empíricas correspondem às medidas obtidas de ensaios de natureza puramente empírica, dentre as quais as mais comuns são as medidas de penetração, de ponto de amolecimento, de viscosidade Saybolt Furol, de resiliência, de ductilidade e de retorno elástico. As fundamentais são fornecidas por ensaios que medem propriedades fundamentais, como viscosidade aparente, medida no viscosímetro rotacional (Brookfield), viscosidade cinemática, medida no viscosímetro capilar, módulo complexo, ângulo de fase, módulo de armazenamento, módulo de dissipação e viscosidade complexa, medidas no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), rigidez sob baixas temperaturas e taxa de relaxação sob baixas temperaturas, obtidas no reômetro de flexão em viga (BBR).

¹ GRIFFIN, R.L. et al. (1956). Sliding plate microviscometer for rapid measurement of asphalt viscosity in absolute units. *ASTM Special Technical Publication*, v.212, p.36.

² GAW, W.J. (1978). The measurement and prediction of asphalt stiffness at low and intermediate pavement service temperatures. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.47, p.457-494.

³ SCHWEYER, H.E. et al. (1976). A constant stress rheometer for asphalt cements. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.45, p.53-72.

⁴ GOODRICH, J.L. (1988). Asphalt and polymer modified asphalt properties related to the performance of asphalt concrete mixes. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.57, p.116.

⁵ PINK, H.S. et al. (1980). Asphalt rheology: experimental determination of dynamic moduli at low temperature. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.49, p.64.

Os primeiros estudos do comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos empregaram ensaios de cisalhamento em regime transiente (fluência), por meio de viscosímetros de placas paralelas deslizantes e por meio de reômetros dos tipos capilar e cone e placa. Tais ensaios eram normalmente conduzidos em regime viscoelástico não-linear. Os ensaios mais recentes, empregando reômetros de cisalhamento dinâmico, em regime oscilatório, são conduzidos dentro de faixas de tensões ou deformações em que os materiais apresentam comportamento viscoelástico-linear.

Os ensaios de cisalhamento dinâmico são considerados mais efetivos na caracterização do comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos. As deformações empregadas nesse tipo de ensaio são relativamente pequenas, tornando fácil a avaliação do material na região de viscoelasticidade linear. Além disso, os ensaios dinâmicos simulam razoavelmente a ação das cargas do tráfego, que representam as principais solicitações que o ligante asfáltico está sujeito em campo. Atualmente, uma grande diversidade de modelos de reômetros de cisalhamento dinâmico, capazes de realizar esses ensaios de maneira rápida e precisa, estão disponíveis no mercado, o que facilita a difusão do uso dos ensaios em regime oscilatório (ANDERSON et al., 1991).

O estudo das características viscoelásticas dos ligantes, no regime de viscoelasticidade linear, representou o grande diferencial no avanço do entendimento do comportamento reológico desses materiais. Todo o desenvolvimento da especificação Superpave e de outras especificações baseadas em desempenho, para ligantes asfálticos, está embasado na caracterização dos materiais na faixa de viscoelasticidade linear. Nesta região, as propriedades reológicas variam pouco com os níveis de tensão ou de deformação e é aplicável o princípio de superposição tempo-temperatura.

2.2.3. Caracterização viscoelástica dos ligantes asfálticos em regime oscilatório

O comportamento peculiar de um material viscoelástico é a dependência, da sua resposta mecânica, de dois fatores: tempo de carregamento e temperatura. Para qualquer combinação de tempo de aplicação de carga e de temperatura, o comportamento viscoelástico, dentro da faixa linear, deve ser caracterizado por pelo menos duas propriedades: a resistência total à deformação e a distribuição relativa desta resistência entre uma porção elástica e outra viscosa. Embora haja muitos métodos para a caracterização de propriedades viscoelásticas, os ensaios em regime oscilatório são a melhor técnica para avaliar a singularidade de comportamento deste tipo de material (BAHIA e ANDERSON, 1995).

G^* , o módulo complexo, representa a resistência total à deformação e δ , o ângulo de fase, representa a distribuição relativa desta resistência entre um componente em fase e outro defasado. O componente em fase é o componente elástico e pode ser diretamente relacionado à energia armazenada em uma amostra a cada ciclo de carregamento, ao passo que o componente defasado representa o componente viscoso e

pode ser diretamente relacionado à energia dissipada a cada ciclo de carregamento. A distribuição relativa destes componentes é função da composição do material, do tempo de carregamento e da temperatura (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A determinação de parâmetros como o módulo complexo e o ângulo de fase, para caracterização reológica dos ligantes asfálticos, é feita por meio de ensaios dinâmicos empregando regime oscilatório. Nesse ensaio, a amostra é condicionada entre duas placas paralelas, das quais uma se mantém fixa e outra gira, sendo submetida a ciclos alternados de tensão ou deformação senoidais, como indicado esquematicamente na Figura 2.1. Uma vez que o módulo complexo, como a rigidez medida no ensaio de fluência, é uma função do tempo, sua magnitude depende da frequência do ensaio. A resposta do material é monitorada em função da frequência. Esse ensaio é realizado sob deformação controlada, na qual uma deformação senoidal é aplicada e a resposta, na forma de tensão, é medida ou sob tensão controlada, no qual uma tensão senoidal é aplicada e a resposta, na forma de deformação, é medida.

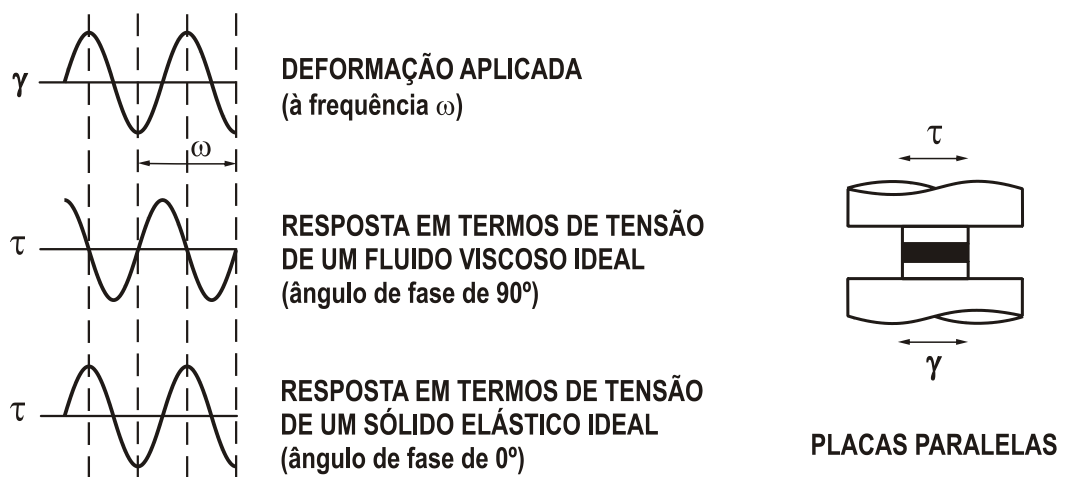


Figura 2.1. Caracterização reológica em regime oscilatório de cisalhamento, empregando geometria de placas paralelas

Uma amostra de ligante asfáltico irá alcançar a condição estável depois de um certo número de ciclos e, então, os picos de tensão e de deformação podem ser determinados. Como a tensão de cisalhamento e a deformação variam de forma senoidal com o tempo, os valores absolutos, determinados como o valor máximo menos o valor mínimo de tensão e de deformação, são empregados no cálculo do módulo complexo. A razão entre a tensão máxima e a deformação máxima (Figura 2.2) é o valor absoluto do módulo complexo, normalmente dado em Pa, ou seja:

$$|G^*| = \frac{\tau_{MÁX} - \tau_{MÍN}}{\gamma_{MÁX} - \gamma_{MÍN}} \quad (2.1)$$

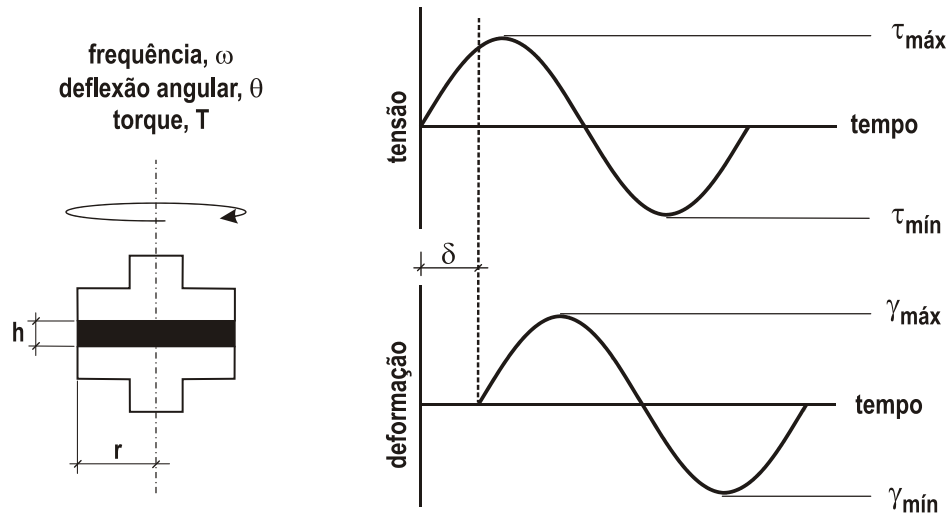


Figura 2.2. Parâmetros reológicos obtidos em regime oscilatório de cisalhamento

Os reômetros de cisalhamento dinâmico aplicam carregamento na forma de tensão ou de deformação, conforme o tipo de equipamento, a uma dada frequência. Se o equipamento trabalha a tensão controlada, o sistema de aplicação de carga aplica um torque à amostra, de forma que ela esteja submetida à tensão escolhida para a realização do ensaio. Se o equipamento trabalha a deformação controlada, o sistema aplica uma deflexão angular à amostra, de forma que ela esteja submetida à deformação escolhida para a realização do ensaio. A tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau = \frac{2T}{\pi r^3} \quad (2.2)$$

onde: τ = tensão de cisalhamento sofrida pela amostra;

T = torque aplicado à amostra pelo sistema de aplicação de carga;

r = raio da amostra.

A deformação (γ) sofrida pela amostra é calculada com base na deflexão angular (θ), sendo γ dada por:

$$\gamma = \frac{\theta r}{h} \quad (2.3)$$

onde: θ = deflexão angular sofrida pela amostra;

h = distância entre placas (gap).

Sob temperaturas baixas, a maioria dos ligantes asfálticos apresenta características semelhantes às de um sólido perfeitamente elástico: a senóide descrita pela resposta do material irá acompanhar exatamente a senóide do carregamento aplicado, não havendo defasagem. Sob temperaturas elevadas, a maioria

dos ligantes asfálticos se aproxima do comportamento de líquido ideal (newtoniano) e, neste caso, os picos de deformação e de tensão estarão defasados de 90° . Para líquidos ideais, o pico de tensão está 90° “atrasado” em relação ao pico de deformação. Sob temperaturas intermediárias, o ligante asfáltico apresenta comportamento intermediário a estes dois extremos. Dependendo da temperatura e da frequência de aplicação da solitação, o pico de resposta dos ligantes asfálticos pode estar em qualquer ponto entre 0 e 90° , defasado ou atrasado em relação à solitação aplicada. Esta defasagem (ângulo de fase) é uma propriedade fundamental importante para descrever o comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos.

O componente em fase de G^* é denominado módulo de armazenamento (G'). Corresponde à relação entre a tensão, quando tensão e deformação estão em fase, e o pico de deformação:

$$G' = \frac{\text{tensão quando } \delta = 0^\circ}{\text{pico de deformação}} = G^* \cos \delta \quad (2.4)$$

O componente fora de fase de G^* é chamado módulo de dissipação (G''). G'' representa a componente viscosa de G^* e é igual à tensão, quando $\delta = 90^\circ$, dividida pela deformação ou:

$$G'' = \frac{\text{tensão quando } \delta = 90^\circ}{\text{pico de deformação}} = G^* \sin \delta \quad (2.5)$$

A viscosidade complexa (η^* , normalmente dada em Pa.s) é a relação entre o módulo complexo e a frequência (ω , dada em rad/s):

$$\eta^* = \frac{G^*}{\omega} \quad (2.6)$$

A razão entre a energia dissipada e a energia armazenada em um ciclo de deformação é denominada taxa de dissipação ou tangente de delta, dada por:

$$\text{taxa de dissipação} = \tan \delta = \frac{G''}{G'} \quad (2.7)$$

As várias relações entre os módulos complexo, de armazenamento e de dissipação e o ângulo de fase podem ser representados vetorialmente como indicado na Figura 2.3.

O módulo de armazenamento (G') representa o componente em fase do módulo complexo, ao passo que o módulo de dissipação (G'') representa o componente defasado do módulo complexo. Estes termos, muitas vezes, são mal interpretados como módulo elástico e módulo viscoso, respectivamente. Na reali-

dade, o componente elástico da resposta representa apenas parte do módulo de armazenamento e a resposta viscosa apenas parte do módulo de dissipação. Além da resposta elástica e viscosa, a maior parte dos materiais viscoelásticos reais exibe uma porção significativa de resposta elástica retardada, que é dependente do tempo, porém, completamente recuperável. Na interpretação dos módulos de armazenamento e de dissipação, é preciso ter em mente que ambos refletem uma porção da resposta elástica retardada. Eles não podem ser estritamente interpretados como módulo elástico e viscoso, respectivamente, e são melhor denominados módulo de armazenamento e módulo de dissipação (ANDERSON et al., 1994).

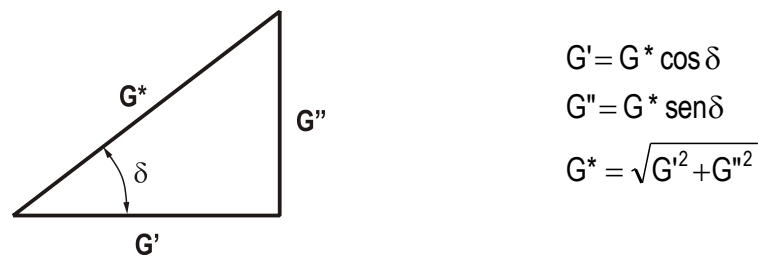


Figura 2.3. Representação vetorial das relações entre G^* , G' , G'' e δ

A definição da região de viscoelasticidade linear permite selecionar a máxima tensão ou deformação a ser aplicada ao material, uma vez que nessa faixa o módulo é independente da tensão ou da deformação. Essa verificação, no reômetro de cisalhamento dinâmico, é feita por meio de uma varredura de tensão ou de deformação, no qual a sollicitação aplicada ao corpo-de-prova aumenta gradativamente até que uma redução significativa do módulo complexo seja observada.

No programa SHRP, as varreduras de deformação em ligantes asfálticos convencionais foram realizadas na frequência de 10 rad/s, nas temperaturas de 15, 35 e 60°C, e deformações foram aplicadas até que o módulo fosse reduzido a 30% do valor inicial, como forma de assegurar que a região de viscoelasticidade não-linear fosse atingida. Anderson et al. (1994) verificaram que o módulo diminui a uma taxa crescente com o aumento do nível de deformação, mas raramente se observa distinção clara entre as regiões linear e não-linear. Os autores constataram, ainda, que a faixa de deformação dentro da região linear aumenta à medida que o módulo diminui e que a temperatura de ensaio aumenta e fica mais estreita com nível de envelhecimento sofrido pelo ligante asfáltico (Figura 2.4).

No programa SHRP, o limite de linearidade foi arbitrariamente estabelecido como a deformação à qual está vinculada a redução do módulo de armazenamento a 95% do seu valor máximo. Não foram realizadas varreduras de deformação nos ensaios de torção em barra, realizados sob temperaturas baixas, pois as deformações aplicadas são muito pequenas, geralmente entre 0,01 e 0,5%, assegurando a linearidade (ANDERSON et al., 1994).

Se o ensaio dinâmico é realizado na faixa de pequenas deformações (dentro da região de viscoelasticidade linear), os dados obtidos sob temperaturas altas e baixas podem ser graficamente intercambiados com frequências baixas e altas, respectivamente. Da mesma forma, dados obtidos a frequências altas e baixas podem ser transpostos em temperaturas baixas e altas, respectivamente. Isto é possível devido ao princípio de superposição tempo-temperatura, adotado como válido para ligantes asfálticos e misturas asfálticas por muitos pesquisadores.

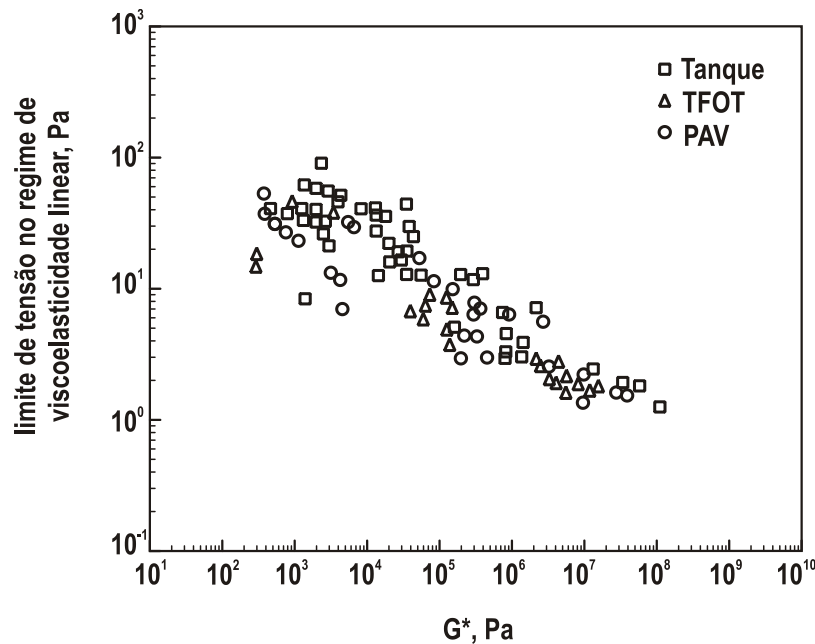


Figura 2.4. Limites de tensão na região de viscoelasticidade linear em função de G^* para os ligantes asfálticos não-modificados do SHRP [Adaptado de Anderson et al. (1994)]

Um efeito não-linear importante ocorre quando a porcentagem de deformação aplicada é muito grande. Apenas para deformações pequenas a simplificação $\varphi = \text{sen}\varphi$ pode ser aplicada. O erro envolvido nesta simplificação é de aproximadamente 4% para deformação de cisalhamento de 50% e de 19% para deformação de 100%. Assim, deformações de cisalhamento superiores a 50% não deveriam ser empregadas nos ensaios de módulo dinâmico, a fim de evitar não-linearidade geométrica.

As propriedades reológicas podem ser representadas tanto pela variação de G^* e δ como função da frequência, sob temperatura constante, comumente referidas como curvas-mestre, ou pela variação de G^* e δ com a temperatura, em uma frequência selecionada ou tempo de carregamento selecionado, comumente chamadas de curvas isócronas. A Figura 2.5 mostra as propriedades reológicas típicas de um AC 40 e de um AC 5, sob uma faixa ampla de temperaturas e frequências. A Figura 2.5a mostra as curvas-mestre, a 25°C, e a Figura 2.5b mostra as curvas isócronas a 10 rad/s (1,59 Hz). Algumas características comuns do comportamento reológico dos ligantes asfálticos podem ser vistas na figura (BAHIA e ANDERSON, 1995):

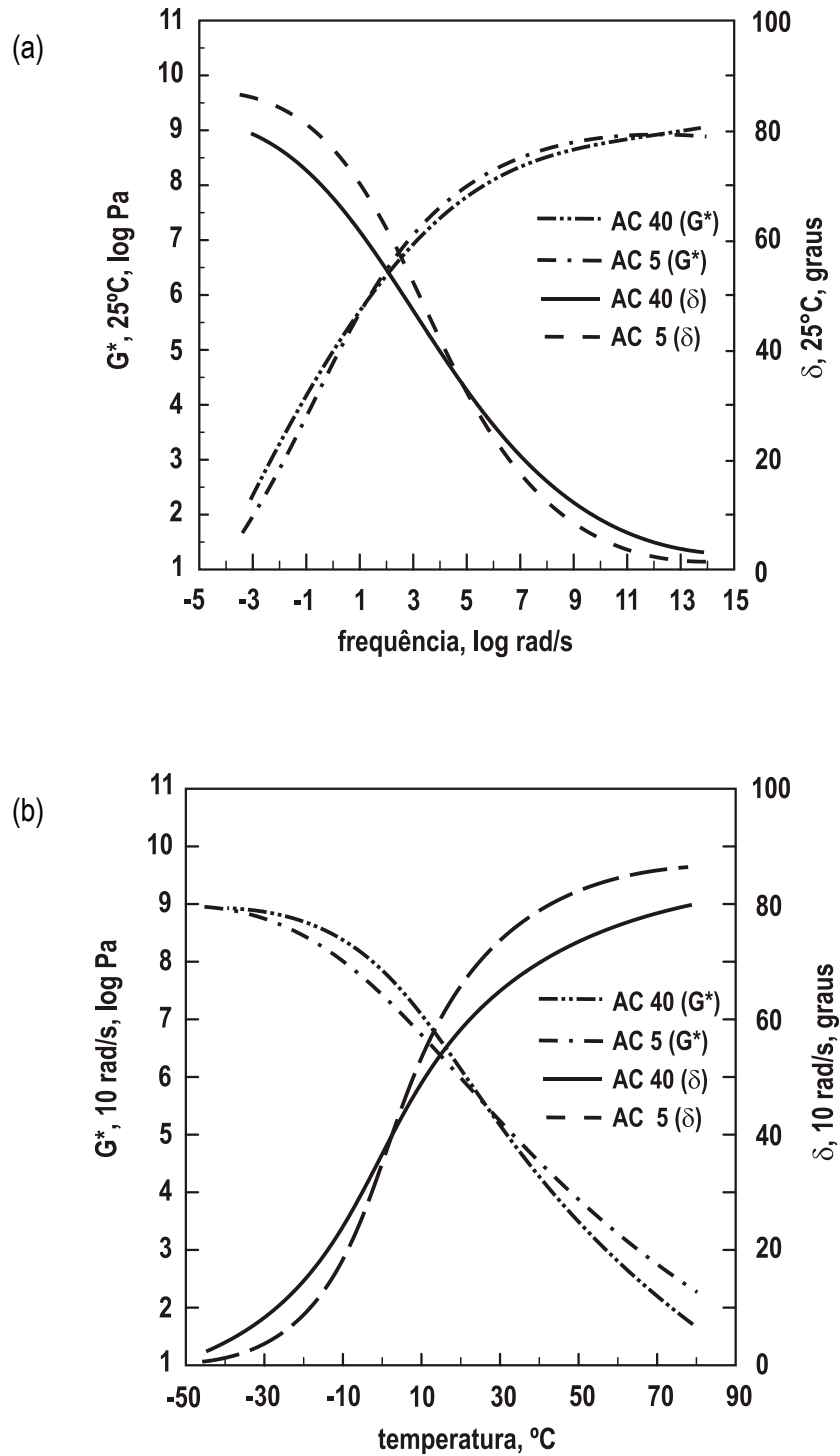


Figura 2.5. Comportamento reológico típico de ligantes asfálticos: (a) curvas-mestre (frequência) e (b) curvas isócronas (temperatura) [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

- sob temperaturas baixas ou frequências altas, os dois ligantes asfálticos tendem a se aproximar de um valor limite de G^* de 1GPa e um valor limite para δ de 0° . Este valor de G^* reflete a rigidez das cadeias de carbono e hidrogênio quando os ligantes asfálticos alcançam

seu volume mínimo de equilíbrio termodinâmico. O valor limite de δ representa a natureza completamente elástica dos ligantes asfálticos a estas temperaturas;

- à medida que a temperatura aumenta ou a frequência diminui, G^* diminui continuamente, ao passo que δ aumenta continuamente. O primeiro reflete uma diminuição na resistência à deformação (amolecimento), ao passo que o segundo reflete uma diminuição na elasticidade ou habilidade em armazenar energia. A taxa de mudança é, no entanto, dependente da composição do ligante asfáltico. Alguns irão mostrar uma queda rápida com a temperatura ou a frequência; outros manifestarão uma mudança gradativa. Ligantes asfálticos nesta região podem mostrar combinações significativamente diferentes de G^* e δ ;
- sob altas temperaturas, os valores de δ se aproximam de 90° , para todos os ligantes asfálticos, o que reflete a aproximação do comportamento completamente viscoso ou completa dissipação de energia em fluxo viscoso. Os valores de G^* , no entanto, variam significativamente, refletindo as diferentes consistências dos ligantes asfálticos.

Da descrição anterior, fica claro que, sem uma distinção entre os tipos de resposta dos ligantes asfálticos em termos de resistência total à deformação (G^*) e a elasticidade relativa (δ) e sem medir propriedades nas faixas de temperaturas ou de frequência que correspondem às condições climáticas e de cargas que solicitam o pavimento, a seleção de ligantes asfálticos para pavimentos com melhor desempenho não é possível. Um dos principais problemas dos métodos convencionais é a falha em medir propriedades nas temperaturas de aplicação e em distinguir o comportamento elástico do inelástico (BAHIA e ANDERSON, 1995).

As propriedades reológicas dos ligantes asfálticos são muito sensíveis à temperatura e ao tempo de aplicação de carga. Na faixa de aplicação em pavimentos para países de clima temperado, como os Estados Unidos (temperaturas variando de -40 a $+80^\circ\text{C}$ e frequências de 0 a 15,9 Hz) um ligante asfáltico convencional tem seu módulo aumentado em mais de 7 vezes. Isto gera uma variação de δ de aproximadamente 90° (BAHIA, 1995).

2.2.4. Rigidez dos ligantes asfálticos

Ao longo da vida útil do pavimento, os ligantes asfálticos podem estar submetidos a temperaturas baixas, médias e altas, em ciclos alternados, o que impõe modificações em suas propriedades reológicas. Além da temperatura, o efeito associado do carregamento torna ainda mais complexa a análise do comportamento reológico do material. A principal propriedade reológica associada ao desempenho do ligante asfáltico ao longo da vida útil do pavimento é a rigidez, quantificada de diversas formas dependendo da faixa de temperatura a que os pavimentos estão submetidos.

A rigidez dos ligantes asfálticos apresenta variação extremamente grande nas faixas de temperatura de aplicação e de serviço. Para temperaturas baixas, nas quais o material tem comportamento de sólido elástico, a rigidez se aproxima de 5 GPa, ao passo que nas faixas elevadas de temperaturas de serviço a rigidez se aproxima de 1 kPa. A rigidez do ligante asfáltico é muito mais suscetível à temperatura que outros materiais orgânicos para construção. Os ligantes asfálticos são aproximadamente 20 vezes mais suscetíveis à temperatura que muitos outros materiais poliméricos (ANDERSON et al., 1994).

Van der Poel (1954) foi o pesquisador que primeiro aplicou o conceito de módulo de rigidez para ligantes asfálticos. O módulo de rigidez foi definido por Van der Poel, para tensão uniaxial, como:

$$(S)_{t,T} = \left(\frac{\sigma}{\varepsilon}\right)_{t,T} \quad (2.8)$$

onde: S = módulo de rigidez, Pa;

σ = tensão normal constante, aplicada durante um certo intervalo de tempo "t", obtida pela razão entre a carga aplicada e a área da seção transversal à direção de aplicação da carga, Pa;

ε = deformação específica verificada após o tempo "t" a uma temperatura "T", obtida pela razão entre a deformação axial sofrida pelo material e seu comprimento inicial, m/m.

Os valores de rigidez obtidos por Van der Poel e os descritos por outros nomogramas, como os de W. Heukelom e N. W. McLoad, foram definidos para regime elongacional (solicitação uniaxial). Quando o termo rigidez é empregado, deveria ser indicado se os valores se referem a carregamento elongacional ou cisalhante.

A rigidez do ligante asfáltico é uma extensão do módulo de deformação longitudinal para os materiais viscoelásticos, sendo válida para a relação linear entre tensões e deformações. O módulo de rigidez definido por Van der Poel depende diretamente da temperatura e do tempo de aplicação do carregamento. Nos materiais asfálticos, se a tensão aplicada for mantida constante por um período de tempo qualquer, a deformação aumentará com o tempo e, conseqüentemente, ocorrerá uma redução do módulo de rigidez a uma velocidade que depende da temperatura.

A rigidez dos ligantes asfálticos pode ser determinada de duas formas:

- métodos indiretos: fornecem uma estimativa do módulo de rigidez por meio de nomogramas, sem o emprego de ensaios de laboratório;
- métodos diretos: o módulo de rigidez é obtido por meio de ensaios de laboratório realizados com carregamento estático ou dinâmico, como fluência, relaxação, ensaios de tração ou compressão, de cisalhamento e de flexão.

Van der Poel (1954) criou um nomograma para a estimativa do módulo de rigidez para uma variedade de ligantes asfálticos para uma extensa faixa de temperaturas e de tempos de aplicação de carga, baseado

em valores de ponto de amolecimento e de penetração. Neste nomograma, é possível entrar com tempo desde 1×10^{-6} s até 1×10^{10} s (317 anos) e temperaturas desde -158°C até $+170^{\circ}\text{C}$. Foi desenvolvido para fornecer a rigidez na temperatura relativa ao ponto de amolecimento para qualquer tempo arbitrado de carregamento.

As funções matemáticas empregadas por Van der Poel na confecção do seu nomograma nunca foram descritas em nenhuma publicação, porém, a teoria na qual estava baseado seu trabalho encontra-se detalhadamente descrita. Ele assumiu uma variação hiperbólica da rigidez com o tempo e a curva-mestre foi definida com base no índice de penetração (IP). Embora não discutido por Van der Poel em detalhes, é de se supor que a superposição tempo-temperatura tenha sido empregada na construção do nomograma, o que sugere a existência de alguma função para a descrição dos fatores de deslocamento horizontal ("shift factors") em função da temperatura. Este método é limitado pelo próprio uso de medidas de consistência empíricas. Além disso, em virtude da disponibilidade de métodos computacionais, não é mais necessário nem desejável recorrer a métodos gráficos, porém, não se dispõe da formulação matemática original empregada por Van der Poel.

Mais tarde, Heukelom (1969) sugeriu a utilização do "bitumen test data chart" (BTDC), com a medida da penetração em três temperaturas diferentes, a fim de determinar o índice de penetração corrigido, chamado IP (pen/pen), e o ponto de amolecimento corrigido. Os valores corrigidos do ponto de amolecimento seriam, então, usados no nomograma de Van der Poel. Segundo Roberts et al. (1998), estas correções foram propostas, devido à possibilidade de obtenção de resultados incorretos do nomograma de Van der Poel, quando é utilizado o ponto de amolecimento de ligantes asfálticos parafínicos. Posteriormente, McLeod (1976) propôs uma modificação no método de Heukelom, sugerindo o emprego do "pen-vis number" (PVN) em vez do IP (pen/pen), empregado por Heukelom, na estimativa do módulo de rigidez.

Durante a pesquisa SHRP, as várias versões do nomograma de Van der Poel foram analisadas. Constatou-se que todas apresentam praticamente as mesmas limitações e que o emprego destes nomogramas deveria ser evitado caso sejam disponíveis métodos mais precisos e racionais de caracterização. Discrepâncias entre os valores de rigidez medidos no programa SHRP e aqueles estimados pelos nomogramas tendem a ser mais pronunciadas para temperaturas baixas e tempos de carregamento altos. (ANDERSON et al., 1994).

2.2.5. *Consistência dos ligantes asfálticos*

A consistência é um termo relacionado ao estado físico de um material, seja sólido, líquido ou intermediário. Os ligantes asfálticos, nas temperaturas intermediárias, apresentam consistência semi-sólida, nas temperaturas baixas, consistência sólida e nas temperaturas altas, consistência líquida. A consistência

dos ligantes asfálticos é tradicionalmente quantificada por meio de ensaios de viscosidade (rotacional, cinemática ou Saybolt-Furol), de ductilidade, de penetração e de ponto de amolecimento.

Grande parte das especificações de ligantes asfálticos ainda hoje é baseada em propriedades como penetração e viscosidade. Como resultado da revisão bibliográfica do início do programa SHRP, foi verificado que as classificações de ligantes asfálticos baseadas em penetração e viscosidade não são adequadas para a caracterização completa desses materiais nas faixas típicas de temperatura a que os pavimentos estão expostos ao longo de sua vida em serviço (FINN et al., 1990). Nestas classificações, os ligantes asfálticos não são completamente caracterizados nas faixas de temperatura esperadas no campo (baixas, intermediárias e altas). Estas especificações são particularmente impróprias para a caracterização de ligantes asfálticos a baixas temperaturas (GALAL e WHITE, 2001).

Ductilidade. A ductilidade é uma propriedade empírica, normalmente obtida a 25°C. Pode ser obtida também a 4°C, para se avaliar o efeito de temperaturas baixas. Algumas especificações exigem que este parâmetro seja determinado no ligante asfáltico virgem e após envelhecimento no TFOT ou RTFOT, uma vez que alguns ligantes asfálticos perdem ductilidade rapidamente durante a construção (KENNEDY et al., 1983).

Penetração. A penetração é uma propriedade empírica obtida em um aparelho denominado penetrômetro, sendo o resultado obtido corresponde ao valor da penetração, em décimo de milímetro, de uma agulha padronizada em uma porção de ligante asfáltico a 25 °C, após 5 segundos, sob a ação de uma carga de 100 g. Esta propriedade também pode ser determinada a temperaturas mais baixas, por exemplo 4°C, ou mais altas, por exemplo, 45°C.

Ponto de amolecimento. É uma propriedade empírica obtida no ensaio denominado anel e bola. Corresponde ao valor da temperatura na qual a consistência de um ligante asfáltico passa do estado plástico ou semi-sólido para o estado líquido. Segundo Kennedy et al. (1983), a relação entre dois ligantes asfálticos com a mesma penetração é que se um deles apresenta maior ponto de amolecimento, seu índice de penetração será mais positivo, indicando que o ele apresenta menor suscetibilidade térmica.

Viscosidade. A viscosidade é considerada a mais importante dentre as propriedades dos materiais e qualquer trabalho prático que requeira um conhecimento da resposta do material automaticamente se voltaria para a viscosidade em uma primeira instância (BARNES et al., 1989). Na área de pavimentação, a viscosidade é empregada na determinação das temperaturas para operações de bombeamento do ligante asfáltico e de usinagem, de lançamento e de compactação de misturas asfálticas. Do ponto de vista de

reologia, os ligantes asfálticos são materiais termoplásticos, ou seja, sua consistência e comportamento reológico se modificam conforme a temperatura. Sob determinadas condições, eles podem se comportar como líquidos newtonianos, enquanto sob outras, podem se apresentar como líquidos não-newtonianos.

O relato mais antigo da aplicação quantitativa, embora empírica, do conceito de viscosidade remonta a ~1600 a.C., quando da experiência do cientista egípcio Amenemhet (BLAIR, 1949)⁶, que possa talvez ser chamado de o primeiro reologista. Amenemhet fez uma correção de 7° no ângulo de um relógio de água, para levar em conta a mudança da viscosidade da água com a temperatura. Nos tempos modernos, as tentativas de se alcançar uma formalização científica do conceito de viscosidade tiveram início em 1823, com estudos de Navier, seguido pelos estudos realizados por Hagen, em 1839, de Poiseuille, em 1841, por Stokes, em 1845 e por Wiedemann, em 1856. Coube a M. M. Couette, em 1888, mostrar que as viscosidades medidas em geometria de cilindros concêntricos e em um tubo eram iguais, estabelecendo, desta forma, o conceito atualmente em vigor de que a viscosidade é uma propriedade intrínseca do material.

Viscosidade representa a resistência dos líquidos ao deslocamento de suas camadas umas contra as outras, sendo, portanto, sinônimo de atrito interno dos fluidos. A força por unidade de superfície que provoca o deslocamento linear de um líquido, representada pela tensão de cisalhamento (τ), é proporcional ao gradiente de velocidade (também chamado taxa de cisalhamento, $\dot{\gamma}$). A viscosidade é a constante de proporcionalidade entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento. Como o conceito físico de viscosidade pode ser transcrito em termos matemáticos, a viscosidade representa uma propriedade racional e fundamental. O conceito físico é suficientemente geral, podendo ser aplicado a diferentes configurações geométricas de ensaio, inclusive o ensaio de penetração. Diferentes técnicas de ensaio e diferentes equipamentos de medida de viscosidade são empregados para diferentes regimes de temperatura (KENNEDY et al., 1983).

O aparelho empregado para a medida da viscosidade pela experiência clássica de Newton é chamado viscosímetro de placas paralelas, no qual é possível variar a tensão de cisalhamento e, conseqüentemente, variar também a taxa de cisalhamento. Para a avaliação da viscosidade dos ligantes asfálticos em temperaturas muito elevadas, por exemplo, acima de 100°C, pode-se usar também os chamados viscosímetros técnicos, dos quais o mais empregado é o viscosímetro Saybolt-Furol. A viscosidade medida por este aparelho é denominada viscosidade Saybolt-Furol e corresponde ao tempo, em segundos, que 60 cm³ do material leva para escoar, na temperatura do ensaio, por um orifício padrão. O programa SHRP recomendou o uso do viscosímetro rotacional (viscosímetro Brookfield) para a medida da viscosidade dos ligantes asfálticos. O valor máximo de viscosidade de 3,0 Pa.s foi especificado pelo SHRP, para

⁶ BLAIR, G.W.S. (1949). A survey of general and applied rheology, Sir Isaac Pitman & Sons, London.

assegurar o bombeamento do ligante asfáltico e a trabalhabilidade das misturas asfálticas (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A viscosidade de um líquido pode ser significativamente afetada por fatores como pressão, taxa de cisalhamento, temperatura e tempo pelo qual a amostra é submetida a cisalhamento. A variação da viscosidade é muito pequena para pressões que difiram da pressão atmosférica em um bar (0,99 atm ou 0,10 MPa). Para a maioria dos casos práticos, o efeito da pressão pode ser ignorado (BARNES et al., 1989). Do ponto de vista reológico, a taxa de cisalhamento é a variável mais importante sobre a viscosidade (BARNES et al., 1989). A natureza do comportamento do fluido com a variação da velocidade do fluxo (taxa de cisalhamento) permite a distinção entre fluidos newtonianos e não-newtonianos (Figura 2.6).

Líquidos newtonianos são caracterizados por valores constantes do coeficiente de viscosidade, correspondentes à relação linear entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento. No caso de líquidos não-newtonianos, a relação tensão-deformação é não-linear e o coeficiente de viscosidade diminui ou aumenta com o aumento da tensão ou da taxa de deformação (Figura 2.6). A diminuição é característica de um fluido com comportamento pseudoplástico e o aumento é característica de um fluido cujo comportamento é dilatante (SOBOTKA, 1984).

O comportamento newtoniano, em experimentos conduzidos a temperatura e pressão constantes, apresenta as características a seguir (BARNES et al., 1989):

- a única tensão gerada em fluxo de cisalhamento simples é a tensão de cisalhamento, sendo as duas diferenças de tensão normal iguais a zero;
- a viscosidade não varia com a taxa de cisalhamento;
- a viscosidade é constante com relação ao tempo de cisalhamento e a tensão no líquido é reduzida a zero imediatamente após a cessão da aplicação do cisalhamento. Em qualquer aplicação de cisalhamento subsequente, qualquer que seja o período de repouso entre duas medidas consecutivas, o valor da viscosidade não varia em relação à medida anterior;
- as viscosidades medidas sob diferentes tipos de deformação são sempre proporcionais: a viscosidade medida em fluxo elongacional uniaxial é sempre três vezes o valor da viscosidade medida em fluxo de cisalhamento simples.

Qualquer líquido cujas características sejam distintas das listadas é considerado não-newtoniano. Dentre eles estão os líquidos pseudoplásticos, os dilatantes, os sólidos plásticos e o sólido de Bingham (Figura 2.6).

Tão logo os viscosímetros se tornaram disponíveis para a investigação da influência da taxa de cisalhamento sobre a viscosidade, os pesquisadores encontraram desvios do comportamento newtoniano em vários materiais, tais como dispersões, emulsões e soluções poliméricas (BARNES et al., 1989). Estudos indicaram que a maioria desses materiais apresenta comportamento pseudoplástico, também denominado "shear-thinning". Um número reduzido de materiais apresenta comportamento dilatante, também denominado "shear-tickening".

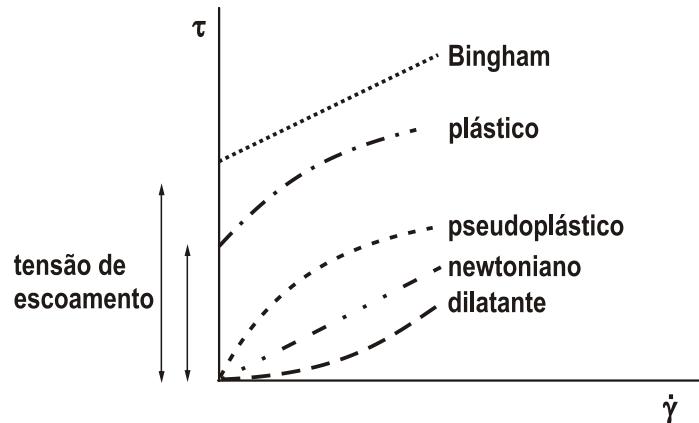


Figura 2.6. Curvas de fluxo, apresentando os diferentes comportamentos tensão-deformação de fluidos

Para materiais que apresentam comportamento pseudoplástico, a forma geral da curva representativa da variação da viscosidade com a tensão de cisalhamento é mostrada na Figura 2.7a. Os gráficos correspondentes à tensão de cisalhamento versus taxa de cisalhamento (b) e viscosidade versus taxa de cisalhamento (c) também são indicados nesta figura. As curvas (a) e (c) indicam que, para taxas ou tensões de cisalhamento muito baixas, a viscosidade é constante, ao passo que para taxas ou tensões de cisalhamento muito altas, a viscosidade também é constante, mas de magnitude inferior. Estes dois limites são conhecidos como regiões newtonianas baixa e alta, respectivamente, sendo os termos “alta” e “baixa” relativos à taxa de cisalhamento e não à viscosidade. Os termos “primeira região newtoniana” e “segunda região newtoniana” também são usados para descrever estas regiões onde a viscosidade apresenta valores constantes. O valor constante superior corresponde à viscosidade para cisalhamento nulo (“zero-shear viscosity”). Para taxas de cisalhamento baixas, os líquidos pseudoplásticos têm viscosidade independente da taxa de cisalhamento, o que corresponde ao comportamento newtoniano.

De acordo com a teoria de viscosidade, a fluidez de um líquido é influenciada pela difusão das moléculas. Assim, o coeficiente de viscosidade diminui com o aumento da temperatura. A viscosidade de líquidos newtonianos diminui com o aumento da temperatura aproximadamente de acordo com a relação de Arrhenius:

$$\eta = Ae^{\frac{B}{T}} \quad (2.9)$$

onde T é a temperatura absoluta e “ A ” e “ B ” são constantes do material. De forma geral, para líquidos newtonianos, quanto maior a viscosidade, maior sua sensibilidade ao efeito da temperatura. Saber se a viscosidade de um ligante asfáltico varia com a temperatura segundo a relação de Arrhenius (ANDERSON et al., 2002) é importante para se estimar valores de viscosidade a temperaturas não testadas.

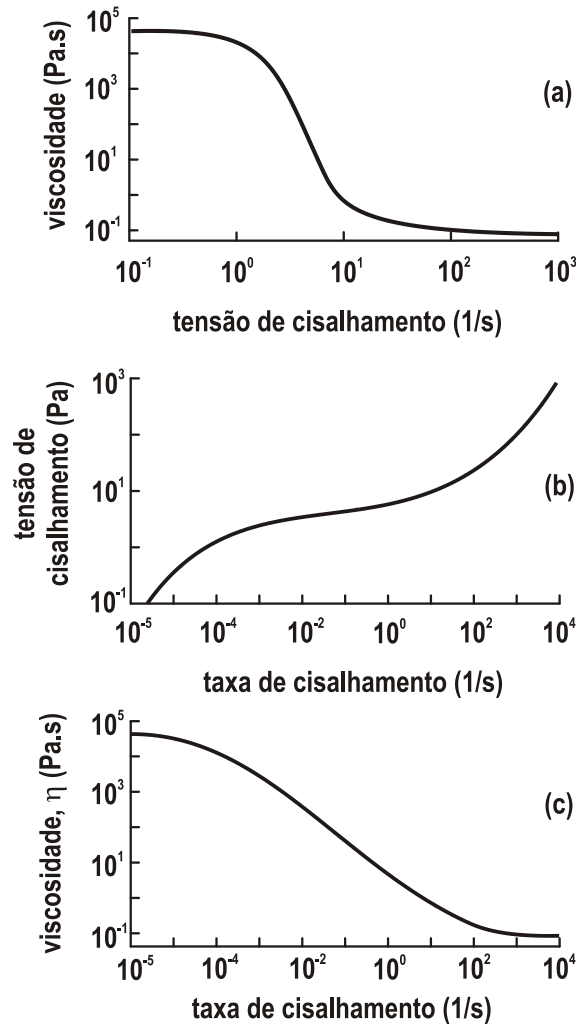


Figura 2.7. Relações típicas entre viscosidade, taxa de cisalhamento e tensão de cisalhamento para um líquido não-newtoniano pseudoplástico [Fonte: Barnes et al. (1989)]

Tixotropia é caracterizada por uma redução gradual da viscosidade sob tensão de cisalhamento, seguida de uma recuperação gradual quando a tensão é removida. A tixotropia depende especialmente do tempo e da magnitude da deformação aplicada. O comportamento oposto, envolvendo um aumento gradual da viscosidade, sob tensão, seguida de recuperação, é chamado de trixotropia negativa ou antitixotropia ou reopexia. A tixotropia normalmente ocorre em circunstância nas quais o fluido é pseudoplástico. O comportamento reopéxico está associado, em geral, ao comportamento dilatante.

A ocorrência de tixotropia (BARNES et al., 1989) implica que a história de fluxo do material deve ser considerada nas previsões do seu comportamento. Por exemplo, o fluxo de um material tixotrópico para baixo em um duto é complicado pelo fato de que a viscosidade pode mudar com a distância percorrida pelo material dentro dele. Tixotropia foi observada em soluções poliméricas como soluções de borracha natural em tolueno e também em asfaltos, argamassas, massas cerâmicas, suspensões de argila, etc. (SOBOTKA, 1984).

Quando um sólido ou um líquido é distribuído em pequenas partículas em um líquido é obtida uma dispersão. Se as partículas são sólidas, esta dispersão passa a ser chamada suspensão; se há altas concentrações, passa a ser denominada pasta. Se as partículas dispersas são líquidas, tem-se uma emulsão. De acordo com a teoria de viscosidade, todas as dispersões são líquidos não-newtonianos. Partículas dispersas diminuem a mobilidade dos líquidos, efeito este que diminui com o aumento da taxa de cisalhamento.

Gel é um sistema coloidal de dispersão no qual a fase dispersa forma uma estrutura em rede contínua em todo o sistema. Sol é um sistema heterogêneo de dispersão. Sob o efeito de distúrbios mecânicos, como agitação ou fluxo, as ligações desta estrutura em rede são destruídas e o sistema gel se torna um sistema sol. Se o sistema sol liquefeito está em repouso, as forças de atração responsáveis pela formação da estrutura em rede são restabelecidas e o sistema novamente se torna gel.

O fenômeno da tixotropia também pode ser entendido como a transformação isotérmica reversível gel-sol-gel de um sistema coloidal, produzida por interferências mecânicas como agitação e subsequente repouso. Isto implica que em estado de repouso, um sistema é um gel sólido e na condição de agitação, um líquido sol.

2.2.6. Comportamento reológico de ligantes asfálticos a temperaturas baixas

As trincas de origem térmica são um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos asfálticos em regiões de clima temperado ou frio. Embora vários fatores como o projeto do pavimento, o tipo de subleito e o projeto da mistura asfáltica possam influenciar o surgimento e a propagação de trincas, estudos nas últimas décadas mostraram que as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos desempenham um papel importante no controle deste mecanismo de ruptura. A necessidade da caracterização de propriedades reológicas a baixas temperaturas dos ligantes asfálticos tem sido reconhecida pela comunidade científica já há algum tempo. Embora esta caracterização possa ser realizada por meio da técnica de análise mecânica dinâmica, a custos elevados, a ausência de um método de ensaio adequado e de custo baixo resultou na ausência de tal caracterização nas especificações de ligantes asfálticos vigentes (BAHIA et al., 1992).

Na década de 1970 (BAHIA et al. 1992), dois equipamentos foram usados para medir propriedades a baixas temperaturas dos ligantes asfálticos: o reometro capilar Schweyer e o reômetro de placas deslizantes desenvolvido por Fenijin e Krooshof e modificado logo após. O primeiro não se mostrou efetivo, porque sua faixa de temperaturas de trabalho era acima de 0°C, ao passo que o segundo apresentava problemas na preparação dos corpos-de-prova e relativos ao tipo de carregamento aplicado. Na década de 1990, o grupo de pesquisa da Universidade do Estado da Pennsylvania, coordenado pelo prof. David Anderson, desenvolveu o reômetro de flexão em viga, atualmente em uso.

Para que um procedimento de ensaio seja confiável e preciso, dois fatores importantes precisam ser considerados (BAHIA et al., 1992): primeiro, a distribuição interna de tensões e deformações do corpo-de-prova deveria ser simples de forma a ser estimada com precisão e, segundo, a preparação dos corpos-de-prova não deveria gerar tensões ou deformações residuais. Uma das principais desvantagens dos equipamentos outrora usados para realizar medidas de propriedades reológicas de ligantes asfálticos a baixas temperaturas é a complexidade da distribuição de tensões no corpo-de-prova e a dificuldade em prepará-los.

O reômetro Schweyer, por exemplo, é baseado em uma hipótese semi-empírica aproximada de distribuição de tensões na entrada do capilar e em hipóteses acerca dos efeitos de pressão no fluido necessárias para calcular a viscosidade ou rigidez efetiva (SCHWEYER, 1974⁷ *apud* BAHIA et al., 1992). O reômetro de placas deslizantes, embora assuma que o material é testado em cisalhamento puro, usando filmes espessos de ligante asfáltico a temperaturas baixas, pode resultar em distribuições complexas de tensão em virtude de efeitos de excentricidade. É óbvio que sempre haverá algumas simplificações quanto à distribuição de tensões no corpo-de-prova, no entanto, ao escolher a geometria adequada, a validade dessas simplificações pode ser ampliada (BAHIA et al., 1992).

Os ligantes asfálticos, a baixas temperaturas, são líquidos viscoelásticos com comportamento mecânico semelhante ao de polímeros amorfos. Por causa da alta rigidez (10 a 100 MPa), as técnicas desenvolvidas ao longo dos anos para medir as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos nas temperaturas moderadas a altas não são adequadas para a medida de propriedades sob temperaturas baixas. A maioria das técnicas de ensaio a temperaturas intermediárias e altas foram desenvolvidas para avaliar materiais com rigidez inferior a 1 kPa. Em virtude da alta rigidez dos ligantes asfálticos a baixas temperaturas, as deformações são muito pequenas e, assim, não podem ser precisamente medidas ou reproduzidas por meio dos equipamentos empregados para medida de propriedades sob temperaturas intermediárias e altas. O BBR foi desenvolvido para medir a rigidez sob baixas temperaturas, nas quais os valores encontrados são tipicamente superiores a 10 MPa.

No caso do BBR, o modo de fluência foi escolhido porque é simples de ser atingido e prático de controlar. A rigidez na fluência, como originalmente definida por Van der Poel, foi escolhida como propriedade de controle, tendo em vista a dificuldade de determinação da viscosidade dos ligantes asfálticos a temperaturas baixas, por estarem no estado semi-sólido (ANDERSON et al., 1991). As dimensões do corpo-de-prova, o nível de carregamento e os limites de deflexão foram selecionados de forma que a resposta estivesse na faixa de viscoelasticidade linear.

No caso do BBR, a capacidade de levantamento das funções de deslocamento para a temperatura ("temperature shift function") foi um dos principais critérios no desenvolvimento do reômetro. As condições de ensaio foram selecionadas de forma a se obter uma estimativa confiável da função de deslocamento da

⁷ SCHWEYER, H.E. (1974). Glass transition of asphalt under pressure. *Journal of Testing and Evaluation*, v.2, n.1, p.50.

temperatura. Com a função de deslocamento, é possível realizar a interpolação que permite calcular a rigidez a qualquer tempo de carregamento e temperatura dentro da faixa de temperaturas do ensaio (ANDERSON et al., 1992).

A preparação dos corpos-de-prova é outra complicação associada aos ligantes asfálticos: diferentemente de muitos outros materiais que podem ser simplesmente cortados ou aparados, os corpos-de-prova de ligante asfáltico têm que ser moldados com o material aquecido e em estado fluido, o material tem que ser vertido em moldes e só após resfriados é que as amostras podem ser ensaiadas. As operações de moldagem e as tensões residuais possivelmente desenvolvidas durante o resfriamento raramente são consideradas ou recebem tratamento adequado. No caso do BBR, decidiu-se que, para simplificar a análise de tensões e as operações de moldagem, um corpo-de-prova prismático seria empregado (BAHIA et al., 1992).

Para selecionar as dimensões do corpo-de-prova do BBR, as seguintes condições foram impostas (BAHIA et al., 1992):

- para simplificar a análise de tensões e obter estimativas confiáveis da distribuição real de tensões, as dimensões deveriam ser selecionadas para atender os critérios para aplicação da teoria elementar de Bernoulli-Euler para vigas e a norma ASTM vigente à época de formulação do método (ASTM D 790), que trata de medidas de propriedades na flexão de plásticos e outros termofixos;
- é importante reduzir a quantidade de material necessário para produzir o corpo-de-prova para o mínimo possível. Isto é importante de forma que um número suficiente de corpos-de-prova possa ser produzido com ligantes asfálticos recuperados ou envelhecidos em laboratório, cuja obtenção exige grandes esforços em termos de recuperação ou condicionamento do material;
- as dimensões dos corpos-de-prova deveriam ser suficientemente grandes para reduzir ao mínimo o efeito da variabilidade das dimensões sobre suas respostas mecânicas;
- os corpos-de-prova deveriam apresentar dimensões suficientemente grandes para não se tornarem frágeis, por causa de suas pequenas dimensões, e serem de fácil manuseio;
- as dimensões do corpo-de-prova deveriam ser suficientemente grandes para garantir um nível aceitável de resolução do carregamento, mas também suficientemente pequenas para permitir níveis aceitáveis de resolução da deflexão.

Empregando a teoria elementar de vigas, a deflexão para uma viga prismática, composta de um material elástico, com carregamento de três pontos, é máxima no centro do vão e é dada por:

$$\xi = \frac{PL^3}{48EI} \quad (2.10)$$

sendo: ξ = deflexão da viga no meio do vão;

P = carga aplicada, em N;

L = vão, em mm;

E = módulo de elasticidade, em Pa;

I = momento de inércia da seção transversal ($bh^3/12$, b a base e h a altura), em mm^4 .

De acordo com o princípio de correspondência elástica-viscoelástica, pode-se assumir que, se uma viga viscoelástica está sujeita a carregamentos aplicados simultaneamente no tempo zero e mantidos constantes, a distribuição de tensões é igual à de uma viga elástica submetida ao mesmo carregamento, e suas deformações e deslocamentos dependem do tempo e são derivados das deformações e deslocamentos obtidos do problema elástico, substituindo-se E por $1/D(t)$. Já que $1/D(t)$ é equivalente a $S(t)$, então, rearranjando a equação anterior, $S(t)$ é dada por:

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\xi(t)} \quad (2.11)$$

sendo: $S(t)$ = rigidez à flexão em fluência em função do tempo obtida com base em $\xi(t)$;

$\xi(t)$ = deflexão da viga, quando uma carga constante P é aplicada no meio do vão.

A tensão (σ) e a deformação (ε) na fibra externa, no meio do vão, usando o vão de 102 mm e as dimensões escolhidas para a seção da viga, podem ser obtidas de:

$$\sigma = \frac{3PL}{2bh^2} = 297,6 \text{ kPa} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon = \frac{6\xi(t)h}{L^2} = 0,003691 \text{ mm/mm} \quad (2.13)$$

Empregando as equações anteriores, a deflexão de 2,5 mm no centro do vão, que é a máxima recomendada, resultará em uma deformação máxima no corpo-de-prova de 0,92%. A relação deflexão/altura será 1:2,5 e a relação deflexão/vão será 1:40. A deflexão máxima recomendada está dentro dos limites conhecidos para o critério de pequenas deformações, nos quais a teoria de vigas é válida, e a não-linearidade geométrica não precisa ser considerada.

Depois de alguns testes preliminares, o tempo de carregamento foi padronizado em 240 s. Este tempo foi escolhido como uma ponderação entre encurtar o tempo de ensaio e ter um período de tempo suficientemente longo para aplicar com sucesso o procedimento de superposição tempo-temperatura. O tempo de 240 s se mostrou apropriado para gerar uma sobreposição suficiente entre as curvas de fluência obtidas sob diferentes temperaturas.

Durante os primeiros ensaios, foi observado que o ligante asfáltico apresenta um fenômeno de enrijecimento, a temperaturas baixas, semelhante ao que é chamado de envelhecimento físico de polímeros e outros tipos de sólidos amorfos. O fenômeno, que é causado por retrações volumétricas retardadas, resulta em um enrijecimento dependente do tempo significativo. Para ser diferenciado do envelhecimento oxidativo, este fenômeno foi denominado endurecimento físico. Foi constatado que este fenômeno depende do tipo de ligante asfáltico e da temperatura.

Um exemplo típico de resultados de fluência obtidos do BBR, a diferentes temperaturas, é mostrado na Figura 2.8. Como indicado, nestas temperaturas, que estão próximas da temperatura de transição vítrea, uma quantidade significativa de fluência pode ser observada. A Figura 2.8 indica a alta sensibilidade do ligante asfáltico a níveis de temperatura mesmo nesta faixa de temperaturas baixas: a deflexão a -5°C é aproximadamente 40 vezes maior que a -35°C . Para se lidar com tais diferenças e aplicar o princípio de superposição tempo-temperatura, é necessário plotar a rigidez, calculada com base na carga e na deflexão, versus o tempo de carregamento em gráfico log-log (Figura 2.9).

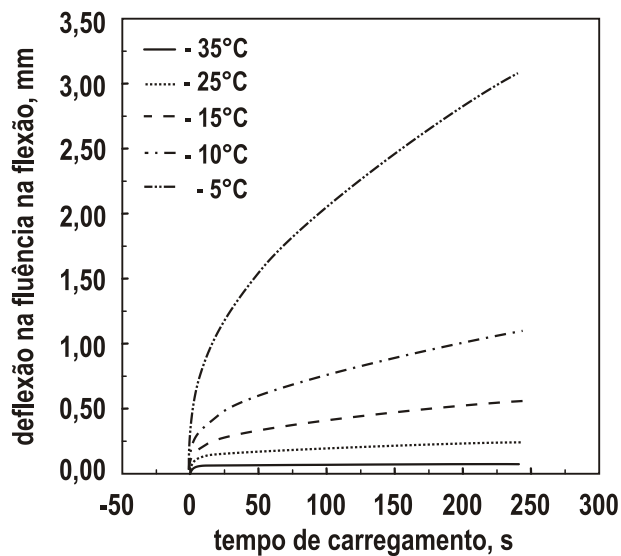


Figura 2.8. Curvas de deflexão na fluência na flexão para o ligante asfáltico AAM-1 do SHRP na condição virgem, para tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

Escolhendo uma temperatura de referência, por exemplo -15°C , e deslocando as curvas das outras temperaturas em relação à curva a -15°C , uma curva-mestre pode ser construída (Figura 2.10a). Ao se plotarem os fatores de deslocamento, necessários para realizar a sobreposição das curvas isotérmicas, versus a temperatura, será obtida a função de deslocamento da temperatura (Figura 2.10b). A função de deslocamento mostra uma relação linear simples com a temperatura dentro da faixa de temperaturas de ensaio.

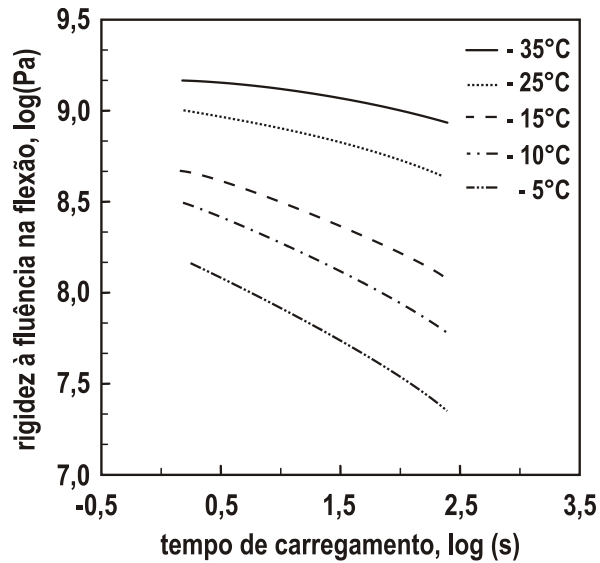


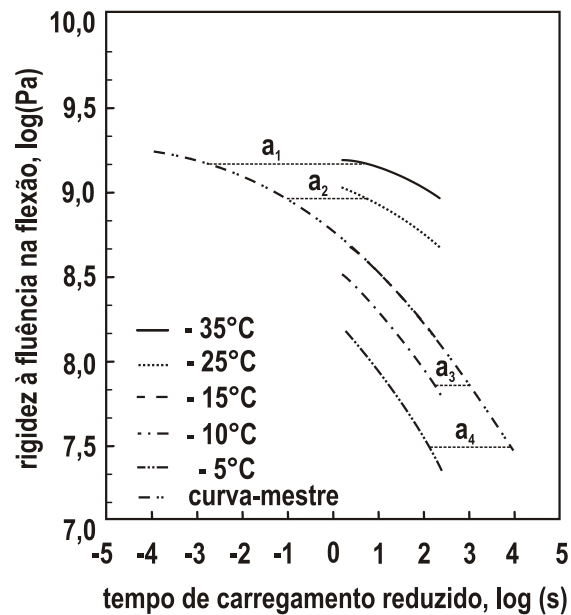
Figura 2.9. Curvas de rigidez em fluência na flexão para o ligante asfáltico AAM-1 do SHRP na condição virgem, para tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

Um aspecto importante, destacado pela Figura 2.10, é a interação das dependências do tempo de carregamento e da temperatura. Na Figura 2.8, é nítido que um número infinito de parâmetros de suscetibilidade térmica podem ser definidos. Por exemplo, se o tempo de carregamento de 2 s for escolhido, a relação entre rigidezes a -35 e -5°C é em torno de 10. Se o tempo de carregamento for 240 s, esta relação passa para 40. Conclui-se que esta relação aumenta com o aumento do tempo de carregamento. A taxa de aumento com o tempo de carregamento depende da forma da curva-mestre, que é uma propriedade do tipo de ligante asfáltico e dos níveis de temperatura escolhidos. Por isso é que um parâmetro de suscetibilidade térmica pode não ser útil sem se considerar o tempo de carregamento. A melhor técnica para descrever a dependência da temperatura é usar o conceito de função de deslocamento, conforme indicado na Figura 2.10 (BAHIA et al., 1992).

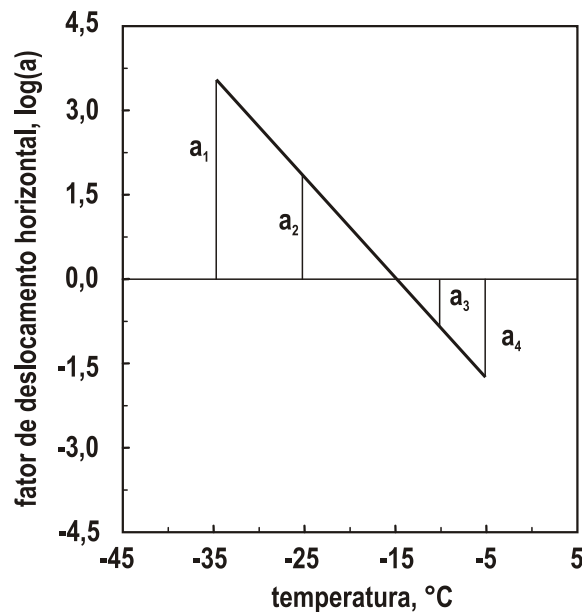
A Figura 2.11 mostra os fatores de deslocamento da temperatura dos oito ligantes asfálticos estudados no SHRP. Como indicado, uma relação linear simples pode ser ajustada. Também pode ser observada a semelhança dos fatores de deslocamento para todos os ligantes asfálticos na faixa de temperaturas escolhida. O coeficiente angular das funções de deslocamento varia de $-0,173$ a $-0,199 \log(\text{s})/^{\circ}\text{C}$. O coeficiente angular médio é $-0,183 \log(\text{s})/^{\circ}\text{C}$. Os resultados anteriores acerca da dependência da temperatura indicam que os ligantes asfálticos, pelo menos os não-modificados, apresentam comportamento semelhante em termos de dependência da temperatura a baixas temperaturas. Isto indica que diferenças observadas no comportamento dos ligantes asfálticos a temperaturas baixas não são provocadas por diferenças na dependência da temperatura (BAHIA et al., 1992).

As curvas-mestre para os oito ligantes asfálticos do SHRP estão indicadas na Figura 2.12, na temperatura de referência de -15°C e tempo de imersão de 2 h. Diferentemente das funções de deslocamento da

temperatura, as curvas-mestre indicam que os ligantes asfálticos são diferentes em relação à dependência do tempo de carregamento. Observa-se que as propriedades a baixas temperaturas não se relacionam com a classificação do ligante asfáltico. Por exemplo, o ligante asfáltico AAC-1 classificado como um AC-8 é expressivamente mais consistente, a baixas temperaturas, que o ligante asfáltico AAK-1 que é classificado como um AC-30. Observa-se também neste gráfico que, para tempos de carregamento bem curtos, todos os ligantes asfálticos apresentam uma rigidez limite semelhante. Este valor está entre 1,94 GPa e 2,3 GPa, que é próximo aos valores encontrados na literatura.



(a)



(b)

Figura 2.10. Curvas-mestre para os ligantes asfálticos do SHRP, na condição virgem, para tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

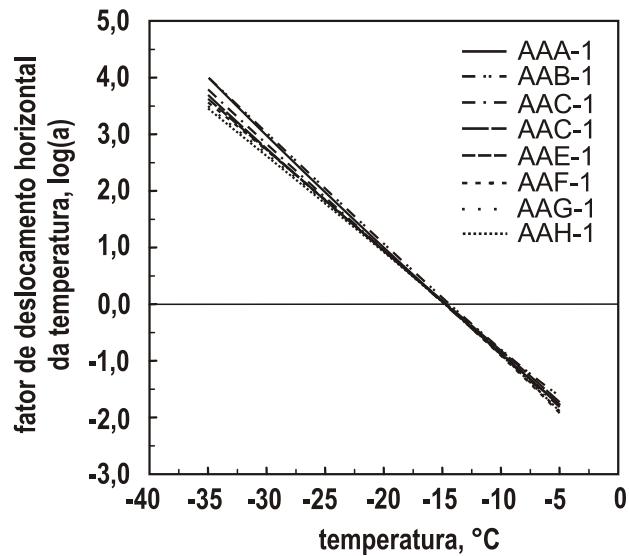


Figura 2.11. Fatores de deslocamento para a temperatura dos ligantes asfálticos do SHRP, na condição virgem, para tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

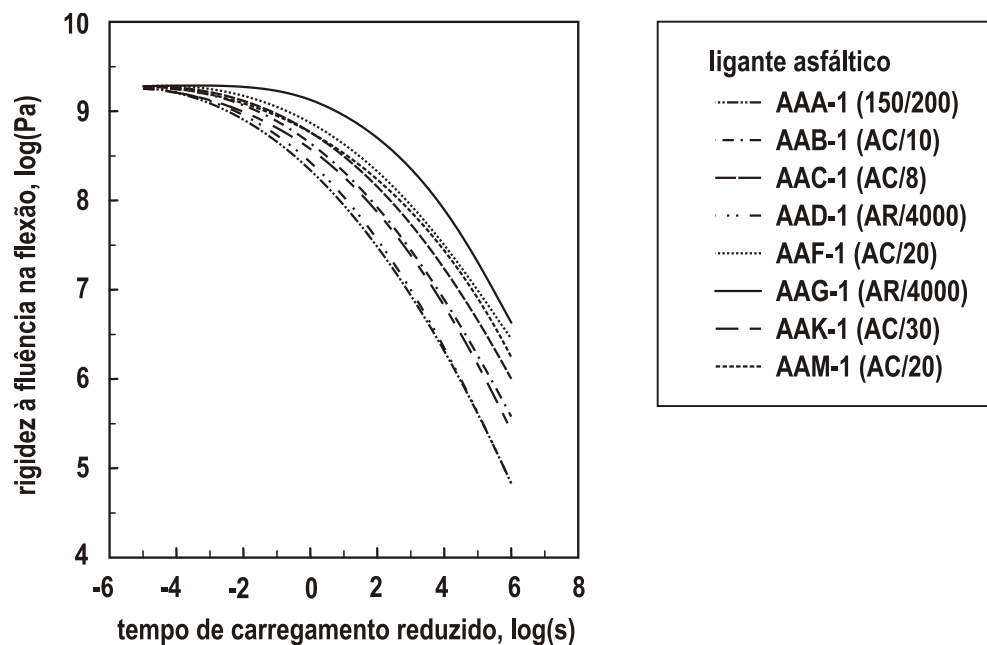


Figura 2.12. Curvas-mestre dos ligantes asfálticos do SHRP, na temperatura de referência de -15°C e para tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

O comportamento na fluência dos ligantes asfálticos a baixas temperaturas é significativamente diferente e altamente dependente do tempo de carregamento, indicando que a dependência do tempo de carregamento é a propriedade-chave que reflete as diferenças entre ligantes asfálticos e a contribuição deles ao comportamento mecânico dos pavimentos. A dependência do tempo da fluência não é linear nem pode

ser aproximada por uma relação linear. Por isso, um parâmetro simples como um índice de suscetibilidade ao cisalhamento não pode ser usado para caracterizar a dependência do tempo de carregamento. O uso de modelos reológicos que consideram a forma verdadeira da curva-mestre é necessário. Este modelo está apresentado em Anderson et al. (1991) e Christensen e Anderson (1992).

A Figura 2.13 apresenta as mudanças na curva-mestre em virtude do envelhecimento em laboratório (TFOT e TFOT + PAV). A Figura 2.14 mostra as funções de deslocamento para a temperatura para este mesmo ligante asfáltico depois dos dois tipos de envelhecimento. O aspecto das funções de deslocamento para a temperatura mostradas na Figura 2.14 indica que a dependência da temperatura, na faixa de temperaturas baixas, não é sensível ao envelhecimento provocado pelos dois tipos de envelhecimento em laboratório. A constância das funções de deslocamento antes e após o envelhecimento foi observada para todos os oito ligantes asfálticos do SHRP na faixa de temperaturas de -5 a -35°C.

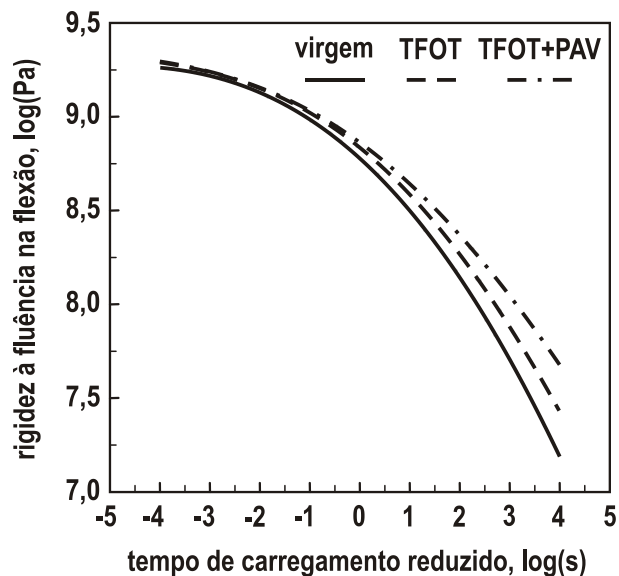


Figura 2.13. Influência do envelhecimento sobre a curva-mestre do ligante asfáltico AAC-1 do SHRP, temperatura de referência -15°C e tempo de imersão 2h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

Por outro lado, a Figura 2.13 indica que a dependência do tempo é significativamente afetada pelo envelhecimento. A tendência indicada se verificou para todos os oito ligantes asfálticos do SHRP. Para se definir o efeito do tempo de carregamento, um único índice de envelhecimento não pode ser empregado, uma vez que o aumento relativo da rigidez é função do tempo de carregamento. A Figura 2.15 indica a mudança no índice de envelhecimento com o tempo de carregamento para um dos ligantes asfálticos avaliados: para tempos curtos, o índice de envelhecimento é muito menor que a tempos longos. Em termos de formação de trincas, os tempos de carregamento longos são mais críticos e, por isso, espera-se que o envelhecimento seja crítico para este tipo de mecanismo de ruptura (BAHIA et al., 1992).

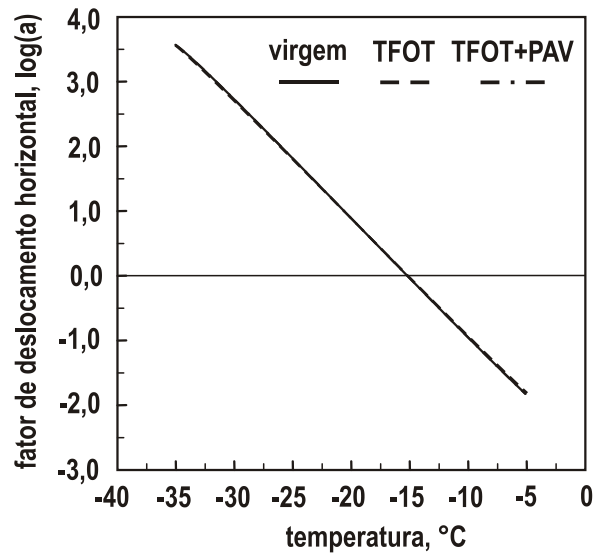


Figura 2.14. Influência do envelhecimento sobre as funções de deslocamento da temperatura para o ligante asfáltico AAC-1 do SHRP [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

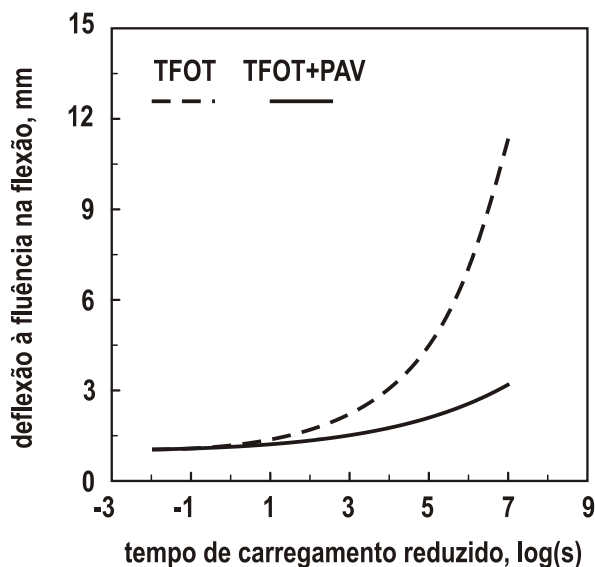


Figura 2.15. Variação do índice de envelhecimento com o tempo de carregamento, para temperatura de referência de -15°C e tempo de imersão de 2 h [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

Os resultados obtidos por Bahia et al. (1992) destacam a importância da caracterização dos ligantes asfálticos do ponto de vista de dependência do tempo e da temperatura. Tanto nas temperaturas em que ocorrem deformação permanente e fadiga quanto nas temperaturas em que ocorrem trincas de origem térmica, as dependências do tempo e da temperatura são fundamentais na caracterização de propriedades físicas dos ligantes asfálticos associadas a estes mecanismos de ruptura do pavimento.

O endurecimento físico, normalmente denominado envelhecimento físico, é um fenômeno comum para muitos tipos de sólidos amorfos e também foi relatado para ligantes asfálticos, em 1991, por Hussein

Bahia, na sua tese de doutorado. Observa-se que os sólidos amorfos, nas temperaturas próximas ou inferiores às suas temperaturas de transição vítrea, se encontram em um estado meta-estável, tendendo ao equilíbrio termodinâmico. Nestas condições, tais materiais sofrem alterações estruturais lentas, buscando o equilíbrio. Uma delas é o endurecimento, expresso pela diminuição das taxas de fluência. Bahia et al. (1992) verificaram que os oito ligantes asfálticos do SHRP apresentaram endurecimento físico a temperaturas baixas em vários níveis e que este endurecimento ocorreu a taxas variadas. Concluiu-se que este fenômeno é de grande importância na avaliação de ligantes asfálticos em temperaturas próximas à zona de transição vítrea, que é a própria faixa de temperaturas em que se realizam os ensaios no BBR.

A Figura 2.16 exemplifica a influência deste fenômeno sobre o comportamento à fluência de um dos ligantes asfálticos do SHRP. Da mesma forma que o envelhecimento oxidativo, o endurecimento físico é uma função do tempo de carregamento. No entanto, estudos anteriores, que incluíram os ligantes asfálticos do SHRP, indicaram que, diferentemente do envelhecimento oxidativo, o endurecimento físico não afeta a dependência do tempo de carregamento e sim apenas a função de dependência da temperatura. O endurecimento físico afeta os tempos de relaxamento igualmente, o que se reflete no deslocamento da curva-mestre ao longo da escala de tempo sem alterar a sua forma (BAHIA et al., 1992).

Bahia et al. (1992) comentam que os resultados do BBR são muito sensíveis ao endurecimento físico. O período de tempo entre o resfriamento da amostra e a realização do ensaio é um fator crítico. Este efeito é semelhante ao da redução de temperatura. Verificou-se que o endurecimento físico é função do tipo de ligante asfáltico e da temperatura de imersão, é um fenômeno reversível e que se prolonga por períodos longos de tempo. Como ilustrado pela Figura 2.16, para alguns ligantes asfálticos, o endurecimento se processou por mais de quatro meses.

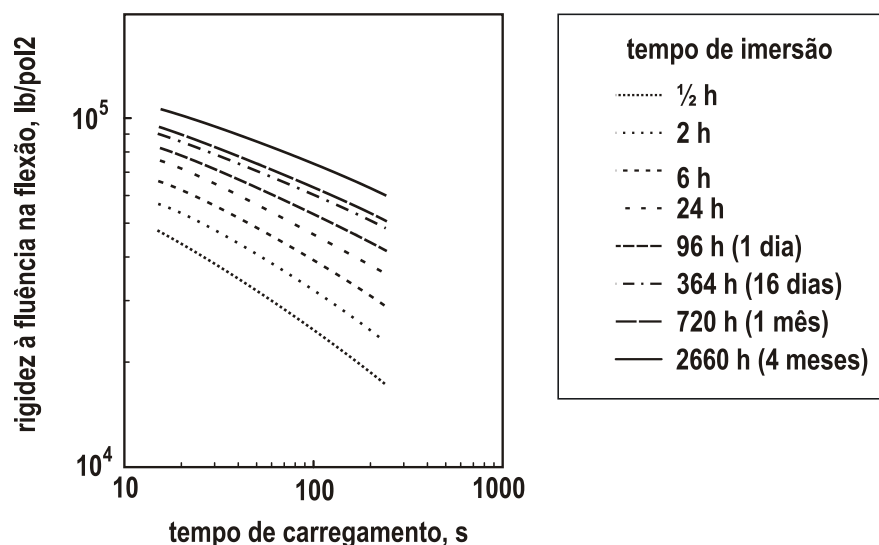


Figura 2.16. Influência do endurecimento físico nas curvas-mestre do ligante asfáltico AAF-1 do SHRP, para temperatura de referência de -15°C [Adaptado de Bahia et al. (1992)]

Para a caracterização adequada dos ligantes asfálticos no BBR, Bahia et al. (1992) recomendam que o tempo de imersão seja cuidadosamente controlado e registrado junto com as medidas. A fim de evitar o efeito do endurecimento físico sobre a taxa de relaxação, estes autores recomendam que o tempo de imersão seja superior a 10 vezes o tempo real do ensaio, ou seja, de pelo menos 40 min, quando o tempo de carregamento é de 4 min. O tempo de imersão recomendado por estes autores é de 1 h, igual ao especificado pelas normas ASTM D 6648-01 e AASTHO T313-02.

Bahia et al. (1992) observam que o endurecimento físico é outro fator importante que justifica a necessidade da caracterização reológica direta dos ligantes asfálticos sob temperaturas baixas. Tal fenômeno, que ocorre apenas sob temperaturas baixas, não pode ser previsto por meio de nomogramas ou mesmo obtido por extrapolação de medidas realizadas a temperaturas altas. Estes autores compararam resultados de rigidez previstos pelos nomogramas de Van der Poel e McLeod com os medidos no BBR e concluíram que os dois nomogramas subestimam expressivamente os valores de rigidez. A maioria das diferenças é da ordem de 400%, mas diferenças ainda maiores são verificadas. As diferenças percentuais não parecem ser função dos níveis de rigidez, mas o tempo de carregamento aparenta ter influência significativa.

Segundo Bahia et al. (1992), a análise das estimativas feitas por meio dos nomogramas aponta dois aspectos críticos que precisam ser reconhecidos pelos usuários dos nomogramas: primeiro, os nomogramas subestimam significativamente os valores de rigidez, o que, quando considerado no contexto de formação de trincas no pavimento, se trata de uma estimativa não-conservativa; segundo, a subestimação aumenta com o tempo de carregamento, o que também é crítico, já que as trincas de origem térmica têm sido relacionadas a tempos de carregamento superiores a 10.000 s ou mesmo superiores a 20.000 s.

Experiências iniciais com a especificação Superpave indicaram que os requisitos de rigidez máxima de 200 MPa e de taxa de relaxação mínima de 0,35 seriam excessivamente conservativos. Após a conclusão do SHRP, o limite de especificação para a rigidez foi alterado para 300 MPa e o de taxa de relaxação para 0,30.

2.3. Métodos tradicionais de caracterização reológica de ligantes asfálticos

2.3.1. Limitações dos ensaios empíricos

Boa parte dos ensaios tradicionalmente empregados na caracterização reológica dos ligantes asfálticos é de natureza empírica. Tais ensaios apresentam limitações inerentes que não permitem a determinação de

propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos relacionadas com o desempenho em pista. Nas palavras de Kennedy et al. (1983), alguns ensaios empíricos são melhores que outros, contudo, o entendimento por eles proporcionado do comportamento dos materiais fica restrito, na melhor das hipóteses, aos limites destes ensaios e às experiências anteriores com eles. Segundo Bahia e Anderson (1995), os ensaios tradicionais, que envolvem medidas empíricas, medidas de viscosidade e parâmetros de suscetibilidade, não podem ser considerados confiáveis para caracterização das propriedades dos ligantes asfálticos que são críticas para o desempenho dos pavimentos. Isto se deve ao empirismo envolvido e às complicações práticas relacionadas à forma como tais propriedades são interpretadas.

Na visão de Kennedy et al. (1983), o entendimento do comportamento dos materiais que compõem o pavimento será maior após a normalização de novos ensaios que forneçam medidas deste comportamento em termos das condições que as misturas asfálticas estejam expostas. Em relação aos ligantes asfálticos, suas propriedades reológicas deveriam ser medidas dentro do regime completo de temperaturas e deformações que ocorrem em pista. Esta faixa de temperaturas deveria englobar desde a temperatura de processamento e compactação das misturas até as temperaturas de formação de trincas de origem térmica (KENNEDY et al., 1983). Algumas destas expectativas, relativamente antigas, foram atendidas com a implantação de novos conceitos na avaliação dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas pelo programa SHRP, finalizado em meados da década de 1990.

Uma crítica sistemática aos ensaios tradicionais de caracterização reológica dos ligantes asfálticos e das especificações de ligantes asfálticos baseadas nesses procedimentos tradicionais de caracterização é apresentada nos documentos gerados pela pesquisa do programa SHRP (ANDERSON et al., 1991, ANDERSON e KENNEDY, 1993, ANDERSON et al., 1994). De acordo com esses autores, medidas de viscosidade, de penetração, de ductilidade e de ponto de amolecimento não são suficientes para descrever adequadamente as propriedades viscoelásticas e de fratura dos ligantes asfálticos, necessárias para relacionar as suas propriedades às propriedades das misturas asfálticas e ao desempenho dos pavimentos. Em função das limitações inerentes a essas características físicas dos ligantes asfálticos, descritas a seguir, a continuidade do uso das medidas de viscosidade capilar, de penetração e de ductilidade na especificação Superpave foi considerada indesejável e seu uso reduzido, em favor de novos ensaios, que pudessem ser usados para definir o comportamento reológico em unidades fundamentais.

As pesquisas acerca da caracterização reológica de ligantes asfálticos empregaram diferentes mecanismos de medida das diferentes propriedades. De maneira geral, as propriedades físicas medidas podem ser classificadas em três grandes grupos (ANDERSON et al., 1994): medidas pontuais, parâmetros de suscetibilidade e medidas em regime de viscoelasticidade linear. Apenas as limitações das duas primeiras categorias serão abordadas nesta seção. Os fundamentos teóricos da terceira categoria já foram apresentados anteriormente e suas aplicações serão detalhadas na seção relativa à caracterização de propriedades reológicas no programa SHRP.

2.3.2. Medidas isoladas

Medidas isoladas são aquelas obtidas em condições experimentais pontuais e não em um amplo espectro de condições, por exemplo, de temperatura, de tempo de carregamento, de níveis de tensão ou de deformação, etc. Uma ou mais medidas isoladas de consistência são empregadas para avaliar as características físicas dos ligantes asfálticos. Medidas de penetração, ductilidade, ponto de amolecimento e vários tipos de viscosidade estão entre as mais comumente usadas. As três primeiras são empíricas por natureza, ao passo que a quarta é uma propriedade fundamental.

Medidas de viscosidade. Ensaios de fluência (ANDERSON et al., 1991) foram conduzidos por um grande número de pesquisadores, a fim de tentar calcular o coeficiente de viscosidade de ligantes asfálticos em temperatura ambiente e abaixo dela. Para isso, é necessário aplicar uma tensão de cisalhamento ao material, até que a taxa de cisalhamento fique constante, como indicado na Figura 2.17. Para temperaturas inferiores a 25°C, tempos de carregamento relativamente longos são necessários para que isso ocorra, conforme indicado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Tempo para estabilização da taxa de cisalhamento do ligante asfáltico AAB-1 do SHRP [Fonte: Anderson et al. (1991)]

temperatura (°C)	tempo para estabilizar a taxa de cisalhamento
5	três dias
15	uma hora e meia
25	5 minutos
35	60 segundos

Para tempos de carregamento inferiores aos indicados, o ligante asfáltico, mesmo quando solicitado na faixa de viscoelasticidade linear, exibe significativa elasticidade retardada, atrasando a estabilização da taxa de cisalhamento. Por outro lado, se é dado tempo suficiente para a elasticidade retardada ser consumida, deformações muito grandes provavelmente ocorrerão, proporcionando a ocorrência de não-linearidade geométrica. Não-linearidade geométrica ocorre quando as deformações são suficientemente grandes a ponto de violar a suposição de pequenas deformações, empregada na análise viscoelástico-linear (ANDERSON et al., 1991).

Muitos pesquisadores confundiram os efeitos de elasticidade retardada e de não-linearidade geométrica ou simplesmente o ignoraram. A não consideração desses fenômenos fez com que representações não-lineares impróprias do comportamento tensão-deformação dos ligantes asfálticos fossem empregadas. A

não-linearidade aparente do ligante asfáltico foi considerada ao usar uma representação não-linear do comportamento à fluência, como o modelo da lei das potências, ou ao especificar um coeficiente de viscosidade aparente. Outros mediram a taxa de cisalhamento, assumida constante, para uma série de níveis de tensão de cisalhamento, e extrapolaram o coeficiente de viscosidade aparente calculado para uma taxa de cisalhamento tendendo a zero. Nesses procedimentos, os ensaios normalmente são conduzidos na região de viscoelasticidade não-linear e a resposta elástica retardada do ligante asfáltico não é considerada ou é admitida como um efeito não-linear (ANDERSON et al., 1991).

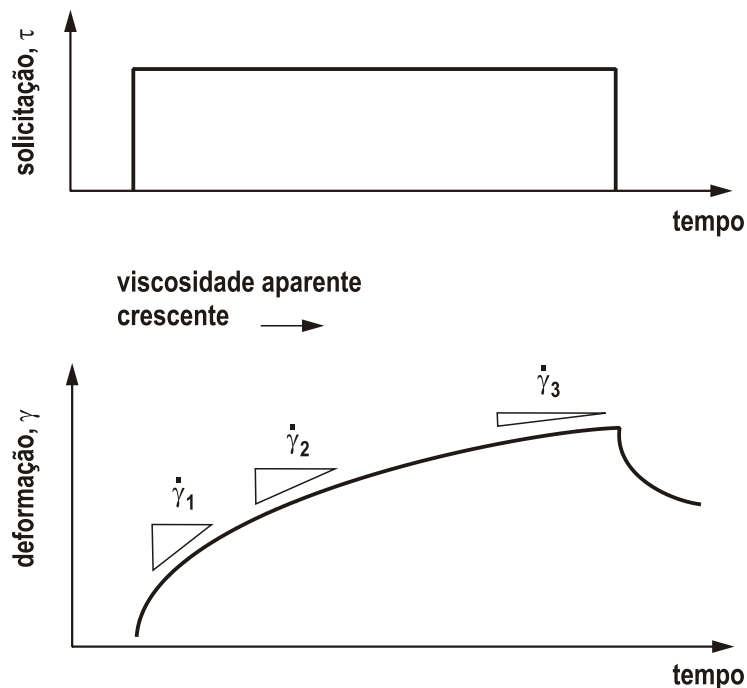


Figura 2.17. Variações da taxa de cisalhamento e cálculo da viscosidade no ensaio de fluência [Fonte: Anderson et al. (1991)]

Conceitualmente, o coeficiente de viscosidade representa uma medida absoluta apenas para fluidos newtonianos, cujas propriedades são independentes das taxas de cisalhamento ou dos níveis de tensão. No entanto, a maioria dos ligantes asfálticos não-modificados exibe comportamento newtoniano apenas sob temperaturas altas, normalmente acima do ponto de amolecimento, ou para taxas de cisalhamento muito baixas (ANDERSON et al., 1994, KATRI et al., 2001). A maioria dos ligantes asfálticos modificados e alguns ligantes asfálticos de alto PG apresentam comportamento pseudoplástico mesmo a temperaturas altas ou taxas de cisalhamento baixas (KATRI et al., 2001).

Para as altas temperaturas de serviço do pavimento e nas temperaturas de processamento e de compactação das misturas asfálticas, ligantes asfálticos não-modificados e que não sofreram envelhecimento significativo se comportam como fluidos newtonianos. Garantidas essas condições, os ligantes asfálticos

podem ser adequadamente caracterizados por meio da medida de viscosidade capilar e assim eram caracterizados, nos Estados Unidos, antes da implantação da especificação Superpave. A ocorrência de envelhecimento e a adição de modificadores introduzem uma parcela suficiente de resposta elástica e de suscetibilidade à taxa de cisalhamento que invalida o uso da viscosidade capilar para caracterização de ligantes asfálticos sob temperaturas altas. Para temperaturas baixas ou tempos de carregamento curtos, os ligantes asfálticos são não-newtonianos e não podem ser descritos por um valor absoluto de coeficiente de viscosidade. Para solucionar esse problema e preservar a viscosidade como propriedade de controle, as medidas ficaram restritas a temperaturas acima de 60°C, nas quais o comportamento dos ligantes asfálticos não-modificados pode ser considerado newtoniano (ANDERSON e KENNEDY, 1993)

Uma outra abordagem para a medida da viscosidade envolvia a consideração da taxa de cisalhamento e/ou o nível de tensão para atribuir um significado mais consistente a essa propriedade. A viscosidade, neste caso denominada viscosidade aparente, é dependente da taxa de cisalhamento, do nível de tensão e da temperatura. Porém, havia incertezas relativas às faixas de valores de taxa de cisalhamento, de tensão e de temperatura nas quais a medida deveria ser realizada. Em virtude da ausência de qualquer razão válida para selecionar um conjunto específico de condições de ensaio, essa seleção variou entre pesquisadores e se reduziu a uma questão de conveniência experimental (ANDERSON et al., 1994).

Uma nova abordagem surgiu com a introdução do viscosímetro de placas deslizantes da Shell (GRIFFIN et al., 1955)⁸. Esses autores sugeriram a medida da viscosidade aparente a 25°C com uma taxa de cisalhamento constante de 0,05 s⁻¹, também por causa de conveniências experimentais e adequação do equipamento na época disponível para essa medida. A partir de então, esse procedimento se tornou o mais comum para medida da viscosidade. No entanto, apesar da grande aceitação dessa abordagem, outros pesquisadores a criticaram e escolheram outra. Chipperfield e Welch (1967)⁹ e Mack (1965)¹⁰ indicaram que a abordagem considerando uma taxa de cisalhamento constante seria completamente enganosa e que o nível de tensão seria tão importante quanto a taxa de cisalhamento. Chipperfield e Welch (1967)⁹ constataram que a viscosidade aparente medida a tensão constante, embora não representasse um método absolutamente satisfatório, seria um indicador mais apropriado do envelhecimento de ligantes asfálticos (ANDERSON et al., 1994).

A revisão dos estudos que empregaram medidas de viscosidade indica que a viscosidade newtoniana e a viscosidade aparente foram amplamente empregadas nas medidas das propriedades de ligantes asfálticos virgens e na avaliação de suas alterações com o envelhecimento. Embora, em certa extensão, tais medidas possam ser consideradas propriedades fundamentais, elas, por si só, não solucionam por inteiro a questão da caracterização viscoelástica ao longo das faixas extensas de temperatu-

⁸ GRIFFIN, R.L. et al. (1955). Microfilm durability test for asphalt. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 24, p.31-62.

⁹ CHIPPERFIELD, E.H.; WELCH, T.R. (1967). Studies on the relationships between the properties of roadbitumens and their service performance. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.36, p.421-488.

¹⁰ MACK, C. (1965). An appraisal of failure in bituminous pavement. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.34, p.234-247.

ras, de níveis de tensão e de taxas de cisalhamento às quais os ligantes asfálticos estão submetidos. A viscosidade newtoniana, sob temperaturas elevadas, não pode ser extrapolada para temperaturas mais baixas e a viscosidade aparente é uma função da taxa de cisalhamento e do nível de tensão (ANDERSON et al., 1994).

Penetração e ductilidade. Os ensaios de penetração e de ductilidade foram considerados inadequados, pelo SHRP, como propriedades fundamentais para a caracterização do comportamento reológico de ligantes asfálticos, sob temperaturas intermediárias. Tais inadequações se devem, em parte, à impossibilidade de se definir os domínios de tensões e deformações sofridos pela amostra. Além disso, as deformações sofridas pelas amostras durante os ensaios são muito grandes, são variáveis ao longo do corpo-de-prova e não podem ser facilmente modeladas ou calculadas (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

2.3.3. *Parâmetros de suscetibilidade*

Vários pesquisadores propuseram parâmetros viscoelásticos que pudessem, de alguma forma, descrever uma faixa de propriedades dos ligantes asfálticos, dentro dos domínios tempo-temperatura. Tais parâmetros foram desenvolvidos em reconhecimento à complexidade das propriedades reológicas dos ligantes asfálticos e das limitações das medidas pontuais. São divididos em dois tipos: parâmetros de suscetibilidade térmica e parâmetros de suscetibilidade ao cisalhamento. O uso desses parâmetros resultou em uma melhor avaliação das propriedades reológicas, porém, muitos dos problemas associados com as medidas isoladas foram incorporados a esses parâmetros (ANDERSON et al., 1994).

Parâmetros de suscetibilidade térmica. Suscetibilidade térmica é definida como a variação da consistência, da rigidez ou da viscosidade de um material em função da temperatura. É normalmente quantificada por meio de parâmetros calculados com base em medidas de alguma propriedade do ligante asfáltico efetuadas em duas ou mais temperaturas. Até a década de 1990, a suscetibilidade térmica era normalmente citada (ANDERSON e KENNEDY, 1993) como o principal critério de desempenho para ligantes asfálticos.

Diversos parâmetros de suscetibilidade térmica foram propostos e empregados. Eles se diferenciam, basicamente, pelo tipo de medida de consistência e pela faixa de temperaturas coberta. No caso da suscetibilidade térmica baseada na penetração, a penetração era medida em diferentes temperaturas e a razão entre penetrações, a diferença entre elas, a temperatura necessária para aumentar a penetração de

um certo número ou a inclinação da curva log da penetração versus temperatura foram empregadas (PFEIFFER e VAN DOORMAAL, 1936¹¹, VAN DER POEL, 1954; NEPPE, 1952¹²; BARTH, 1962).

Abordagens mais fundamentais empregavam a viscosidade como a medida de consistência para caracterizar a suscetibilidade térmica e para definir um parâmetro de suscetibilidade térmica (ANDERSON et al., 1994). Diversas relações foram concebidas, como a inclinação da curva log da viscosidade versus temperatura (TRAXLER et al., 1936)¹³, a inclinação da curva log da viscosidade versus log da temperatura (LEE et al., 1940)¹⁴, a inclinação da curva log da viscosidade versus a recíproca da temperatura (LEWIS e HALSTEAD, 1940)¹⁵, a inclinação da curva log da viscosidade versus a recíproca da temperatura elevada a uma dada potência (TRAXLER e SCHWEYER, 1936¹⁶; CORNELISSEN e WATERMAN, 1955¹⁷) e a inclinação da curva log-log da viscosidade versus log da temperatura (FAIR e VOLKMANN, 1943¹⁸; NEVITT e KRACHMA, 1937¹⁹). A última é provavelmente a mais amplamente aceita e é denominada suscetibilidade viscosidade-temperatura (VTS – “viscosity-temperature susceptibility”).

A VTS calculada com base nos valores da viscosidade capilar a 60 e a 135°C, conforme proposto por Puzinauskas (1979)²⁰, pode caracterizar apropriadamente a suscetibilidade térmica, se o comportamento do ligante asfáltico nessas temperaturas for essencialmente newtoniano e independente do tempo de carregamento. No entanto, a VTS não pode ser extrapolada para descrever o comportamento do ligante asfáltico para temperaturas inferiores a 60°C, nas quais as propriedades elásticas retardadas são predominantes (aqui o autor faz referência aos ligantes asfálticos cujo comportamento pode ser considerado newtoniano a partir de 60°C). Este parâmetro se mostra, portanto, inadequado para descrever o desempenho dos ligantes asfálticos exatamente naquelas temperaturas de maior ocorrência em pista.

Outros pesquisadores propuseram o emprego de medidas de viscosidade a baixas temperaturas para calcular parâmetros de suscetibilidade térmica. No entanto, esta abordagem é inviável, em virtude da dificuldade em se medir a viscosidade em temperaturas baixas (ensaio de fluência) e porque a viscosidade negligencia a porção elástica retardada do comportamento tensão-deformação, que é significativa sobre o comportamento da maioria dos ligantes asfálticos, a não ser sob temperaturas elevadas (ANDERSON et al., 1994).

¹¹ PFEIFFER, J.P.H.; VAN DOORMAAL, P.M. (1936). The rheological properties of asphaltic bitumen. *Journal of the Institute of Petroleum Technologists*, v.22, p.414.

¹² NEPPE, S.L. (1952). Durability of asphaltic bitumen as related to rheological characteristics. *Transaction, South African Institute of Civil Engineers*, v.2. p.103.

¹³ TRAXLER, R.N. et al. (1944). Rheological properties of asphalt. *Industrial and Engineering Chemistry*, v.36, n.9, p.823.

¹⁴ LEE et al. (1940). The flow properties of bituminous material. *Journal of the Institute of Petroleum*, v.26. p.101.

¹⁵ LEWIS, R.H.; HALSTEAD, W.J. (1940). Determination of the kinematic viscosity of petroleum asphalts with a capillary tube viscometer. *Public Roads*, v.21, p.127.

¹⁶ TRAXLER, R.N.; SCHWEYER, H.E. (1936). Increase in viscosity of asphalts with time. *Proceedings of the American Society for Testing and Materials*, v.36, part 2, p. 544-551.

¹⁷ CORNELISSEN; WATERMAN, (1955). Não referenciada em ANDERSON et al. (1994).

¹⁸ FAIR;VOLKMANN, (1943). Não referenciada em ANDERSON et al. (1994).

¹⁹ NEVITT; KRACHMA, (1937). Não referenciada em ANDERSON et al. (1994).

²⁰ PUZINAUSKAS, V.P. (1979). Properties of asphalt cements. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.48, p.646-710.

Uma terceira forma de caracterizar a suscetibilidade térmica é empregar índices que combinam duas medidas diferentes de consistência. A penetração e o ponto de amolecimento são combinados para calcular o índice de penetração (PI – “penetration index”) (Van der Poel, 1954) e a penetração e a viscosidade são combinadas para calcular o índice de penetração-viscosidade (PVN – “penetration-viscosity number”) (McLEOAD, 1972)²¹.

Os parâmetros de suscetibilidade térmica (ANDERSON et al., 1991) aparentam ser, em princípio, um meio efetivo de caracterizar e classificar ligantes asfálticos, uma vez que esses materiais estão submetidos a uma ampla faixa de temperaturas na pista e muitos dos problemas observados nos pavimentos estão diretamente relacionados às grandes variações de consistência que os ligantes asfálticos sofrem com a temperatura. No entanto, há problemas na análise e na interpretação destes parâmetros.

As propriedades reológicas dos ligantes asfálticos, sob um dado conjunto de condições de carregamento, são uma função da dependência do tempo e da temperatura e, por isso, os parâmetros de suscetibilidade térmica devem estar baseados em medidas efetuadas a diferentes temperaturas mas em tempos de carregamento similares. De outra forma, o parâmetro de suscetibilidade térmica será afetado pelo do efeito do tempo de carregamento, como no caso em que a penetração e a viscosidade ou o ponto de amolecimento e a penetração são combinados para calcular o PI ou o PVN (ANDERSON et al., 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993). Parâmetros baseados em razões entre valores de penetração também apresentam efeitos confundidos. Isto é especialmente verdadeiro quando cargas e tempos de carregamento diferentes são empregados em temperaturas diferentes, confundindo, assim, os efeitos do nível de tensão e da taxa de cisalhamento (ANDERSON et al., 1991).

Por causa do confundimento dos efeitos da dependência do tempo e da dependência da temperatura, em muitos casos, a informação obtida de tais índices é muito limitada e estritamente empírica. Além disso, uma vez que a dependência do tempo e a dependência da temperatura são funções não-lineares, o valor de qualquer parâmetro de suscetibilidade térmica dependerá da temperatura de efetuação da medida, que não representa uma constante do material. Tais limitações tornam difícil e confusa a comparação da suscetibilidade térmica de um conjunto de ligantes asfálticos. Conceitualmente, os parâmetros reológicos usados para a caracterização de ligantes asfálticos deveriam separar completamente os efeitos do tempo e da temperatura e deveriam também ser amplamente independentes das faixas de tempo de carregamento e de temperatura nas quais são calculados. Na prática, nenhum dos parâmetros de suscetibilidade térmica usualmente empregados atende esses critérios (ANDERSON et al., 1991).

Talvez a maior atenção aos métodos empíricos, na literatura, tenha sido dada ao uso do PI e do PVN. Originalmente desenvolvido por Pfeiffer e van Doormaal, o PI foi posteriormente empregado por van der Poel no desenvolvimento do seu nomograma para a previsão da rigidez. Estes pesquisadores reconheceram o confundimento dos efeitos do tempo e da temperatura, inerente ao cálculo do PI, mas verificaram

²¹ McLEOAD, N.W. (1972). A 4 year survey of low temperature transverse pavement crackin on three Ontário test roads. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.41, p.424-493.

que, na maioria dos casos, a dependência do tempo ou o tipo reológico (parâmetro tradicionalmente empregado nos modelos para descrição da curva-mestre, representado pelo símbolo R) seria o efeito dominante. Eles concluíram que o PI seria uma estimativa razoável do tipo reológico de um ligante asfáltico. No entanto, a correlação entre PI e R, sendo R medido de forma mais rigorosa por meio de análise dinâmica para os ligantes asfálticos do SHRP (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1993), é muito baixa ($R^2=0,33$), considerando ligantes asfálticos na condição virgem e envelhecidos. Isso provavelmente se deve a dois fatores: a natureza empírica das medidas e das técnicas de análise empregadas no cálculo do PI e o confundimento dos efeitos do tempo e da temperatura (ANDERSON et al., 1991).

O tipo reológico e a dependência da temperatura sofrem alterações com o envelhecimento, conforme indicado na Figura 2.18 (ANDERSON et al., 1991) e, em função disso, o parâmetro de suscetibilidade térmica também deveria variar. De fato, o PI varia com o envelhecimento, porém, o PVN parece não ser sensível a esse efeito, o que desperta suspeitas quanto à sua efetividade como medida da suscetibilidade térmica (ANDERSON et al., 1983²² *apud* ANDERSON et al., 1991).

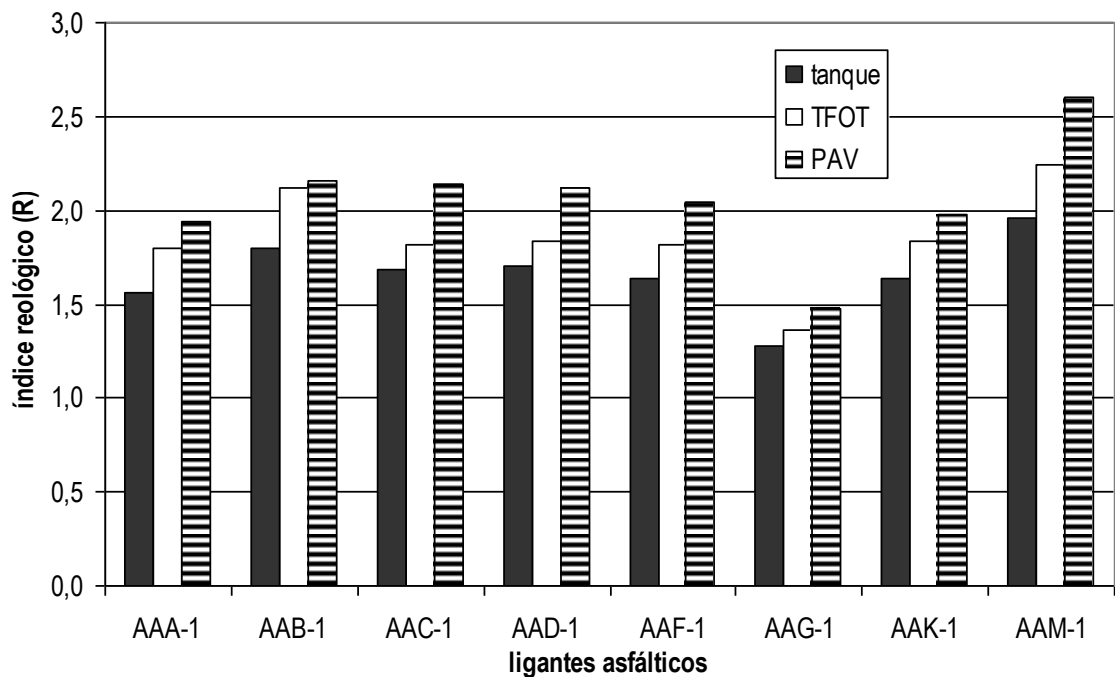


Figura 2.18. Variação do índice reológico (R) com o envelhecimento em laboratório, para ligantes asfálticos do SHRP [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

Na Figura 2.19 são comparados os valores de PI, PVN e VTS para os oito ligantes asfálticos estudados no SHRP. Muito pouca concordância é observada entre os valores, indicando que a suscetibilidade térmica

²² ANDERSON, D. A. et al. (1983). Properties of asphalt cement and asphaltic concrete. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.52, p.291-324.

ca não é um parâmetro de valor único, mas depende da faixa de temperatura considerada, do tempo e da propriedade física que é medida. Essa falta de concordância não é surpreendente, uma vez que o PI, o PVN e o VTS representam individualmente diferentes regimes de temperatura, e destaca as limitações destes parâmetros de suscetibilidade térmica na caracterização do comportamento reológico dos ligantes asfálticos (ANDERSON et al., 1991²³ *apud* ANDERSON et al., 1991).

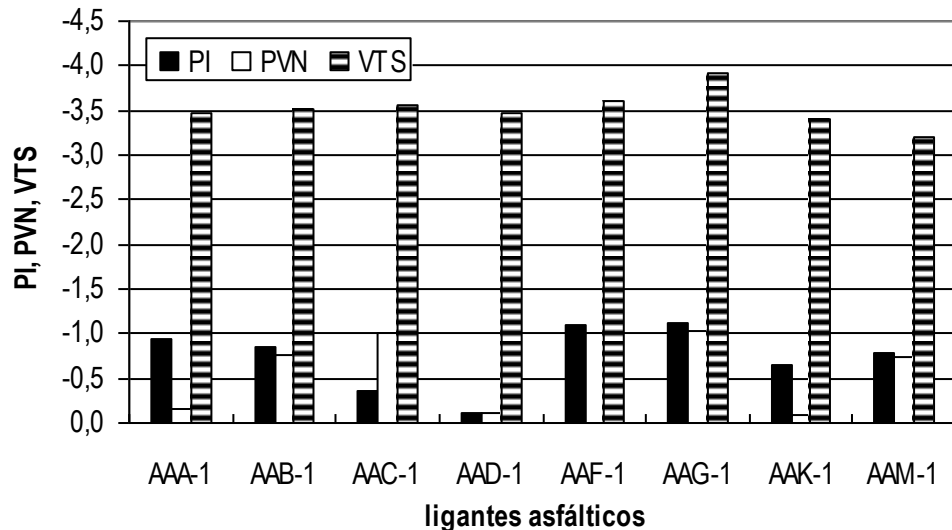


Figura 2.19. Valores de PI, PVN e VTS para os ligantes asfálticos do SHRP [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

Anderson et al. (1983)²² *apud* Anderson et al. (1994) utilizaram o PI, o PVN e o VTS para avaliar o efeito do envelhecimento e também concluíram que o PI e o VTS de materiais envelhecidos aumentam, ao passo que o PVN não sofre alterações. Estes autores concluíram que estes índices não medem a mesma propriedade e que nenhuma explicação simples pode justificar a diferença do efeito do envelhecimento oxidativo sobre os valores desses parâmetros. Button et al (1983)²⁴ *apud* Anderson et al. (1994) confirmaram as conclusões de Anderson et al. (1983)²². Estes autores verificaram, empregando o PVN, que ligantes asfálticos, originalmente altamente suscetíveis à temperatura, tornaram-se mais suscetíveis com o envelhecimento, ao passo que outros menos suscetíveis tornaram-se menos suscetíveis após envelhecimento.

O efeito da temperatura sobre o comportamento reológico do ligante asfáltico talvez seja melhor avaliado (ANDERSON e KENNEDY, 1993) em termos de dependência da temperatura (Figura 2.20). Conforme indicado pelas curvas isócronas, a dependência da temperatura varia, ao mesmo tempo, com a taxa de carregamento e com a temperatura. A dependência da temperatura é a variação do módulo com a tempe-

²³ ANDERSON, D.A. et al. (1991). Rheological properties of polymer-modified emulsion residue. In: WARDLAW, K.R. e SHULER, S. (Eds.). *Polymer modified asphalt binder*. Philadelphia: ASTM. (ASTM - Special Technical Publication, 1108).

²⁴ BUTTON, J.W. et al. (1983). Influence of asphalt temperature susceptibility on pavement construction and performance. *NCHRP Report*, Washington, n.268.

ratura e não pode ser definida com base em um único valor, porque a relação módulo-temperatura é não-linear, como indicado.

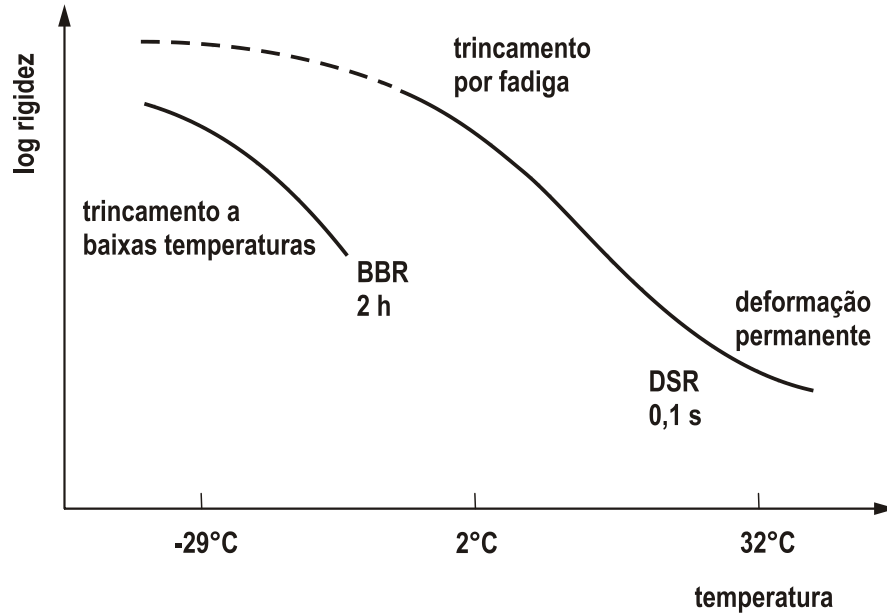


Figura 2.20. Relação entre a dependência da temperatura e o desempenho de pavimentos [Fonte: Anderson e Kennedy (1993)]

Parâmetros de suscetibilidade ao cisalhamento. Dois tipos de parâmetros são empregados para representar a suscetibilidade ao cisalhamento dos ligantes asfálticos: o grau de fluxo complexo (c) e o índice de cisalhamento. A revisão bibliográfica realizada durante o SHRP, acerca dos parâmetros de suscetibilidade ao cisalhamento, indica que esses parâmetros não são melhores que os de suscetibilidade térmica. São parâmetros de natureza arbitrária e não são promissores no estudo de envelhecimento de ligantes asfálticos (ANDERSON et al., 1994).

O grau de fluxo complexo foi introduzido por Traxler et al. (1944)¹³ para a caracterização de ligantes asfálticos. Esses autores indicaram que medidas em ligantes asfálticos diferentes mostram que a inclinação da curva log da tensão de cisalhamento versus log da taxa de cisalhamento pode ser considerada constante e, assim, as propriedades reológicas do material podem ser aproximadas por uma equação de fluxo complexo normalmente empregada para fluidos de comportamento descrito pela lei das potências:

$$\tau = m\dot{\gamma}^c \quad (2.14)$$

onde: τ = tensão de cisalhamento;
 $\dot{\gamma}$ = taxa de cisalhamento;

c = grau de fluxo complexo;
m = constante.

Esse modelo, conhecido em reologia como lei das potências, na qual c recebe a denominação n (coeficiente n da lei das potências), não foi empregado no desenvolvimento da especificação Superpave, uma vez que modelos não-lineares são, na prática, bastante complexos e difícil de serem aplicados, não sendo adequados para o propósito de especificar materiais (ANDERSON et al., 1991).

O índice c representa a inclinação da curva log da tensão de cisalhamento versus log da taxa de cisalhamento. Embora os primeiros pesquisadores tenham tentado forçar uma relação linear (JIMENEZ e GALLAWAY, 1961²⁵; GALLAWAY, 1959²⁶ *apud* ANDERSON et al., 1994), um grande número de estudos mais recentes mostrou claramente que essa relação é não-linear. Quando c é igual a 1, o material é newtoniano e m é a viscosidade newtoniana. Se c é menor que 1, o material é pseudoplástico. Por isso, c é um indicador do comportamento não-newtoniano do ligante asfáltico. A variação de c também foi empregada como um indicador do efeito do envelhecimento sobre as propriedades dos ligantes asfálticos por alguns pesquisadores (GALLAWAY, 1959²⁶, MOAVENZADEH e STANDER, 1967²⁷; JIMENEZ e GALLAWAY, 1962²⁵ *apud* ANDERSON et al., 1994).

Alguns estudos indicaram que o grau de fluxo complexo é um parâmetro arbitrário. A relação entre a tensão e a taxa de cisalhamento não é uma constante, pois a tensão de cisalhamento aumenta com a taxa de cisalhamento. O valor de c é constante apenas para uma faixa restrita de taxas de cisalhamento. Para tensões e taxas bem pequenas, a maioria dos ligantes asfálticos apresentará comportamento newtoniano. Esse comportamento, dependendo do tipo de ligante asfáltico, começará a mudar gradualmente para o comportamento não-newtoniano, à medida que a taxa de cisalhamento ou o nível de tensão aumenta (PUZINAUSKAS, 1967²⁸ *apud* ANDERSON, 1994). O parâmetro c depende, portanto, da taxa de cisalhamento, mas também é afetado pelo envelhecimento e pelo histórico de tensões do ligante asfáltico (MAJIDZADEH e SCHWEYER, 1965²⁹ e HALSTEAD e ZENEWITZ, 1961³⁰ *apud* ANDERSON et al., 1991). No entanto, c pode ser útil no entendimento da natureza das interações moleculares em uma porção da região de comportamento não-linear e foi empregado, com esse enfoque, para caracterizar o efeito do envelhecimento (JIMENEZ e GALLAWAY, 1961²⁵ *apud* ANDERSON et al., 1991).

²⁵ JIMENEZ, R.A.; GALLAWAY, B.M. (1961). Laboratory measurements of service connected changes in asphalt cement. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.30, p.328.

²⁶ GALLAWAY, B.M. (1959). Factors relating chemical composition and rheological properties of paving asphalts with durability. *Association of Asphalt Paving Technologists*. V.28, p.280-293.

²⁷ MOAVENZADEH, F.; STANDER, R.R. (1966). Durability characteristics of asphaltic materials. *Research Report EES-259*. Columbus, Ohio State University Experiment Station, p. 236.

²⁸ PUZINAUSKAS, V.P. (1967). Evaluation of properties of asphalt cements with emphasis on consistencies at low temperature. *Association of Asphalt Paving Technologists*. V.36, p.489.

²⁹ MAJIDZADEH, K.; SCHWEYER, H.E. (1965). Non-newtonian behavior of asphalt cements. *Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 34, p.20.

³⁰ HALSTEAD, W.J.; ZENEWITZ, J.A. (1961). Changes in asphalt viscosities during the thin film oven and microfilm durability tests. Philadelphia: ASTM. (ASTM - Special Technical Publication, 309).

Majidzadeh e Schweyer (1965)²⁹ *apud* Anderson et al. (1994) conduziram um experimento, no qual c foi medido para o mesmo ligante asfáltico sob as mesmas condições, porém com diferentes seqüências de aplicação de carga. Foram comparados os valores de c_d , medidos sob incrementos de carga em seqüência decrescente, com os valores de c_i , medidos sob seqüência crescente de incrementos de carga. Os resultados apontaram que as duas medidas são diferentes e de natureza arbitrária.

Além das limitações anteriores, há outra deficiência na obtenção de c , relativa ao procedimento empregado para defini-lo. A construção da curva tensão versus taxa de cisalhamento está sujeita à mesma controvérsia associada à viscosidade aparente. Considerando-se uma curva típica do ensaio de fluência, obtida para um material não-newtoniano, a taxa de cisalhamento pode não alcançar um valor constante, dentro de um período de tempo razoável para o ensaio ou para uma deformação total aceitável (ANDERSON et al., 1994).

O índice de cisalhamento é outro parâmetro de suscetibilidade ao cisalhamento empregado por muitos pesquisadores para estudar o efeito do envelhecimento. Zube e Skog (1969)³¹, Cullery (1969)³² e Khandal et al. (1973)³³ *apud* Anderson et al. (1994) compararam os gráficos de viscosidade versus taxa de cisalhamento de ligantes asfálticos virgens com ligantes asfálticos envelhecidos em laboratório e em campo. No entanto, como as relações são não-lineares e dependentes da temperatura, eles selecionaram faixas distintas de taxas de cisalhamento e diferentes temperaturas. Todos esses estudos concordam em que o envelhecimento provoca aumento da suscetibilidade ao cisalhamento.

Assim como o grau de fluxo complexo, o índice de cisalhamento deve ser considerado um parâmetro arbitrário. Seu valor depende em grande extensão da faixa de taxas de cisalhamento considerada e da temperatura em que é determinado. Um índice de cisalhamento pode indicar apenas o tipo de comportamento esperado para um ligante asfáltico na temperatura e na faixa de taxas de cisalhamento nas quais é determinado. Nenhuma extrapolação ou mesmo interpolação pode ser feita. Além disso, é calculado com base na viscosidade aparente, que é dependente do tempo de carregamento. Se a viscosidade não é constante, os resultados tornam-se de difícil interpretação (ANDERSON et al., 1994).

2.3.4. Nomogramas e suas inconveniências

Os nomogramas desenvolvidos por vários pesquisadores representam um meio de estimar a rigidez do ligante asfáltico sob diversos tempos de carregamento e temperaturas. O primeiro nomograma para essa finalidade foi criado por van der Poel (1954), empregando o índice de penetração. Esse nomo-

³¹ ZUBE, E.; SKOG, J. (1969). Final report on Zaca-Wigmore asphalt test road. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.38, p.1-39.

³² CULLERY, R.W. (1969). Relationship between hardening of asphalt cements and transverse cracking of pavements in Saskatchewan. *Association of Asphalt Paving Technologists*. v. 38, p.1-15.

³³ KANDHAL, P.S. et al. (1973). Shear susceptibility of asphalts in relation to pavement performance. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.42, p.99-111.

grama foi posteriormente revisado e atualizado por McLeod (1972)³⁴, a fim de acomodar medidas de penetração e de viscosidade. Esses nomogramas (ANDERSON et al., 1991) fornecem estimativas razoáveis da rigidez do ligante asfáltico sob temperaturas acima da ambiente, no entanto, para temperaturas mais baixas e tempos de carregamento maiores o erro dessas estimativas é grande (Figura 2.21).

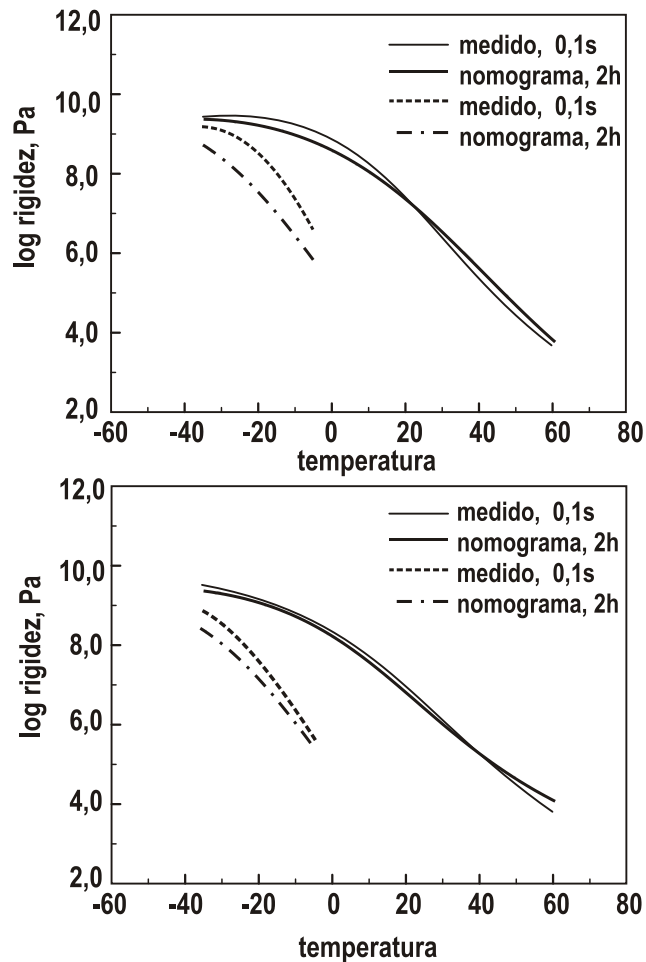


Figura 2.21. Curvas isócronas da rigidez, medida e estimada pelo nomograma de van der Poel (1954), asfaltos AAG-1 (topo) e AAK-1 (base) do SHRP [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

2.3.5. Índices de envelhecimento

O controle do envelhecimento dos ligantes asfálticos é uma função importante das especificações e alguns índices têm sido empregados, direta ou indiretamente, para esse fim. Um índice baseado em uma medida pontual como, por exemplo, a relação entre as viscosidades do material envelhecido e do

³⁴ McLEOD, N.W. (1972). A 4 year survey of low temperature transverse pavement crackin on three Ontário test roads. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.41, p.424-493.

virgem, pode efetivamente descrever o aumento da rigidez quando a resposta do material é essencialmente viscosa. No entanto, tais índices nem sempre irão refletir precisamente as variações de rigidez sob temperaturas baixas, nas quais a elasticidade retardada representa uma porção significativa da resposta do material. A Figura 2.22 indica que tanto a rigidez, indicada por t_c , quanto o índice reológico (R), variam com o nível de envelhecimento. Como no caso da suscetibilidade térmica, uma medida isolada é insuficiente para caracterizar as mudanças reológicas decorrentes do envelhecimento (ANDERSON et al., 1991).

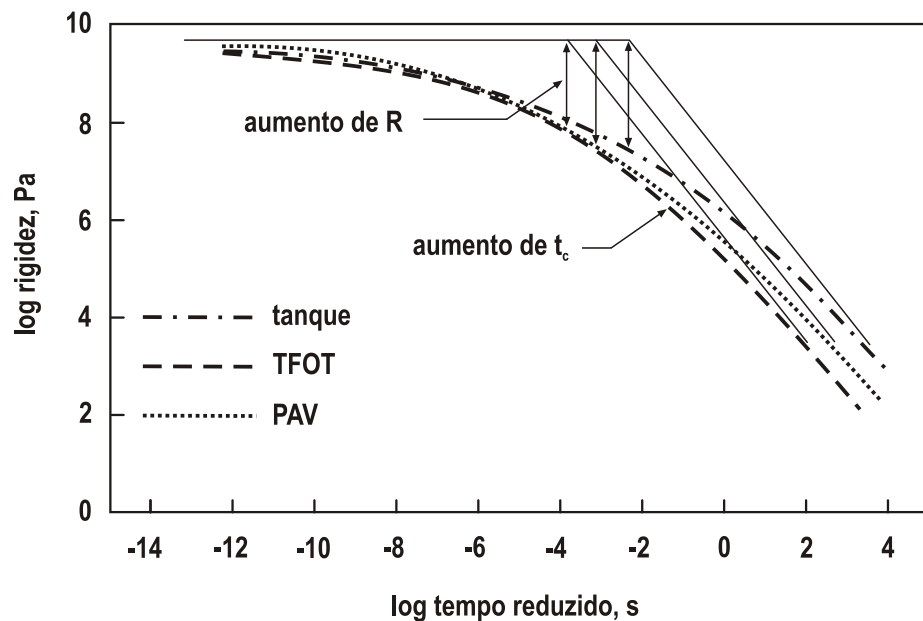


Figura 2.22. Alterações nas curvas-mestre para o ligante asfáltico AAD-1 do SHRP, em função do nível de envelhecimento [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

2.4. Especificações para ligantes asfálticos baseadas em propriedades reológicas

Até a década de 1990, as especificações de ligantes asfálticos eram baseadas em propriedades reológicas empíricas. Com o desenvolvimento do SHRP, em meados da década de 1990, novas propriedades reológicas foram investigadas e aplicadas na caracterização dos ligantes asfálticos, dando origem à especificação Superpave. A especificação Superpave classifica os materiais com base em propriedades reológicas relacionadas ao desempenho do ligante asfáltico na mistura asfáltica. Segundo Anderson et al. (1991), os critérios de uma especificação verdadeiramente baseada em desempenho devem ser representativos do comportamento do material no pavimento.

2.4.1. Limitações das especificações baseadas em propriedades reológicas empíricas

Existem dois sistemas para especificar ligantes asfálticos para pavimentação com base em propriedades reológicas empíricas: especificação por viscosidade e especificação por penetração. A primeira especifica uma faixa de viscosidades a 60°C e a segunda uma faixa de valores de penetração a 25°C. Em ambas (ANDERSON e KENNEDY, 1993), o controle sobre as propriedades sob temperaturas baixas é assegurado apenas na extensão em que as medidas de penetração e de viscosidade proporcionam uma extrapolação válida para essa faixa de temperaturas.

A especificação por viscosidade foi desenvolvida com base em estudos, realizados nas décadas de 1960 e 1970, que tentaram produzir uma especificação baseada em medidas de propriedades fundamentais (WELBORN et al., 1960³⁵; WELBORN e HALSTEAD, 1962³⁶; WELBORN et al., 1966³⁷; TONS e CHRITZ, 1975³⁸). Essas pesquisas revelaram que na temperatura de 60°C, a maioria dos ligantes asfálticos apresenta comportamento newtoniano e pode ser caracterizado como materiais viscosos lineares. Quando isso acontece, como é o caso de ligantes asfálticos virgens na temperatura de 60°C ou em temperaturas superiores, a viscosidade capilar é uma medida razoável. No entanto, a caracterização do ligante asfáltico a 60°C oferece pouco controle sobre as propriedades reológicas em temperaturas inferiores, nas quais ocorrem trincas por fadiga e de origem térmica. Além disso, a 60°C, ligantes asfálticos envelhecidos ou modificados não exibem, necessariamente, comportamento newtoniano (PUZINAUSKAS, 1979²⁰; ANDERSON et al., 1991²³). Tentativas dos criadores da especificação por viscosidade em incluir medidas reológicas fundamentais em temperaturas menores nessa especificação foram frustradas pela falta de ensaio apropriado. Por isso, a penetração e a viscosidade cinemática a 135°C foram mantidas para controlar a suscetibilidade térmica (ANDERSON et al., 1991).

A especificação por penetração oferece a vantagem de especificar o ligante asfáltico a 25°C, que é uma temperatura próxima das temperaturas em que ocorrem trincas por fadiga. No entanto, não inclui medidas de propriedades físicas em temperaturas inferiores.

O SHRP identificou as seguintes limitações das especificações por penetração e por viscosidade (ANDERSON et al., 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993):

- não especificam medidas de propriedades dos ligantes asfálticos a temperaturas baixas;

³⁵ WELBORN, J.Y. et al. (1960). Properties of highway asphalts – Part II. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.29, p.216.

³⁶ WELBORN, J.Y.; HALSTEAD, W.J. (1962). Absolute viscosity as a specification control for bitumens binders. *Public Roads*, v.3, n.12.

³⁷ WELBORN, J.Y. et al. (1966). A study of viscosity-graded asphalt cements. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.35, p.19.

³⁸ TONS, E.; CHRITZ, A.P. (1975). Grading of asphalt cements by viscosity. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.44, p.387.

- não incluem as propriedades fundamentais necessárias para relacionar o comportamento reológico dos ligantes asfálticos ao desempenho dos pavimentos;
- são inadequadas para a medida da consistência (viscosidade capilar) a temperaturas altas;
- não consideram o envelhecimento a longo prazo dos ligantes asfálticos em pista;
- não contemplam as propriedades na ruptura dos ligantes asfálticos, necessárias para controlar a ocorrência das trincas de origem térmica.

2.4.2. Especificação Superpave

Histórico. Iniciado em 1987 e concluído em 1994, envolvendo um investimento de US\$ 150 milhões, o programa SHRP teve como um dos seus principais objetivos a identificação das propriedades físicas dos ligantes asfálticos que estão relacionadas com o desempenho dos pavimentos e a especificação dos métodos que proporcionassem medidas confiáveis destas propriedades. Como resultado do SHRP, um novo conjunto de ensaios e uma nova classificação de ligantes asfálticos, organizada em classes de desempenho, foram apresentados, sob a denominação Superpave. Os ensaios e o sistema de classificação são baseados em medida de propriedades fundamentais que estão relacionadas de forma racional ao desempenho dos pavimentos.

O empenho dos pesquisadores do SHRP se baseou na premissa de que os métodos de ensaio e as especificações vigentes nos Estados Unidos, à época do desenvolvimento desse programa, não eram suficientes para garantir o bom desempenho dos pavimentos a longo prazo e que muitos dos métodos de ensaio deveriam ser revisados, substituídos ou eliminados. As especificações por viscosidade e por penetração têm a finalidade principal de classificar os ligantes asfálticos de acordo com sua consistência, porém, não citam mecanismos de falência nem asseguram o desempenho a longo prazo. Ao longo dos anos, muitas agências rodoviárias têm modificado estas especificações, porém, tais modificações também são baseadas em parâmetros empíricos, como penetração e ductilidade, tornando difícil relacionar de forma confiável os critérios das especificações ao desempenho dos pavimentos (ANDERSON et al, 1991).

No desenvolvimento da especificação Superpave, foram considerados os seguintes fatores: os principais mecanismos de falência do pavimento deveriam ser diretamente focados; a especificação deveria controlar a rigidez, o tipo reológico e a dependência da temperatura do ligante asfáltico; os procedimentos de ensaio deveriam ser formulados de forma que uma ampla gama de informações reológicas pudesse ser precisamente estimada para emprego em modelos de desempenho; os ensaios de laboratório deveriam ser razoavelmente rápidos e fáceis de serem realizados (ANDERSON et al., 1991). De certa forma, o SHRP foi bem sucedido nos três primeiros objetivos, mas definitivamente não o foi no seu último, pois os

procedimentos propostos são complexos e exigem equipamentos de alto custo e mão-de-obra altamente especializada.

A estratégia empregada no desenvolvimento da especificação de ligantes asfálticos foi: identificar, inicialmente, os mecanismos de falência críticos para o desempenho de campo; selecionar e desenvolver parâmetros de resposta dos materiais que se relacionassem com os mecanismos críticos de falência e, finalmente, incorporar esses parâmetros de resposta em métodos de ensaio e em critérios para especificação de ligantes asfálticos (ANDERSON et al., 1991).

A primeira medida tomada durante o desenvolvimento do SHRP foi a realização de uma extensiva revisão de literatura relacionada a materiais asfálticos e a pavimentos asfálticos. Pesquisadores e construtores identificaram os principais mecanismos de ruptura dos pavimentos asfálticos. Foram selecionados inicialmente os seguintes: trincas por retração térmica, trincas por fadiga de origem térmica, trincas por fadiga associadas ao tráfego, deformação permanente, envelhecimento e dano por umidade. Dentre eles, quatro foram considerados importantes para serem incorporados em uma especificação: trincas de origem térmica, trincas por fadiga associada ao tráfego, deformação permanente e envelhecimento (ANDERSON et al., 1991).

Inicialmente, as trincas por retração térmica e fadiga por variação térmica foram identificados como mecanismos distintos de ruptura, porém, na fase final do programa, foram consideradas como sendo essencialmente o mesmo mecanismo. As trincas de retração térmica foram associadas a um evento singular de redução da temperatura do pavimento a uma temperatura crítica. Fadiga por variação térmica foi associada a múltiplos eventos de redução da temperatura do pavimento a níveis superiores mas próximos da temperatura crítica para formação de fissuras por retração térmica (ANDERSON e KENNEDY, 1993). As trincas por fadiga de origem térmica, embora estejam indubitavelmente relacionadas às propriedades do ligante asfáltico, representam um fenômeno pouco entendido, tornando difícil sua incorporação em especificações. Ademais, ao controlar as trincas por retração térmica e por fadiga associada ao tráfego, as trincas por fadiga de origem térmica seriam indiretamente combatidas (ANDERSON et al., 1991).

A revisão bibliográfica efetuada constatou que o envelhecimento é o principal fator que provoca alterações das propriedades dos ligantes asfálticos durante a vida em serviço, afetando diretamente o desempenho do pavimento. No entanto, o envelhecimento, por oxidação e por perda de voláteis, é um efeito de intemperismo e, por isso, foi considerado um fator ligado à durabilidade e não propriamente um mecanismo de ruptura do pavimento (ANDERSON et al., 1991; BAHIA e ANDERSON, 1995). O envelhecimento é considerado, na especificação Superpave, como um fenômeno que se desenvolve em duas etapas. Durante as operações de usinagem e de construção, oxidação e volatilização ocorrem simultaneamente sob temperaturas relativamente altas. Durante a vida útil do pavimento, a oxidação é o principal mecanismo de envelhecimento. O ensaio em estufa de filme fino rotativo (RTFOT) foi mantido para simular o envelhecimento a curto prazo e o ensaio de envelhecimento sob pressão (PAV) foi inserido para simular o envelhecimento a longo prazo (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Em virtude das limitações inerentes aos índices de envelhecimento tradicionais, o programa SHRP propôs que o efeito do envelhecimento sobre a rigidez, o tipo reológico e a dependência da temperatura deveria ser controlado por meio de medidas diretas dos parâmetros reológicos que caracterizam a curva-mestre, para ligantes asfálticos virgens e envelhecidos em laboratório (ANDERSON et al., 1991).

A água é o principal agente de deterioração do pavimento, podendo conduzir a trincas por fadiga e deformação permanente excessiva prematuras. No entanto, o dano por umidade não foi considerado na especificação de ligantes asfálticos, já que é resultado da interação entre o ligante asfáltico e o agregado mineral e, portanto, é um fenômeno que não pode ser atribuído apenas às propriedades do ligante asfáltico. O dano por umidade, embora afete o desempenho do pavimento, foi considerado pelo SHRP apenas como efeito do intemperismo e não como um mecanismo propriamente dito de falência do pavimento. O dano por umidade é considerado como parte do projeto de misturas da especificação Superpave (ANDERSON et al., 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993; BAHIA e ANDERSON, 1995).

Segundo a revisão realizada, altos valores de viscosidade estão associados a trincas sob baixas temperaturas, trincas por fadiga devida ao tráfego e envelhecimento. Não foi verificada correlação entre viscosidade e deformação permanente. Valores baixos de penetração e de ductilidade estão associados à formação de trincas de origem térmica, de trincas por fadiga devida ao tráfego e ao envelhecimento. Nenhuma correlação foi verificada entre penetração e deformação permanente. O aumento da rigidez da mistura asfáltica e da rigidez do ligante asfáltico está associado à formação de trincas de origem térmica. A alta suscetibilidade térmica do ligante asfáltico está associada à formação de trincas. A baixa suscetibilidade térmica está associada a uma maior resistência ao envelhecimento e a uma menor tendência à formação de trincas, mas com uma menor resistência à deformação permanente. Quanto aos métodos para classificação dos ligantes asfálticos, verificou-se que as especificações com base em penetração e viscosidade não são apropriadas para uma caracterização completa dos ligantes asfálticos nas faixas de temperatura típicas às quais os pavimentos estão submetidos (FINN et al., 1990).

Esta revisão aponta, ainda, uma confusão significativa a respeito da importância das propriedades do ligante asfáltico e quais destas propriedades podem ser efetivamente relacionadas ao desempenho do pavimento. A confusão vem especialmente da subestimação da complexidade das propriedades reológicas do ligante asfáltico e da natureza empírica dos métodos usados para medir tais propriedades. Embora muitos pesquisadores e especialistas tenham compreendido a natureza viscoelástica dos ligantes asfálticos e a necessidade do estudo de características reológicas para uma caracterização apropriada, poucos tiveram os recursos ou a experiência para estudar os ligantes asfálticos por meio de ensaios reológicos complexos (BAHIA e ANDERSON, 1995).

As propriedades reológicas da nova especificação foram selecionadas considerando os diversos mecanismos de ruptura do pavimento, entendendo estes mecanismos de ruptura, entendendo a contribuição do ligante asfáltico para a resistência à ruptura e selecionando formas de medi-las que refletissem da melhor maneira possível a contribuição dos ligantes asfálticos (ANDERSON et al., 1995). A nova especi-

cação é baseada em condições climáticas: o critério que um ligante asfáltico deve atender não muda, porém, a temperatura na qual tal propriedade é medida depende de condições climáticas específicas em pista e do mecanismo de ruptura considerado.

Os pesquisadores do SHRP decidiram que a nova especificação seria igualmente aplicável para ligantes asfálticos modificados e não-modificados. Os ligantes asfálticos modificados foram empregados apenas nos estudos relativos a trincas de origem térmica. Os parâmetros de deformação permanente e de trincas por fadiga devida ao tráfego foram estabelecidos apenas com base em estudos com ligantes asfálticos não-modificados (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

As pesquisas do SHRP indicaram que, para a seleção apropriada dos ligantes asfálticos, não há substitutos para a caracterização do comportamento reológico e de propriedades na ruptura. Foi verificado que os métodos existentes são prejudicados por empirismo e simplificações em níveis inaceitáveis, não atendendo as atuais necessidades da indústria. Como parte da pesquisa, novos métodos e parâmetros foram introduzidos para medir propriedades fundamentais que podem ser facilmente relacionadas ao desempenho dos pavimentos, com base em conceitos sólidos de engenharia. Os novos parâmetros incluem módulo complexo (G^*), ângulo de fase (δ), rigidez ($S[60]$) e taxa de relaxação ($m[60]$), sob baixas temperaturas, e deformação de ruptura (ϵ_r) sob baixas temperaturas (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A fim de monitorar as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos, quatro tipos de equipamentos foram selecionados pelo SHRP:

- viscosímetro rotacional, a fim de medir a viscosidade sob temperaturas de bombeamento, de mistura com agregados em usina e de compactação. Este ensaio é especificado para se assegurar a trabalhabilidade da mistura, embora não esteja diretamente relacionada aos mecanismos de ruptura do pavimento;
- reômetro de cisalhamento dinâmico (“dynamic shear rheometer” - DSR), a fim de medir propriedades dos ligantes asfálticos sob temperaturas altas e intermediárias e simular taxas de carregamento típicas do tráfego;
- reômetro de viga à flexão (“bending beam rheometer” - BBR), para medir propriedades dos ligantes asfálticos sob temperaturas baixas e simular condições de carregamento resultantes de resfriamento;
- equipamento de tração direta (“direct tension test” - DDT), a fim de medir as propriedades dos ligantes asfálticos na ruptura e simular carregamentos resultantes de resfriamento.

Para simular as condições de envelhecimento a curto prazo dos ligantes asfálticos, característico do processamento em usina, lançamento e compactação das misturas asfálticas, foi escolhido o ensaio RTFOT (“Rolling Thin Film Oven Test”). Para simular as condições de envelhecimento a longo prazo, sofridas pelo ligante asfáltico ao longo da vida útil do pavimento, foi escolhido o ensaio no PAV (“Pressurized Aging Vessel”). Nas temperaturas de ocorrência de deformação permanente, são monitoradas proprieda-

des reológicas dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos a curto prazo. Nas temperaturas de ocorrência de fadiga devida ao tráfego e de trincas de origem térmica, são monitoradas propriedades reológicas dos ligantes asfálticos envelhecidos a longo prazo.

O DSR com geometria de placas paralelas foi adotado para a medida da rigidez dos ligantes asfálticos nas faixas de temperatura em que o módulo varia de aproximadamente 10 MPa até 1 kPa. O BBR foi desenvolvido a fim de obter medidas de rigidez sob temperaturas baixas, nas quais a rigidez é maior que 10 MPa. Juntos, o DSR e o BBR são suficientes para definir completamente as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos nas faixas de frequência de carregamento e de temperatura de interesse para especificações e pesquisas (ANDERSON et al., 1994).

Visão geral da especificação Superpave. Certos elementos das especificações por viscosidade e por penetração foram mantidos na nova especificação para ligantes asfálticos. O ensaio de ponto de fulgor em vaso aberto de Cleveland foi mantido por questões de segurança, embora na nova especificação, uma temperatura de ensaio comum é usada para todas as classes de ligantes asfálticos. A perda de massa foi mantida para controlar o uso de materiais voláteis que possam prejudicar a qualidade do ligante asfáltico. Questões ambientais ou de produção de fumaça durante as operações de usinagem e de construção não foram razões para manter os requisitos de perda de massa.

Para as temperaturas elevadas, o ensaio de viscosidade aparente no viscosímetro Brookfield (ASTM D 4402) foi selecionado no lugar do ensaio de viscosidade cinemática (ASTM D 2170). Um valor de viscosidade máxima é especificado a 135°C para garantir o bombeamento durante a estocagem, o transporte e na usina. Algumas medidas reológicas são exigidas pela especificação. Foram selecionadas para controlar mecanismos de falência específicos do pavimento e são realizadas nas temperaturas em que esses mecanismos predominam. Os mecanismos de falência incorporados à especificação e as temperaturas relevantes são:

- deformação permanente: material virgem com um valor mínimo de $G^*/\text{sen}\delta$, medido na temperatura máxima de projeto;
- deformação permanente: resíduo envelhecido a curto prazo (RTFOT), com um valor mínimo de $G^*/\text{sen}\delta$ medido na temperatura máxima de projeto;
- trincas de origem térmica: resíduo envelhecido a curto e longo prazo (RTFOT + PAV), com um valor máximo de rigidez e um valor mínimo do módulo de relaxação, medido na temperatura mínima de projeto acrescida de 10°C;
- fadiga: resíduo envelhecido a curto e longo prazo (RTFOT + PAV), com um valor mínimo de $G^*\text{sen}\delta$ medido na temperatura intermediária de projeto.

Durante as pesquisas do SHRP, foi avaliada a possibilidade de variar a frequência das medidas em cisalhamento dinâmico, para levar em conta a velocidade do tráfego, criando, assim, um critério complemen-

tar para cada categoria de ligante asfáltico. Posteriormente, esse critério foi abandonado, uma vez que aumentaria substancialmente o número de categorias. Em vez disso, a velocidade do tráfego é levada em conta aumentando-se a temperatura máxima de projeto quando tráfego lento precisa ser considerado. Isso implica em uma relação tempo-temperatura similar para ligantes asfálticos convencionais e modificados na temperatura máxima de projeto, o que não é correto, embora seja um recurso necessário.

Temperaturas na especificação Superpave. A especificação Superpave para ligantes asfálticos está baseada em medidas de propriedades fundamentais obtidas nas temperaturas do pavimento representativas das faixas inferior, média e superior das temperaturas de serviço. As medidas são obtidas sob temperaturas em que ocorrem os mecanismos de falência do pavimento. Isso exige que as temperaturas de ensaio sejam diretamente relacionadas às temperaturas de projeto do pavimento. Nas versões anteriores da especificação (ANDERSON et al., 1991), formulada para ligantes asfálticos não-modificados, medidas obtidas em duas temperaturas (45°C para o ensaio de cisalhamento dinâmico, a 10 rad/s, e -15°C, por 4 min, para ensaio de flexão em viga) eram empregadas com uma curva-mestre em regime viscoelástico-linear para prever, por meio de um modelo hiperbólico, as propriedades nas temperaturas de serviço.

Essa abordagem foi descartada posteriormente quando foram feitos ajustes para acomodar na especificação ligantes asfálticos tanto convencionais quanto modificados. Embora um modelo hiperbólico possa ser empregado para caracterizar ligantes asfálticos convencionais com medidas em apenas duas temperaturas de ensaio, isso não é possível para a maioria dos modificados. A influência dos polímeros, especialmente nos níveis exigidos por alguns ligantes asfálticos destinados a temperaturas mais altas, é suficiente para alterar expressivamente a forma da curva-mestre em relação à dos ligantes asfálticos convencionais, invalidando a forma hiperbólica assumida nos modelos. A especificação se baseou na premissa de que os valores dos critérios da especificação que controlam os defeitos são independentes das temperaturas, mas os valores devem ser obtidos nas diferentes temperaturas de acordo com o clima. Os ensaios da especificação estão baseados na resposta à seguinte questão: as propriedades do ligante asfáltico atendem os critérios da especificação nas temperaturas críticas do pavimento?

Três temperaturas de projeto são exigidas pela especificação: uma máxima, uma intermediária e uma mínima. As temperaturas máxima e mínima para uma dada localidade podem ser obtidas por meio de um algoritmo desenvolvido pelo programa SHRP, empregando informações climáticas de 7.500 estações meteorológicas. A temperatura máxima é obtida do algoritmo como a média da temperatura máxima do pavimento ao longo de um período de sete dias consecutivos. As médias são obtidas para períodos de sete dias sucessivos ao longo do período de verão. A maior média é escolhida como a temperatura máxima de projeto do pavimento. A temperatura mínima corresponde à mínima temperatura esperada ao longo da vida útil do pavimento. Uma temperatura intermediária de projeto, obtida como a média aproximada das temperaturas máxima e mínima, é empregada para especificar o critério de fadiga e para controlar a rigidez do ligante asfáltico em torno da média da faixa de temperaturas de serviço.

Os ensaios a baixa temperatura são conduzidos na temperatura mínima de projeto (T_{min}) acrescida de 10°C . Na análise dos dados do programa SHRP, foi verificado que os ligantes asfálticos convencionais e modificados compartilham dependências da temperatura equivalentes para temperaturas inferiores à temperatura de definição (T_d), sendo possível adotar uma equivalência comum entre tempo e temperatura. Empregando esse fator de conversão tempo-temperatura comum, a rigidez a T_{min} após 2 h de carregamento e aproximadamente igual à rigidez após 60 s a $T_{min} + 10^{\circ}\text{C}$. Porque esse fator de conversão tempo-temperatura aparentemente se estende também para as propriedades na ruptura, o ensaio de tração direta também é realizado a $T_{min} + 10^{\circ}\text{C}$. Ao se selecionar uma temperatura de ensaio 10°C acima da temperatura mínima de projeto do pavimento, encurta-se consideravelmente o tempo de ensaio e se reduz a demanda de resfriamento do equipamento.

Deformação permanente. É o fenômeno que ocorre nas camadas superficiais do pavimento, provocado pelo acúmulo de deformação plástica na mistura, resultante da aplicação repetida das cargas do tráfego. Embora a resistência à deformação permanente de um pavimento seja influenciada primeiramente pelas propriedades do agregado mineral e da misturas asfálticas, as propriedades do ligante asfáltico também são importantes. Isso é particularmente válido para ligantes asfálticos modificados, que normalmente aumentam a resistência à deformação permanente. Esse fenômeno é predominante no extremo superior das faixas de temperaturas de serviço do pavimento e não nas temperaturas intermediárias ou baixas.

Por se tratar de um fenômeno típico de temperaturas altas, as propriedades críticas relativas à deformação permanente das especificações de materiais deveriam ser obtidas nas temperaturas máximas do pavimento ou ao menos ponderadas de acordo com as temperaturas máximas do pavimento (ANDERSON et al., 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993). Por essa razão, uma medida da deformação permanente do ligante asfáltico sob temperaturas altas e sob taxas de carregamento correspondente à do tráfego foi estabelecida como crítica para a especificação de materiais quanto à resistência à deformação permanente. Isso levou à adoção do inverso da compliância de dissipação em cisalhamento ($1/J''$), a 10 rad/s, como critério de deformação permanente. No entanto, a fim de evitar a introdução de um termo adicional na especificação, foi empregado o termo $G^*/\text{sen}\delta$, que é numericamente igual a $1/J''$.

Uma vez que a deformação no pavimento (CRHISTENSEN e ANDERSON, 1992) raramente excede 1% sob a ação do tráfego e porque o ligante asfáltico, em um pavimento típico, ocupa aproximadamente 15% da mistura em volume, a deformação máxima esperada no ligante asfáltico sob a ação do tráfego é de 1,0/0,15 ou aproximadamente 7%. Sob temperaturas altas, essa deformação estaria dentro da região de viscoelasticidade linear para os ligantes asfálticos de pavimentação. Assim, a única fonte de deformação permanente no ligante asfáltico seria o fluxo viscoso. Já que o tempo de carregamento precisa ser considerado na avaliação do potencial de fluxo viscoso no ligante asfáltico, o componente viscoso do módulo é apontado como bom indicador da resistência à deformação permanente:

$$S_v(t) = 3 \frac{\eta}{t} \quad (2.15)$$

onde: $S_v(t)$ = componente viscoso da rigidez, Pa, no tempo t , normalmente adotado 0,1 s;

η = viscosidade newtoniana, Pa.s.

Quando o ângulo de fase é maior que 85° , o módulo complexo, o módulo de dissipação e o componente viscoso do módulo (G_v) serão bem próximos e igualmente bons indicadores do potencial de deformação permanente. Entretanto, quando δ for bem menor que esse valor, G^* e G'' não são mais indicadores confiáveis da resistência ao fluxo. Nesses casos, o componente viscoso da rigidez ou do módulo complexo deveria ser empregado. Esse valor pode ser obtido de diversas formas. A maneira mais rigorosa requer a construção de uma curva-mestre, da qual é obtida a viscosidade newtoniana. Fatores de translação horizontal adequados devem ser aplicados ao valor da viscosidade newtoniana para estimar o módulo viscoso para cada temperatura de interesse. Esse procedimento pode ser tedioso e, em muitos casos, uma quantidade limitada de dados disponíveis inibe sua aplicação. Uma abordagem mais simples e direta foi desenvolvida com base no modelo matemático a seguir (CRHISTENSEN e ANDERSON, 1992):

$$G_v(t) = G^* (1/t) \left(\frac{90}{\delta} \right)^{\frac{R}{\log 2}} \quad (2.16)$$

onde: $G_v(t)$ = componente viscoso estimado do módulo complexo, no tempo t ;

$G^*(1/t)$ = módulo complexo na frequência $1/t$;

δ = ângulo de fase na frequência $1/t$;

R = índice reológico.

O valor de R para a maioria dos ligantes asfálticos para pavimentação, na região primária, varia de aproximadamente 1,2 a 2,0. No entanto, anomalias ocorrem quando o fluxo viscoso é alcançado, as quais tornam inadequado o uso de tais valores. O valor efetivo de R , quando o fluxo viscoso é alcançado, é normalmente 1,0 e é o valor sugerido para emprego na equação 2.16 (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

Embora muito próximos quando o fluxo viscoso é alcançado, os valores do módulo viscoso e do módulo de dissipação não são funções iguais. O módulo viscoso representa apenas a porção do módulo devida ao fluxo viscoso, ao passo que o módulo de dissipação inclui os efeitos do módulo viscoso e de elasticidade retardada. Não há consenso se o módulo complexo ou o ângulo de fase é o melhor indicador da resistência à deformação permanente. Na prática, essas duas funções afetam a resistência ao fluxo viscoso, como indicado na equação 2.16. Por exemplo, a 50°C , o valor de δ para ligantes asfálticos para pavimentação está tipicamente em torno de 80°C . Nesse caso, empregando a equação 2.16, se o ângulo de fase é reduzido em 13° para 67° , o módulo viscoso dobrará se G^* permanecer constante. Para aumentar o módulo viscoso de uma ordem de magnitude, o ângulo de fase deve ser reduzido para 45° .

Então, diferenças no ângulo de fase menores que aproximadamente 5° têm efeito pouco expressivo sobre a resistência à deformação permanente (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

O requisito de que $G^*/\sin\delta$ para ligantes asfálticos virgens seja superior a 1,0 kPa foi incorporado à especificação para proporcionar garantia das propriedades do material nos casos em que o RTFOT não é representativo do endurecimento que ocorre durante as operações de usinagem e construção. Certos materiais podem endurecer menos durante a usinagem e a construção que o previsto no RTFOT. Essa rigidez mínima para o ligante asfáltico virgem está em conformidade com os requisitos de penetração para material virgem e envelhecido a curto prazo constantes na especificação AR (ASTM D 3381). Essa especificação, desenvolvida na década de 1960 no Estado da Califórnia, nos Estados Unidos, é baseada na viscosidade a 60°C do resíduo asfáltico envelhecido no RTFOT.

Fadiga por ação do tráfego. O dano por fadiga é provavelmente o mecanismo de ruptura relacionado a propriedades reológicas menos compreendido. Isso se deve, em parte, à necessidade de realização de ensaios demorados e difíceis para avaliar a resistência à fadiga dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas. A seleção de um critério para assegurar resistência satisfatória à formação de trincas por fadiga foi o maior desafio enfrentado pelos desenvolvedores da especificação Superpave. Em primeiro lugar, as trincas por fadiga geralmente ocorrem tarde na vida de um pavimento, exigindo ensaios em que o ligante asfáltico seja apropriadamente envelhecido para simular suas propriedades a longo prazo. Outra complicação é que os resultados de ensaios de fadiga dependem do tipo de ensaio realizado. Em ensaios a deformação controlada, ligantes asfálticos de menor consistência são mais resistentes à fadiga. Por outro lado, em ensaios a tensão controlada, ligantes asfálticos de consistência maior são mais resistentes à fadiga. A questão é: qual tipo de ensaio é indicador mais apropriado da fadiga como ela de fato ocorre no pavimento? (ANDERSON et al., 1991; CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992; ANDERSON e KENNEDY, 1993)

Os pesquisadores do SHRP consideraram que a fadiga a deformação controlada é o mecanismo crítico para a previsão do desempenho de um ligante asfáltico. Isso está baseado em uma série de observações. Historicamente, o dano por fadiga tem sido associado à rigidez do ligante asfáltico, tanto dos que eram mais consistentes desde o início quanto daqueles que enrijeceram por oxidação. Isso indica um mecanismo de deformação controlada no campo. Outra consideração é a situação crítica que existe quando um pavimento apoiado em um subleito fraco está sujeito a um tráfego intenso. O dano por fadiga sob tais condições pode ser bastante severo e seria do tipo deformação controlada, uma vez que as deformações do pavimento seriam controladas pela deformação do subleito (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

Em ensaios sob deformação controlada, há uma forte tendência de aumentar a resistência à fadiga com a redução da rigidez do ligante asfáltico (HEUKELOM, 1966³⁹ *apud* CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

³⁹ HEUKELOM, W. (1966). Observations on the rheology and fracture of bitumen and asphalt mixes. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.36, p.359-397.

Também pode ser admitido que grande parte do dano por fadiga ocorre próximo ou abaixo da temperatura média anual do pavimento, com possível dano severo sob temperaturas da ordem de 0°C, se o subleito estiver sujeito a congelamento e degelo. Assim, para avaliar a resistência de um ligante asfáltico ao dano por fadiga com base em uma curva isócrona, os valores de módulo na faixa entre 0 e 25°C deveriam ser considerados. De forma geral, pode-se admitir que módulos menores, nessa faixa de temperatura, estarão associados ao aumento da resistência à fadiga (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

Com base em investigações anteriores de dados de campo, o conceito de energia dissipada, que está relacionado a $G^* \sin \delta$, foi adotado como o critério de fadiga na especificação Superpave. Resultados das pesquisas do programa SHRP indicaram que a energia dissipada por ciclo de carregamento está relacionada com o comportamento à fadiga de misturas asfálticas. A avaliação do desempenho a fadiga de trechos em seções de rodovia em Zaca-Wigmore e de ensaios de fadiga em laboratório levou à limitação do valor do módulo de dissipação ao máximo de 5,0 MPa, a 10 rad/s (1,59 Hz) na temperatura intermediária do pavimento (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

A limitação do valor “m” também é importante em relação à resistência à fadiga. Os pesquisadores do SHRP mostraram que a inclinação da curva log da compliância na fluência versus log do tempo está relacionada à propagação de trincas por fadiga, com base em pesquisas anteriores em materiais poliméricos. A inclinação “m” também está relacionada à forma da curva-mestre, em particular com o valor R. Um critério de fadiga baseado no valor de “m” para um tempo de carregamento de 0,1 s e uma temperatura igual à temperatura média anual estimada do pavimento foi estabelecido. Nessas condições, m deve ser menor ou igual a 0,5 (ANDERSON et al., 1991; CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

Trincas de origem térmica. Quando um pavimento está sujeito a resfriamento rápido sob temperaturas baixas, tensões se desenvolvem porque as forças de retração térmica provocam deformações internas na camada asfáltica e o pavimento reage impondo restrições a esses deslocamentos. Ao mesmo tempo, o ligante asfáltico se torna mais rígido e quebradiço, reduzindo sua capacidade de aliviar tensões por meio de relaxação. As trincas de origem térmica podem resultar de um único ciclo térmico, no qual a temperatura alcança a temperatura crítica, ou de ciclos térmicos subseqüentes a temperaturas um pouco acima da temperatura crítica. As trincas ocorrem quando as tensões de tração desenvolvidas excedem a resistência à tração da camada asfáltica. Por essas razões, uma especificação de ligantes asfálticos deveria contemplar tanto a resposta tensão-deformação-tempo-temperatura do ligante asfáltico quanto suas propriedades na ruptura (ANDERSON et al., 1991; CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992; ANDERSON e KENNEDY, 1993).

A principal função reológica relacionada à formação de trincas de origem térmica é a rigidez para tempos de carregamento longos e temperaturas baixas. O indicador mais comumente empregado da resistência de um dado ligante asfáltico às trincas de origem térmica é a temperatura de máxima rigidez. Esse parâmetro representa a temperatura na qual o material alcança valores críticos de rigidez para um dado tempo

de carregamento. Embora diferentes pesquisadores tenham proposto diferentes combinações de rigidez e tempos de carregamento para especificar as temperaturas de máxima rigidez, o SHRP adotou a rigidez de 300 MPa obtida após 2 h de carregamento como critério de especificação (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992; ANDERSON e KENNEDY, 1993).

A importância da dependência do tempo da rigidez na determinação do desenvolvimento de tensões de retração térmica foi reconhecida por pesquisadores do programa SHRP. Porque a dependência do tempo de diferentes ligantes asfálticos varia amplamente, a forma da curva-mestre da rigidez deveria também influenciar a magnitude das tensões de retração térmica que se desenvolvem durante o resfriamento. Por isso, o valor absoluto da inclinação da curva-mestre de rigidez, m na Figura 2.23, também foi incluído na especificação, sendo definido como:

$$m = \left| \frac{d \log S(t)}{d \log(t)} \right| \quad (2.17)$$

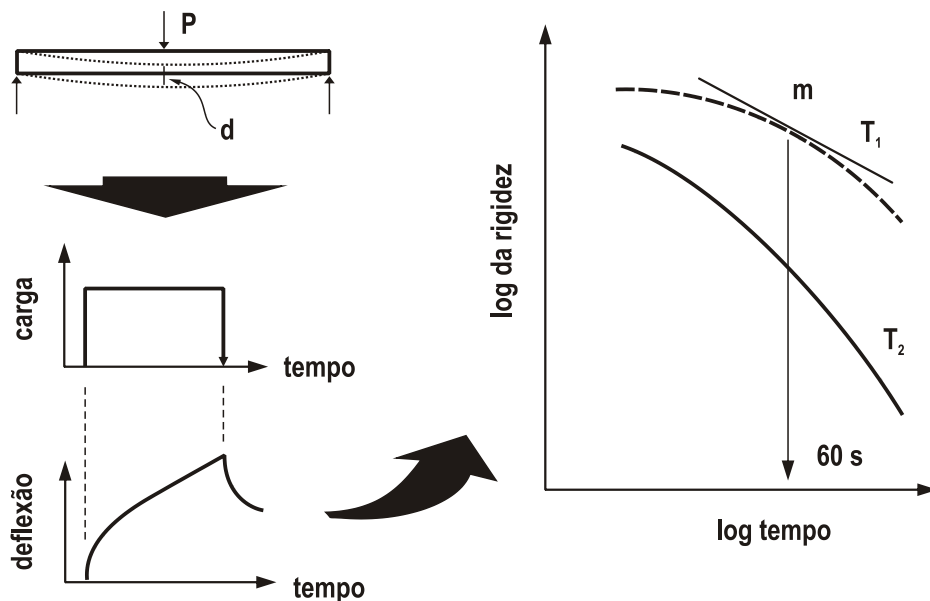


Figura 2.23. Curva-mestre e parâmetros do ensaio no BBR [Fonte: Anderson e Kennedy (1993)]

O parâmetro m também fornece controle da forma da curva-mestre de rigidez que, por sua vez, está relacionada ao espectro de tempos de relaxação e ao tipo reológico (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992). A inclinação da curva de fluência também foi relacionada pelos pesquisadores do SHRP à formação de trincas por fadiga e de origem térmica e tem sido empregada para o controle da resistência à formação de trincas de plásticos e outros materiais poliméricos (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Pesquisadores observaram que, para ligantes asfálticos não-modificados, em uma ampla faixa de temperaturas, a deformação na ruptura medida no ensaio de tração direta está relacionada à rigidez do ligante asfál-

tico. No entanto, para ligantes asfálticos modificados, foi constatado que a ação de polímeros pode ter um efeito significativo na deformação a baixas temperaturas e sobre a energia na ruptura, normalmente sem afetar as propriedades reológicas, como mostrado esquematicamente na Figura 2.24. Os pesquisadores do SHRP concluíram que a tolerância à deformação e a rigidez deveriam ser consideradas no caso de trincas por retração térmica. Essa conclusão foi obtida com base em ensaios de laboratório e em experiências de campo, que indicaram que polímeros e outros modificadores podem, em alguns casos, aumentar a resistência à formação de trincas por retração térmica. Incluir a deformação na ruptura como um critério de especificação assegura que o pavimento não irá avançar na região de comportamento frágil no seu regime de temperaturas de serviço. Essa transição ocorre para uma deformação da ordem de 1%, quando a taxa de deformação no ensaio de tração direta é de 4%/min (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

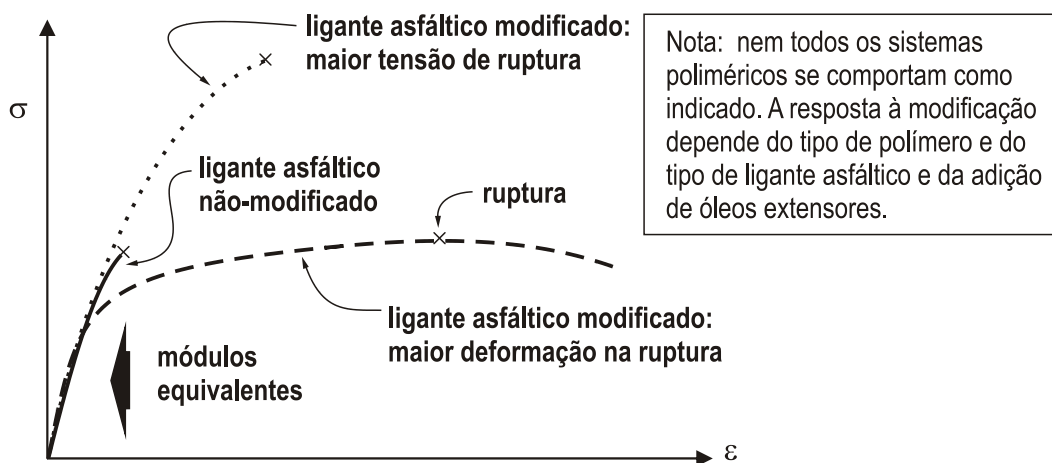


Figura 2.24. Efeito dos modificadores sobre a deformação na ruptura com base em ensaios de tração direta [Fonte: Anderson e Kennedy (1993)]

Na versão final da especificação Superpave, o ensaio de tração direta foi mantido como um ensaio opcional, a ser realizado nos casos em que o ligante asfáltico exibe tolerância à deformação na temperatura de ensaio ($T_{\min} + 10^{\circ}\text{C}$), mas não atende ao requisito de rigidez naquela temperatura. A rigidez máxima na temperatura de ensaio deve estar entre 300 e 600 MPa, desde que a deformação na ruptura na temperatura de ensaio seja superior a 1%. Não são permitidas variações para m (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Versões preliminares da especificação incluíram critérios para controlar o endurecimento físico. Esse fenômeno é caracterizado pelo aumento da rigidez do ligante asfáltico, que ocorre ao longo do tempo sob baixas temperaturas, e está associado com a retração do ligante asfáltico ao longo do tempo. Uma vez que o efeito do endurecimento físico sobre o desempenho do pavimento ainda é desconhecido, nenhum requisito foi estabelecido para o fenômeno. Em vez disso, a especificação permite que a rigidez e o módulo de relaxação sejam relatados após 1h e 24 h em condicionamento isotérmico na temperatura de ensaio (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Envelhecimento. Durante o desenvolvimento do SHRP, os ensaios de filme fino em estufa (TFOT) e de filme fino rotativo em estufa (RTFOT) foram revisados e questões foram levantadas quanto à calibração desses procedimentos de ensaio para diferentes tipos de usina, condições de operação, tipos de ligante asfáltico e condições de umidade dos agregados. A possibilidade de realização de um estudo amplo para validar e correlacionar os dois métodos de ensaio foi levantada, no entanto, estudos adicionais desses dois métodos foram descartados e atenção foi dada ao estudo do envelhecimento a longo prazo, que não era contemplado pelas especificações da época. A fim de simplificar a especificação, o RTFOT foi escolhido como método para simulação do envelhecimento a curto prazo. Esse ensaio é mais rápido de ser realizado que o TFOT, é preferível para ligantes asfálticos modificados por polímero e apresenta maior reprodutibilidade que o TFOT (ANDERSON et al., 1991; ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Para simular a exposição do ligante asfáltico a longo prazo no campo, o ensaio em vaso pressurizado foi adotado. Esse método foi empregado por outros pesquisadores e foi modificado para ser incorporado na nova especificação (LEE, 1968; KIM et al., 1987; ANDERSON et al., 1994). Os pratos padronizados do TFOT com 50 g de material são colocados em um vaso pressurizado a 2,10 MPa (300 psi ou 20 atm) por 20 h a 90, 100 ou 110°C, dependendo do tipo de ligante asfáltico.

Tanto a exposição a longo prazo no campo quanto no PAV provocam mudanças complexas na reologia do ligante asfáltico. A forma da curva-mestre e a rigidez do material são afetadas pelo envelhecimento a longo prazo, como indicado na Figura 2.25. Um fator de deslocamento simples, por exemplo, um simples índice de envelhecimento é insuficiente para determinar ou prever as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos envelhecidos. Um índice de envelhecimento baseado na viscosidade ou na penetração apenas representa alterações na curva-mestre para tempos de carregamento maiores e não representa mudanças na forma da curva-mestre que, por sua vez, reflete alterações na dependência do tempo do ligante asfáltico (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

No entanto, como indicado pelos dados apresentados na Figura 2.25, as alterações no comportamento reológico dos ligantes asfálticos não-modificados relatados na literatura e estudados no SHRP aparentam continuar sistematicamente com o envelhecimento sem grandes alterações no comportamento reológico. As alterações do comportamento reológico do ligante asfáltico não são bruscas e o envelhecimento parece influenciar muito pouco a dependência da temperatura. (ANDERSON e KENNEDY, 1993).

Resultados de ensaios com um mesmo ligante asfáltico envelhecido em laboratório e recuperado da pista indicam comportamento reológico similar nas duas condições (Figura 2.26). Estudos com outros ligantes asfálticos, submetidos a envelhecimento no PAV e em campo, atestam que o PAV simula satisfatoriamente o envelhecimento de campo (ANDERSON e KENNEDY, 1993). Tais resultados são parcialmente válidos, uma vez que não é possível estimar o tempo de envelhecimento em campo equivalente ao sofrido pelo material no PAV.

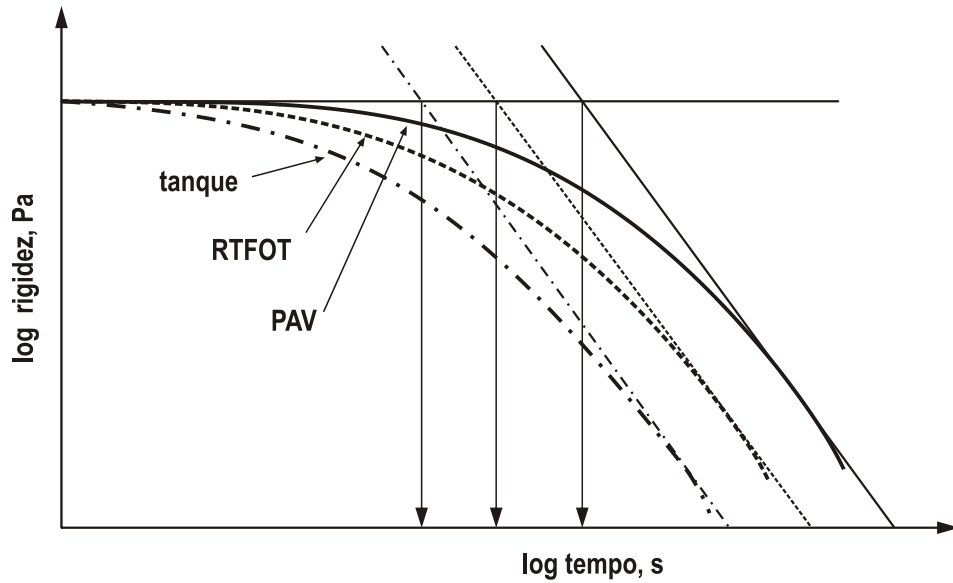


Figura 2.25. Efeito do envelhecimento do ligante asfáltico [Fonte: Anderson e Kennedy (1993)]

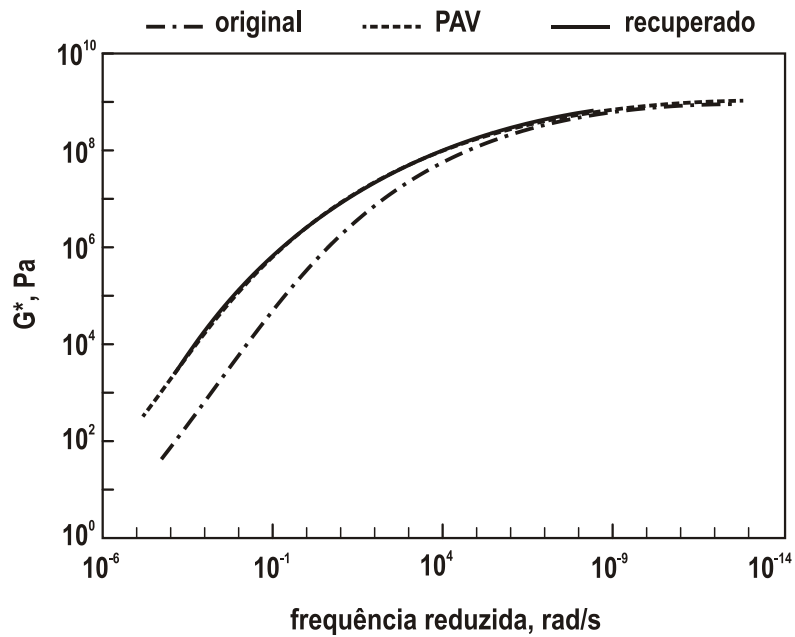


Figura 2.26. Curvas-mestre de um ligante asfáltico virgem, envelhecido no PAV e recuperado de uma seção quatro anos após a construção [Adaptado de Anderson e Kennedy (1993)]

2.5. Relação entre propriedades reológicas do ligante asfáltico e desempenho de pavimentos

A correlação de propriedades fundamentais dos materiais com o desempenho das misturas asfálticas em pista é o objetivo final de qualquer pesquisa em materiais de pavimentação (GALAL e WHITE, 2001). Con-

siderável esforço em termos de pesquisas tem sido despendido na tentativa de estabelecer tais correlações que possibilitem prever, com certo grau de precisão, o comportamento em pista dos materiais com base em ensaios simplificados em laboratório. Algumas conclusões de estudos são apresentadas neste capítulo.

2.5.1. Reologia do ligante asfáltico e defeitos do pavimento

A Figura 2.27 (BAHIA e ANDERSON, 1995) apresenta curvas isócronas que descrevem as propriedades reológicas de um ligante asfáltico na condição virgem e após envelhecimento em campo sob clima moderado por aproximadamente 16 anos. Pode-se relacionar as propriedades do ligante asfáltico ao desempenho do pavimento fazendo-se referência a quatro zonas de temperatura.

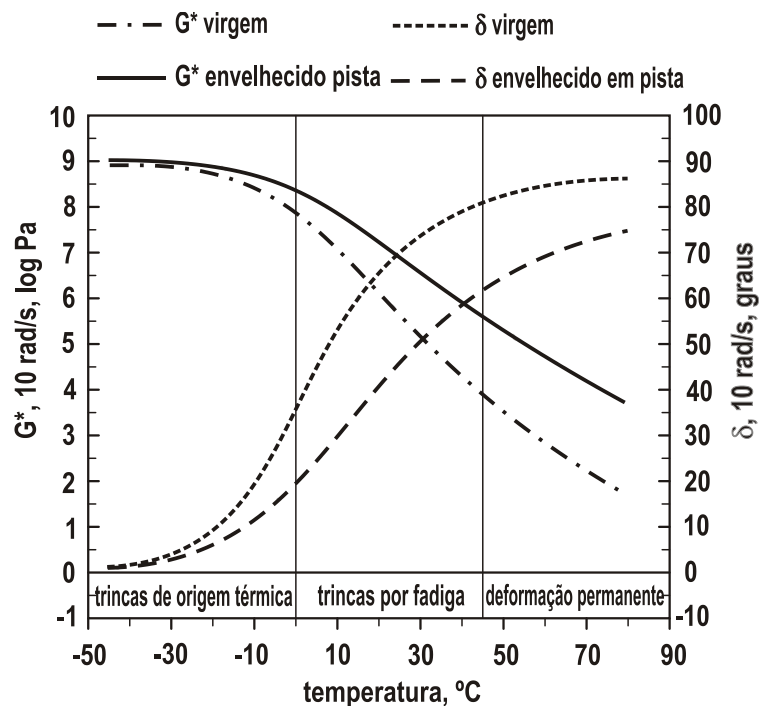


Figura 2.27. Comportamento reológico típico de ligantes asfálticos virgens e envelhecidos em campo quanto aos principais defeitos dos pavimentos [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

Sob temperaturas acima de 100°C, em que são realizadas as operações de mistura em usina, lançamento e compactação, a consistência do ligante asfáltico precisa ser controlada. Nestas temperaturas, a maior parte dos ligantes asfálticos apresenta comportamento de fluido newtoniano e, por essa razão, a medida da viscosidade é suficiente para representar a trabalhabilidade do ligante asfáltico.

Para temperaturas na faixa de 45 a 85°C, que são valores típicos das temperaturas máximas no pavimento, o defeito predominante é a deformação permanente e, portanto, G^* e δ precisam ser medidos. Uma medida de viscosidade isolada não é suficiente, uma vez que as medidas de viscosidade nesta faixa de temperaturas são obtidas considerando-se que as respostas dos ligantes asfálticos apresentem apenas componente viscoso. Em termos de resistência à deformação permanente, valores altos de G^* são favoráveis, porque representam alta resistência à deformação. Valores baixos de δ são favoráveis, pois refletem um maior componente elástico da deformação total.

Na zona intermediária (0 a 45°C), os ligantes asfálticos geralmente são mais consistentes e mais elásticos que sob temperaturas mais altas. O defeito predominante nestas temperaturas é o trincamento por fadiga devida ao tráfego. Para materiais viscoelásticos como os ligantes asfálticos, G^* e δ desempenham um papel significativo sobre a resistência à fadiga, uma vez que durante cada ciclo de carregamento, o efeito degenerativo depende de quanta deformação ou tensão é gerada pelo carregamento cíclico e quanto daquela energia pode ser recuperada ou dissipada.

Um material mais consistente e mais elástico será mais favorável para resistir à fadiga, porque a tensão desenvolvida para uma dada deformação é menor e o ligante asfáltico apresentará maior capacidade de recuperar sua condição anterior à aplicação de carga. Similarmente ao caso da deformação permanente, uma simples medida da rigidez ou viscosidade não é suficiente para selecionar ligantes asfálticos de melhor desempenho quanto à resistência à fadiga. A deformação permanente e a fadiga são, ambas, funções da frequência de carregamento e, portanto, a taxa de carregamento do pavimento precisa ser simulada a fim de se obter uma estimativa confiável da contribuição do ligante asfáltico ao desempenho do pavimento.

A zona abaixo de 0°C é a faixa de temperatura em que as trincas de origem térmica são o mecanismo de ruptura predominante. As trincas de origem térmica são resultantes das tensões geradas por retrações da camada asfáltica como resultado de resfriamento. Durante o resfriamento, a rigidez do ligante asfáltico aumenta, resultando maiores tensões para uma dada deformação (retração). Simultaneamente, ocorre relaxação de tensões por causa do fluxo viscoelástico do ligante asfáltico. Para se predizer, efetivamente, a contribuição do ligante asfáltico para a formação de trincas, sua rigidez e sua taxa de relaxação precisam ser avaliadas.

A rigidez do ligante asfáltico é diretamente proporcional a G^* e a taxa de relaxação está diretamente relacionada a δ . Uma menor rigidez e uma maior taxa de relaxação são favoráveis à resistência à formação de trincas de origem térmica. Assim como nas outras faixas de temperatura, a simples determinação da rigidez ou da viscosidade do ligante asfáltico não é suficiente para selecionar materiais que irão resistir à formação de trincas de origem térmica.

A discussão da relação entre as propriedades do ligante asfáltico e o desempenho do pavimento é ainda mais complicada pelo fenômeno do envelhecimento. Os ligantes asfálticos são compostos por hidrocarbonetos, que sofrem oxidação quando são expostos ao oxigênio do ambiente. Este processo de oxidação

muda as propriedades reológicas e na ruptura dos ligantes asfálticos. Como exposto na Figura 2.29, a curva-mestre se torna mais achatada (abatida) após o envelhecimento, o que indica maiores valores de G^* e menores valores de δ , para todas as temperaturas. Estas mudanças se refletem em menor sensibilidade do módulo complexo e do ângulo de fase à temperatura ou à frequência de carregamento.

Efeitos significativos de oxidação normalmente aparecem depois de uma vida de serviço considerável. Valores maiores de G^* e valores menores de δ são mudanças favoráveis com relação à deformação permanente, mas são desfavoráveis à resistência à formação de trincas de origem térmica. Para as trincas por fadiga devida ao tráfego, o aumento de G^* não é favorável, ao passo que a diminuição nos valores de δ geralmente é favorável, dependendo do tipo de pavimento e do mecanismo de ruptura por fadiga (BAHIA e ANDERSON, 1995).

2.5.2. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à deformação permanente

As opiniões sobre a contribuição do ligante asfáltico para a resistência à deformação permanente são divergentes. É fato, contudo, que ligante asfálticos de menor consistência não são empregados na construção de pavimentos em climas quentes e desérticos. Também é fato que durante a última década, mais e mais engenheiros têm especificado ligantes asfálticos modificados para diminuir problemas de deformação permanente. As propriedades dos agregados minerais são inquestionavelmente importantes, mas é consenso que não é boa prática de engenharia ignorar as propriedades dos ligantes asfálticos (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A deformação permanente é provocada pelo acúmulo de deformações plásticas causadas pela aplicação repetida das cargas do tráfego. Assumindo que este defeito seja provocado, principalmente, por deformações da camada superficial, a deformação permanente pode ser considerada um fenômeno de carregamento cíclico à tensão controlada. Durante cada ciclo de carregamento, uma certa quantidade de trabalho é realizada para deformar a camada de revestimento. Parte deste trabalho é recuperado por meio da recuperação elástica do revestimento, ao passo que o trabalho restante é dissipado na forma de deformação permanente e calor. Para diminuir a deformação permanente, o trabalho dissipado durante cada ciclo de carregamento deveria ser minimizado (BAHIA e ANDERSON, 1995). Para um material viscoelástico, o trabalho dissipado por ciclo (W_c) é calculado em termos de tensão (σ) e deformação (ϵ) da seguinte forma:

$$W_c = \pi \cdot \sigma \cdot \epsilon \cdot \text{sen} \delta \quad (2.18)$$

A deformação permanente no revestimento asfáltico pode ser considerada um fenômeno dinâmico ou repetido sob tensão controlada (σ_0). Portanto, a seguinte substituição pode ser feita:

$$W_c = \pi \cdot \sigma_0 \cdot \varepsilon \cdot \text{sen} \delta \quad (2.19)$$

Sendo $\varepsilon = \frac{\sigma_0}{G^*}$, tem-se:

$$W_c = \pi \cdot \sigma_0 \cdot \frac{\sigma_0}{G^*} \cdot \text{sen} \delta \quad (2.20)$$

Do que resulta:

$$W_c = \pi \cdot \sigma_0^2 \cdot \left(\frac{1}{G^* / \text{sen} \delta} \right) \quad (2.21)$$

Esta expressão indica que o trabalho dissipado por ciclo de carregamento é inversamente proporcional ao parâmetro $G^*/\text{sen} \delta$, adotado pela especificação Superpave. Este parâmetro combina a resistência total à deformação, refletida por G^* , e a não elasticidade relativa, mostrada por $\text{sen} \delta$. $\text{Sen} \delta$ é a razão entre o módulo de dissipação (G'') e o módulo complexo (G^*). G'' está diretamente relacionado ao trabalho dissipado durante um ciclo de carregamento e, portanto, sua divisão por G^* dá uma medida relativa do componente permanente da resistência total à deformação. A lógica associada ao parâmetro $G^*/\text{sen} \delta$ é que a contribuição do ligante asfáltico à resistência à deformação permanente pode ser incrementada com o aumento de G^* e/ou com a diminuição de $\text{sen} \delta$ (BAHIA e ANDERSON, 1995). G^* e δ são função da temperatura e da frequência de carregamento e, para relacionar essas medidas às condições do pavimento, a especificação Superpave exige que os ensaios sejam realizados à temperatura média das máximas de 7 dias consecutivos e a 10 rad/s. As medidas propostas levam em conta a natureza viscoelástica do ligante asfáltico, as condições climáticas e o tráfego que solicita o pavimento (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A Figura 2.28 apresenta valores de G^* e δ de diversos ligantes asfálticos estudados no SHRP. Todas as medidas foram efetuadas à frequência de 10 rad/s (1,59 Hz), que admite-se simular a frequência média de uma onda de tensão na camada de revestimento de um pavimento típico, causada por um veículo se movendo de 50 a 60 mph (80,47 a 96,56 km/h) e que corresponde a um período de carregamento de 0,1 s. Esta figura mostra não haver correlação entre os valores de G^* e δ , indicando que a uma dada temperatura e frequência, os ligantes asfálticos variam significativamente com relação a estas propriedades. Portanto, é necessário medir ambas e considerá-las na estimativa da contribuição do ligante asfáltico à resistência à deformação permanente. O grupo de pontos da esquerda do gráfico é obtido de ligantes asfálticos modificados com polímero, formulados para se obter materiais com maior elasticidade. Os ensaios foram realizados na faixa de temperaturas de 72 a 82°C. Este conjunto de dados aponta a importância de medir δ para caracterização da elasticidade, sob temperaturas elevadas, que pode contribuir significativamente para a resistência à deformação permanente (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A Figura 2.28 mostra valores de G^* e δ de ligantes asfálticos virgens e envelhecidos no TFOT. Para todos os ligantes asfálticos não-modificados e para a maioria dos modificados, o envelhecimento provoca o aumento dos valores de G^* e diminuição de δ . Estas mudanças resultam em maior resistência à deformação e maior elasticidade, o que aumenta a resistência à deformação permanente. As propriedades dos ligantes asfálticos nos primeiros meses de vida do pavimento são, portanto, mais críticas que as propriedades após envelhecimento e é por isto que a especificação Superpave exige limites mínimos de $G^*/\text{sen}\delta$ dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos no RTFOT (BAHIA e ANDERSON, 1995).

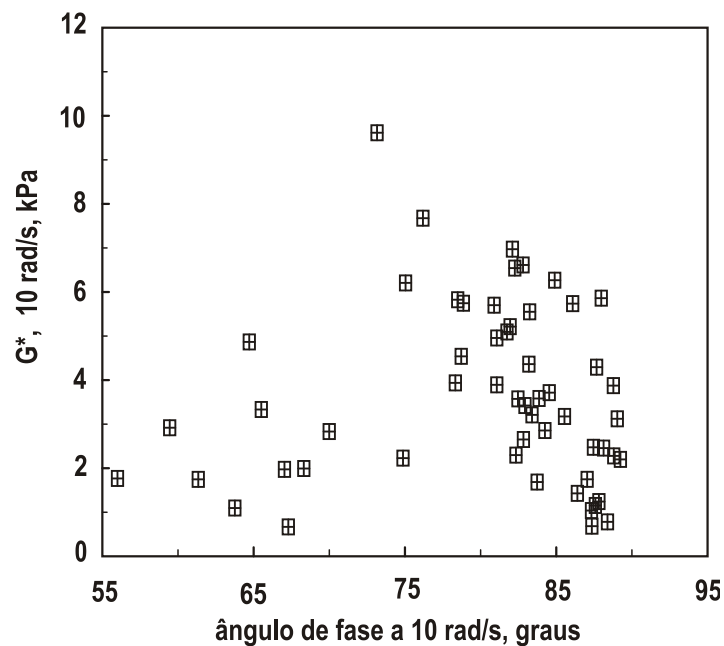


Figura 2.28. Valores de G^* e δ para temperaturas de 72 a 82°C [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

A Figura 2.29 compara $G^*/\text{sen}\delta$ com a viscosidade absoluta. Embora a figura mostre que há uma correlação razoável entre os dois parâmetros, ela indica que há uma grande faixa de valores de $G^*/\text{sen}\delta$ para cada valor de viscosidade e vice-versa. Por exemplo, para 2000 P, viscosidade típica de um AC 20, o valor de $G^*/\text{sen}\delta$ pode variar de 1,7 a 3,2 kPa, que representa uma variação de -15 a 60%. O erro padrão para a estimativa ao usar uma relação linear é estimado em aproximadamente 0,75 kPa, que não poderia ser aceito para muitos propósitos em engenharia (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Esta discrepância entre $G^*/\text{sen}\delta$ e a viscosidade absoluta é um reflexo da diferença entre as duas medidas: a viscosidade absoluta é medida a uma taxa de cisalhamento diferente, com uma forma de aplicação de carga diferente e sob um nível diferente de tensão e deformação. A viscosidade absoluta também não considera a resposta elástica do ligante asfáltico. Todos estes fatores indicam as vantagens do parâmetro de deformação permanente do Superpave e mostram que a viscosidade absoluta não pode ser substituída de $G^*/\text{sen}\delta$ (BAHIA e ANDERSON, 1995).

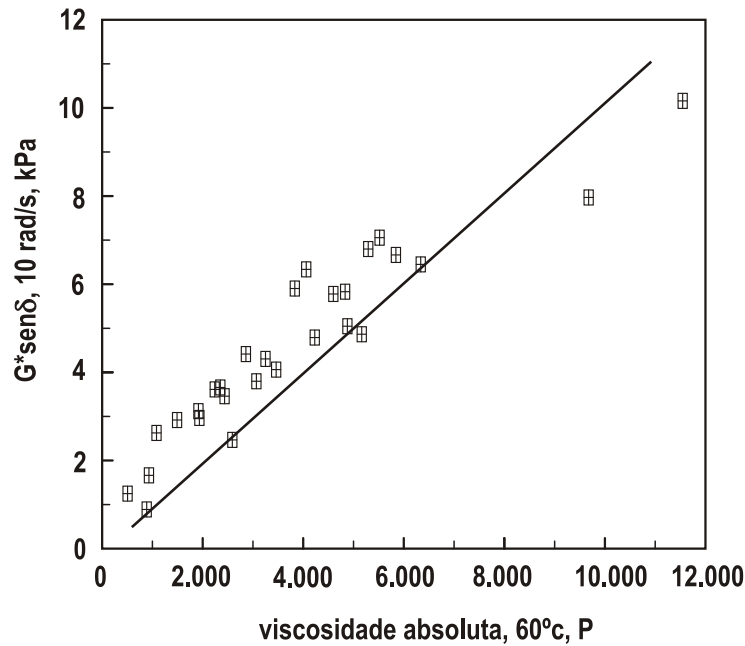


Figura 2.29. Valores de viscosidade e $G^*/\text{sen}\delta$, a 60°C [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

2.5.3. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à fadiga devida ao tráfego

Nas temperaturas intermediárias do pavimento, o defeito predominante é a fadiga devida ao tráfego. A fadiga pode ser um fenômeno de tensão controlada, típico de camadas espessas, ou de deformação controlada, típico de camadas esbeltas. No entanto, ocorre com mais frequência em pavimentos de camadas esbeltas. Assumindo que o mecanismo das trincas por fadiga é dirigido principalmente pelas deformações relativamente grandes das camadas esbeltas sob a ação de cargas do tráfego, ele pode ser considerado um fenômeno predominantemente de deformação controlada. Grandes deformações da camada asfáltica são resultantes, de forma geral, da baixa capacidade de suporte das camadas subjacentes, que pode estar relacionada a projeto e construção inadequados ou à saturação da camada de base (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Com base nestas considerações, o conceito de trabalho dissipado pode ser empregado para se obter o parâmetro $G^*\text{sen}\delta$ usado pelo Superpave. Para um ciclo de carregamento a deformação controlada, a equação de trabalho por ciclo pode ser reescrita como a seguir:

$$W_c = \pi \cdot \sigma \cdot \varepsilon_0 \cdot \text{sen}\delta \quad (2.22)$$

onde ε_0 é a amplitude da deformação aplicada. Sendo $\sigma = \varepsilon_0 \cdot G^*$, substituições fornecem a seguinte equação, que mostra que W_c , sob condições de deformação controlada, é diretamente relacionada a $G^*\text{sen}\delta$:

$$W_c = \pi \cdot \varepsilon_0^2 \cdot (G^* \cdot \sin \delta) \quad (2.23)$$

O trabalho realizado durante um ciclo de carregamento pode ser dissipado por meio de um ou mais mecanismos: trincas, propagação de trincas, calor ou deformação plástica. Embora a dissipação na forma de calor ou deformação plástica possa ser melhor que a dissipação na forma de trincas, calor e deformação plástica são fatores que podem contribuir para o acúmulo de deformação permanente, permitir maior propagação de trincas ou permitir distorções da estrutura da mistura asfáltica.

Para prevenir todos os tipos de danos é indicado limitar a dissipação de energia, estabelecendo um limite para $G^* \sin \delta$. A lógica associada com este parâmetro é que a quantidade de trabalho dissipado é diretamente proporcional a $G^* \sin \delta$; ligantes asfálticos com menor G^* têm menor consistência, podendo deformar sem desenvolver tensões elevadas, e ligantes asfálticos com valores baixos de δ são mais elásticos, retornando à sua configuração inicial sem dissipar energia (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A Figura 2.30 mostra a faixa de valores típicos de G^* e δ para diversos ligantes asfálticos avaliados no SHRP. As medidas foram obtidas na frequência de 10 rad/s, usando ligantes asfálticos envelhecidos no PAV. A condição de envelhecimento a longo prazo é considerada a mais crítica porque, para a maioria dos ligantes asfálticos, ela proporciona um aumento significativo de G^* , o qual compensa o efeito da diminuição de δ (BAHIA e ANDERSON, 1995).

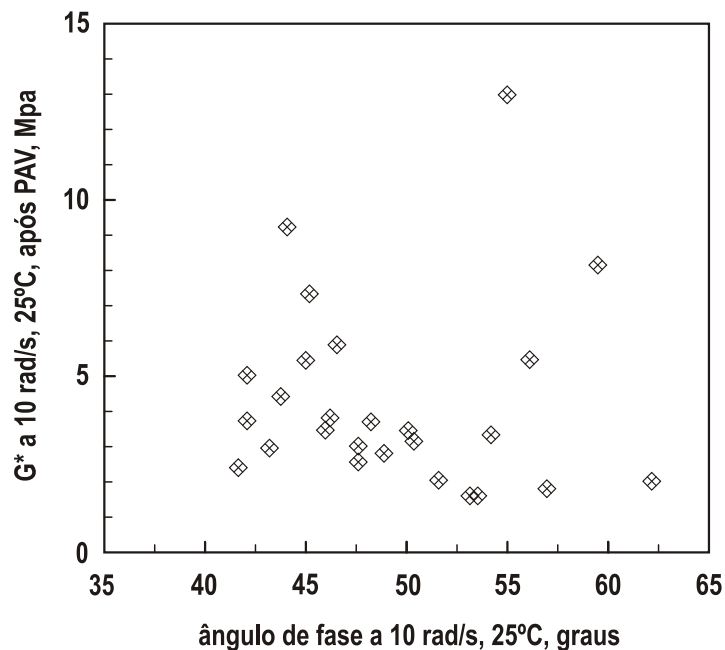


Figura 2.30. Relação entre G^* e δ , a 25°C, para ligantes asfálticos envelhecidos no PAV [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

As Figuras 2.31a e 2.31b mostram valores de $G^* \sin \delta$ antes e depois do envelhecimento no PAV versus valores de penetração de ligantes asfálticos não-envelhecidos. Ligantes asfálticos com valores de $G^* \sin \delta$ na faixa de 0,45 a 1,80 MPa, uma variação de quatro vezes, podem ter penetração que varia apenas entre 50 e 60 (0,1 mm). Similarmente, ligantes asfálticos envelhecidos no PAV, com aproximadamente a mesma penetração podem apresentar uma faixa de valores de $G^* \sin \delta$ de 1,6 a 7,0 MPa. Os gráficos revelam a incapacidade da penetração em dar uma indicação razoável das propriedades críticas dos ligantes asfálticos. A seleção do parâmetro de fadiga, assim como do parâmetro de deformação permanente, foi feita como base princípios sólidos de engenharia: são consideradas as condições climáticas ao se realizar ensaios nas temperaturas médias dos pavimentos, propriedades reológicas fundamentais são obtidas empregando um tipo de carregamento que simula as cargas do tráfego e também é considerada a natureza viscoelástica dos materiais (BAHIA e ANDERSON, 1995).

2.5.4. Contribuição do ligante asfáltico à resistência à formação de trincas por origem térmica

As trincas de origem térmica são um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos asfálticos em regiões de clima frio. Este tipo de defeito ocorre no pavimento na forma de trincas transversais regularmente espaçadas, que podem atingir até 3 m uma da outra e alcançar aberturas superiores a 20 mm após alguns anos. A menos que sejam seladas, a água infiltra no pavimento e reduz sua capacidade estrutural. Além disso, à medida que se desenvolvem, as trincas afetam a qualidade de rolamento e, em estágios avançados, podem levar à falência estrutural do pavimento (ANDERSON et al., 2001).

As trincas de origem térmica são o resultado de tensões desenvolvidas nas camadas do pavimento devidas à retração térmica provocada pelo resfriamento. Embora as trincas possam ser geradas por ciclos de variação de temperatura de curta duração em climas relativamente moderados, as trincas devidas a baixas temperaturas em regiões de clima frio representam o mecanismo predominante de ruptura do pavimento. Durante um ciclo de resfriamento, retrações da camada asfáltica são restringidas pelo atrito com as camadas subjacentes do pavimento que ou estão a temperaturas mais elevadas ou sofrem menor retração por causa de um menor coeficiente de retração térmica (BAHIA e ANDERSON, 1995).

Estas restrições ao deslocamento geram tensões de tração que, se não relaxadas pela movimentação da camada asfáltica, irão exceder a sua resistência à tração e causar trincas. O nível de tensões de tração geradas depende da rigidez do ligante asfáltico e da sua capacidade de relaxar tensões por dissipação de energia em deformação permanente. Tradicionalmente, as trincas de origem térmica têm sido correlacionadas com a rigidez dos ligantes asfálticos medida ou estimada sob determinados tempos de carregamento. A rigidez, no entanto, não reflete a capacidade de alívio de tensões do ligante asfáltico. Para poder aliviar tensões, um material deveria ser capaz de se deformar facilmente sob as tensões aplicadas e ter um pequeno componente elástico em sua resposta (BAHIA e ANDERSON, 1995).

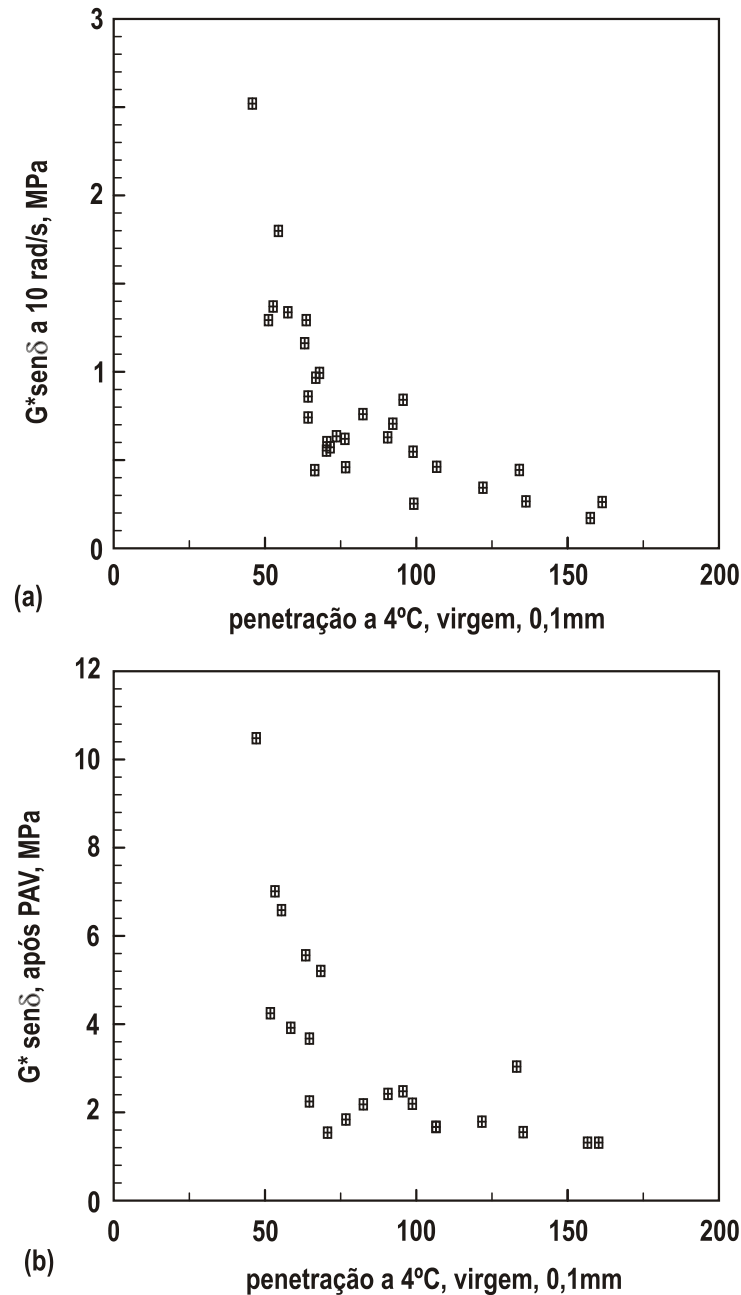


Figura 2.31. Relação entre valores de penetração de ligantes asfálticos não envelhecidos e valores de $G^*sen\delta$ (a) antes e (b) após PAV, a 25°C [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

Ao se conduzir um ensaio de fluência do ligante asfáltico no reômetro de viga à flexão, a rigidez, $S(t)$, e a taxa de relaxação, $m(t)$, podem ser determinadas na faixa de temperaturas baixas do pavimento. Ao se medir a taxa de relaxação, é possível avaliar a capacidade de um ligante asfáltico em relaxar tensões. Valores altos de $S(t)$ refletem maiores valores de tensão que são geradas por uma dada deformação de origem térmica (retração) e valores altos de $m(t)$ refletem uma maior taxa de fluência e, conseqüentemente, uma maior taxa de relaxação (BAHIA e ANDERSON, 1995).

$S(t)$ e $m(t)$ são, no entanto, funções do tempo de carregamento e, assim, um tempo de carregamento precisa ser definido para simular o fenômeno de formação de trincas de origem térmica. Na literatura, tempos de carregamento variando de 3.600 e 20.000 s têm sido relacionados com trincas de origem térmica. Entretanto, tempos de carregamento dessa ordem de grandeza não são aplicáveis a ensaios de laboratório. Para reduzir o tempo de ensaio, o princípio de superposição tempo-temperatura é usado para realizar ensaios para temperaturas maiores, mas para tempos de carregamento menores.

Durante o SHRP, os estudos de propriedades sob baixas temperaturas indicaram que os fatores de equivalência tempo-temperatura são aproximadamente os mesmos para a maioria dos ligantes asfálticos. Esta constatação foi usada para calcular o incremento de temperatura para reduzir o tempo de carregamento de 7.200 s, o mais comumente recomendado na literatura, para um tempo de carregamento de 240 s. Foi verificado que um incremento de 10°C na temperatura é equivalente a uma diminuição do tempo de carregamento de 7.200 s para aproximadamente 60 s (BAHIA e ANDERSON, 1995).

A lógica associada com as medidas de propriedades a baixas temperaturas é que, ao estabelecer um limite máximo para $S(t)$, o nível de tensões desenvolvidos no pavimento é limitado, e ao estabelecer o limite mínimo para $m(t)$, a taxa de relaxação é mantida acima de certo limite. A Figura 2.32 (BAHIA e ANDERSON, 1995) apresenta valores de $S(60)$ versus $m(60)$ para diversos ligantes asfálticos, de diferentes origens e propriedades físicas, envelhecidos no PAV. O envelhecimento por oxidação provoca aumento de $S(t)$ e diminuição de $m(t)$. A Figura 2.32 revela a grande faixa de variação dos valores de taxa de relaxação para um dado valor de rigidez e vice-versa.

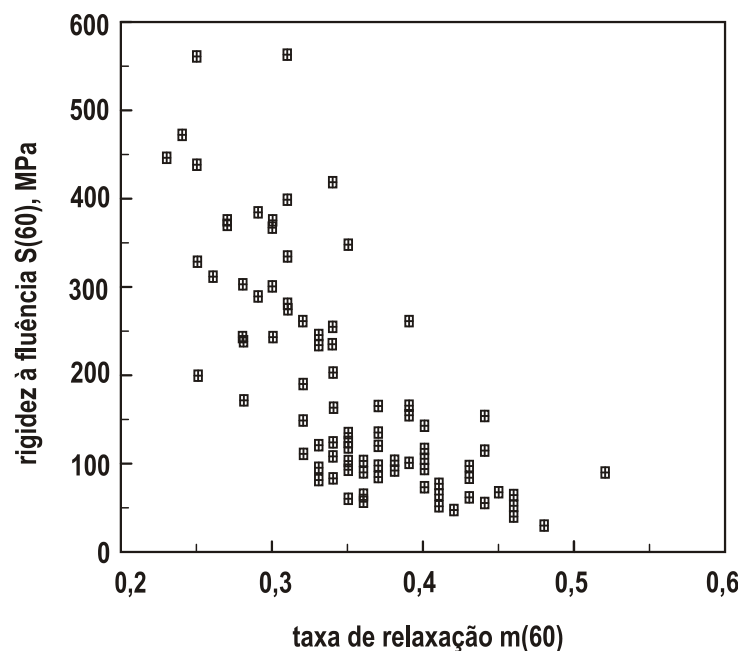


Figura 2.32. Relação entre rigidez e taxa de relaxação, a 60 s, para ligantes asfálticos envelhecidos no PAV [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

Um outro fator recentemente descoberto, relacionado ao comportamento dos ligantes asfálticos a baixas temperaturas, é o endurecimento físico (BAHIA e ANDERSON, 1993). Este endurecimento se dá pelo aumento em $S(t)$ e diminuição em $m(t)$ que ocorre como resultado de retração volumétrica ao longo do tempo. Este fenômeno é causado pelo desvio do equilíbrio dinâmico por causa do atraso do ajuste molecular decorrente das mudanças térmicas durante o resfriamento do material dentro da sua faixa de temperatura de transição vítrea. O fenômeno lembra o envelhecimento físico, relacionado à cristalização das parafinas. Foi verificado, para diversos ligantes asfálticos, que o envelhecimento físico aumenta $S(t)$ de 50 a 100% em 24 h. Suas conseqüências sobre as propriedades das misturas asfálticas e sobre o desempenho dos pavimentos ainda não são conhecidas. Portanto, o Superpave especifica a medida de valores de $S(60)$ e $m(60)$ a 1 h e 24 h para se obter uma indicação do potencial de endurecimento de um ligante asfáltico.

Para comparar resultados de fluência com medidas convencionais, a Figura 2.33 apresenta resultados de penetração a 4°C versus $S(60)$ e $m(60)$ medidos a -10°C. Para um valor de $S(60)$ de 100 MPa, os ligantes asfálticos podem apresentar valores de penetração variando de 1 a 10 (0,1 mm). Similarmente, para um valor de $m(60)$ de aproximadamente 0,35, os ligantes asfálticos podem apresentar valores de penetração variando de 0 a 13 (0,1mm). Os dados da Figura 2.33 são uma clara indicação da incapacidade do ensaio de penetração em representar propriedades reológicas fundamentais dos ligantes asfálticos sob baixas temperaturas (BAHIA e ANDERSON, 1995).

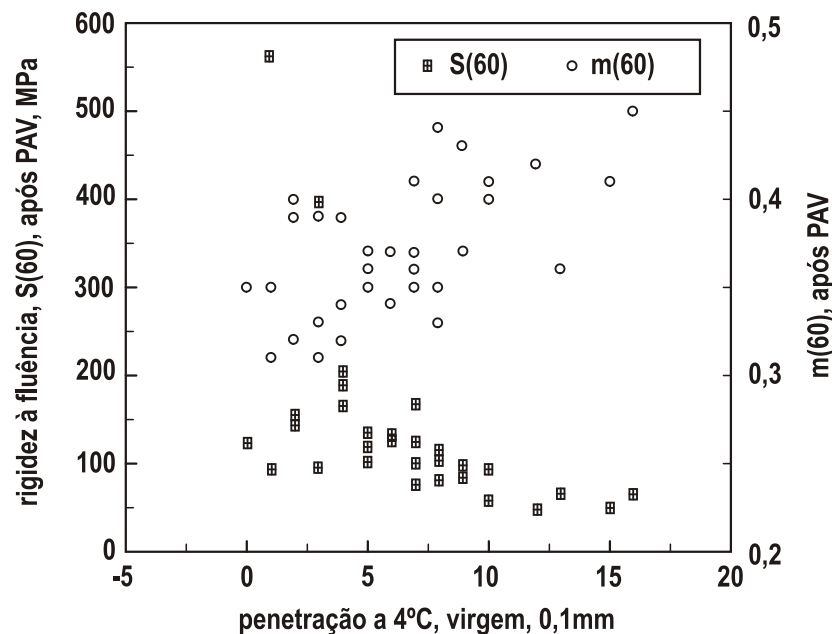


Figura 2.33. Relações entre valores de rigidez e taxa de relaxação, a 60 s, -10°C, e de penetração, a 4°C [Adaptado de Bahia e Anderson, 1995]

2.5.5. *Propriedades dos ligantes asfálticos na ruptura*

Além das propriedades pré-ruptura dos ligantes asfálticos, medidas por meio de ensaios reológicos, as propriedades de ruptura também precisam ser caracterizadas. O comportamento dos ligantes asfálticos na ruptura também é altamente dependente da temperatura e do tempo de carregamento. Os ligantes asfálticos apresentam comportamento frágil a baixas temperaturas, com um platô, indicando deformações relativamente pequenas na ruptura. O valor limite de deformação é de aproximadamente 1,0%. À medida que a temperatura aumenta, a transição de ruptura frágil para dúctil pode ser observada. A temperaturas altas, essa transição se converte em uma zona de fluxo. Os fatores mais influentes sobre esse comportamento são a temperatura e a taxa de carregamento sob as quais ocorre a transição do comportamento frágil para o dúctil. Para muitos ligantes asfálticos não-modificados, há algumas correlações entre a rigidez medida a pequenas deformações e esta transição. Essa correlação, no entanto, pode não ser válida para ligantes asfálticos modificados (BAHIA, 1995).

A especificação Superpave também inclui o ensaio de tração direta, que é um ensaio de resistência real. Para a maioria dos materiais, as propriedades medidas antes da ruptura não necessariamente se correlacionam bem com as propriedades na ruptura. Ligantes asfálticos não-modificados, contudo, mostraram ter propriedades na ruptura que se correlacionam bem com a rigidez a baixas temperaturas (ANDERSON et al., 1994). Por causa desta constatação, a especificação Superpave não exige que ensaios de deformação na ruptura sejam executados se os critérios para $S(t)$ e $m(t)$ forem atendidos. Para alguns ligantes asfálticos modificados, a relação entre a rigidez e as propriedades na ruptura podem ser diferentes. Portanto, para acomodar aqueles ligantes asfálticos modificados que apresentam valores elevados de rigidez, mas que exibem alta tolerância à deformação, o ensaio de tração direta pode ser usado para medir a deformação na ruptura e o critério de rigidez máxima pode ser desconsiderado se $S(60)$ estiver entre 300 e 600 MPa. A Figura 2.34 apresenta valores típicos de deformação na ruptura para diversos ligantes asfálticos ensaiados sob baixas temperaturas.

2.6. Refinamentos dos parâmetros Superpave para deformação permanente e fadiga

2.6.1. *Limitações dos parâmetros de deformação permanente e de fadiga*

Posteriormente à implantação da especificação Superpave, constatou-se que o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$, para a classificação de ligantes asfálticos quanto ao desempenho sob temperaturas altas, seria inadequado para avaliar ligantes asfálticos modificados, quanto à resistência à deformação permanente. Isso levou

alguns pesquisadores a procurar outros possíveis parâmetros que pudessem se relacionar melhor à resistência à deformação permanente e também a pesquisar maneiras de aprimorar o parâmetro vigente, de forma que ele pudesse ser melhor correlacionado com o desempenho do pavimento.

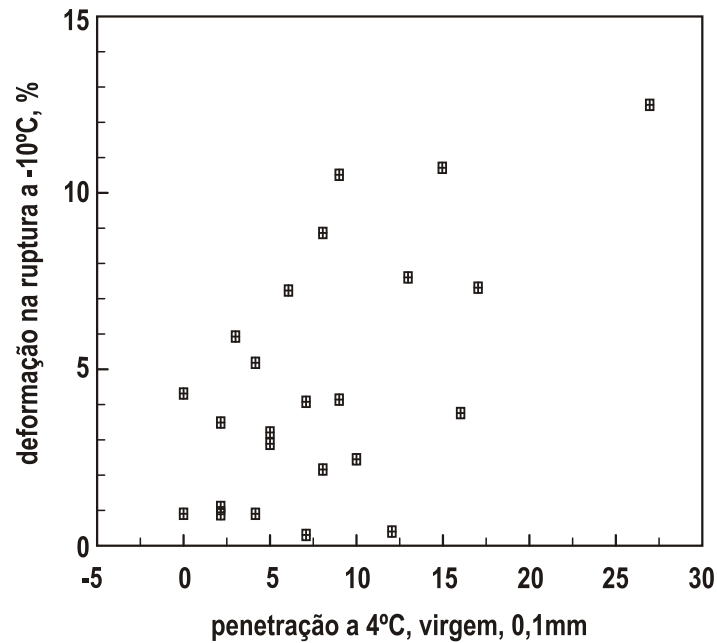


Figura 2.34. Relações entre a deformação na ruptura medida a -10°C e 1mm/min e a penetração a 4°C [Adaptado de Bahia e Anderson (1995)]

A ineficiência do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ em expressar o desempenho a altas temperaturas dos ligantes asfálticos para avaliar sua resistência à deformação permanente é uma preocupação para muitos pesquisadores (PHILLIPS e ROBERTS, 1996; STUART e MOGAWER, 1997; BAHIA et al, 2001, DESMAZES et al., 2000; BOULDIN et al., 2000; BOULDIN et al., 2001). A falha desse parâmetro foi constatada por meio de dados de campo obtidos durante os ensaios no Centro de Pesquisas Rodoviárias de Turner-Fairbank (STUART e MOGAWER, 1997) e por meio de ensaios de laboratório durante o National Highway Research Program Project 9-10 (BAHIA et al., 2001).

O parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ tem se mostrado inadequado em virtude de sua incapacidade em detectar toda a contribuição da elasticidade proporcionada pela adição de polímeros aos ligantes asfálticos. As especificações por viscosidade (especificações AC e AR) e o critério atual para deformação permanente do Superpave funcionam bem para ligantes asfálticos convencionais, porque esses materiais praticamente não apresentam deformação recuperável, sendo a deformação acumulada igual à deformação total. Esse fato foi reconhecido e ponderado, no desenvolvimento da especificação Superpave, pelo ajuste de G^* com o termo $1/\text{sen}\delta$. No entanto, esse ajuste não consegue considerar todas as contribuições da elasticidade proporcionada pelos modificadores. Essas conclusões também dão suporte às evidências empíricas das

pistas experimentais no Centro de Pesquisas Rodoviárias de Turner-Fairbank, no Estado da Virgínia, que indicam que certos ligantes asfálticos modificados apresentam melhor desempenho à deformação permanente que o previsto pelo parâmetro $G^*/\sin\delta$ (BOULDIN et al., 2001).

O parâmetro $G^*/\sin\delta$ foi escolhido como critério de fadiga durante o programa SHRP em resposta à necessidade de um parâmetro simples e fácil de ser obtido. Durante as pesquisas, com base em um número limitado de ensaios de laboratório com misturas contendo ligantes asfálticos não-modificados, o parâmetro $G^*/\sin\delta$ pareceu diferenciar diferentes ligantes asfálticos com relação à resistência ao trincamento por fadiga. Este critério parece razoável na extensão em que especifica um limite superior para a rigidez do ligante asfáltico, tendo em vista que a camada asfáltica tende a trincar à medida que o ligante asfáltico tem sua rigidez aumentada pelo envelhecimento. Isso foi confirmado por uma análise de trechos em Zaca-Wigmore, que podem ser considerados pavimentos esbeltos para os padrões atuais (ANDERSON et al., 2001). No entanto, em pesquisas posteriores, foi constatado que esse parâmetro não se relacionava bem com o acúmulo de dano por fadiga de misturas, quando avaliada por ensaio em viga sob deformação controlada (SHENOY, 2002). Bahia et al. (1999) também constataram, empregando o ensaio de viga, que o parâmetro $G^*/\sin\delta$ é ineficiente em detectar a resistência à fadiga, especialmente para ligantes asfálticos modificados.

A ineficácia desse termo como parâmetro de fadiga se deve ao fato de ele ser determinado na região de viscoelasticidade linear, para níveis baixos de deformação. No refinamento proposto por Shenoy (2002), o módulo de dissipação é determinado na região de viscoelasticidade não-linear, para um nível de deformação de 25%. Uma boa relação é obtida entre o módulo de dissipação inicial e o número de ciclos até a ruptura, porque é apenas sob níveis altos de deformação que a falência estrutural do material pode se manifestar como fadiga.

2.6.2. Refinamentos propostos

O ensaio de fluência repetida e recuperação (“repeated creep and recovery test”) é sugerido por Bahia et al. (2001) como um meio de estimar a taxa de acúmulo de deformação permanente nos ligantes asfálticos. Nesse ensaio, é aplicada uma carga de 300 Pa por 1 s seguido de 9 s de recuperação, em 100 ciclos. Bouldin et al. (2000, 2001) empregaram esse procedimento para avaliar a resistência relativa de ligantes asfálticos à deformação permanente e os dados gerados foram empregados por Bouldin et al. (2001) para desenvolver um modelo semi-empírico para refinar o parâmetro $G^*/\sin\delta$. Esses autores empregaram essa abordagem, acreditando que seria uma forma mais apropriada de considerar a influência do ângulo de fase na deformação acumulada.

Bouldin et al. (2001) assumiram que a taxa de deformação acumulada depende da rigidez do ligante asfáltico (G^*) e da contribuição viscoelástica $f(\delta)$, sob valores apropriados de temperatura e de taxa de cisalhamento, e que essas duas contribuições são independentes. A equação para a resistência à deformação permanente é:

$$R = \frac{1}{\% \gamma_{per}} = G^* \cdot f(\delta) \quad (2.24)$$

sendo: R = resistência à deformação permanente;

$\% \gamma_{per}$ = deformação permanente ao final de um ciclo de carregamento, em %;

G^* = módulo complexo;

$f(\delta)$ = função viscoelástica.

As seguintes equações foram empregadas para relacionar a rigidez do ligante asfáltico à máxima deformação por ciclo, com G^* em KPa:

$$\% \gamma_{máx} = \frac{2,6}{G^{*1,15}}, \text{ com } R^2 = 0,996 \quad (2.25)$$

$$\% \gamma_{máx} = \frac{2,4}{G^{*1,17}}, \text{ com } R^2 = 0,93 \quad (2.26)$$

Empregando uma série de Taylor, Bouldin et al. (2000) propuseram a seguinte expressão para a deformação permanente:

$$\% \gamma_{per}^{-1} = G^* \left(k_1 \arcsen(\delta) + k_2 \arcsen^2(\delta) \right) \quad (2.27)$$

onde k_1 e k_2 são constantes empíricas. Os autores indicaram que, à medida que mais dados fossem disponibilizados e analisados, os valores dessas constantes empíricas poderiam ser determinados com maior precisão. Ao analisar mais dados, outra função foi proposta no trabalho subsequente (BOUDIN et al., 2001). Esses autores plotaram a razão entre a deformação permanente e a deformação máxima versus o ângulo de fase para estabelecer a função $f(\delta)$. O melhor ajuste dos dados experimentais dos ligantes asfálticos avaliados foi obtido por meio de uma função hiperbólica determinada empiricamente, que descreve a deformação permanente da seguinte forma:

$$\% \gamma_{\text{per}}^{-1} = k.G^* \left\{ Y_0 + a \left[1 - \frac{1}{e^{\left[\frac{\left(\delta - X_0 + b \ln(2) \frac{1}{\varepsilon} \right)^c}{b} \right]}} \right] \right\} \quad (2.28)$$

onde k é uma constante e Y_0 , X_0 , a , b e c são parâmetros empíricos de regressão. Foi constatado por Bouldin et al. (2001) que a deformação permanente medida no ensaio de fluência repetida e recuperação é razoavelmente bem prevista pela equação empírica 2.28, com um R^2 de 0,942. Os autores argumentam que a equação 2.28 pondera melhor o efeito do ângulo de fase sobre a deformação permanente do ligante asfáltico que o critério da especificação atual ($1/\text{sen}\delta$), eliminando, assim, a imprecisão da atual especificação.

Segundo Shenoy (2001a), essa equação envolve cinco parâmetros empíricos, que possivelmente mudarão com a adição de outros dados, não podendo ser tratada como uma equação geral. No desenvolvimento dessa equação, os autores empregaram dados do ensaio de fluência no DSR e os relacionaram com os valores de G^* e de δ obtidos da varredura de frequência. Uma vez que a deformação permanente no ensaio de fluência é uma função do tempo de carregamento e de recuperação, se forem empregados tempos de carregamento e de recuperação diferentes, então os parâmetros Y_0 , X_0 , a , b e c serão diferentes. Isso exige a realização de novos ensaios sempre que novas condições forem analisadas, o que limita consideravelmente a utilidade da equação de refinamento proposta. Shenoy (2001a) propôs um refinamento do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$, obtido por meio de derivação teórica empregando conceitos fundamentais). A função obtida por Shenoy é:

$$\frac{\% \gamma_{\text{per}}}{\% \gamma_{\text{máx}}} = 1 - \frac{1}{\tan \delta \text{sen} \delta} \quad (2.29)$$

A equação 2.29 fornece um valor de $\% \gamma_{\text{per}}/\% \gamma_{\text{máx}}$ igual a 1 para $\delta = 90^\circ$. No entanto, a forma da equação não permite seu uso para valores abaixo de $\delta = 52^\circ$, porque estaria prevendo valores negativos de $\% \gamma_{\text{per}}/\% \gamma_{\text{máx}}$. Valores de $\delta < 52^\circ$ podem ser obtidos para temperaturas baixas e moderadas de ensaio, mas esse refinamento se destina a temperaturas altas. A expressão para a porcentagem de deformação recuperada é dada por:

$$\% \gamma_{\text{per}} = \frac{100\sigma_0}{G^*} \left(1 - \frac{1}{\tan \delta \text{sen} \delta} \right) \quad (2.30)$$

Uma vez que G^* e δ são funções da frequência e da temperatura, os efeitos da velocidade do tráfego e da temperatura do pavimento estão considerados nessa equação. A fim de minimizar a deformação permanente, o termo a seguir deve ser maximizado:

$$\frac{G^*}{\left(1 - \frac{1}{\tan \delta \sin \delta}\right)} \quad (2.31)$$

Shenoy (2001a) propôs esse novo parâmetro (equação 2.31) como um substituto do parâmetro vigente, $G^*/\sin \delta$. A temperatura de especificação pode ser determinada como aquela em que o termo dado pela equação 2.32 tem o valor de 1,0 kPa para material virgem e o valor de 2,2 kPa para material envelhecido no RTFOT. Esses valores foram mantidos para que a equação pudesse prever as temperaturas para ligantes asfálticos convencionais, de acordo com os parâmetros da especificação Superpave.

Em uma outra experiência, Shenoy (2001b) aplicou o FMD (“flow measurement device”), um equipamento comumente empregado na área de polímeros para obtenção de um índice de fluxo denominado MFI (“melt flow index”) para a obtenção da MRV (“material’s volumetric-flow rate”) de ligantes asfálticos não-modificados. Esse autor demonstrou, por meio de formulação teórica, que a medida de MRV pode ser relacionada com todas as funções reológicas obtidas do DSR. Pelo fato de a MRV ser uma medida relativamente precisa e fácil de ser obtida, empregando um equipamento barato e de operação simples, esse parâmetro pode ser gerado em obra ou nas refinarias, em contraposição às medidas viscoelásticas fundamentais.

Em relação ao refinamento do parâmetro de fadiga da especificação Superpave, Bahia et al. (1999, 2001) propôs o uso do reômetro de cisalhamento dinâmico para caracterizar o comportamento à fadiga de ligantes asfálticos, empregando varredura de tempo. O número de ciclos até a ruptura por fadiga (N_f) foi escolhido como critério para comparar a resistência à fadiga de diferentes ligantes asfálticos. Tal procedimento é atrativo no sentido em que incorpora conceitos de dano que estão em sintonia com os estudos mais recentes sobre fadiga de misturas (KIM et al., 1997).

A varredura de tempo no DSR foi apontada (BAHIA et al., 1999, 2001) como um meio possível de aplicar ciclos repetidos de tensão ou deformação sob temperaturas e frequências selecionadas, a fim de induzir o dano por fadiga no ligante asfáltico. O ponto de ruptura por fadiga foi definido arbitrariamente como o número de ciclos no qual o módulo na ruptura (G_r^*) é igual a 50% do módulo inicial (G_i^*). Um coeficiente de determinação de 84% foi obtido para a relação entre o número de ciclos para alcançar a ruptura por fadiga, empregando esse critério de ruptura, com o número de ciclos para ruptura por fadiga de misturas no ensaio de fadiga em viga de nove ligantes asfálticos. Shenoy (2002) alerta, no entanto, que a escolha das condições de ensaio de varredura de tempo no DSR deve ser adequada, para assegurar que os resultados representem o real comportamento à fadiga e não a ruptura de borda do corpo-de-prova ou a

ruptura por perda de aderência à placa. Shenoy (2002) reavaliou o procedimento proposto por Bahia et al. (1999, 2001), a fim de estabelecer um procedimento para escolha dessas condições experimentais, de forma a se obter dados confiáveis em um tempo razoável de ensaio.

Shenoy (2002) verificou que as melhores condições para o ensaio seriam: frequência de oscilação de 10 rad/s e nível de deformação de 25%, para que o ponto de ruptura seja obtido entre 250 e 750 ciclos de carregamento, empregando material envelhecido no RTFOT e gap de 8 mm entre placas paralelas. Nessas condições, o tempo do experimento seria razoavelmente curto, assegurando, assim, que a amostra não sofra ruptura de borda, mesmo para valores de módulo da ordem de 1 MPa.

Definidas essas condições experimentais (SHENOY, 2002), os ensaios de fadiga devem ser conduzidos sob diferentes temperaturas (T_e), a fim de assegurar condições de equirigidez (módulos complexos iniciais iguais) no início do ensaio. O critério usual para definição da ruptura por fadiga corresponde ao ponto em que o valor de G^* cai pela metade, porém, por ser arbitrário, não foi adotado no procedimento proposto. A Figura 2.35 mostra os resultados de um ligante asfáltico avaliado. A curva indicada corresponde ao log do módulo normalizado (cada valor de G^* é dividido pelo G^* inicial e multiplicado por 1 MPa) versus log do número de ciclos durante a varredura de tempo, para frequência de 10 rad/s e deformação de 25%. O ponto de ruptura é identificado pela interseção das duas tangentes aos ramos da curva, indicando uma quebra brusca do valor de módulo com o número de ciclos.

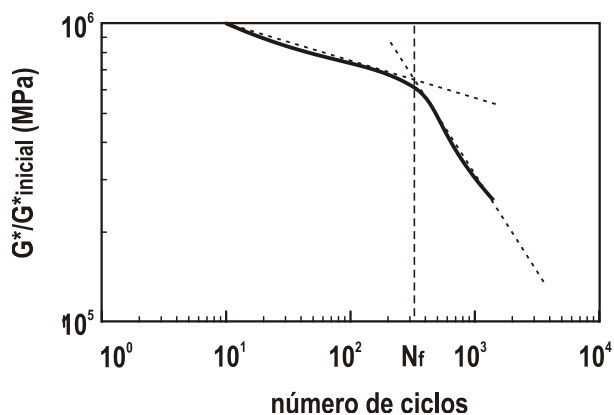


Figura 2.35. G^* versus número de ciclos, com o procedimento para determinar N_f [Adaptado de Shenoy (2002)]

Com base na sua investigação, Shenoy (2002) conclui que o comportamento à fadiga é função de alguma outra propriedade viscoelástica que seria diferente no início do ensaio, mesmo para o mesmo valor inicial de G^* . Esse autor verificou que o comportamento à fadiga está diretamente relacionado ao módulo de dissipação inicial (R^2 de 87% para uma relação linear), quando G^* inicial é igual a 1 MPa. O autor testou, então, a relação entre o módulo de dissipação inicial para o mesmo nível de deformação de 25% para um ensaio de varredura de deformação e o número de ciclos para a ruptura, obtido do ensaio de varredura

de tempo. Para uma relação linear, foi obtido R^2 de 82%, indicando que a varredura de deformação poderia ser empregada para avaliar o comportamento à fadiga dos ligantes asfálticos, no lugar da varredura de tempo. A varredura de deformação é necessária, de qualquer forma, para a maioria dos ligantes asfálticos, a fim de estabelecer a faixa de comportamento viscoelástico linear. O procedimento para realização desse ensaio está apresentado nas conclusões do artigo.

A temperatura de especificação para classificar os ligantes asfálticos quanto ao seu desempenho esperado quanto à fadiga pode ser obtida pelas equações a seguir. A equação 2.32 é empregada para obter a temperatura em que ocorrerá fadiga do ligante asfáltico no procedimento que envolve a realização de varreduras de tempo e a equação 2.33 deve ser empregada quando for realizada apenas varreduras de deformação.

$$T_{IS} = T_e \left(\frac{G_i''}{G_i^*} \right) = T_e \text{sen} \delta_i \quad (2.32)$$

$$T_{IS} = T_e \left(\frac{G_s''}{G_{si}^*} \right) = T_e \text{sen} \delta_s \quad (2.33)$$

sendo: T_{IS} = temperatura de especificação para fadiga;

G_i'' = módulo de dissipação inicial no ensaio de varredura de tempo;

G_i^* = módulo complexo inicial no ensaio de varredura de tempo;

G_s'' = módulo de dissipação inicial no ensaio de varredura de deformação; e

G_{si}^* = módulo complexo inicial no ensaio de varredura de deformação.

2.7. Fundamentos teóricos, construção e interpretação de curvas-mestre

2.7.1. Histórico

O histórico de desenvolvimento e utilização das curvas-mestre remonta à sistematização do princípio de superposição tempo-temperatura, que é o fundamento da construção das curvas-mestre. Segundo o que indica a literatura (ALWIS E BURGOYNE, 2006), os fundamentos teóricos do princípio de superposição tempo-temperatura foram apresentados de forma sistematizada em 1975, por Markovitz (1975)⁴⁰. Se-

⁴⁰ MARKOVITZ, H. (1975). Superposition in rheology. *Journal of Polymer Science*, Symposium no. 50.

gundo Markovitz (1975)⁴⁰ apud Alwis e Burgoyne (2006), o primeiro pesquisador a identificar o PSTT foi Leaderman (1945)⁴¹.

Alwis e Burgoyne (2006) relatam que, de acordo com as observações de Leaderman, as curvas de compliância na fluência versus log tempo para diferentes temperaturas para diversos materiais apresentam o mesmo formato, mas o aumento da temperatura contrai a escala de tempo. Tobolsky e Andrews (1945)⁴² apud Alwis e Burgoyne (2006) foram os primeiros a empregar as observações de Leaderman para superpor curvas individuais em uma única curva de referência. A literatura aparentemente indica o trabalho de Williams, Landel e Ferry (WILLIAMS et al., 1955) como o primeiro trabalho a empregar o PSTT, mas, como se vê, outros pesquisadores fizeram uso deste princípio anteriormente.

Ao longo dos anos, alguns pesquisadores (ANDERSON et al., 1992) fizeram uso de curvas-mestre na caracterização reológica de ligantes, de mastiques e de misturas asfálticas. A construção de curvas-mestre para módulo complexo (G^*) e ângulo de fase (δ) foi (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992) umas das primeiras técnicas empregadas na análise de dados de ensaios em regime oscilatório, efetuados nos ligantes asfálticos estudados no programa de pesquisas SHRP.

Durante o desenvolvimento do programa SHRP, vários modelos matemáticos foram propostos para caracterizar o comportamento reológico dos ligantes asfálticos. Como característica mais importante desses modelos, as dependências do tempo e da temperatura são tratadas separadamente. A dependência do tempo foi representada na forma da curva-mestre de G^* em função do tempo ou da frequência. Uma função descrevendo os fatores de deslocamento horizontal versus temperatura foi usada para representar a dependência da temperatura. A forma geral da curva-mestre é hiperbólica, apresentando um valor assintótico de módulo complexo, denominado módulo vítreo, e uma assíntota viscosa (ANDERSON et al., 1991).

2.7.2. Fundamentação teórica

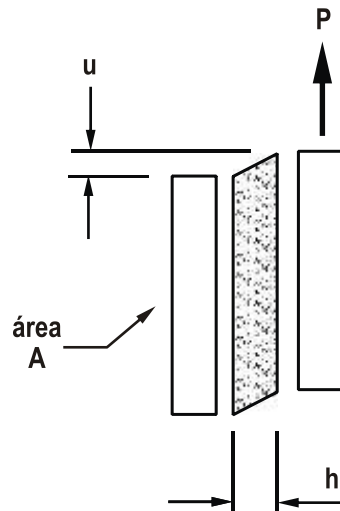
O comportamento físico de um ligante asfáltico sob uma solicitação, de natureza estática ou cíclica, que se desenvolve ao longo do tempo, em um ensaio de fluência, é mais claramente ilustrado por meio de um ensaio no viscosímetro de placas paralelas deslizantes, como ilustrado na Figura 2.36. Uma solicitação constante de cisalhamento (P), aplicada a uma das placas, provoca uma deformação que se desenvolve ao longo do tempo ($u(t)$) em relação à outra placa. A tensão constante de cisalhamento gerada (τ_0), é determinada pela relação P/A , em que A se refere à área que sofre cisalhamento, e a distorção ($\gamma(t)$) é obtida pela relação $u(t)/\ell$, em que ℓ é a espessura da amostra. Na teoria clássica de viscoelasticidade,

⁴¹ LEADERMAN, H. (1945). *Elastic and creep properties of filamentous materials*. Textile Foundation, Washington.

⁴² TOBOLSKY, A.V.; ANDREWS, R.D. (1945). Systems manifesting superposed elastic and viscous behavior. *Journal of Chemical Physics*, n.13, p.3-27.

convencionalmente é empregado o termo compliância em cisalhamento ($J[t]$) para designar a relação entre tensão e deformação, ou seja:

$$J(t) = \frac{\gamma(t)}{\tau_0} \quad (2.34)$$



$$\tau_0 = \frac{P}{A}$$

$$\gamma(t) = \frac{u(t)}{h}$$

$$J(t) = \frac{\gamma(t)}{\tau_0}$$

Figura 2.36. Placas paralelas deslizantes para medidas reológicas [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

Em pavimentação, é mais comum o emprego do termo módulo de rigidez ($S[t]$), que, na condição de cisalhamento, pode ser escrito como:

$$S_c(t) = \frac{\tau_0}{\gamma(t)} \quad (2.35)$$

A compliância em cisalhamento é simplesmente o inverso da rigidez. Entre os reologistas e também na literatura sobre a teoria da viscoelasticidade, o termo compliância em cisalhamento é convencionado para a caracterização do comportamento de fluência dos materiais. O primeiro pesquisador a empregar o termo rigidez para um cimento asfáltico foi Van der Poel, para solicitações axiais, sendo definido como:

$$S_a(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon(t)} \quad (2.36)$$

em que a tensão axial constante (σ_0) é dada pela razão entre a força P aplicada e a área (A) da seção transversal ao eixo de aplicação da carga, e $\varepsilon(t)$ é a deformação axial ($u[t]$) pelo comprimento original da

amostra (ℓ). Ver Figura 2.37. O módulo de rigidez foi originalmente definido por Van der Poel para solicitações axiais (tração ou compressão) e, a fim de relacionar essa característica com a rigidez para solicitações de cisalhamento, é empregada a seguinte relação:

$$S_a(t) = 2(1 + \mu)S_c(t) \quad (2.37)$$

Quando o coeficiente de Poisson (μ) é 0,5, a relação entre a rigidez sob cisalhamento e a rigidez sob solicitação axial é dada por:

$$S_a(t) = 3S_c(t) \quad (2.38)$$

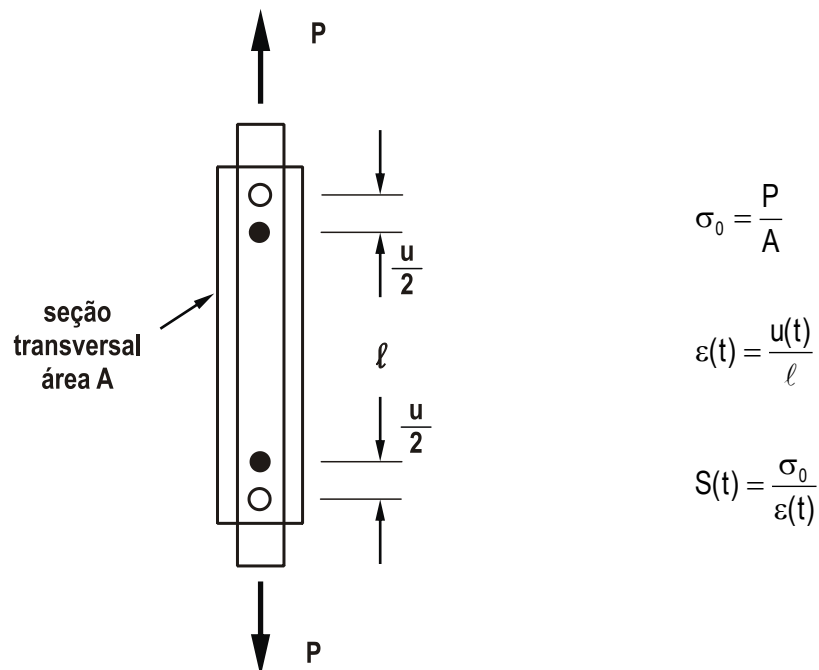


Figura 2.37. Geometria de solicitação axial (tração ou compressão) para medidas reológicas, empregada originalmente por Van der Poel (1954) [Adaptado de Anderson et al. (1991)]

Uma representação do comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos, no ensaio de fluência, é dada pela Figura 2.38. Três regiões são distintas, relacionadas aos comportamentos elástico linear, elástico retardado e viscoso. Quando o material é solicitado, ocorre uma deformação imediata, correspondente à resposta elástica, seguida de deformação ao longo do tempo. Esta deformação pode ser dividida em um componente puramente viscoso e um componente elástico retardado. A porção viscosa é responsável pela

deformação permanente. As deformações elástica e elástica retardada são totalmente recuperáveis após retirada do carregamento. A primeira é imediata e a segunda é lenta, ocorrendo a uma taxa decrescente.

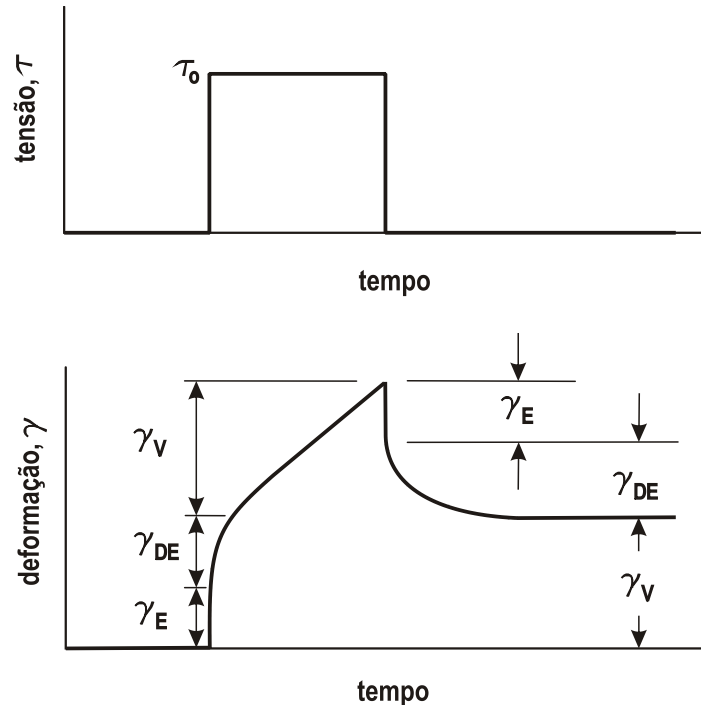


Figura 2.38. Resposta viscoelástica típica dos ligantes asfálticos no ensaio de fluência, apresentando componentes de deformação elástica (E), elástica retardada (ER) e viscosa (V) [Adaptado de Anderson et al. 1991]]

Para tempos de carregamento curtos (frequências altas) ou temperaturas baixas, o comportamento elástico predomina. Para tempos de carregamento longos (frequências baixas) ou temperaturas altas, a resposta viscosa prevalece. Para tempos e temperaturas intermediários, o comportamento elástico retardado predomina. Porque a magnitude relativa dos três componentes muda com a temperatura e com o tempo de carregamento, a magnitude e a forma relativa da curva de fluência será diferente para diferentes tempos de carregamento e temperaturas de ensaio.

A resposta viscoelástica, como descrita, corresponde à resposta linear, isto é, a deformação para um tempo e uma temperatura quaisquer é diretamente proporcional à magnitude da tensão aplicada. A resposta não-linear, especialmente para materiais viscoelásticos, é extremamente difícil de ser caracterizada em laboratório e para modelagem de problemas práticos de engenharia. No entanto, modelos lineares para caracterização e análises geralmente são adequados para fins práticos de engenharia. Análises de dados de ensaios durante o programa SHRP (ANDERSON et al., 1994) indicam que os ligantes asfálti-

cos, incluindo a maioria dos modificados, podem efetivamente ser tratados como materiais viscoelásticos lineares, nas condições de solitação às quais são submetidos em um pavimento.

Em termos qualitativos, o comportamento viscoelástico linear dos ligantes asfálticos pode ser separado em três regiões distintas, representadas graficamente na Figura 2.39, em escala log-log. A escala de tempo usada na curva de fluência é usualmente denominada escala de tempo reduzido, correspondente a uma mudança de variável, obtida pela multiplicação do tempo por um fator de translação horizontal ($a[T]$), função da temperatura.

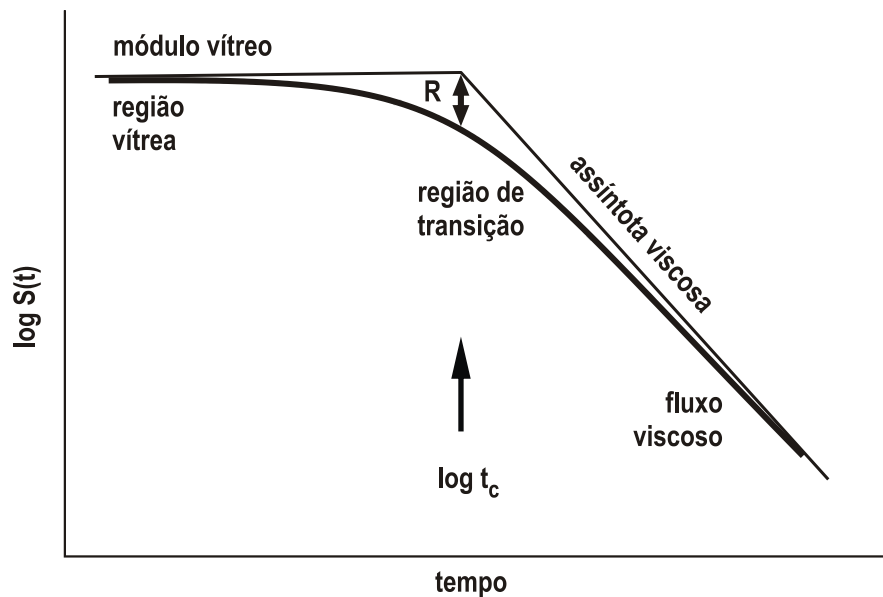


Figura 2.39. Representação esquemática do comportamento dos ligantes asfálticos no ensaio de fluência [Adaptado de Anderson et al. (1991) e de Christensen e Anderson (1992)]

- a baixas temperaturas ou curtos períodos de carregamento, o ligante asfáltico se comporta como um sólido vítreo; o módulo ou rigidez tende a um valor limite de aproximadamente 3 GPa, sob tensão uniaxial ou flexão; nesta região, a rigidez é praticamente independente da temperatura e/ou do tempo de carregamento;
- sob temperaturas ou tempos de carregamento intermediários, o ligante asfáltico sofre uma transição gradual do comportamento vítreo para o fluido; esta região de transição apresenta alta elasticidade retardada; o módulo varia expressivamente nesta região à medida que a temperatura e/ou o tempo de carregamento variam;
- para temperaturas altas ou períodos longos de carregamento, o ligante asfáltico se comporta como um fluido viscoso; a deformação sob tensões e taxas de deformação de baixas a moderadas nesta região pode ser descrita pela equação de fluido newtoniano.

O valor constante de módulo vítreo se deve à rigidez das ligações duplas entre átomos de carbono, que compõem basicamente as moléculas do ligante asfáltico. Muitos polímeros, que são compostos basicamente por moléculas de carbono, apresentam valores parecidos de módulo vítreo (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992). À medida que o tempo de carregamento aumenta, o módulo diminui a uma taxa crescente, até que a inclinação se aproxime de -1. Neste ponto, o ligante asfáltico apresenta comportamento de fluido newtoniano: a deformação é diretamente proporcional à tensão aplicada. Por esta razão, a assíntota nesta porção da curva de fluência é chamada de assíntota viscosa. A inclinação da curva de fluência na interseção da assíntota viscosa com a assíntota vítrea, assíntota horizontal paralela ao patamar vítreo, é aproximadamente -0,5.

A indicação da resposta viscoelástica do ligante asfáltico em função do tempo, em escala aritmética, é adequada apenas para a representação do resultado de um único ensaio de fluência. Quando a rigidez do ligante asfáltico é caracterizada ao longo de um espectro de tempos de carregamento e de temperaturas, é conveniente empregar gráficos em escala logarítmica, como indicado na Figura 2.40, onde são mostradas curvas de fluência em diversas temperaturas. Esses dados podem ser combinados em uma única curva-mestre, deslocando as curvas individuais ao longo do eixo das abscissas, a fim de se obter uma curva de fluência para uma temperatura de referência. Para cada curva de fluência, obtida sob uma dada temperatura, é calculado um fator de deslocamento horizontal ($a(T)$). Esses fatores de translação podem ser representados graficamente em função da temperatura (Figura 2.40).

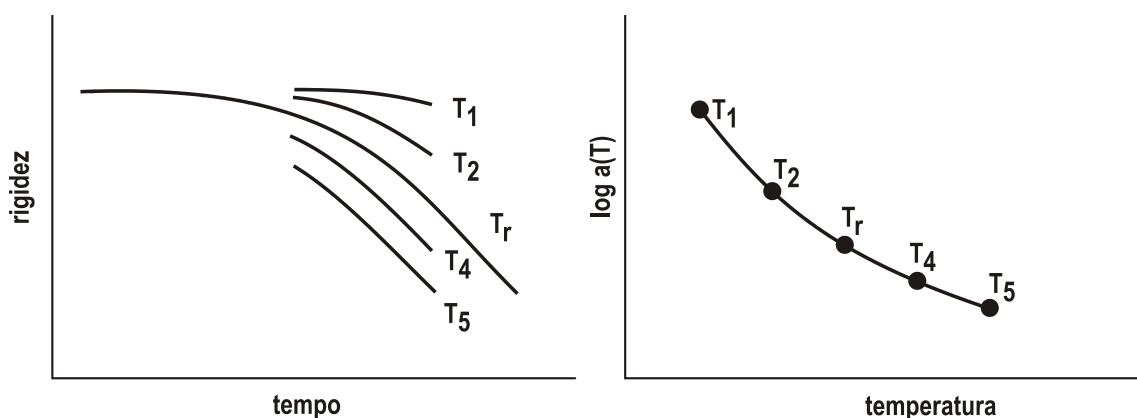


Figura 2.40. Superposição tempo-temperatura na construção de uma curva-mestre para ligantes asfálticos [Adaptado de Anderson et al. 1991]

A curva-mestre e os fatores de translação horizontal de temperatura associados, como ilustrados na Figura 2.40, proporcionam a caracterização completa da resposta linear tensão-deformação-tempo-temperatura de um ligante asfáltico típico. A dependência do tempo de carregamento é indicada pela curva-mestre, ao passo que a dependência da temperatura é indicada pelos fatores de translação hori-

zonal para temperatura, $\log a(T)$. Assim, a dependência do tempo e da temperatura sobre a resposta tensão-deformação do ligante asfáltico pode ser separada e caracterizada por parâmetros distintos.

A dependência da temperatura, indicada pelos fatores de translação horizontal, não deveria ser confundida com suscetibilidade térmica. A suscetibilidade térmica é um conceito empírico, baseado na variação da consistência de um ligante asfáltico com a temperatura. A dependência da temperatura é um conceito fundamental que indica como se dá o processo de relaxação de um dado ligante asfáltico com a temperatura (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

O mesmo processo é empregado na construção de curvas-mestre em ensaios de cisalhamento em regime oscilatório, como indicado na Figura 2.41. As temperaturas de 25°C e de 0°C são normalmente empregadas como temperaturas de referência. O programa SHRP escolheu a temperatura de 25°C como referência na construção de curvas-mestre. Os dados dos ensaios realizados nas demais temperaturas são transladados com relação ao tempo, por meio dos fatores de translação horizontal ($a[T]$), até que todas as curvas se fundam em uma única função suavizada. A escala de frequência usada na curva-mestre recebe a denominação de escala de frequência reduzida, correspondente a uma mudança de variável, obtida pela multiplicação da frequência de ensaio pelo fator $a[T]$.

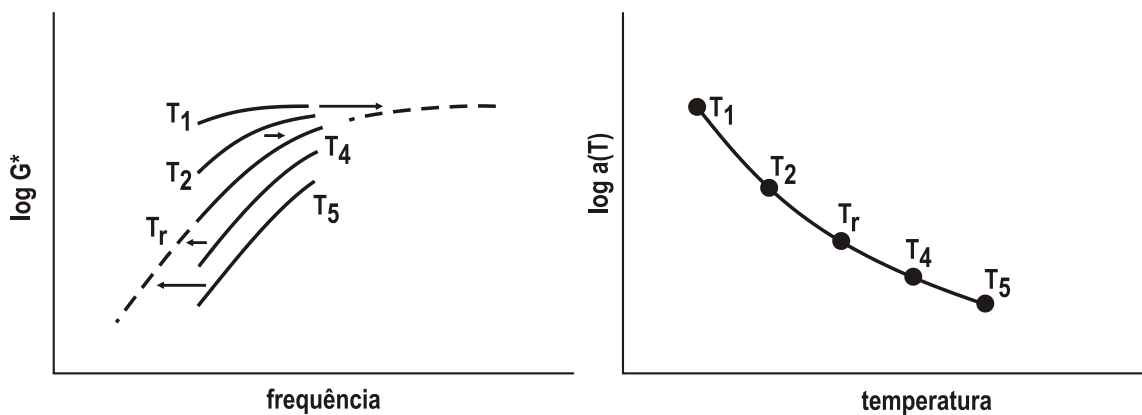


Figura 2.41. Emprego do princípio de superposição tempo-temperatura na construção de uma curva-mestre do módulo complexo versus frequência [Adaptado de Anderson et al. (1994)]

2.7.3. Princípio de superposição tempo-temperatura

O princípio de superposição tempo-temperatura admite que o efeito de aumentar o tempo de carregamento (ou de reduzir a frequência) sobre as propriedades mecânicas de um material é equivalente ao de aumentar a temperatura. Isto implica que a função relaxação seja apenas deslocada na direção de tem-

pos maiores ou menores por causa de uma mudança de temperatura. Um material que se comporte desta forma é denominado termorreologicamente simples (CHRISTENSEN, 2003).

No caso dos materiais termorreologicamente simples, a temperatura não altera a sua estrutura. A temperatura altera apenas a dinâmica browniana das moléculas e dos segmentos moleculares, alterando apenas o valor absoluto dos tempos de relaxação e não a função relaxação. Dada a interdependência entre viscosidade e a função relaxação, a dependência da temperatura da função relaxação é, conseqüentemente, igual à da viscosidade. Se isto se aplica ou não a asfaltos é algo ainda muito debatido. Asfaltos com alto teor de asfaltenos ou de parafinas, por exemplo, não atendem ao princípio de superposição tempo-temperatura (LESUEUR, 2009).

A Figura 2.42 ilustra a não aplicabilidade do princípio de superposição tempo-temperatura para um asfalto. As curvas-mestre de módulo complexo indicam um bom ajuste, porém as curvas de ângulo de fase não estão tão bem ajustadas. As curvas Black também mostram uma sobreposição ruim. Uma vez que o diagrama Black é obtida sem nenhum procedimento de ajuste, é um melhor indicador da falha da aplicação do princípio de superposição tempo-temperatura. A não-aplicabilidade do princípio de superposição tempo-temperatura é limitada a temperaturas altas, normalmente acima da temperatura ambiente (LESUEUR, 2009). Por outro lado, a especificação Superpave faz uso deste princípio para reduzir o tempo de carregamento no ensaio de fluência na flexão.

Alguns autores afirmam que o princípio de superposição tempo-temperatura se aplica a qualquer asfalto (STASTNA e ZANZOTTO, 1999). Segundo Lesueur (2009), isto é, contudo, consequência do estudo de um número limitado de materiais e do uso de um procedimento experimental em que se realiza a medida sob redução da temperatura, que não permite que se desenvolva o equilíbrio das estruturas. Ou melhor, uma contínua alteração estrutural ocorre que é muito pouco perceptível. Para se poder dizer que o princípio de superposição tempo-temperatura é aplicável, primeiramente deveria se deixar claro que a taxa de resfriamento não afeta os dados e, por exemplo, que os mesmos dados medidos sob aquecimento se superpõem aos medidos sob resfriamento. Garin (1989), no entanto, mostrou que isto nem sempre acontece. Então a maneira mais adequada de se avaliar as propriedades reológicas do asfalto é o monitoramento de propriedades sob temperatura constante, após um período de equilíbrio térmico, tipicamente 20 min (ANDERSON et al., 1994 e LESUEUR et al., 1997).

Segundo Lesueur (2009), de qualquer forma, o surgimento da reologia de altas frequências (FRITZ et al., 2003) certamente dará uma resposta definitiva para esta questão e os escassos resultados disponíveis neste assunto tendem a confirmar a não-aplicabilidade do princípio de superposição tempo-temperatura aos asfaltos (SAYIR et al., 1999)⁴³. Mais precisamente, um trabalho recente (SAYIR et al., 1999)⁴³ apud Lesueur (2009) mostrou a existência de um patamar de viscosidade na região de frequências altas para o

⁴³ SAYIR, M.B. et al. (1999). *Measuring the complex viscosity of bitumen in the kHz range with a new resonance rheometer*. In: Proceedings of the Eurobitume Workshop on Performance Related Properties for Bituminous Binders. Luxembourg, 1999, paper n. 106.

componente real da viscosidade complexa do ligante na faixa do kHz. Em contraponto, as curvas-mestre não predizem nenhum patamar, mas sim uma inclinação continuamente decrescente. A existência de tal patamar seria esperada para algumas suspensões (KRIEGER, 1972; METZNER, 1985).

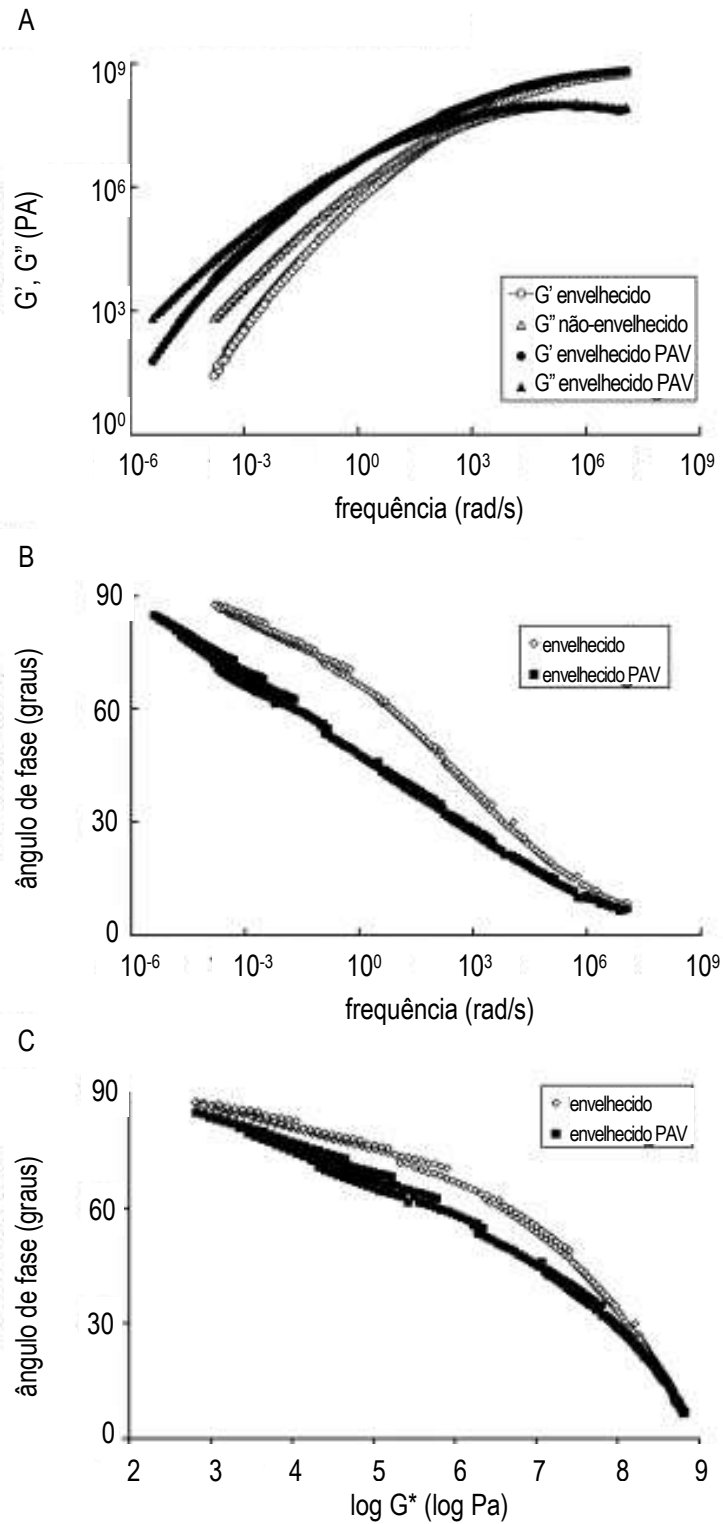


Figura 2.42. Falha na aplicação do princípio de superposição tempo-temperatura: (a) curva-mestre de G' e G'' ; (b) curva-mestre de δ e (c) curvas Black [Adaptado de Lesueur (2009)]

2.7.4. Parâmetros característicos da curva-mestre

A revisão de literatura sobre propriedades viscoelásticas lineares e a análise dos resultados de ensaios em regime oscilatório, realizadas durante o programa SHRP, indicaram que são necessários quatro parâmetros principais para se obter uma caracterização completa das propriedades viscoelásticas de qualquer ligante asfáltico. A Figura 2.43 ilustra graficamente o significado dos parâmetros reológicos da curva-mestre em regime oscilatório de cisalhamento.

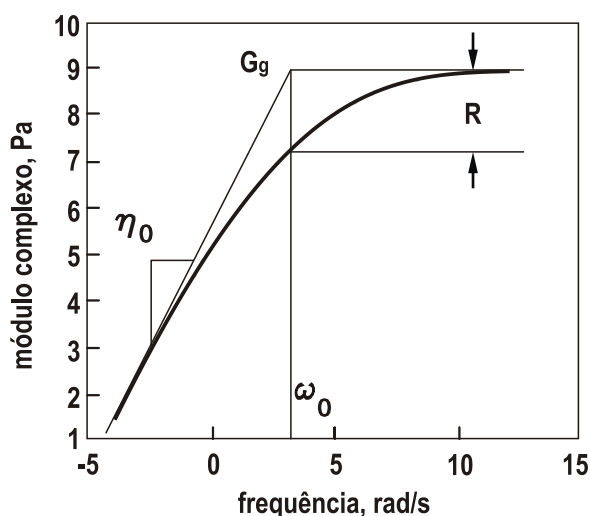


Figura 2.43. Curva-mestre típica de ligantes asfálticos, indicando os parâmetros viscoelásticos importantes [Adaptado de Anderson et al. (1994)]

Os quatro parâmetros principais da curva-mestre são:

- módulo vítreo (G_g^*): valor para o qual tende o módulo de rigidez sob temperaturas baixas e frequências altas ou tempos de carregamento curtos; o módulo vítreo normalmente se aproxima de 1 GPa, sob cisalhamento em regime oscilatório, para a maioria dos ligantes asfálticos, e pode ser adotado para a maioria das aplicações;
- viscosidade newtoniana (η_0): sob cisalhamento, corresponde ao limite da viscosidade complexa (η^*), quando o ângulo de fase tende a 90° ; o trecho reto da curva-mestre, com inclinação de aproximadamente 45° , obtido para frequências baixas, é um indicativo da viscosidade newtoniana; o valor de η_0 é variável com o tipo de ligante asfáltico;
- frequência de transição (ω_c) ou tempo de transição (t_c): a frequência, para uma dada temperatura, na qual $\text{tg} \delta = 1$; neste ponto, os módulos de armazenamento e de dissipação são iguais; para a maioria dos ligantes asfálticos, a frequência de transição corresponde aproxi-

madamente ao ponto no qual a assíntota de viscosidade intercepta a assíntota vítrea; a frequência de transição pode ser interpretada como um índice de consistência, que indica a consistência de um ligante asfáltico a uma dada temperatura; o tempo de transição é a recíproca da frequência de transição;

- índice reológico (R): diferença entre o módulo vítreo e o módulo complexo na frequência de transição. R reflete a variação do módulo com a frequência e é, portanto, uma medida da suscetibilidade ao efeito do cisalhamento do ligante asfáltico. R indica a magnitude do comportamento elástico retardado de um ligante asfáltico e proporciona informação equivalente ao índice de penetração. Para valores maiores de R, a curva-mestre é mais abatida e o comportamento do ligante asfáltico sob tempos de carregamento e temperaturas intermediários será mais elástico. R varia com o tipo de ligante asfáltico.

Os parâmetros da curva-mestre, como descritos, representam parâmetros característicos do material e não parâmetros determinados estatisticamente, que podem ou não refletir fielmente as propriedades mecânicas dos ligantes asfálticos. Assim, é essencial que procedimentos específicos sejam empregados na determinação desses parâmetros. O módulo vítreo pode ser determinado plotando-se o módulo complexo versus o ângulo de fase, para valores de δ inferiores a 10° . O módulo vítreo é o módulo para delta igual a zero, determinado graficamente ou por meio de regressão. Para a maioria dos ligantes asfálticos, o módulo vítreo está entre 0,6 e 1,5 GPa. O valor de 1,0 GPa pode ser adotado para propósitos práticos.

Para a determinação da viscosidade newtoniana, é necessário plotar a viscosidade complexa versus o ângulo de fase, para δ superiores a 70° . A viscosidade newtoniana é o valor da viscosidade dinâmica quando $\delta = 90^\circ$. A frequência de transição é a frequência, na temperatura de referência, na qual $\tan\delta = 1$ ou $\delta = 45^\circ$. O índice reológico é o logaritmo do módulo na frequência de transição dividido pelo módulo vítreo:

$$R = \log \left[\frac{G^*(\omega_c)}{G_g} \right] \quad (2.39)$$

Esses parâmetros foram determinados com base nas curvas-mestre geradas para os ligantes asfálticos estudados no programa SHRP, nas condições virgem, envelhecida a curto prazo (TFOT) e a longo prazo (PAV) e são apresentados por Christensen e Anderson (1992) e por Anderson et al. (1994). Esses autores constataram que os parâmetros viscoelásticos são distintos para os vários ligantes asfálticos estudados e diferenciam claramente não só os materiais mas também os diferentes condicionamentos.

Embora esses quatro parâmetros sejam adequados para descrever a dependência do tempo da maioria dos ligantes asfálticos, sob uma grande faixa de condições de carregamento, foi verificado (ANDERSON et al., 1991; CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992; ANDERSON et al., 1994) que irregularidades ocorrem

no comportamento da maioria dos ligantes asfálticos quando o comportamento viscoso é alcançado. Essas irregularidades exigem que um segundo conjunto de parâmetros seja definido, a fim de descrever o comportamento viscoelástico para tempos de carregamento longos ou temperaturas altas. Foi verificado que, nesse caso, um valor constante de 0,81 pode ser adotado para o índice reológico. Em virtude das restrições matemáticas relativas à continuidade da curva-mestre nessa região, apenas um parâmetro é necessário para descrever o comportamento viscoelástico quando o comportamento viscoso é alcançado. O parâmetro escolhido para separar as regiões primária e secundária é o ângulo de fase δ_v .

É importante ter em mente que os parâmetros reológicos, por si só, não descrevem completamente o comportamento tensão-deformação do material. O comportamento de um ligante asfáltico, sob carregamento, também depende do seu histórico térmico e de carregamentos sofridos. Por exemplo, seria impróprio correlacionar o índice reológico com as trincas sob temperaturas baixas. Por outro lado, seria apropriado correlacionar o módulo de rigidez, calculado para um dado tempo de carregamento e uma dada temperatura, empregando R , t_c e T_d , com as trincas sob temperaturas baixas (ANDERSON et al., 1991).

Na Figura 2.44 (ANDERSON et al., 1994), é apresentada uma curva-mestre típica para ligantes asfálticos. Para frequências altas, G^* se aproxima de 1 GPa. Para frequências baixas, a declividade da G^* versus frequência se aproxima da 1:1, o que significa que o fluxo viscoso foi atingido e que o ligante asfáltico apresenta comportamento newtoniano. Para temperaturas intermediárias, o comportamento do ligante asfáltico muda gradualmente de um fluido simples para sólido vítreo. Nessa região, nos arredores da interseção das assíntotas viscosa e vítrea, a maior parte da deformação será do tipo elástica retardada. Para frequências muito baixas, o ângulo de fase se aproxima de 90° e para frequências muito altas, se aproxima de 0° . Na frequência de transição, delta vale aproximadamente 45° . O ângulo de fase, em análise dinâmica, é diretamente proporcional à declividade da curva de rigidez em escala log-log no ensaio de fluência, no instante $1/\omega$, para frequência em Hz. Esta conversão pode ser empregada na comparação de dados dinâmicos com os obtidos em ensaios de fluência.

A curva de módulo complexo na Figura 2.44 é, essencialmente, uma imagem invertida da curva de rigidez da Figura 2.39, sugerindo que a frequência, no ensaio de cisalhamento dinâmico, seja equivalente ao inverso do tempo no ensaio de fluência. Embora não absolutamente verdadeira, esta relação aproximada é quase precisa e pode ser usada com segurança para a maioria dos propósitos de engenharia. A frequência de transição (ω_c), em que $\text{tg}\delta = 1$, é a inversa do tempo de transição (t_c) da curva de fluência.

2.7.5. Construção da curva-mestre

Para se construir uma curva-mestre, empregando o princípio de superposição tempo-temperatura, é necessário, primeiramente, coletar dados de ensaios dinâmicos, realizados em faixas de temperatura e de

frequência. Uma temperatura de referência deve ser selecionada, normalmente, 25°C. Essa foi a temperatura (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992) adotada no programa SHRP. Os dados de ensaios realizados em todas as outras temperaturas são transladados na escala de tempo, para que todas as curvas se fundam em uma única função suavizada. Esta translação pode ser feita com base em qualquer uma das funções viscoelásticas. Se o princípio da superposição tempo-temperatura for válido, todas as outras funções viscoelásticas irão formar funções contínuas após a translação. No programa SHRP, a translação foi feita com base nos dados de módulo complexo (G^*).

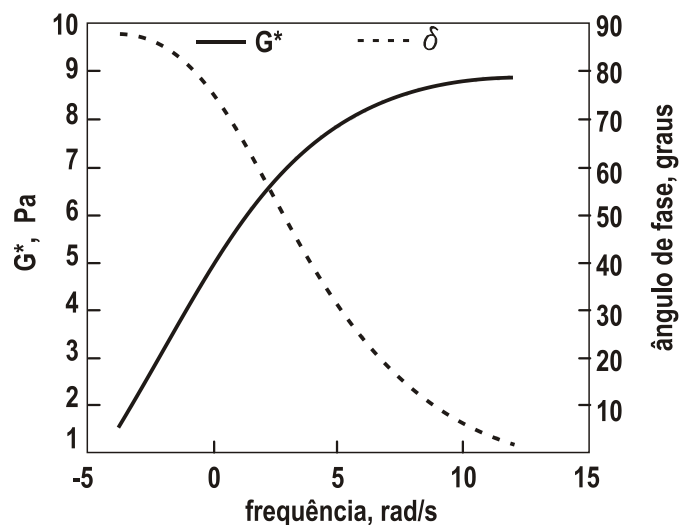


Figura 2.44. Curvas típicas de módulo complexo e de ângulo de fase versus frequência. [Adaptado de Anderson et al. (1994)]

A magnitude do deslocamento na escala de tempo (translação horizontal) em cada temperatura, para formar a curva-mestre, é um fator importante e é denominado fator de deslocamento ou “shift factor” ($a[T]$). Um gráfico de $\log a(T)$ versus temperatura é usualmente preparado em conjunto com a curva-mestre. Este tipo de gráfico dá uma indicação visual de como as propriedades de um material viscoelástico variam com a temperatura. Uma representação esquemática do uso do princípio da superposição tempo-temperatura, na construção de uma curva mestra, é indicada na Figura 2.45.

A norma ASTM para a construção de curvas-mestre especifica as temperaturas e as tensões de cisalhamento a serem empregadas nas varreduras de módulo complexo com a frequência. No caso de ligantes asfálticos modificados, é aconselhável realizar as varreduras de tensão, para escolha das tensões a serem empregadas nos ensaios, de forma a solicitar a amostra no regime de viscoelasticidade linear. As varreduras de frequência devem ser realizadas na faixa de 0,1 a 100 rad/s.

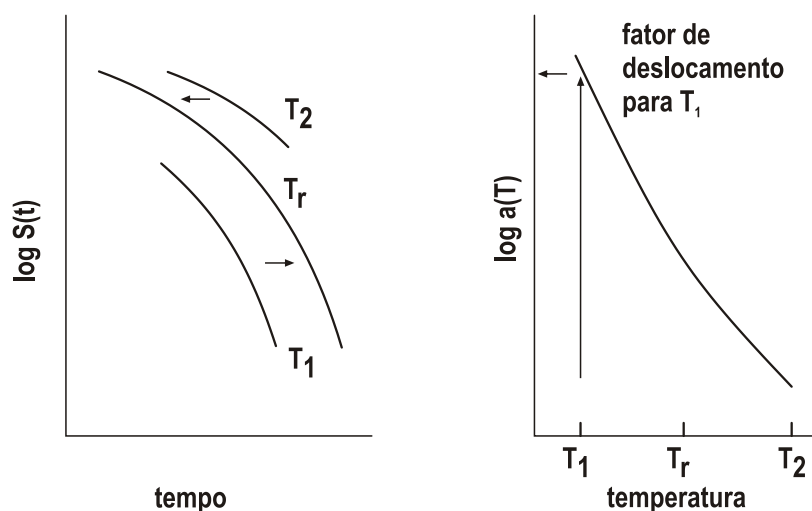


Figura 2.45. Princípio da equivalência tempo-temperatura aplicado à construção de curvas mestras. [Adaptado de Christensen e Anderson (1992)]

2.7.6. Modelos para descrição da dependência da temperatura

A dependência da temperatura da viscosidade do asfalto em temperaturas altas (tipicamente superiores ao seu ponto de amolecimento) é genericamente descrita pela equação de Walther, que sabidamente é aplicável a muitos produtos de petróleo (LESUEUR, 2009):

$$\log[\log(0,95 + \nu)] = -m \cdot \log T + c \quad (2.40)$$

em que ν é a viscosidade cinemática, em mm^2/s e T a temperatura absoluta. Nestas condições, os valores de c ficam entre 8,7 e 10,4, sendo 9,0 um valor típico, e de m ficam entre 3,0 e 5,0, com valor típico de 3,5. A constante 0,95, normalmente negligenciável para asfaltos, às vezes é citada como 0,8 ou 1,0, embora o artigo original de Walther seja 0,95.

Quando a temperatura estiver abaixo de aproximadamente 100°C , é mais comum usar ou a lei de Arrhenius ou a de William-Landel-Ferry (WLF) (WILLIAMS et al., 1955):

$$\log a_T = \log \left(\frac{\eta(T)}{\eta(T_d)} \right) = \frac{-C_1(T - T_d)}{C_2 + (T - T_d)} \quad (2.41)$$

onde: $a(T)$ = fator de deslocamento horizontal referente à temperatura de definição, para $T > T_d$;

T = temperatura ($^\circ\text{C}$);

T_d = temperatura de definição, °C, parâmetro característico de cada ligante asfáltico;
 C_1, C_2 = constantes determinadas empiricamente.

Neste caso, os parâmetros podem ser derivados ou dos dados de viscosidade ou da dependência da temperatura dos tempos de relaxação que podem ser obtidos pelo procedimento de deslocamento horizontal usando a expressão de WLF. A expressão de WLF é amplamente utilizada para descrever a dependência da temperatura dos asfaltos e diversos estudos propõem utilizar um conjunto de constantes para todos os asfaltos, conforme indicado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Dependência da temperatura dos processos de relaxação do asfalto na literatura para descrever as propriedades viscoelásticas dos asfaltos

referência	temperaturas investigadas (°C)	temperatura de referência	faixa de temperatura para os parâmetros (°C)	Ea (kJ/mol)	C ₁	C ₂ (K)
Brodnyan et al. (1960) ⁴⁴	-20 a 300	$T_r \sim T_{R\&B}$	$T < T_r - 25$	-	varia com tipo de asfalto	varia com tipo de asfalto
			$T > T_r - 25$	-	8,86	101,6
Huet (1963) ⁴⁴ e Sayegh (1965) ⁴⁵	-25 a 25	-	-	125-258	-	-
Dobson (1969)	-10 a 70	T_r = ajustável	$T < T_r$	-	12,5	142,5
Dickinson e Witt (1974) ⁴⁶⁸	2 a 52	-	$T > T_r$	-	8,86	101,6
Jongepier e Kuilman (1970) ⁴⁵	-20 a 160	T_r = temperatura de transição vítrea	-	-	7-19	70-400
		T_r = temperatura em que a viscosidade a baixas taxas = 2 MPa.s	-	-	20-55	10-190
Vinogradov et al. (1977) ⁴⁷	-60 a 60	$T_r = T_{R\&B}$	$T < T_r$	-	23	218
			$T > T_r$	-	8,86	101,6
Macarrone e Tiu (1988) ⁴⁸	-10 a 80	T_r = ajustável	-	-	23 ± 8	230 ± 67
Varney et al. (1990) ⁴⁹	21,5 a 60	-	$T < 40$	149	-	-
			$T > 40$	207	-	-
Christensen e Anderson (1992)	-35 a 60	T_r = ajustável	$T < T_r$	-	12,5	142,5
			$T > T_r$	-	8,86	101,6
Lesueur et al. (1996)	-20 a 100	T_r = temperatura de transição vítrea	$T_r \sim T_\beta$	-	17-21	58-98
			$T_r \sim T_\alpha$	-		

⁴⁴ HUET, C. (1963). Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Ph. D. Thesis, Universidade de Paris, França.

⁴⁵ SAYEGH, G. (1965). Contribution à l'étude des propriétés viscoélastique des bitumes purs et des bétons bitumineux. Ph. D. Thesis, Universidade de Paris, França.

⁴⁶ DICKINSON, E.J.; VITT, H.P. (1974). The dynamic shear modulus of paving asphalt as a function of frequency. *Transactions of the Society of Rheology*, v.18, n.4, p. 591-606.

⁴⁷ VINOGRADOV, G. V. (1977). Rheological properties of road bitumens. *Rheologica Acta*, n.16, p.266-281.

⁴⁸ MACCARRONE, S.; TIU, C. (1988). Rheological properties of service weathered road bitumens. *Rheologica Acta*, v.27, p.311-319.

⁴⁹ VERNEY, V. et al. (1990). Influence de la température sur la viscosité complexe d'un bitume routier. *Cahiers Rhéologie*, n.41, p.811-819.

As primeiras tentativas de aplicação da expressão de WLF empregaram as constantes $C_1 = 8,86$ e $C_2 = 101,6$, com a temperatura de referência como um parâmetro ajustável, seguindo o tratamento original da equação de WLF. Acreditava-se, inicialmente, que estas constantes fossem universais, mas rapidamente se percebeu que não seriam as mesmas para asfaltos modificados por polímeros. Ao final, assumiu-se que as constantes ditas universais funcionariam bem para asfaltos, mas apenas para temperaturas altas (LESUEUR, 2009).

O uso de valores constantes para C_1 e C_2 também foi questionado por outros pesquisadores e o consenso inicial desapareceu. Brodnyan et al. (1960)⁵⁰ apud Lesueur (2009) observaram que todos os asfaltos com penetração superior a 30 (0,1mm) apresentavam curvas parecidas, ao passo que asfaltos mais consistentes apresentavam valores distintos. Jongepier e Kuilman (1970)⁵¹ apud Lesueur (2009) mostraram que os valores para os coeficientes de WLF de asfaltos de destilação direta geralmente eram muito semelhantes, mas diferiam substancialmente dos valores obtidos para asfaltos soprados. Isto sugere que asfaltos com maior teor de asfaltenos se comportam diferentemente de asfaltos de destilação direta, que apresentam dependências da temperatura praticamente idênticas (LESUEUR, 2009).

Dados dos ligantes asfálticos estudados no programa SHRP, incluindo amostras envelhecidas, indicaram que a dependência da temperatura, indicada pelos fatores de deslocamento $a[T]$, obtidos durante a geração das curvas-mestre, podem ser representados por duas equações. A equação de Williams-Landel-Ferry (WILLIAMS et al., 1955) tem sido usualmente empregada para descrever os fatores de deslocamento horizontal para ligantes asfálticos e pode ser empregada para temperaturas superiores à temperatura característica ou temperatura de definição.

Anderson et al. (1991), Christensen e Anderson (1992) e Anderson et al. (1994) analisaram os fatores de deslocamento horizontal, para ligantes asfálticos virgens e envelhecidos do programa SHRP, e verificaram que os valores de C_1 e C_2 podem ser fixados, para todos os ligantes asfálticos, em 19 e 92, respectivamente. Estes valores concordam com os obtidos por Jongepier et al. (1969).

Abaixo de T_d , os fatores de translação podem ser descritos por uma equação de Arrhenius:

$$\log a(T) = 2,303 \frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_d} \right) \quad (2.42)$$

onde: $a(T)$ = fator de translação horizontal, para $T < T_d$;

E_a = energia de ativação, tipicamente 261 kJ/mol;

R = constante universal dos gases (8,314 J/(°K.mol));

⁵⁰ BRODNYAN, J. G. et al. (1960). The rheology of asphalt III - dynamic mechanical properties of asphalt. *Transactions of the Society of Rheology*, n.4, p.279-296.

⁵¹ JONGEPIER, R.; KUILMAN, B. (1970). The dynamic shear modulus of bitumens as a function of frequency and temperature. *Rheologica Acta*, n.9, p.102-111.

T = temperatura ($^{\circ}\text{K}$);
 T_d = temperatura característica ($^{\circ}\text{K}$).

Quando uma caracterização dinâmica completa é realizada, análises de regressão não-linear podem ser usadas para determinar os valores de T_d , empregando as equações 2.41 e 2.42. A Figura 2.46 ilustra o resultado dessa análise para os ligantes asfálticos do programa SHRP (ANDERSON et al., 1991; CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992; ANDERSON et al., 1994), em que os fatores de deslocamento horizontal, normalizados em relação a T_d , são plotados versus a temperatura. A temperatura de definição apresenta alguma relação com a temperatura de transição vítrea (T_g), embora não seja este o seu significado exato, uma vez que T_g é uma medida obtida de ensaios dilatométricos.

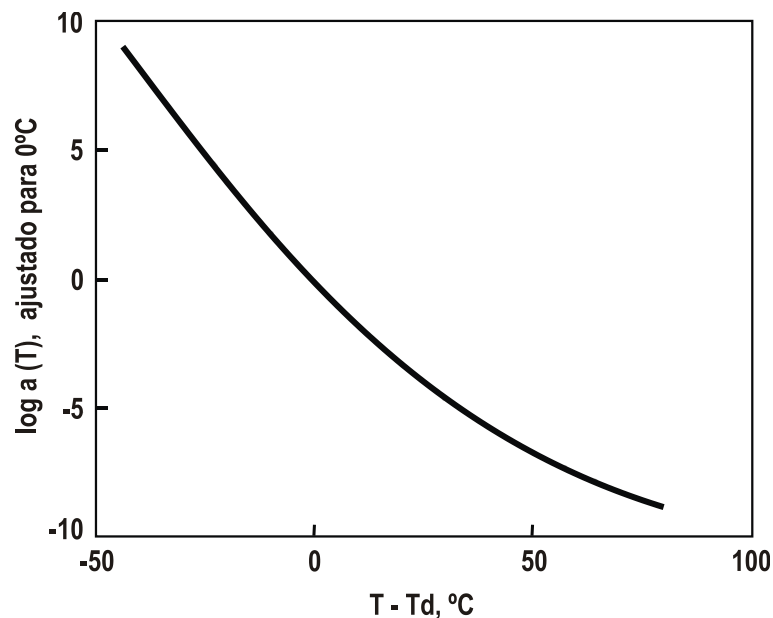


Figura 2.46. Fatores $\log a[T]$ para os ligantes asfálticos do SHRP, normalizados em relação a T_d .
 [Fonte: Anderson et al. (1991), Christensen e Anderson (1992) e Anderson et al. (1994)]

2.7.7. Modelos matemáticos combinados

Utilizando os parâmetros característicos da curva-mestre, em conjunto com as relações matemáticas para dependência do tempo (equações 2.43 e 2.44), os valores de T_d e as equações 2.41 e 2.42 para a estimativa dos fatores de deslocamento horizontal, é possível construir um modelo matemático unificado para o comportamento reológico dos ligantes asfálticos. Para se aplicar esse modelo, primeiro, a frequência deve ser multiplicada por $10^{\log a(T)}$, passando a ser denominada frequência reduzida. A frequência reduzida é, então, empregada nas equações 2.43 e 2.44. Os fatores de deslocamento horizontal normalmente são estimados com base na temperatura de referência de 25°C . A Figura 2.47 ilustra a boa correlação

entre os valores medidos de módulo e os obtidos por meio dos parâmetros viscoelásticos e dos modelos descritos anteriormente, na frequência de 10rad/s, apenas para dados abaixo de 45°C para os ligantes asfálticos do programa SHRP, sob diversas condições de envelhecimento.

$$G^*(\omega) = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]^{\frac{R}{\log 2}} \quad (2.43)$$

$$\delta(\omega) = \frac{90}{\left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]} \quad (2.44)$$

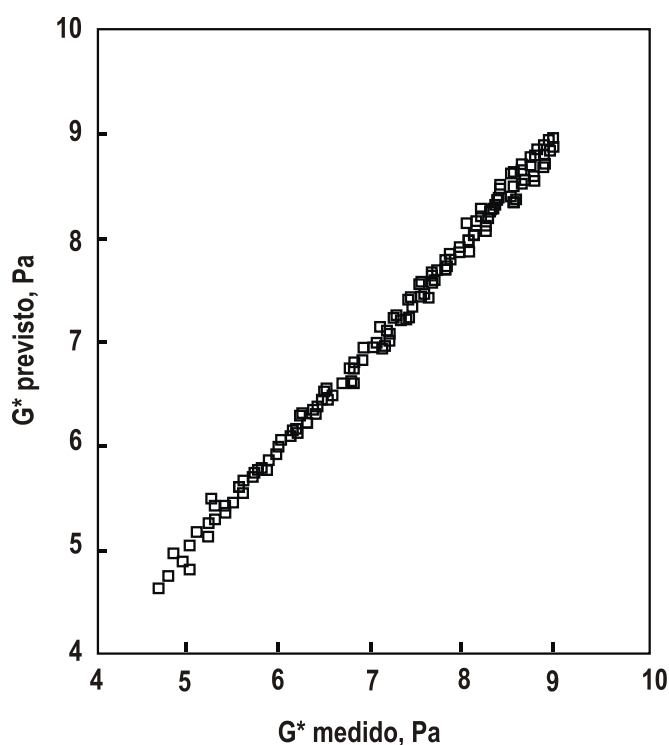


Figura 2.47. Correlação entre módulo complexo medido e estimado com base nos parâmetros viscoelásticos e nas equações do programa SHRP, para temperaturas inferiores a 45°C. [Fonte: Christensen e Anderson (1992)]

Modelos, como os desenvolvidos pelo SHRP e apresentados anteriormente, devem ser empregados com cautela. Sempre que possível, valores medidos diretamente deveriam ser empregados. Os modelos apre-

sentados são destinados, principalmente, para uso em modelos rigorosos de desempenho de pavimentos e para a previsão de funções viscoelásticas para tempos e temperaturas para os quais medidas não foram feitas. Além disso, tais relações são úteis na conversão de funções viscoelásticas. Para a maioria dos casos, não se faz necessário o uso desses modelos para a caracterização reológica de um dado ligante asfáltico, embora seja importante ressaltar que os parâmetros característicos da curva-mestre e a temperatura de definição, de fato, proporcionam uma descrição precisa e completa do comportamento viscoelástico dos ligantes asfálticos (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992).

2.8. Novos ensaios para caracterização reológica de ligantes asfálticos

A especificação Superpave, lançada em 1994 como produto do Programa SHRP, apresenta dois aspectos positivos principais: (1) representa uma revolução no campo da especificação de ligantes asfálticos, na extensão em que associa propriedades reológicas fundamentais do ligante asfáltico aos principais mecanismos de deterioração do pavimento e (2) introduziu diversos equipamentos e ensaios de laboratório que permitem a realização de uma caracterização reológica mais detalhada dos ligantes asfálticos.

Apesar dos avanços proporcionados, a especificação Superpave não se mostrou suficiente para a adequada caracterização dos ligantes asfálticos modificados. Desde seu lançamento, diversos pesquisadores têm se dedicado ao desenvolvimento de novos ensaios, à revisão dos parâmetros vigentes para controle dos defeitos do pavimento e à incorporação de novos parâmetros para controlar tais defeitos. São buscados recursos que quantifiquem com maior efetividade as reais vantagens e desvantagens da adição de modificadores aos ligantes asfálticos. Visando suprir tais deficiências, foram propostos novos ensaios, como o ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR) e os ensaios de fadiga (varredura de tempo – *time sweep* – e varredura de amplitude linear – LAS). Tais ensaios serão detalhados a seguir.

Na prática, apenas o ensaio MSCR foi incorporado na nova versão da especificação Superpave, em virtude do seu potencial em detectar com precisão as características relativas à resistência à deformação permanente dos ligantes asfálticos, em particular os modificados. O ensaio LAS tem se mostrado uma ferramenta de análise interessante na extensão em que é capaz de induzir a ruptura por fadiga do ligante asfáltico por meio de um procedimento de curtíssima duração. No entanto, ainda não há consenso sobre o melhor procedimento para analisar os resultados obtidos do ensaio LAS e sobre qual parâmetro será utilizado para indicar a resistência do ligante asfáltico à fadiga, assim como qual deverá ser o limite numérico para tal parâmetro. Por sua vez, o ensaio de varredura de tempo, ainda que tido como um ensaio ideal de fadiga, tem sofrido ampla rejeição, em virtude de algumas peculiaridades do seu procedimento,

em especial a duração do ensaio. Este ensaio pode ser relativamente rápido para ligantes asfálticos puros mas exaustivamente prolongado para alguns ligantes asfálticos modificados.

2.8.1 Ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões – MSCR

O parâmetro $G^*/\sin\delta$ foi concebido pela especificação Superpave para caracterizar a resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente. O módulo complexo (G^*) e o ângulo de fase (δ) do material são obtidos no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), que é utilizado para aplicar carregamentos em regime oscilatório em uma amostra de ligante asfáltico. Embora este parâmetro de certa forma representasse a resistência dos ligantes asfálticos não-modificados à deformação permanente, pesquisas têm mostrado que o mesmo não ocorre com os ligantes asfálticos modificados e, assim, alternativas foram propostas em estudos como os de Bahia et al. (2001), Bouldin et al. (2001) e Shenoy (2001a), a fim de caracterizar, de maneira mais adequada, a resistência dos ligantes asfálticos modificados à deformação permanente.

Dentre as alternativas sugeridas pelos pesquisadores, Bahia et al. (2001) propuseram a substituição do ensaio de regime oscilatório da especificação Superpave por um ensaio de fluência repetida e recuperação (RCRT). Neste ensaio, uma amostra de ligante asfáltico é submetida a uma carga de 300 Pa por 1 s seguido de 9 s de recuperação, em um total de 100 ciclos, no DSR. A fim de avaliar a dependência do ligante asfáltico à tensão aplicada, a FHWA aperfeiçoou o RCRT por meio da inserção de níveis crescentes de tensão durante o ensaio, dando-lhe em seguida o nome de ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR).

O MSCR é realizado no DSR, fazendo uso de geometria de placas paralelas de 25 mm de diâmetro, com distância entre placas de 1mm, na temperatura correspondente ao grau de desempenho exigido do ligante asfáltico para a rodovia. O ensaio é feito a tensão controlada, de acordo com a norma ASTM D7405-15 ou a AASHTO TP70-13, pelas quais a amostra deve ser submetida a tensão constante durante 1 segundo seguido de repouso sob tensão nula por 9 segundos. O protocolo ASTM especifica que sejam aplicados 10 ciclos de fluência e recuperação tanto a 100 quanto a 3.200 Pa e que todos os ciclos sejam utilizados no cálculo dos valores da recuperação (R) e da compliância não-recuperável (J_{nr}). Já o procedimento da AASHTO especifica que sejam aplicados 20 ciclos de fluência e recuperação a 100 Pa e 10 ciclos de fluência e recuperação a 3.200 Pa e que apenas os últimos 10 ciclos sejam empregados nos cálculos, em ambos os níveis de tensão. Para cada ciclo de fluência e recuperação (Figura 2.48), são registradas as seguintes deformações:

- no início do período de fluência de cada ciclo (ϵ_0), no tempo 0 segundo;
- no final do período de fluência de cada ciclo (ϵ_c), no tempo de 1 segundo; e

- no final do período de recuperação de cada ciclo (ε_r), no tempo de 10 segundos.

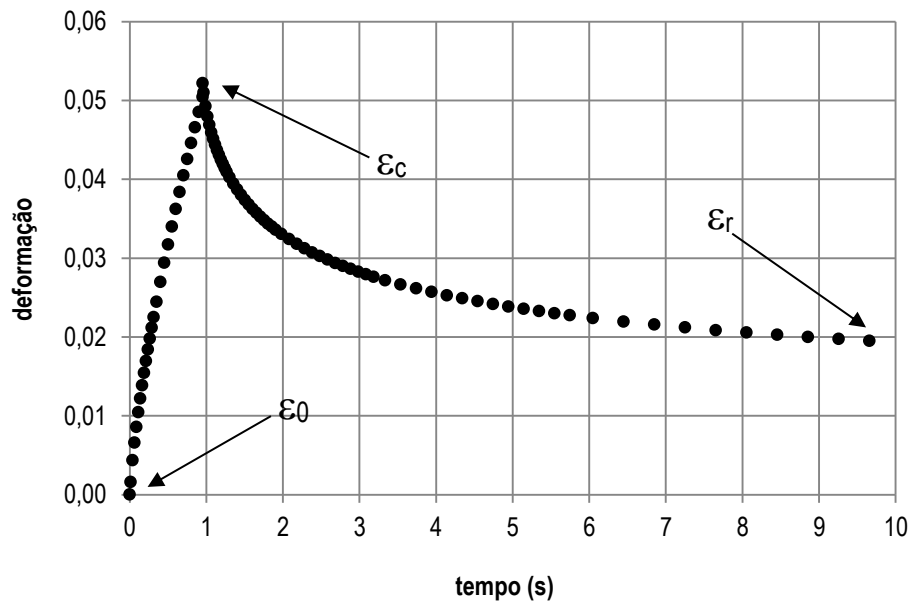


Figura 2.48. Deformações em um ciclo de fluência e recuperação no ensaio MSCR

Com base nestas medidas, duas propriedades são obtidas: a compliância não-recuperável (J_{nr}) e o percentual de recuperação (%R). A compliância não-recuperável é calculada pela razão entre a deformação não-recuperável e a tensão aplicada, de modo que as deformações do material passam a ser normalizadas pelo valor da tensão. O percentual de recuperação é obtido pela razão entre a deformação recuperável e a deformação total, sendo expresso em porcentagem. Para cada temperatura de ensaio, é obtida a média aritmética dos valores de %R e J_{nr} dos dez últimos ciclos do ensaio, quando a tensão é 0,1 kPa, e de todos os dez ciclos do ensaio, quando a tensão é 3,2 kPa. O percentual de recuperação e a compliância não-recuperável são calculadas por meio das Equações 2.45 e 2.46, respectivamente:

$$\%R(\tau, N) = \frac{[(\varepsilon_c - \varepsilon_0) - (\varepsilon_r - \varepsilon_0)] \times 100}{(\varepsilon_c - \varepsilon_0)} \quad (2.45)$$

$$J_{nr}(\tau, N) = \frac{(\varepsilon_r - \varepsilon_c)}{\tau} \quad (2.46)$$

onde %R(σ, N) é o percentual de recuperação e $J_{nr}(\tau, N)$ é a compliância não-recuperável na tensão cisalhante τ (para $\tau = 0,1$ kPa ou 3,2 kPa) para o n-ésimo ciclo de fluência e recuperação com n variando de 10 a 20 na tensão de 0,1 kPa e de 1 a 10 na tensão de 3,2 kPa.

Em decorrência dos estudos envolvendo o MSCR, uma nova classificação dos ligantes asfálticos foi desenvolvida. Nela, os ligantes asfálticos são classificados em quatro níveis diferentes de acordo com o valor de J_{nr} , considerando materiais em sua condição envelhecida a curto prazo (RTFOT). Cada nível representa um tipo de carregamento do tráfego (volume e/ou velocidade) adequado ao material e as designações são feitas pelas letras S (*standard* – padrão), H (*heavy* – pesado), V (*very heavy* - muito pesado) e E (*extremely heavy* – extremamente pesado), conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.2.3.**

Tabela 2.3. Níveis de tráfego relacionados ao valor de J_{nr} (AASHTO M320) e número de solicitações equivalentes do eixo simples e/ou níveis de velocidade do tráfego (BAHIA, 2014; GIERHART, 2013)

nível de tráfego	J_{nr} máximo (kPa ⁻¹) ^a	número de solicitações equivalente do eixo simples e níveis de velocidade do tráfego
S (padrão)	4.0	< 10 milhões e tráfego padrão (velocidade média > 70 km/h)
H (pesado)	2.0	entre 10 e 30 milhões ou tráfego lento (velocidade média entre 20 e 70 km/h)
V (muito pesado)	1.0	> 30 milhões ou tráfego padrão (velocidade média < 20 km/h)
E (extremamente pesado)	0.5	> 30 milhões e tráfego padrão (velocidade média < 20 km/h)

^a Os valores de J_{nr} são obtidos na temperatura do PG do pavimento e na tensão de 3,2 kPa.

Como um exemplo, um ligante asfáltico envelhecido a curto prazo e de classificação PG 64-22 poderia ser classificado como PG 64S-22, PG 64H-22, PG 64V-22 ou mesmo PG 64E-22, dependendo do seu valor de J_{nr} a 3.200 Pa na temperatura de 64°C. Para situações de tráfego mais pesado como carregamentos em baixa velocidade ou volumes de tráfego elevados, a consideração é feita por meio da redução do valor máximo de J_{nr} do ligante asfáltico, resultando em um material mais rígido e, por consequência, mais resistente à deformação permanente.

Embora a compliância não-recuperável seja a propriedade representativa do potencial do ligante asfáltico à deformação permanente, valores mínimos do percentual de recuperação são recomendados para os ligantes asfálticos de acordo com o valor da compliância não-recuperável, conforme Tabela 2.4. Os materiais que apresentam $J_{nr} > 2,0$ kPa⁻¹ não são considerados nestas recomendações, ou seja, não há um valor mínimo de R recomendado para tais ligantes asfálticos. De acordo com Anderson et al. (2010) e com Asphalt Institute (2010a), o percentual de recuperação fornece uma indicação da resposta elástica retardada do ligante asfáltico, de modo que valores elevados para esta propriedade sinalizam uma componente elástica significativa no material na temperatura de realização do ensaio MSCR.

Além do formato tabular, os valores mínimos do percentual de recuperação também podem ser apresentados na forma gráfica, conforme Figura 2.49. Os ligantes asfálticos com pares ordenados (J_{nr} , R) acima da curva são considerados de alta elasticidade, ao passo que aqueles com pares ordenados (J_{nr} , R) abaixo da curva são considerados de baixa elasticidade. Assim como no caso anterior, não se recomenda qualquer percentual mínimo de recuperação para os ligantes asfálticos cujos valores de J_{nr} são superiores a $2,0 \text{ kPa}^{-1}$.

Tabela 2.4. Valores de percentual de recuperação recomendado pelo FHWA (D'ANGELO, 2010a)

J_{nr} a 3.200 Pa (kPa^{-1})	%R mínimo
1,01 – 2,0	30
0,51 – 1,0	35
0,251 – 0,50	45
0,125 – 0,25	50

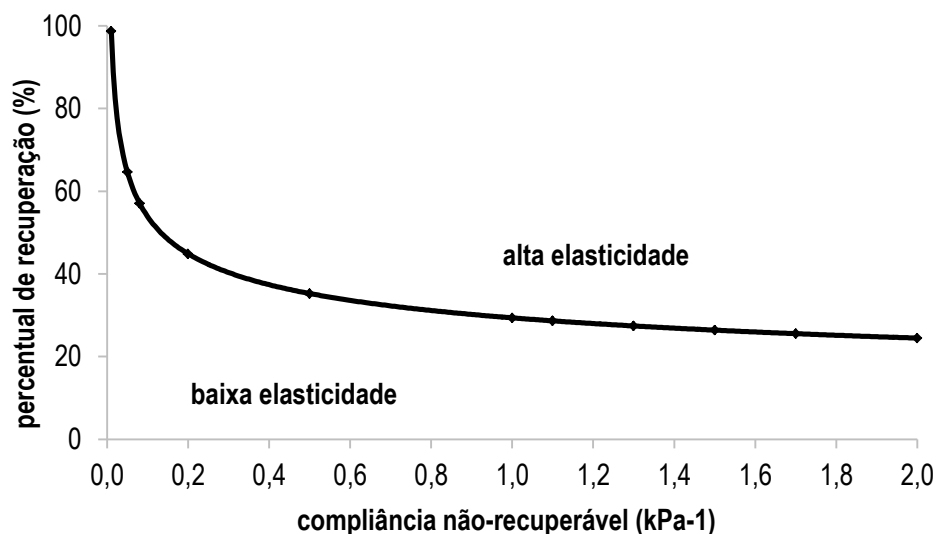


Figura 2.49. Relação entre as compliâncias não-recuperáveis e os percentuais de recuperação
[Adaptado de Asphalt Institute (2010b)]

Apesar de o novo critério de resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente levar em consideração a compliância não-recuperável a 3.200 Pa, o valor desta mesma propriedade a 100 Pa também é importante. A fim de assegurar que o material não seja demasiadamente sensível a mudanças no nível de tensão, a relação entre as compliâncias não-recuperáveis a 100 Pa ($J_{nr,100}$) e a 3.200 Pa ($J_{nr,3200}$), calculada de acordo com a Equação 2.47 e designada por $J_{nr,diff}$, não deve superar os 75% (ANDERSON et al., 2010; ASPHALT INSTITUTE, 2010a, 2010b). De acordo com Asphalt Institute (2010a), alguns

exemplos destas mudanças são os carregamentos elevados não previstos e a ocorrência de temperaturas maiores que as esperadas para o pavimento.

$$J_{nr,diff} = \frac{(J_{nr,3200} - J_{nr,100})}{J_{nr,100}} \cdot 100 \quad (2.47)$$

O novo critério de resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente apresenta vantagens em relação ao critério anterior da especificação Superpave. Uma delas está na não elevação da temperatura do PG do ligante asfáltico, de modo que o material não tem sua temperatura máxima alterada por conta dos fatores de tráfego. Outra vantagem, relacionada à primeira, está na consideração dos carregamentos de tráfego mais pesados, a qual é feita de uma maneira mais próxima daquela que realmente ocorre nos pavimentos e não por meio de ajustes simplificados para a obtenção de ligantes asfálticos mais rígidos. De acordo com D'Angelo (2010b), a deformação permanente é um fenômeno de tensões e deformações elevadas e não-lineares e, assim, a consideração de temperaturas muito superiores à prevista acarreta resultados incompatíveis com o desempenho do ligante asfáltico em campo.

2.8.2 Ensaios para a avaliação das características de fadiga de ligantes asfálticos

A resistência ao dano provocado por fadiga tem um efeito significativo no tempo de serviço dos pavimentos asfálticos. Trincas por fadiga são causadas por carregamentos de carga repetidos e podem ocorrer em temperaturas de baixas a intermediárias (BOLOTIN, 1999). Existe um consenso de que o ligante asfáltico exerce um papel crítico quanto à resistência ao dano por fadiga e, por esta razão, pesquisadores têm se dedicado ao desenvolvimento de um procedimento de ensaio efetivo para a determinação da resistência à fadiga dos ligantes asfálticos.

Em meados da década de 1980, o programa SHRP foi iniciado, com o objetivo de investigar novas propriedades reológicas a serem aplicadas na caracterização dos ligantes asfálticos. Este esforço de pesquisa culminou no lançamento da especificação Superpave, na qual o parâmetro $G^*sen\delta$ foi adotado como critério de fadiga da especificação. O que se pretendia, à época, era expressar a resistência dos ligantes asfálticos ao trincamento por fadiga, em resposta à necessidade de adotar um parâmetro simples e de fácil obtenção.

Posteriormente à implementação da especificação Superpave, constatou-se que o parâmetro $G^*sen\delta$ seria inadequado para avaliar os ligantes asfálticos, pois não se relacionava bem com o acúmulo de dano por fadiga de misturas asfálticas, quando avaliadas por ensaio de fadiga em viga sob deformação controlada (SHENOY, 2002). Bahia et al. (1999) também constataram que o parâmetro $G^*sen\delta$ seria ineficiente em detectar a resistência à fadiga, especialmente para ligantes asfálticos modificados, empregando o

ensaio de fadiga em viga. A ineficácia do parâmetro $G^* \sin \delta$ seria devida ao fato de ser determinado por meio de ensaios realizados na região de viscoelasticidade linear, para níveis baixos de deformação, enquanto o fenômeno real se daria na região de viscoelasticidade não-linear, sob grandes deformações.

Durante o projeto NCHRP 9-10 (*National Cooperative Highway Research Program*), uma varredura do módulo (G^*) com o tempo (*time sweep*) foi proposta (BAHIA et al., 2001) para avaliar a resistência à fadiga dos ligantes asfálticos. Seria uma alternativa para tentar contornar as deficiências da especificação vigente, relativas ao controle do trincamento por fadiga do ligante asfáltico. O ensaio se baseia na definição de dano por fadiga como a degradação da integridade do material pela ação de cargas repetidas. O procedimento de ensaio possibilita a escolha da amplitude da carga, o que permite considerar a estrutura do pavimento e as cargas devidas ao tráfego. Se o ensaio for realizado em níveis de tensão suficientes, o ensaio pode medir indicadores relevantes do desempenho à fadiga (ANDERSON et al. 2001; MARTONO et al. 2007).

A vida de fadiga determinada no ensaio de varredura de tempo tem mostrado uma boa correlação com os resultados de vida de fadiga de misturas asfálticas, indicando que é capaz de capturar a contribuição do ligante asfáltico sobre a resistência à fadiga das misturas asfálticas (BAHIA et al. 2001). No entanto, é um ensaio que pode ser excessivamente demorado, em virtude do tempo necessário para levar o material à falha, tornando inviável sua manutenção em especificações.

O desenvolvimento de um procedimento acelerado para determinar a resistência à fadiga de ligantes asfálticos tem sido um desafio para a comunidade científica (JOHNSON, 2010; HINTZ, 2012). Grandes esforços têm sido dedicados à concepção de um método de ensaio acelerado para determinação seja da vida de fadiga ou de características do ligante asfáltico associadas à fadiga, para fins de especificação. Johnson (2010) desenvolveu o ensaio LAS para determinar características dos ligantes asfálticos relacionadas à fadiga. Este ensaio acelerado de fadiga é dividido em duas etapas: (i) uma varredura de frequência e (ii) uma varredura de amplitude de deformação. Na primeira etapa (varredura de frequência), as propriedades viscoelásticas na região linear são determinadas com o intuito de estabelecer um quadro de referência apropriado para avaliar o acúmulo do dano na amostra. Na segunda etapa (varredura de amplitude de deformação), é realizado um ensaio em que o material é levado à fratura, por meio do qual os parâmetros do modelo de fadiga são determinados.

A teoria do dano viscoelástico contínuo (VECD - *Viscoelastic Continuum Damage*) é utilizada na análise dos dados e na determinação do modelo de fadiga do ligante asfáltico. Esta teoria utiliza o desvio do comportamento viscoelástico linear e a redução na rigidez da amostra para caracterizar o acúmulo do dano. O ensaio proposto por Johnson (2010) é especificado em termos de amplitude de deformação, considerando que o raio da amostra permanece constante durante todo o tempo de ensaio. No entanto, análises realizadas por meio de imagens mostraram que isto não acontece (HINTZ, 2012), indicando que o dano por fadiga não se dá pela redução de G^* .

Hintz (2012) propôs algumas modificações no ensaio LAS e na análise dos resultados. Na sua pesquisa de doutorado, a autora utilizou dois ligantes asfálticos para verificar a hipótese de que a fratura é a responsável pela aparente redução no módulo durante o ensaio de varredura de tempo. A autora sugere que os resultados sejam analisados utilizando o modelo baseado na fratura ao invés da análise pela teoria do dano contínuo viscoelástico, visto que foi visualizado que ocorrem macrofraturas durante o ensaio e que o raio da amostra não permanece constante ao longo do processo de fadiga do material. Hintz (2012) concluiu que o ensaio LAS desenvolvido por Johnson (2010) não é um ensaio de fadiga verdadeiro e é problemático devido às mudanças relativamente grandes e bruscas na amplitude de deformação.

Hintz (2012) recomenda que a amplitude de deformação deva ser aumentada linearmente em cada ciclo de carregamento, em vez de degraus de amplitude de deformação, com o intuito de eliminar as trincas na periferia da amostra ainda na fase de condicionamento da amostra. Aquela autora chama a atenção para o fato que os reômetros não são projetados para mudanças de carregamento bruscas e que as modificações propostas no ensaio LAS serão mais compatíveis com as capacidades dos equipamentos em uso. Ela também recomenda que o ensaio LAS seja considerado um ensaio de “tolerância à fadiga” em vez de um ensaio de “resistência à fadiga”, uma vez que a tendência da propagação da trinca no ligante asfáltico no ensaio verdadeiro de fadiga (ensaio de varredura de tempo) é diferente da tendência observada no ensaio LAS modificado.

No estudo da fadiga de materiais asfálticos, considera-se comumente que o fenômeno se dê sob deformação controlada, quando se parte do pressuposto de que a maioria dos pavimentos é esbelta e, nestas condições, a camada asfáltica deforma acompanhando a deformação das camadas subjacentes (BAHIA e ANDERSON, 1995). Existe uma forte tendência a se pensar que há um aumento da resistência à fadiga com a redução da rigidez dos ligantes asfálticos, mas vários estudos mostraram que a mistura asfáltica pode, mas não sempre, exibir um aumento na resistência à fadiga com o aumento da rigidez (VALLERGA et al., 1972; HARVEY e TSAI, 1997; HINTZ et al., 2011).

Hintz et al. (2011) avaliaram o efeito do enrijecimento provocado pelo envelhecimento na resistência à fadiga por meio do ensaio LAS proposto por Johnson (2010) e observou que a resistência à fadiga dos ligantes asfálticos é dependente do nível de tensão aplicado. Hintz et al. (2011) também concluíram que o enrijecimento provocado pelo envelhecimento tem um efeito positivo na resistência à fadiga para níveis de tensão mais baixos, mas tem um efeito negativo para níveis de tensão mais elevados.

Pamplona (2013), utilizando o LAS modificado, também verificou que o envelhecimento a longo prazo contribui para o aumento da tolerância à fadiga de ligantes asfálticos modificados com PPA, na extensão em que o envelhecimento oxidativo aumenta o comprimento da trinca na ruptura. Em relação à adição de PPA, Pamplona (2013) observou que a tolerância à fadiga dos ligantes asfálticos aumenta com a adição de PPA, embora o efeito do PPA tenha intensidades diferentes para diferentes tipos de ligante asfáltico.

Nuñez (2013) estudou o comportamento à fadiga de 12 ligantes asfálticos modificados de mesmo grau de desempenho (PG 76-xx) nos ensaios de varredura de tempo e LAS, obtendo ordenamentos dos materiais em relação a diversos parâmetros de fadiga. Foram estudados também os efeitos do nível de deformação (baixo e alto, representativos de pavimentos espessos e esbeltos, respectivamente), da temperatura (25 e 35°C) e do envelhecimento (curto e longo prazos). Os resultados das análises do dano contínuo viscoelástico mostraram que o aumento da temperatura produz incremento na vida de fadiga e o envelhecimento provoca aumento da vida de fadiga para baixos níveis de deformação do pavimento e diminuição da vida de fadiga quando são considerados altos níveis de deformação.

Martins (2014) realizou a validação do ensaio LAS com ensaios de fadiga em misturas asfálticas, utilizando seis ligantes asfálticos convencionais e um modificado por PPA. Os resultados mostraram boas correlações (em torno de 85%) entre os resultados de tolerância ao dano por fadiga de ligantes asfálticos e os resultados de vida de fadiga de misturas asfálticas (ensaio de fadiga por carregamento cíclico uniaxial). Estes resultados também confirmaram que o modelo VECD e S-VECD (*Simplified Viscoelastic Continuum Damage*) é adequado para prever o comportamento com relação à tolerância ao dano por fadiga do ligante asfáltico e estimar a vida de fadiga da mistura asfáltica.

Ensaio de varredura de tempo (time sweep). Este ensaio é realizado no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) utilizando amostras envelhecidas tanto a curto quanto a longo prazo (RTFOT e/ou PAV). É comumente recomendado como o procedimento mais adequado para aplicação de cargas repetidas (a tensão ou deformação controlada) a uma temperatura e uma frequência selecionadas, de modo a induzir o dano no ligante asfáltico (BAHIA et al., 2001). Inicialmente, o critério de falha foi arbitrado como o número de ciclos completados no ponto onde há uma redução de 50% do módulo complexo inicial G^*_i (SHENOY, 2002). Este critério foi comparado com os resultados obtidos em misturas asfálticas, apresentando correlações com $R^2=0,84$ quando comparados com o número de ciclos associados a uma redução de 50% do módulo da mistura asfáltica em ensaios de viga (BAHIA et al., 2001).

Pesquisas posteriores apontaram que esse critério é arbitrário e não tem relação com o acúmulo de dano na amostra (ANDERSON et al., 2001), o que motivou a proposição de outras definições de falha, como a baseada no conceito de energia dissipada. Tal critério inclui a taxa de energia dissipada (DER – *Dissipated Energy Ratio*) e a taxa de acúmulo de dano (ANDERSON et al., 2001). A energia dissipada por ciclo (W_i) para um material viscoelástico é calculada de acordo com a Equação 2.48.

$$W_i = \pi \sigma_i \varepsilon_i \text{sen} \delta_i \quad (2.48)$$

onde W_i é a energia dissipada no ciclo i , σ_i é a tensão no ciclo i , ε_i é a deformação no ciclo i e δ_i é o ângulo de fase no ciclo i .

A energia dissipada acumulada até o ciclo n (W_{T_n}) é definida de acordo com a Equação 2.49:

$$W_{T_n} = \sum_{i=1}^n W_i \quad (2.49)$$

A taxa de energia dissipada definida por Pronk e Hopman (1990), usada como critério de fadiga, é definida pela Equação 2.50:

$$DER = \frac{W_{T_n}}{W_n} \quad (2.50)$$

Durante o desenvolvimento dos ensaios para avaliar a fadiga de ligantes asfálticos, procurou-se avaliar a resistência à fadiga independente do modo de carregamento ou tipo de pavimento. A solução baseada na taxa de energia dissipada foi adotada por se acreditar que este método é independente do modo de carregamento (PRONK, 1995). Na revisão de critérios de fadiga para misturas asfálticas, Ghuzlan e Carpenter (2000) também concluíram que o critério de energia dissipada é mais preciso para indicar o acúmulo de dano na amostra. O critério de falha empregado é o N_p , que representa o número de ciclos até o qual a amostra não apresenta dano, isto é, o número de ciclos em que o coeficiente angular da curva $DER \times N$ é constante.

Bonnetti et al. (2002) avaliaram os critérios de falha N_{p10} e N_{p20} (número de ciclos associado a um desvio de 10 e 20%, respectivamente, em relação à linha de igualdade $DER=N$) e concluíram que o N_{p20} representa melhor o comportamento à fadiga dos ligantes asfálticos, uma vez que este parâmetro se mostrou mais claramente definido, menos afetado pelo erro experimental e menos sensível ao tipo de carregamento. O critério N_p também foi interpretado como o número de ciclos onde tem início a propagação de trincas. Esta medida pode ser determinada usando a Equação 2.51 (BONNETTI et al., 2002).

$$20\% = \frac{DER_{N_{p20}} - N_{p20}}{N_{p20}} * 100 \quad (2.51)$$

onde N_{p20} é o número de ciclos associados a um desvio de 20%, em relação à linha de igualdade $DER=N$, e DER é a taxa de energia dissipada.

Para o cálculo do número de ciclos (N), adota-se o seguinte modelo (Equação 2.52) de ajuste dos dados sugerido por BAHIA et al. (2001):

$$N = N_C + b_1(DER - R_C) + T(b_2 - b_1) \ln \left[1 + e^{\frac{DER - R_C}{T}} \right] \quad (2.52)$$

onde N_C é o número constante dos ciclos de carregamento, R_C é a constante da taxa de energia dissipada, b_1 é o coeficiente angular da assíntota inferior de N versus DER , b_2 é o coeficiente angular da assíntota superior de N versus DER e T é o parâmetro de forma da curva (altera a suavidade da curva).

Ensaio de varredura linear de amplitude (LAS). O ensaio LAS foi proposto por Johnson (2010) como um ensaio acelerado de fadiga para ligantes asfálticos. O ensaio é conduzido no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) e pode ser realizado nas amostras envelhecidas a curto e/ou a longo prazo. A amostra é testada utilizando a geometria de placas paralelas de 8 mm de diâmetro com distância de 2 mm entre placas. O ensaio é dividido em duas etapas: (1) uma varredura de frequência entre 0,1 e 30 Hz é realizada para determinar as propriedades reológicas na região de viscoelasticidade linear, utilizando a amplitude de deformação de 0,1% e (2) uma varredura de amplitude de deformação entre 0,1 e 30% é realizada a uma frequência fixa de 10 Hz. A sequência de carregamento consiste em intervalos de 10 segundos a uma amplitude de deformação constante, sendo cada intervalo seguido por outro intervalo com uma amplitude de deformação maior, conforme apresentado na Figura 2.50.

Os resultados obtidos da caracterização reológica na região de viscoelasticidade linear e da varredura de amplitude de deformação são utilizados para ajustar um modelo de fadiga do ligante asfáltico, utilizando o princípio de dano contínuo viscoelástico. Para a caracterização da fadiga em ligantes asfálticos, o modelo é derivado da relação entre a carga aplicada e a vida de fadiga do material (Figura 2.51). Misturas asfálticas e ligantes asfálticos demonstram apresentar uma boa relação entre a carga aplicada e a vida de fadiga (N_f) de acordo com a Equação 2.53:

$$N_f = A(\gamma_{MÁX})^B \quad (2.53)$$

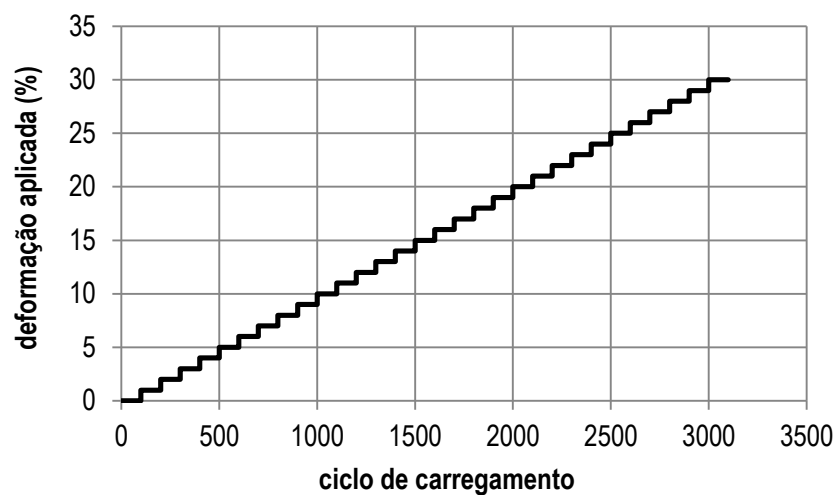


Figura 2.50. Incremento da deformação no ensaio LAS [Adaptado de Johnson (2010)]

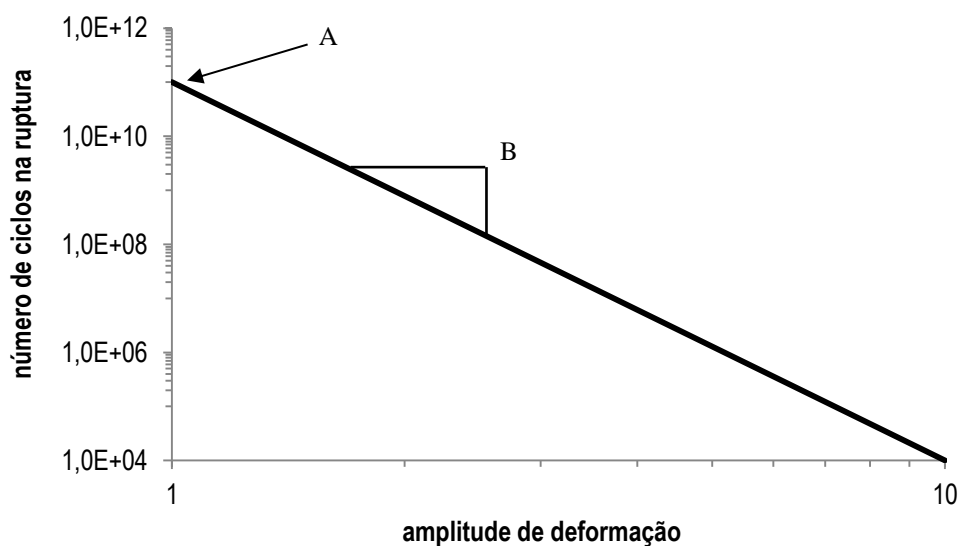


Figura 2.51. Modelo de fadiga [Adaptado de Johnson (2010)]

onde os parâmetros A e B são característicos do material e $\gamma_{MÁX}$ é a deformação máxima esperada para uma dada estrutura do pavimento.

O parâmetro B é calculado de acordo com a Equação 2.54:

$$B = 2\alpha \quad (2.54)$$

sendo α dado por:

$$\alpha = \frac{1}{m} \quad (2.55)$$

onde m é a inclinação da reta do gráfico log-log do módulo de armazenamento ($G^* \cdot \cos \delta$) versus frequência.

O parâmetro A é calculado de acordo com a Equação 2.56:

$$A = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi I_D C_1 C_2)^\alpha} \quad (2.56)$$

onde f é a frequência (10 Hz), D_f é o dano acumulado na amostra na falha, I_D é o valor inicial de $G^* \cdot \sin \delta$, em MPa, do intervalo de amplitude de deformação de 1,0% e k é definido como:

$$k = 1 + (1 - C_2)\alpha \quad (2.57)$$

Os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 podem ser determinados linearizando o modelo (Figura 2.52) ajustado para a relação $G^* \cdot \sin \delta$ versus $D(t)$ (Equação 2.58), onde $D(t)$ é o dano acumulado na amostra, calculado de acordo com a Equação 2.59, e γ_0 é a deformação cisalhante inicial:

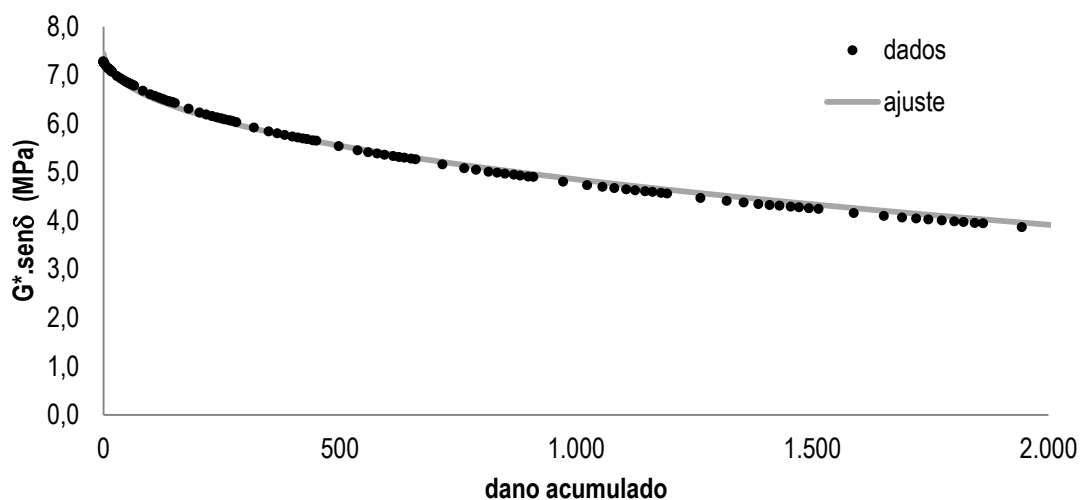


Figura 2.52. Curva do dano acumulado em função de $G^* \cdot \sin \delta$ [Adaptado de Johnson (2010)]

$$G^* \text{sen}\delta = C_0 - C_1(D)^{C_2} \quad (2.58)$$

$$D(t) = \sum_{i=1}^N [\pi I_D \gamma_0^2 (G^* \text{sen}\delta_{i-1} - G^* \text{sen}\delta_i)]^{1+\alpha} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (2.59)$$

A seleção de um critério adequado de falha por fadiga para misturas e ligantes asfálticos vêm sendo o assunto de muita discussão. O critério tradicional mais aceito é o de redução de 50% do módulo inicial. No entanto, Johnson (2010) observou que a redução de 35% no valor de $G^* \text{sen}\delta$ proporciona uma correlação razoável entre os resultados do ensaio de varredura de tempo e do LAS. Por esta razão, o valor de $D(t)$ pode ser calculado utilizando a Equação 2.60:

$$D(t) = 0,35 \left(\frac{C_0}{C_1} \right)^{\frac{1}{C_2}} \quad (2.60)$$

Com as modificações propostas por Hintz (2012), o ensaio passou a ser denominado LAS modificado. A diferença entre os dois procedimentos de ensaio é o formato da sequência de amplitudes de deformação (Figura 2.53). A sequência de carregamento proposta do Hintz (2012) consiste no mesmo número de ciclos (tempo de ensaio) e na mesma faixa de amplitudes de deformação propostos por Johnson (2010). As alterações propostas por Hintz (2012) foram incorporadas ao projeto de norma AASHTO (AASHTO TP 101-12-UL). Recentemente, foi publicada a norma AASHTO TP 101-14, a qual mantém as alterações na sequência de carregamento propostas por Hintz (2012).

Para a análise dos resultados do ensaio LAS, Martins (2014) usou um critério de ruptura diferente do proposto por Johnson (2010), que considerava uma redução de 35% no valor de $G^* \text{sen}\delta$, adotando um parâmetro denominado C_f , correspondente ao valor de integridade do material no ponto onde começa a rápida propagação da fissura. O ajuste da curva da equação 2.60 é realizado com os dados até o valor de C_f , dado que após este ponto o crescimento da fissura é instável.

A Figura 2.54 apresenta a correlação entre os resultados obtidos por Hintz (2012) por meio do ensaio LAS modificado para o parâmetro a_f e por meio da varredura de tempo para o parâmetro N_f . Hintz (2012) observou que, de um modo geral, o critério de ruptura adotado no LAS modificado (a_f) apresenta boa correlação com o critério de ruptura adotado no ensaio de varredura de tempo (N_f), tanto para ligantes asfálticos puros como para ligantes asfálticos modificados com diferentes tipos de polímeros.

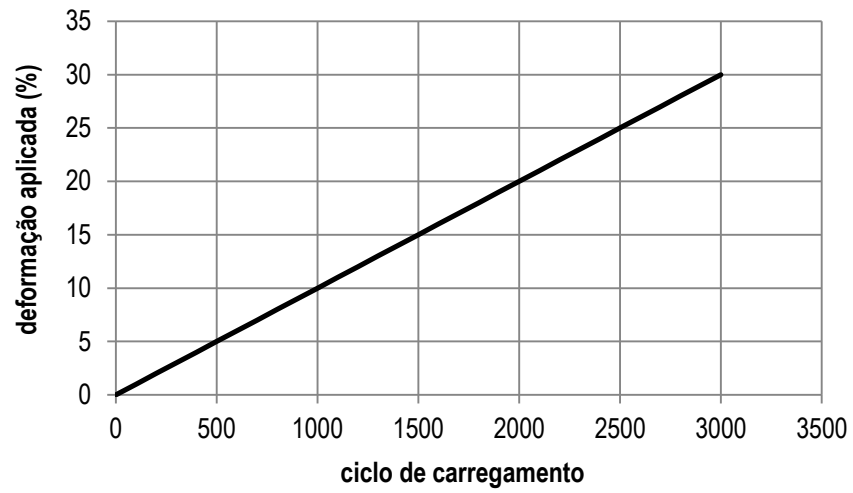


Figura 2.53. Incremento de deformação no ensaio LAS modificado [Adaptado de Hintz (2012)]

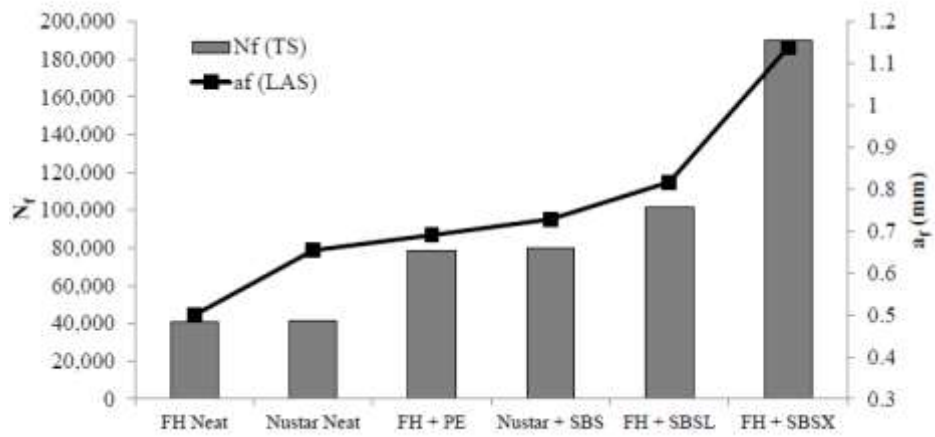


Figura 2.54. Correlação entre resultados do ensaio LAS modificado e da varredura de tempo [Adaptado de Hintz (2012)]

MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Este capítulo é destinado à apresentação dos materiais a serem analisados e dos equipamentos empregados nas medições e ao detalhamento dos procedimentos de ensaio empregados. Está dividido em três partes: materiais, equipamentos e procedimentos experimentais.

3.1. Materiais utilizados

Esta pesquisa tem por objetivo caracterizar, do ponto de vista das diferentes propriedades reológicas, ligantes asfálticos comerciais disponíveis no mercado brasileiro. Neste sentido, foram selecionados dois CAPs convencionais e oito ligantes asfálticos modificados, cujos nomes comerciais serão omitidos. Às amostras foram então atribuídos os seguintes códigos:

- A: CAP 30/45;
- B: CAP 50/70;
- C: Asfalto-borracha fornecido pela empresa 1;
- D: Asfalto modificado com polímero elastomérico fornecido pela empresa 2;
- E: Asfalto modificado com polímero elastomérico fornecido pela empresa 2;
- F: Asfalto-borracha fornecido pela empresa 2;
- G: asfalto de alto módulo fornecido pela empresa 3;
- H: asfalto de alto módulo fornecido pela empresa 4;
- I: asfalto modificado com polímero elastomérico fornecido pela empresa 4; e
- J: asfalto modificado com asfalto natural e polímero elastomérico fornecido pela empresa 4.

3.2. Equipamentos

O envelhecimento dos ligantes asfálticos a curto prazo é realizado na estufa de filme fino rotativo (RTFO), conforme método ASTM D 2872-97. Paralelamente ao envelhecimento, é realizado o ensaio de balanço de massa, sob prescrição da referida norma, empregando balança analítica com precisão de décimo de milésimo de grama. A estufa RTFO é uma estufa de convecção com aquecimento elétrico, dotada de um termostato capaz de manter a temperatura de $163 \pm 0,5^\circ\text{C}$ e de um carrossel com aberturas para conter firmemente presos 8 frascos de vidro na posição horizontal. A velocidade de rotação do carrossel deve ser de $15 \pm 0,2$ rotações/min. Um bico de ar é posicionado na parte inferior da estufa para injetar ar aquecido dentro dos frascos, a uma vazão de 4.000 ± 200 ml/min.

O envelhecimento a longo prazo, do resíduo envelhecido no RTFOT, conforme especificação ASTM 6521-03a, é efetuado em estufa de vaso pressurizado (PAV). A estufa de vaso pressurizado é um equipamento composto basicamente de uma câmara pressurizada, dotada de controladores, medidores e registradores de pressão e de temperatura. A câmara do PAV deve ter volume suficiente para conter um raque com capacidade para dez pratos de aço inoxidável do tipo TFOT na posição horizontal, de forma que a espessura do filme asfáltico seja aproximadamente uniforme. O vaso deve ter 250 mm de diâmetro e 265 mm de altura, embora pesquisas tenham mostrado que o volume não é um fator significativo sobre a intensidade do envelhecimento. Uma estufa de vácuo é necessária para a retirada de bolhas da amostra após condicionamento.

Os ensaios de ponto de amolecimento (ASTM D36-95) são realizados em equipamento de marca ISL, de modelo RB 36 5G. Os materiais empregados neste ensaio são: anéis de latão, esferas de aço, guia com centralizador das esferas, béquer e termômetros. Este equipamento dispõe de sistema de aquecimento controlado, que eleva a temperatura à taxa de $5^\circ\text{C}/\text{min}$ com precisão, e de um sensor que registra as temperaturas em que cada uma das esferas toca o nível de referência.

Os ensaios de penetração (ASTM D5-97) são realizados com um penetrômetro de marca Solotest. O ensaio de penetração emprega um aparato de penetração, que permite a haste de penetração se movimentar verticalmente sem atrito. O peso total do conjunto haste+agulha deve ser de $50,0 \pm 0,05$ g. Pesos adicionais de $50 \pm 0,05$ g e $100 \pm 0,05$ g são disponibilizados para aplicação de carga total de 100 e 200 g, conforme condições específicas do ensaio.

Os reômetros de cisalhamento dinâmico (DSR) empregados nos ensaios de monitoramento de módulo complexo e de ângulo de fase e das propriedades obtidas no ensaio MSCR (recuperação elástica e compliância não-recuperável) e LAS (varredura de amplitude linear) são o da marca TA Instruments, modelo AR2000ex, e o da marca Anton Paar, modelo MCR 302. O procedimento de ensaio para determinação de G^* e δ é o detalhado na norma ASTM D 7175-05 e o procedimento do ensaio MSCR é o detalhado na norma AASHTO T350-14. O reômetro de cisalhamento dinâmico é composto de um conjunto de placas

paralelas concêntricas, um mecanismo de controle de temperatura da amostra (câmara, banho termostático ou placas tipo peltier ou aquecidas eletricamente), um mecanismo de aplicação de carga e um sistema de controle do ensaio e de aquisição de dados. Quando é empregado banho, o equipamento é acompanhado de uma unidade para circulação do fluido. Quando é empregado forno, o equipamento é acompanhado de uma unidade de gás nitrogênio, *chiller* ou banho termostático. No caso do reômetro AR2000ex, o aquecimento é feito por um par placa *peltier* (inferior) e placa superior (aquecida eletricamente) patenteado pela TA Instruments, que exige a presença de um banho termostático para resfriamento das placas inferior e superior (UHP – *upper heated plate*). No caso do reômetro MCR 302, o resfriamento do forno é feito com ar comprimido, utilizando um banho termostático para retirada do calor.

O reômetro de viga em flexão (BBR) empregado é do marca ATS. O procedimento de ensaio é o detalhado na norma ASTM D 6648-08. Este equipamento é composto de uma estrutura para aplicação de carga com suporte para o corpo-de-prova, de um banho com temperatura controlada que mantém o corpo-de-prova na temperatura de ensaio e impõe um empuxo para contrabalançar o peso-próprio da viga, de um transdutor de temperatura com precisão de $0,1^{\circ}\text{C}$ na faixa de -36 a 0°C , de um circulador para o fluido do banho e de um sistema computadorizado de aquisição de dados com condicionador de sinais. Acompanha o equipamento um conjunto de moldes e itens para verificação e calibração do sistema.

O conjunto de aplicação de carga do BBR é composto por um atuador de cabeça esférica capaz de aplicar o carregamento no meio do vão da viga, uma célula de carga montada em linha com o atuador, um mecanismo de aplicação e remoção do carregamento e um transdutor de deslocamento fixado ao atuador. O sistema de aplicação de carga é capaz de aplicar uma carga de contato de 35 ± 10 mN ao corpo-de-prova e manter a carga de ensaio de 980 ± 50 mN com variação de ± 10 mN. A distância entre os apoios para suporte do corpo-de-prova é de 102 mm. O sistema de aquisição de dados deve proporcionar a resolução de 2,5 mN para a carga, 2,5 μm para o deslocamento e $0,1^{\circ}\text{C}$ para a temperatura. O molde para corpo-de-prova tem dimensões internas de $6,35 \pm 0,05$ mm x $12,70 \pm 0,05$ mm x 127 ± 5 mm e pode ser de alumínio, aço inoxidável ou silicone.

Os ensaios de viscosidade aparente, segundo o procedimento ASTM 4402-13, são realizados no viscosímetro Brookfield modelo DV II + Pró com dispositivo Thermosel. O conjunto é composto pelo viscosímetro rotacional, propriamente dito, por uma série de hastes (“spindles”) em várias formas e tamanhos, um recipiente para a amostra, uma câmara térmica para manter a amostra na temperatura de ensaio e um controlador de temperatura, capaz de manter a temperatura da amostra com desvio de $\pm 1,0^{\circ}\text{C}$. O viscosímetro tem por função medir o torque necessário para girar o “spindle”, imerso em uma dada quantidade de ligante asfáltico, a uma velocidade constante determinada, sob uma temperatura especificada, e capaz de converter o torque medido em viscosidade.

Os ensaios de ductilidade e de recuperação elástica são realizados em ductilômetro marca Solotest, segundo as normas DNER ME 163-98 e DNER ME 130-10, respectivamente. O ductilômetro é um equipamento composto por um reservatório e um banho termostático dotado de bomba, capaz de fazer a

circulação de água, além de um conjunto de rosca sem fim e um motor, capaz de tracionar a amostra com velocidade constante ao longo do ensaio. O ensaio de densidade é realizado segundo o procedimento DNER ME 193-96 e requer basicamente um picnômetro padronizado e demais acessórios de laboratório (estufa, bquer, termômetro, balança analítica e banho termostático). O ensaio de estabilidade à estocagem é disciplinado pela norma ASTM D 5892-00 e requer, basicamente, um conjunto de tubos (normalmente se usam tubos como os de creme dental), estufa e suporte de amostras.

3.3. Métodos experimentais

Essa subseção tem por objetivo detalhar os procedimentos empregados nos condicionamentos para simulação dos envelhecimentos a curto e a longo prazos dos ligantes asfálticos e na caracterização reológica dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos.

3.3.1. Envelhecimento a curto prazo em estufa de filme fino rotativo (RTFOT)

O envelhecimento a curto prazo dos ligantes asfálticos é realizado com base na norma ASTM D2872-97 ("Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt – rolling thin-film oven test"). Neste procedimento, um filme móvel de ligante asfáltico é aquecido em estufa por 85 min a 163°C. Os efeitos do calor e do ar são avaliados com base nas alterações observadas em valores de ensaios de caracterização física realizados antes e depois do condicionamento e um procedimento opcional é indicado para a determinação da variação de massa. Neste experimento, quatro frascos foram empregados na determinação do balanço de massa e o resíduo destes frascos foi reaproveitado para realização de ensaios reológicos e para os demais condicionamentos.

O resíduo obtido deste condicionamento é empregado em ensaios de viscosidade e/ou outros ensaios reológicos, a fim de avaliar as mudanças ocorridas nas propriedades do ligante asfáltico quando submetido a atividades convencionais de usinagem, a temperaturas da ordem de 150°C. Este procedimento de condicionamento fornece um resíduo que simula as características do ligante asfáltico quando da construção da camada asfáltica. Se a temperatura de usinagem diferir muito de 150°C, um efeito maior ou menor será observado sobre as características avaliadas. A variação de massa medida é um indicativo da volatilidade do material. Em linhas gerais, o método prescreve:

- aquecer a amostra e verter $35 \pm 0,5$ g em cada frasco; permitir o resfriamento da amostra por pelo menos 60 min;

- quando o balanço de massa for efetuado, os frascos devem ser pesados após resfriamento;
- o forno deve ser previamente aquecido; posicionar os frascos no carrossel e aguardar a estabilização da temperatura; em seguida, iniciar a contagem do tempo de ensaio (85 min);
- terminado o condicionamento, retirar os frascos da estufa; os destinados ao balanço de massa devem resfriar para posterior determinação de massa por período mínimo de 60 min; o material dos frascos deve ser armazenado em um único recipiente e homogeneizado.

A variação de massa deve ser reportada como o percentual da massa original. A perda de massa deve ser indicada com sinal negativo e o ganho com sinal positivo. Este ensaio pode resultar tanto em perda quanto em ganho de massa. Durante o condicionamento, componentes leves do ligante asfáltico volatilizam, provocando uma diminuição da massa, ao mesmo tempo que oxigênio reage com a amostra, causando aumento da massa. O efeito combinado determina se a amostra apresenta perda ou ganho global de massa. Amostras com percentual muito baixo de componentes leves normalmente apresentam ganho, ao passo que amostras com alto teor de voláteis normalmente sofrem perda.

3.3.2. *Envelhecimento a longo prazo em estufa de vaso pressurizado (PAV)*

Este condicionamento é prescrito pela norma ASTM 6521-03a (“Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel – PAV”). Neste procedimento, 50 g do resíduo obtido no RTFOT são colocadas em pratos de aço inoxidável padrão TFOT e envelhecidas sob temperaturas de envelhecimento específicas durante o período de 20 h em um vaso pressurizado com ar sintético a 2,10 MPa. A temperatura de envelhecimento é selecionada de acordo com o PG do ligante asfáltico. O resíduo obtido é, então, submetido a vácuo em estufa para extração de bolhas de ar incorporadas.

Este procedimento tem a finalidade de simular o envelhecimento por oxidação que os ligantes asfálticos sofrem durante a vida útil do pavimento e emprega o resíduo obtido do envelhecimento a curto prazo. O resíduo deste condicionamento pode ser usado na estimativa de propriedades físicas ou químicas de ligantes asfálticos após vários anos de envelhecimento em campo. Para ligantes asfálticos de diferentes tipos ou obtidos de petróleos diferentes, não há uma correlação única entre o tempo e a temperatura de envelhecimento nesse procedimento e a idade e a temperatura do pavimento. Portanto, para um dado conjunto de condições climáticas, não é possível selecionar o tempo de condicionamento e valores de temperatura e pressão comuns que irão simular as propriedades de todos os ligantes asfálticos após um conjunto específico de condições de exposição em campo.

O grau de endurecimento dos diferentes ligantes asfálticos varia com a temperatura e a pressão no PAV. Dois ligantes asfálticos podem apresentar uma mesma taxa de envelhecimento sob uma determinada

condição de temperatura e pressão, mas envelhecer diferentemente sob outra condição. Assim, as taxas relativas de envelhecimento para um conjunto de ligantes asfálticos sob as condições simuladas no PAV podem ser significativamente diferentes das taxas relativas reais destes mesmos materiais em serviço se estiverem sujeitos a condições diferentes de temperatura e de pressão.

Ligantes asfálticos modificados podem apresentar separação de fase ou formação de película durante o condicionamento a curto prazo, fazendo com que os resultados dos ensaios subsequentes possam não ser representativos do envelhecimento sofrido por estes materiais nas condições de campo. Separação de fase ou formação de película, ou ambas, também podem ocorrer durante o envelhecimento no PAV, o que faz crer que esta prática pode não ser adequada para alguns ligantes asfálticos modificados. Esta prática também não foi validada ainda para ligantes asfálticos contendo materiais particulados.

O envelhecimento dos ligantes asfálticos durante a vida de serviço é afetado pela temperatura e pela pressão do ar e por outras variáveis associadas à mistura asfáltica, como suas proporções volumétricas e permeabilidade, as propriedades dos agregados, e possivelmente outros fatores. Este condicionamento tem a finalidade de proporcionar uma avaliação da resistência relativa de diferentes ligantes asfálticos ao envelhecimento por oxidação sob temperaturas e pressões elevadas, mas não considera variáveis da mistura ou a resistência relativa ao envelhecimento em condições de campo.

O procedimento engloba:

- condicionar a amostra na estufa de filme fino rotativo segundo norma ASTM D2872 (RTFOT);
- preaquecer a estufa;
- adicionar $50 \pm 0,5$ g de amostra nos pratos (filme com espessura de aproximadamente 3,2 mm);
- colocar as amostras no vaso rapidamente para evitar perda excessiva de temperatura; o ensaio tem início após estabilização da temperatura ($100 \pm 0,5^\circ\text{C}$ neste experimento) e da pressão ($2,10 \pm 0,1$ MPa) e deve durar $20 \text{ h} \pm 10 \text{ min}$;
- ao final do tempo de condicionamento, a pressão interna do PAV deve ser liberada lentamente;
- remover as amostras do PAV, colocá-las em estufa a 163°C durante $15 \pm 1 \text{ min}$;
- as amostras devem ser retiradas dos pratos e armazenadas em recipiente exclusivo para cada prato; em seguida, as amostras devem ser levadas para a estufa de vácuo a $170 \pm 5^\circ\text{C}$ por $30 \pm 1 \text{ min}$;
- após retirada das bolhas, a amostra está disponível para ensaios de caracterização.

O condicionamento deve ser considerado inválido e as amostras descartadas se a temperatura variar mais que $\pm 0,5^\circ\text{C}$ por mais de 60 min e/ou a pressão variar mais que $\pm 0,1$ MPa. A variação de massa não é medida neste procedimento, já que o ligante asfáltico absorve ar com a pressurização e qualquer ganho de massa é mascarado pelo ar incorporado. Pressões acima de 2,1 MPa não aumentam substancialmente a taxa de envelhecimento e não são necessárias. Um envelhecimento praticamente desprezível ocorre sob pressão ambiente durante o período de estabilização da temperatura de ensaio, dado

que o resíduo a ser envelhecido já foi exposto à temperatura mais elevada (163°C) durante o procedimento executado na estufa RTFO.

3.3.3. *Ensaio de ponto de amolecimento pelo método anel e bola*

O ensaio de ponto de amolecimento é realizado apenas com as amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. O procedimento para este ensaio é prescrito pela norma ASTM D 36-95 (“Standard test method for softening point of bitumen: ring-an-ball apparatus”). Duas pastilhas de ligante asfáltico, moldadas em anéis de latão, apoiando uma esfera de aço, são aquecidas em um banho a taxa de aquecimento controlada. O ponto de amolecimento é reportado como a média das temperaturas nas quais as duas pastilhas amolecem o suficiente para permitir que as esferas, após romperem a pastilha de ligante asfáltico, percorram verticalmente a distância de 25 mm. Em resumo, o método especifica:

- aquecer os anéis e a amostra para moldagem;
- preparar a base de moldagem dos corpos-de-prova com material antiaderente (por exemplo, silicone), ajustar os anéis aquecidos e moldar os corpos-de-prova;
- deixar resfriar por pelo menos 30 min e aparar a amostra com uma espátula aquecida;
- para pontos de amolecimento entre 30 e 80°C, o ensaio deve ser realizado com água destilada; a temperatura do banho para início do ensaio é $5 \pm 1^\circ\text{C}$;
- emergir o béquer com água destilada em água gelada durante 15 min; dentro do béquer devem estar a guia e as amostras já posicionadas e as esferas devem ficar no fundo do recipiente;
- posicionar as esferas sobre a amostra e levar para aquecimento à taxa de $5^\circ\text{C}/\text{min}$;
- registrar as temperaturas de cada amostra no instante em que a esfera encostar no fundo do béquer; se a diferença entre as duas medidas for maior que 1°C , o ensaio deve ser descartado.

3.3.4. *Ensaio de penetração*

A penetração é determinada apenas nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Este ensaio é realizado conforme norma ASTM D5-97 (“Standard test method for penetration of bituminous materials”). A penetração é medida com um penetrômetro, por meio do qual uma agulha padrão é introduzida na amostra, sob condições específicas. Em termos gerais, a norma especifica:

- aquecer a amostra, vertê-la na cápsula apropriada (para penetração abaixo de 200 (0,1 mm), o diâmetro deve ser 55 mm e a altura interna de 35 mm) e deixá-la resfriar por 1h a 1h30;

- colocar a amostra em banho de água durante período de 1h a 1h30 à temperatura especificada para o ensaio; neste caso, a temperatura de ensaio foi $25 \pm 0,1^\circ\text{C}$;
- transferir a amostra imersa em água contida em recipiente apropriado para a posição de ensaio;
- para 25°C , a massa total do conjunto haste+agulha deve ser de $100 \pm 0,1$ g;
- zerar o indicador de deslocamento e baixar a agulha de forma que ela toque de leve a superfície da amostra; na seqüência, soltar o conjunto pelo tempo especificado (neste caso, 5 s) e registrar a leitura; obter três determinações. A máxima diferença entre leitura não deve ultrapassar 2 (0,1 mm) para penetrações entre 0 e 49 (0,1 mm) e 4 (0,1 mm) para penetrações entre 50 e 149 (0,1 mm).

3.3.5. Ensaio de ductilidade

A ductilidade é determinada apenas nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Este ensaio é realizado conforme norma DNER-ME 163/98 (Materiais betuminosos – determinação da ductilidade). A ductilidade é medida com um ductilômetro, o qual traciona a amostra imersa em banho com temperatura controlada, com velocidade de deslocamento constante. A ductilidade é a medida do estiramento, na escala do equipamento, sofrido pela amostra. Em termos gerais, a norma especifica:

- aquecer a amostra, vertê-la no molde próprio do equipamento e deixá-la resfriar por período de 30 a 40 minutos;
- mergulhar a amostra no banho de temperatura controlada por 30 min e em seguida aparar a superfície da amostra com espátula aquecida;
- colocar novamente a amostra no banho de temperatura controlada por um período de 85 a 95 minutos;
- retirar a amostra do molde e submetê-la ao estiramento, com velocidade constante de avanço;
- ao longo do ensaio, a amostra deve se manter à meia altura do reservatório, sendo necessário ajustar a densidade do meio, com adição de álcool ou sal, para evitar que o fio se mova ou para o fundo ou para a superfície.

3.3.6. Ensaio de recuperação elástica

A recuperação elástica é determinada apenas nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Este ensaio é realizado conforme norma DNER-ME 130/10 (Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos pelo ductilômetro – método de ensaio). A recuperação é medida com um ductilômetro, o qual traciona a amostra imersa em banho com temperatura controlada, com velocidade de deslocamento

constante, ao longo de uma distância de 20 cm. Na sequência, o equipamento se movimenta no sentido contrário, até que as pontas se unam novamente, sendo registrado o deslocamento na escala do equipamento. A recuperação elástica, em percentual, é a relação entre a diferença entre as duas leituras dividida por 20. Em termos gerais, a norma especifica:

- aquecer a amostra, vertê-la no molde próprio do equipamento e deixá-la resfriar por período de 30 a 40 minutos;
- mergulhar a amostra no banho de temperatura controlada por 30 min e em seguida aparar a superfície da amostra com espátula aquecida;
- colocar novamente a amostra no banho de temperatura controlada pelo período de 85 a 95 minutos;
- retirar a amostra do molde e submetê-la ao estiramento, com velocidade constante de avanço, até que alongue 20 cm;
- suspender o estiramento e cortar a amostra ao meio com auxílio de tesoura; manter a amostra em repouso na temperatura de ensaio pelo período de 60 minutos;
- em seguida, acionar o ductilômetro em sentido contrário, até que as duas extremidades da amostra se juntem; a leitura da distância percorrida deve ser anotada;
- ao longo do ensaio, a amostra deve se manter à meia altura do reservatório, sendo necessário ajustar a densidade do meio, com adição de álcool ou sal, para evitar que o fio se mova ou para o fundo ou para a superfície.

3.3.7. Ensaio de densidade

A densidade é determinada apenas nas amostras virgens. Este ensaio é realizado conforme norma DNER-ME 193/96 (Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica). A determinação da densidade é útil para os cálculos das propriedades volumétricas da mistura asfáltica. Em termos gerais, a norma especifica:

- aquecer a amostra em estufa, em temperatura que não exceda em mais de 111°C o seu ponto de amolecimento;
- vertê-la no picnômetro e deixar o conjunto esfriar, por pelo menos 40 minutos;
- tampar o picnômetro e obter a massa do conjunto picnômetro+amostra;
- completar o volume restante do picnômetro com água destilada ou deionizada recém-fervida e resfriada e tampar novamente o picnômetro;
- colocar o picnômetro no banho termostático por pelo menos 30 minutos;
- retirar o picnômetro do banho, secá-lo superficialmente e obter a massa do conjunto.

3.3.8. *Ensaio de viscosidade rotacional*

São obtidas medidas de viscosidade rotacional apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. O ensaio é realizado de acordo com a norma ASTM D4402-02 ("Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer"). Um viscosímetro rotacional é empregado na medida da viscosidade aparente do ligante asfáltico sob temperaturas elevadas. O torque aplicado pela haste é empregado na medida da resistência relativa à rotação. A haste gira dentro de um recipiente apropriado, controlado por termostatos, contendo uma amostra de ligante asfáltico. O torque e a velocidade de rotação são usados para determinar a viscosidade em Pa.s, mPa.s ou cP. As amostras foram ensaiadas a 135, 143, 150, 163 e 175°C, sem renovação de amostras. A medida da viscosidade foi realizada da temperatura mais baixa para a mais alta.

Este ensaio é empregado na medida da viscosidade aparente de ligantes asfálticos nas temperaturas de bombeamento, de usinagem e de espalhamento. Alguns ligantes asfálticos podem exibir comportamento não-newtoniano sob as condições prescritas neste método ou sob as temperaturas recomendadas para os ensaios. Uma vez que os valores de viscosidade não-newtoniana não são propriedades absolutas, mas refletem o comportamento do fluido sob as condições específicas em que são medidas, dever-se-ia reconhecer que as medidas efetuadas por meio deste método de ensaio podem não prever o desempenho do ligante asfáltico nas condições de campo. Comparações entre viscosidades não-newtonianas deveriam apenas ser realizadas para medidas feitas em condições similares de temperatura, taxa de cisalhamento e histórico de cisalhamento. O procedimento resumido é o seguinte:

- ajustar o controlador de temperatura para a temperatura de ensaio e permitir o aquecimento prévio do conjunto;
- selecionar o "spindle" capaz de desenvolver torque entre 10 e 98% da capacidade do aparelho; normalmente, medidas mais precisas são obtidas para maiores porcentagens de torque;
- aquecer a amostra e vertê-la no recipiente próprio, na quantidade especificada, e inserir o recipiente com amostra na câmara térmica;
- conectar o "spindle" ao viscosímetro e imergi-lo na amostra pré-aquecida;
- elevar a amostra a temperatura desejada e aguardar 5 min para equilíbrio térmico;
- aplicar a taxa de cisalhamento selecionada e aguardar 5 min para equilíbrio da tensão aplicada;
- iniciar as leituras e adotar como valor de viscosidade a média simples das determinações;
- repetir o procedimento para cada temperatura de ensaio, no caso de ligantes asfálticos não-modificados, e no caso dos modificados com material particulado, utilizar uma amostra nova para cada temperatura de ensaio.

3.3.9. Ensaio de cisalhamento em regime oscilatório

O método para este ensaio é o ASTM D 7175-05 ("Standard test method for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer"). Esta norma contém o procedimento para determinação do módulo complexo (G^*) e do ângulo de fase (δ) de ligantes asfálticos, usando o reômetro de cisalhamento dinâmico e a geometria de placas paralelas. Pode ser empregada quando o G^* do material variar entre 100 Pa e 10 MPa, valores tipicamente obtidos entre 4 e 88°C, dependendo do PG, da temperatura de ensaio e dos condicionamentos para envelhecimento das amostras. Nesta pesquisa, as medidas de módulo complexo e ângulo de fase foram obtidas dos ligantes asfálticos, nas condições virgem, envelhecida a curto prazo na estufa RTFO e envelhecida a longo prazo na estufa PAV.

Neste ensaio, corpos-de-prova de 25 mm de diâmetro e 1 mm de espessura ou de 8 mm de diâmetro por 2 mm de espessura são acomodados entre as placas paralelas do reômetro. O corpo-de-prova é mantido sob a temperatura de ensaio com variação de $\pm 0,1^\circ\text{C}$ posicionado entre os pratos superior e inferior do reômetro, em uma câmara ou um ambiente com temperatura controlada (água ou ar). A temperatura empregada nos ensaios está relacionada com a temperatura que o pavimento experimenta nas áreas para as quais o ligante asfáltico é destinado. Durante o ensaio, uma das placas oscila com relação à outra sob frequências e amplitudes de deflexão angular (torque) pré-selecionadas. Estas amplitudes dependem dos valores de G^* das amostras a serem ensaiadas e foram já selecionadas de forma que, para a maioria dos ligantes asfálticos, o procedimento desta norma proporciona a medida das propriedades viscoelásticas dentro da região de viscoelasticidade linear. A frequência de carregamento especificada pela norma é de 10 rad/s.

O método permite a presença de materiais particulados no ligante asfáltico, porém, com dimensões inferiores a 250 μm . Partículas com dimensões acima deste valor estão próximas da distância entre placas e podem afetar a precisão das medidas, na extensão em que perturbam o perfil de velocidades da amostra, suposto linear. Para que o ligante asfáltico modificado com material particulado possa ser caracterizado com a devida precisão, é recomendado que o tamanho máximo da partícula seja no máximo um quarto da distância entre placas.

Antes da realização do ensaio, é necessário verificar a condição superficial das placas, zerar a distância entre placas e aquecê-las. As propriedades físicas dos ligantes asfálticos também são muito sensíveis à temperatura do ensaio e ao histórico de temperaturas do material e, por tais razões, é essencial controlar a temperatura de ensaio com variação máxima de $\pm 0,1^\circ\text{C}$ e controlar o histórico de temperaturas do material para que sejam obtidos resultados repetíveis e reproduzíveis. Antes da moldagem do corpo-de-prova, é necessário misturar o material, a fim de homogeneizá-lo e garantir a retirada de bolhas. Misturar o material remove associações moleculares reversíveis (endurecimento estérico) que normalmente ocor-

rem durante a estocagem a temperatura ambiente. A estrutura desenvolvida durante a estocagem pode resultar em módulos superestimados de até 50%.

A transferência da amostra para a placa pode ser feita de três maneiras: (i) vertendo o material do recipiente em que foi aquecido diretamente sobre a placa, (ii) transferindo o material com emprego de ferramenta própria (espátula, bastão ou similar) ou (iii) posicionando diretamente sobre a placa a amostra preparada à parte, em molde de silicone. Logo em seguida, a amostra deve ser aparada com uma espátula aquecida. Cuidado especial deve ser tomado ao aparar a amostra para que a sua forma não seja prejudicada, uma vez que o módulo complexo é calculado supondo-se que o diâmetro da amostra é igual ao diâmetro das placas. No entanto, esta suposição apenas é válida se a amostra for adequadamente aparada. Para geometria de placas paralelas, o módulo é proporcional à distância entre placas e inversamente proporcional à quarta potência do raio da amostra. Se a amostra formar uma superfície côncava ou convexa na sua borda esta suposição não será válida e o valor do módulo será mascarado. O procedimento de ensaio é:

- ajustar o aparelho para a temperatura de ensaio e aguardar a estabilização da temperatura, zerar a distância entre placas, posicionar a amostra entre as placas e apará-la, aguardar o equilíbrio térmico da amostra por 5 a 10 min; uma vez que este tempo de estabilização pode variar com o tipo de equipamento (banho ou forno) e da temperatura de início do ensaio, um procedimento para definição do tempo necessário para equilíbrio térmico é apresentado no Apêndice D da norma;
- quando forem empregadas várias temperaturas, iniciar com a menor para a geometria de 25 mm e com a maior para a geometria de 8 mm; quando o ensaio for conduzido sob várias frequências, iniciar com a menor;
- quando os ensaios forem realizados a deformação controlada, a faixa de deformação apropriada está indicada na Tabela 3.1;
- quando os ensaios forem realizados a tensão controlada, a faixa de tensão apropriada está indicada na Tabela 3.2;
- ensaios em temperaturas subsequentes deveriam ser realizados tão rapidamente quanto possível para minimizar o efeito de endurecimento estérico, que pode provocar o aumento do módulo se a amostra ficar muito tempo no reômetro.

Tabela 3.1. Valores de deformação a ser aplicada no ensaio de cisalhamento em regime oscilatório

material	valores limites	deformação visada, %	faixa de deformação, %
asfalto virgem	1,0 G*/sen δ	12	9 a 15
resíduo RTFOT	2,2 G*/sen δ	10	8 a 12
resíduo PAV	5.000 G*/sen δ	1	0,8 a 1,2

Tabela 3.2. Valores de tensão a ser aplicada no ensaio de cisalhamento em regime oscilatório

material	valores limites	deformação visada, kPa	faixa de tensão, kPa
asfalto virgem	1,0 G*/sen δ	0,120	0,090 a 0,150
resíduo RTFOT	2,2 G*/sen δ	0,220	0,180 a 0,260
resíduo PAV	5.000 G*sen δ	500	400 a 600

Os valores de módulo complexo e de ângulo de fase podem depender da magnitude da deformação de cisalhamento. A tendência para ligantes asfálticos convencionais e modificados é a do aumento do módulo complexo e de ângulo de fase com o aumento da deformação de cisalhamento. Por essa razão, a norma especifica que os valores de tensão ou de deformação aplicados estejam contidos na faixa de viscoelasticidade linear do material, para as condições de temperatura e de frequência de cada ensaio. A região de viscoelasticidade linear é caracterizada por pequenas deformações, nas quais o módulo é independente da tensão ou deformação aplicada. A região de viscoelasticidade linear é definida como a faixa de tensões ou deformações na qual G^* é superior a 90% do G^* inicial, segundo procedimento constante do Anexo A da norma.

Para composição das curvas-mestre, os ensaios na faixa de temperaturas de ocorrência de deformação permanente dos ligantes asfálticos são efetuados entre 52 a 88°C, com incrementos de 12°C, para frequências na faixa de 0,1 a 100 rad/s. Já os ensaios na faixa de temperaturas de ocorrência de trincas por fadiga dos ligantes asfálticos são realizados nas temperaturas entre 40 e 4°C, com decremento de 12°C, também em frequências na faixa de 0,1 a 100 rad/s. Para determinação do grau de desempenho, as medidas de G^* e de d são realizadas em temperaturas espaçadas de 6°C, iniciando a 52°C, na frequência de 10 rad/s. Para todas as amostras, foram ensaiadas réplicas, nas diferentes condições de envelhecimento. Em todos os ensaios, os níveis de tensão praticados correspondem àqueles em que as amostras são solicitadas dentro da faixa de viscoelasticidade linear.

3.3.10. Construção das curvas-mestre dos ligantes asfálticos

O procedimento adotado na construção das curvas-mestre dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos foi o seguinte:

- submeter uma amostra à varredura de tensão, a ser escolhida conforme a temperatura e a rigidez do material, com geometria de 25 mm e distância entre placas de 1 mm, nas temperaturas de 52, 64, 76 e 88°C, na frequência de 10 rad/s;

- submeter outra amostra à varredura de tensão, a ser escolhida conforme a temperatura e a rigidez do material, com geometria de 8 mm e distância entre placas de 2 mm, nas temperaturas de 40, 28, 16 e 4°C, na frequência de 10 rad/s;
- submeter uma amostra à varredura de frequência, entre 0,1 e 100 rad/s, com geometria de 25 mm e distância entre placas de 1 mm, nas temperaturas de 52, 64, 76 e 88°C, nas tensões obtidas no procedimento anterior de maneira a solicitar o material dentro da faixa de viscoelasticidade linear;
- submeter outra amostra à varredura de frequência, entre 0,1 e 100 rad/s, com geometria de 8 mm e distância entre placas de 2 mm, nas temperaturas de 40, 28, 16 e 4°C, nas tensões obtidas no procedimento anterior de maneira a solicitar o material dentro da faixa de viscoelasticidade linear;
- compor a curva-mestre de G^* e de δ na temperatura de referência de 25°C, utilizando o software do reômetro, com base nas varreduras das propriedades reológicas com a frequência.

3.3.11. Ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR)

O MSCR é realizado utilizando um reômetro de cisalhamento dinâmico, com geometria de placas paralelas de 25 mm de diâmetro, com distância entre placas de 1mm, na temperatura determinada pelo grau de desempenho do pavimento. O ensaio é feito a tensão controlada, de acordo com a norma ASTM D7405-08, na qual a amostra é submetida a tensão constante durante 1 segundo seguido de repouso sob tensão nula por 9 segundos. O protocolo ASTM especifica que dez ciclos de fluência e recuperação sejam aplicados, sem intervalos entre eles, apenas na temperatura do PG do pavimento. Nos dez primeiros ciclos de carregamento, é aplicada a tensão de 0,1 kPa e nos dez ciclos seguintes é aplicada a tensão de 3,2 kPa. Para cada ciclo de fluência e recuperação (Figura 3.1), são registradas as seguintes deformações:

- no início do período de fluência de cada ciclo (ϵ_0), no tempo 0 segundo;
- no final do período de fluência de cada ciclo (ϵ_c), no tempo de 1 segundo; e
- no final do período de recuperação de cada ciclo (ϵ_r), no tempo de 10 segundos.

Com base nestas medidas, duas propriedades são obtidas: a compliância não-recuperável (J_{nr}) e o percentual de recuperação (%R). A compliância não-recuperável é calculada pela razão entre a deformação não-recuperável e a tensão aplicada, de modo que as deformações do material passam a ser normalizadas pelo valor da tensão. O percentual de recuperação é obtido pela razão entre a deformação recuperável e a deformação total, sendo expresso em porcentagem. Para cada temperatura de ensaio, é obtida a média aritmética dos valores de %R e J_{nr} nos dez ciclos do ensaio, para cada nível de tensão. O percentual de recuperação e a compliância não-recuperável são calculadas por meio das equações 1 e 2, respectivamente:

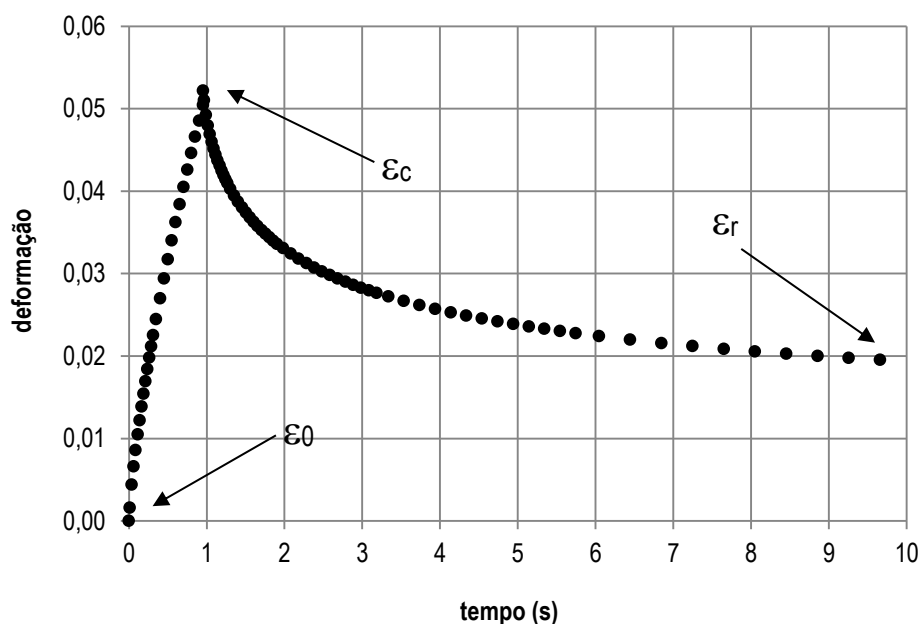


Figura 3.1. Deformações em um ciclo de fluência e recuperação no ensaio MSCR

$$\%R(\tau, N) = \frac{[(\varepsilon_c - \varepsilon_0) - (\varepsilon_r - \varepsilon_0)] \times 100}{(\varepsilon_c - \varepsilon_0)} \quad (3.1)$$

$$J_{nr}(\tau, N) = \frac{(\varepsilon_r - \varepsilon_c)}{\tau} \quad (3.2)$$

onde $\%R(\sigma, N)$ é o percentual de recuperação e $J_{nr}(\tau, N)$ é a compliância não-recuperável na tensão cisalhante τ (para $\tau = 0,1$ kPa ou 3,2 kPa) para o n-ésimo ciclo de fluência e recuperação com n variando de 1 a 10.

Em decorrência dos estudos envolvendo o MSCR, uma nova classificação dos ligantes asfálticos foi desenvolvida. Nela, os ligantes asfálticos são classificados em quatro níveis diferentes de acordo com o valor de J_{nr} , considerando materiais em sua condição envelhecida a curto prazo (RTFOT). Cada nível representa um tipo de carregamento do tráfego (volume e/ou velocidade) adequado ao material e as designações são feitas pelas letras S (*standard* – padrão), H (*heavy* – pesado), V (*very heavy* - muito pesado) e E (*extremely heavy* – extremamente pesado), conforme Tabela 3.3.

Como um exemplo, um ligante asfáltico envelhecido a curto prazo e de classificação PG 64-22 poderia ser classificado como PG 64S-22, PG 64H-22, PG 64V-22 ou mesmo PG 64E-22, dependendo do seu valor de J_{nr} a 3.200 Pa na temperatura de 64°C. Para situações de tráfego mais pesado como carregamentos em baixa velocidade ou volumes de tráfego elevados, a consideração é feita por meio da redução

do valor máximo de J_{nr} do ligante asfáltico, resultando em um material mais rígido e, por consequência, mais resistente à deformação permanente.

Tabela 3.3. Classificação quanto ao valor de J_{nr} (AASHTO M320)

condição	propriedade	limite máximo (kPa^{-1})	nível de tráfego	número de solicitações
envelhecido a curto prazo (RTFOT)	J_{nr} a 3.200Pa na temperatura do PG do pavimento	4,0	padrão (S)	< 10 milhões
		2,0	pesado (H)	> 10 milhões
		1,0	muito pesado (V)	> 30 milhões
		0,5	extremamente pesado (E)	> 100 milhões

Embora a compliância não-recuperável seja a propriedade representativa do potencial do ligante asfáltico à deformação permanente, valores mínimos do percentual de recuperação são recomendados para os ligantes asfálticos de acordo com o valor da compliância não-recuperável, conforme Tabela 3.4. Os materiais que apresentam $J_{nr} > 2,0 \text{ kPa}^{-1}$ não são considerados nestas recomendações, ou seja, não há um valor mínimo de R recomendado para tais ligantes asfálticos. De acordo com Anderson et al. (2010) e com Asphalt Institute (2010a), o percentual de recuperação fornece uma indicação da resposta elástica retardada do ligante asfáltico, de modo que valores elevados para esta propriedade sinalizam uma componente elástica significativa no material na temperatura de realização do ensaio MSCR.

Tabela 3.4. Valores de percentual de recuperação recomendado pelo FHWA (D'ANGELO, 2010a)

J_{nr} a 3.200 Pa (kPa^{-1})	%R mínimo
1,01 – 2,0	30
0,51 – 1,0	35
0,251 – 0,50	45
0,125 – 0,25	50

Além do formato tabular, os valores mínimos do percentual de recuperação também podem ser apresentados na forma gráfica, conforme Figura 3.2. Os ligantes asfálticos com pares ordenados (J_{nr} , R) acima da curva são considerados de alta elasticidade, ao passo que aqueles com pares ordenados (J_{nr} , R) abaixo da curva são considerados de baixa elasticidade. Assim como no caso anterior, não se recomenda qualquer percentual mínimo de recuperação para os ligantes asfálticos cujos valores de J_{nr} são superiores a $2,0 \text{ kPa}^{-1}$.

Apesar de o novo critério de resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente levar em consideração a compliância não-recuperável a 3.200 Pa, o valor desta mesma propriedade a 100 Pa também é importante. A fim de assegurar que o material não seja demasiadamente sensível a mudanças no nível de tensão, a relação entre as compliâncias não-recuperáveis a 100 Pa (J_{nr100}) e a 3.200 Pa (J_{nr3200}), calculada de acordo com a Equação 3 e designada por $J_{nr,diff}$, não deve superar os 75% (ANDERSON et al., 2010; ASPHALT INSTITUTE, 2010a, 2010b). De acordo com Asphalt Institute (2010a), alguns exemplos destas mudanças são os carregamentos elevados não previstos e a ocorrência de temperaturas maiores que as esperadas para o pavimento.

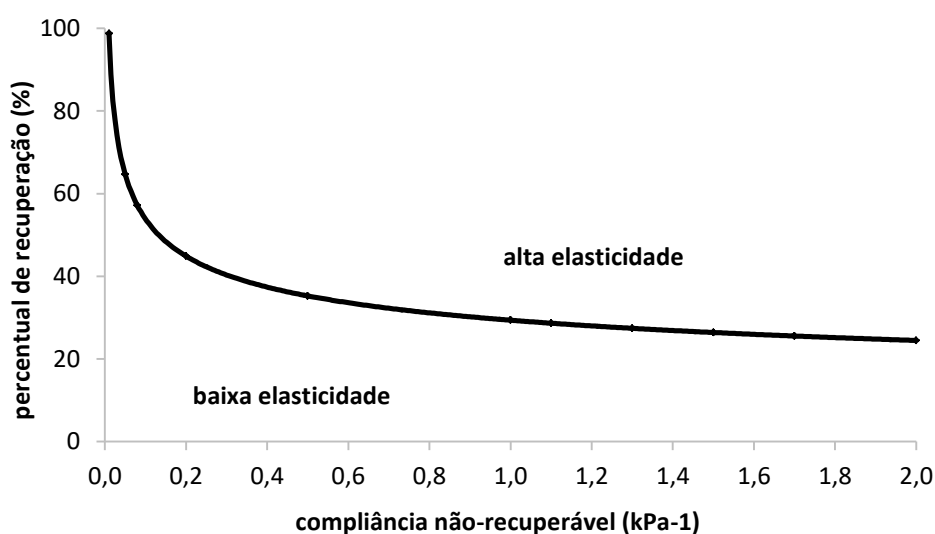


Figura 3.2. Relação entre as compliâncias não-recuperáveis e os percentuais de recuperação [Adaptado de Asphalt Institute (2010b)]

$$J_{nr,diff} = \frac{(J_{nr\ 3200} - J_{nr\ 100})}{J_{nr\ 100}} \cdot 100 \quad (3.3)$$

3.3.12. Ensaio de varredura linear de amplitude (LAS)

O ensaio de varredura de amplitude linear foi proposto por Johnson (2010) como um ensaio acelerado de fadiga para ligantes asfálticos. O LAS é conduzido no DSR e pode ser realizado nas amostras envelhecidas a curto e/ou a longo prazo. A amostra é testada utilizando a geometria de placas paralelas de 8 mm de diâmetro com distância de 2 mm entre placas. O ensaio é dividido em duas etapas: (1) uma varredura de frequência entre 0,1 e 30 Hz é realizada para determinar as propriedades reológicas na região de

viscoelasticidade linear, utilizando a amplitude de deformação de 0,1% e (2) uma varredura de amplitude de deformação entre 0,1 e 30% é realizada a uma frequência fixa de 10 Hz. A sequência de carregamento consiste em intervalos de 10 segundos a uma amplitude de deformação constante, sendo cada intervalo seguido por outro intervalo com uma amplitude de deformação maior, conforme apresentado na Figura 3.3 (a). Mais tarde, Hintz (2012) propôs algumas modificações no procedimento de ensaio, tornando o incremento de deformação linear, conforme indicado na Figura 3.3 (b).

Os resultados obtidos da caracterização reológica na região de viscoelasticidade linear e da varredura de amplitude de deformação são utilizados para ajustar um modelo de fadiga do ligante asfáltico, utilizando o princípio de dano contínuo viscoelástico. Para a caracterização da fadiga em ligantes asfálticos, o modelo é derivado da relação entre a carga aplicada e a vida de fadiga do material (Figura 3.4).

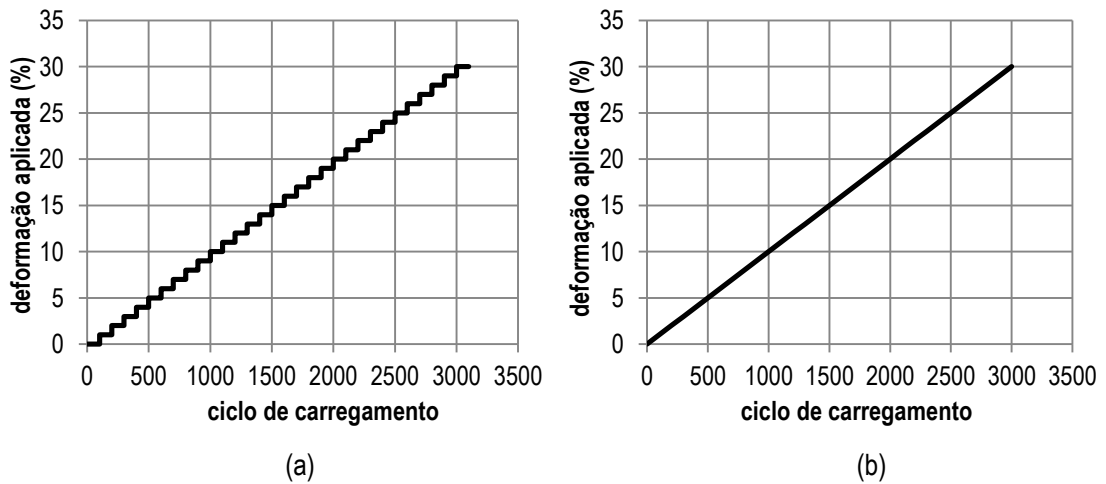


Figura 3.3. (a) Incremento da deformação (em degraus) no ensaio LAS (JOHNSON, 2010) e (b) incremento linear de deformação no ensaio LAS modificado (HINTZ, 2012)

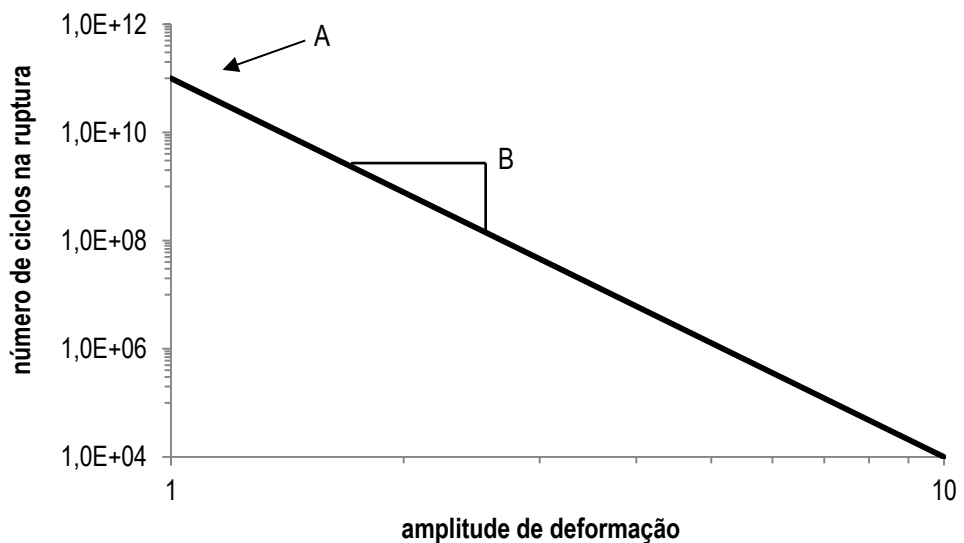


Figura 3.4. Modelo de fadiga [adaptado de Johnson (2010)]

Misturas asfálticas e ligantes asfálticos demonstram apresentar uma boa relação entre a carga aplicada e a vida de fadiga (N_f) de acordo com a equação 3.4:

$$N_f = A(\gamma_{MÁX})^B \quad (3.4)$$

onde os parâmetros A e B são característicos do material e $\gamma_{máx}$ é a deformação máxima esperada para uma dada estrutura do pavimento.

O parâmetro B é calculado de acordo com a equação 3.5:

$$B = 2\alpha \quad (3.5)$$

sendo α dado por:

$$\alpha = \frac{1}{m} \quad (3.6)$$

onde m a inclinação da reta do gráfico log-log do módulo de armazenamento ($G^* \cdot \cos\delta$) versus frequência.

O parâmetro A é calculado de acordo com a equação 3.7:

$$A = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi I_D C_1 C_2)^\alpha} \quad (3.7)$$

onde f é a frequência (10 Hz), D_f é o valor de $D(t)$ na falha, I_D é o valor inicial de $G^* \cdot \cos\delta$, em MPa, do intervalo de amplitude de deformação de 1,0% e k é definido com a equação 3.8:

$$k = 1 + (1 - C_2)\alpha \quad (3.8)$$

Os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 podem ser determinados linearizando o modelo ajustado para a relação $G^* \cdot \cos\delta$ versus $D(t)$ (equação 3.9), onde $D(t)$ é o dano acumulado na amostra, calculado segundo a equação 3.10:

$$G^* \sin \delta = C_0 - C_1(D)^{C_2} \quad (3.9)$$

$$D(t) = \sum_{i=1}^N [\pi I_D \gamma_0^2 (G^* \sin \delta_{i-1} - G^* \sin \delta_i)]^{1+\alpha} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (3.10)$$

A seleção de um bom critério de falha por trincas por fadiga para misturas asfálticas e ligantes asfálticos vêm sendo o assunto de muita discussão. O critério tradicional mais aceito é o de redução de 50% do módulo inicial. No entanto, Johnson (2010) observou que a redução de 35% no valor de $G^* \sin \delta$ proporciona uma correlação razoável entre os resultados do ensaio de varredura de tempo e do LAS. Por esta razão, o valor de $D(t)$ pode ser calculado utilizando a equação 3.11:

$$D(t) = 0,35 \left(\frac{C_0}{C_1} \right)^{\frac{1}{C_2}} \quad (3.11)$$

Com as modificações propostas por Hintz (2012), o ensaio passou a ser denominado por LAS modificado. A diferença entre os dois procedimentos de ensaio é o formato da sequência de amplitudes de deformação conforme indicado anteriormente na Figura 3.3 (b). A sequência de carregamento proposta do Hintz (2012) consiste no mesmo número de ciclos (tempo de ensaio) e na mesma faixa de amplitudes de deformação propostos por Johnson (2010). As alterações propostas por Hintz (2012) foram incorporadas ao projeto de norma AASHTO (AASHTO TP 101-12-UL), cujo procedimento é o utilizado para a obtenção dos resultados aqui apresentados.

Hintz (2012) mostrou que os resultados obtidos por meio dos ensaios LAS modificado (a_f) e varredura de tempo (N_f) apresentam uma boa correlação. A autora observou que, de um modo geral, o critério de ruptura adotado no LAS modificado (a_f) apresenta boa correlação com o critério de ruptura adotado no ensaio de varredura de tempo (*time sweep*), do qual se obtém o parâmetro N_f , tanto para ligantes asfálticos puros como para ligantes asfálticos modificados com diferentes tipos de polímeros.

Os ensaios são realizados em condições fixas: temperaturas de 15, 25 e 35°C e amostras envelhecidas a curto e a longo prazos. A temperatura de 25°C foi adotada, tendo em vista que diversos pesquisadores têm adotado esta temperatura para ensaios de fadiga (BAHIA et al., 2001; SHENOY, 2002; MARTONO et al., 2007). Todos os ensaios foram realizados em duplicata a fim de garantir uma variabilidade menor que 15%. É importante relatar aqui a dificuldade de se obter uma variabilidade menor que 15% neste ensaio. O que se pode constatar durante a realização destes ensaios foi que quanto mais rígida a amostra mais difícil é obter um nível satisfatório de repetibilidade.

Os resultados do ensaio de varredura de amplitude linear são analisados por meio da teoria do dano viscoelástico contínuo (VECD). A partir desta análise, é possível obter os parâmetros necessários para determinar o modelo de fadiga para o ligante asfáltico, correlacionando a carga aplicada e a vida de fadiga (N_f) por meio da Equação 3.4. O índice 35 do parâmetro A_{35} corresponde ao critério de ruptura adotado por Johnson (2010), definido pela redução de 35% do valor do módulo inicial das amostras. O parâmetro A retrata a variação da integridade do material em função do dano acumulado (variação, por exemplo, de $G^* \cdot \text{sen} \delta$ com o dano acumulado) e do módulo complexo inicial do ligante asfáltico ainda sem dano. É desejável que o material preserve uma integridade elevada medida por meio do parâmetro $G^* \cdot \text{sen} \delta$. Se isto ocorrer, o valor do parâmetro A_{35} será elevado. No entanto, se o ligante asfáltico sofrer uma queda rápida dos valores de $G^* \cdot \text{sen} \delta$, o parâmetro A_{35} será baixo.

O parâmetro B depende exclusivamente do valor de α , que é determinado com base na inclinação do gráfico do módulo de armazenamento ($G^* \cdot \text{cos} \delta$) versus a frequência, obtido do ensaio de varredura de frequência. Com a diminuição dos valores de B , o ligante asfáltico se torna menos sensível ao aumento da amplitude de deformação. Maiores declividades (maiores valores do parâmetro B) indicam que a vida de fadiga do ligante asfáltico decresce a uma taxa maior quando a amplitude de deformação aumenta. Neste mesmo sentido, menores declividades (menores valores de B) indicam que a vida de fadiga do ligante asfáltico decresce a uma taxa menor quando a amplitude de deformação aumenta.

Os resultados do ensaio LAS modificado são analisados ainda com base no modelo de fratura, uma vez que se adota, na realização deste ensaio, a hipótese de que ocorre propagação de trincas que, por sua vez, levam à redução do raio efetivo da amostra. Tais variações na geometria da amostra devidas à propagação de trincas são responsáveis pela aparente mudança na capacidade de carregamento das amostras durante o ensaio. O critério de ruptura proposto por Hintz (2012) para analisar os resultados obtidos por meio do ensaio LAS modificado é baseado no ponto de mínimo da taxa de crescimento da trinca em relação ao número de ciclos (da/dN) anterior à fase de rápido aumento na taxa de crescimento da trinca. No ponto de mínimo da curva $da/dN \times a$ é definido o parâmetro (a_f), que representa o comprimento da trinca na falha.

A Figura 3.5 (PAMPLONA et al., 2014) ilustra a determinação do parâmetro a_f . A Figura 3.5 mostra a variação do comprimento da trinca em relação ao número de ciclos versus o comprimento da trinca das amostras de CAP 50/70 modificadas com teores crescentes de PPA envelhecidas a longo prazo (PAV), submetidas ao procedimento LAS modificado, na temperatura de 25°C. O ponto de mínimo da curva da/dN versus a é um critério de ruptura lógico, uma vez que indica o começo da ruptura instável e rápida da amostra e coincide aproximadamente com o início da redução da resistência ao carregamento. De acordo com a Figura 3.5, pode-se observar que, em geral, os ligantes asfálticos se tornam mais tolerantes ao trincamento por fadiga com a adição de PPA para os níveis de deformação usados no ensaio.

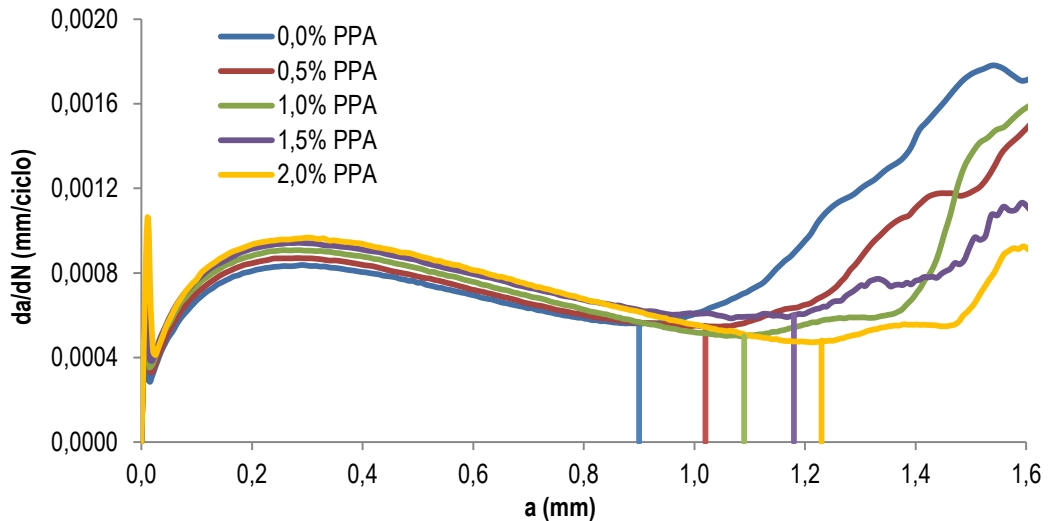


Figura 3.5. Variação do comprimento da trinca em relação ao número de ciclos versus o comprimento da trinca a 25°C e efeito do teor de PPA – amostras envelhecidas a longo prazo no PAV (PAMPLONA et al., 2014)

3.3.13. Ensaio de fluência na flexão (BBR)

Este ensaio é realizado com base na norma ASTM D6648-08 (“Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the Bending Beam Rheometer – BBR”). O reômetro de flexão em viga é empregado para medir a deflexão no meio do vão de uma viga prismática simplesmente apoiada sujeita a uma carga constante (980 ± 50 mN) aplicada no meio do vão por 240 s. O equipamento opera apenas no modo de carregamento, não sendo possível obter medidas de deflexão na fase de retirada do carregamento. A carga e a deflexão no meio do vão são monitoradas ao longo do tempo, por meio de um sistema computadorizado de aquisição de dados. O corpo-de-prova é imerso em banho de álcool sob temperatura controlada. As temperaturas para este ensaio estão relacionadas às temperaturas baixas que acometem o pavimento nas regiões para as quais o ligante asfáltico se destina.

Em linhas gerais, o procedimento para a realização deste ensaio envolve:

- preparar o molde, aquecer a amostra, moldar o corpo-de-prova e deixá-lo resfriar a temperatura ambiente por 45 a 60 min; em seguida, aparar a face exposta do corpo-de-prova no nível do molde com uma espátula aquecida; colocar o conjunto em um banho a baixa temperatura ou levá-lo a uma câmara a baixa temperatura para posterior desmoldagem;
- imediatamente após a desmoldagem, imergir o corpo-de-prova no banho na temperatura do ensaio, com variação máxima de $\pm 0,1^\circ\text{C}$, durante 60 ± 5 min;

- proceder a verificação da carga de contato (35 ± 10 mN) e da carga de ensaio (980 ± 50 mN) conforme procedimento padrão;
- entrar com os dados do ensaio no “software” de controle, posicionar o corpo-de-prova e iniciar o ensaio; o equipamento aplica o pré-carregamento, correspondente à 100% da carga do ensaio, por $1 \pm 0,1$ s e imediatamente em seguida reduz a carga para 35 ± 10 mN e a aplica por $20 \pm 0,1$ s; na seqüência é aplicada a carga de ensaio pelo período de 240 s.

Ensaio nos quais a deflexão no meio do vão seja maior que 4,0 mm são suspeitos e devem ser descartados. Deformações acima deste valor excedem a faixa de resposta linear do ligante asfáltico. Ensaio em que a deflexão no meio do vão seja menor que 0,08 mm também são suspeitos e devem ser descartados, já que a resolução do equipamento pode não ser suficiente para produzir resultados confiáveis.

A rigidez calculada com base nas dimensões do corpo-de-prova, na carga de ensaio e na deflexão do corpo-de-prova no meio do vão, para 8, 15, 30, 60, 120 e 240 s, é dada por :

$$S_m(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)} \quad (3.12)$$

sendo: $S_m(t)$ = rigidez à fluência na flexão no tempo t, MPa;
 P = carga de ensaio aplicada no meio do vão, mN;
 L = distância entre apoios, mm;
 b = base da viga, mm;
 h = altura da viga, mm;
 $\delta(t)$ = deflexão do corpo-de-prova no meio do vão no tempo t.

O programa de controle do ensaio ajusta um polinômio de segundo grau ao conjunto de pontos formados pelo logaritmo da rigidez versus o logaritmo do tempo, fornecendo os valores estimados dos coeficientes dos termos e do coeficiente de determinação (R^2) da regressão. A rigidez nos tempos 8, 15, 30, 60, 120 e 240 s é descrita pelo seguinte modelo de regressão:

$$\log S_e(t) = A + B.[\log(t)] + C.[\log(t)]^2 \quad (3.13)$$

onde A, B e C são os coeficientes da regressão e t o tempo de carregamento.

Os valores de rigidez medida e calculada não devem diferir mais que 2%. A diferença é calculada como:

$$\text{diferença entre rigidezes} = 100 \cdot \frac{\text{rigidez calculada} - \text{rigidez medida}}{\text{rigidez medida}} \quad (3.14)$$

Os valores do módulo de relaxação nos tempos 8, 15, 30, 60, 120 e 240 s são obtidos segundo o modelo de regressão a seguir, correspondendo à derivada da função rigidez em relação ao tempo:

$$m(t) = |B + 2.C.\log(t)| \quad (3.15)$$

onde B e C são os coeficientes da regressão e t o tempo de carregamento.

4.4.14. Determinação do grau de desempenho (PG) nas temperaturas altas e baixas

O procedimento adotado na determinação do grau de desempenho dos ligantes asfálticos foi o seguinte:

- no DSR, submeter uma amostra à varredura de tensão, a ser escolhida conforme a temperatura e a rigidez do material, com geometria de 25 mm e distância entre placas de 1 mm, nas temperaturas de 52, 58, 64, 70, 76, 82 e 88°C, na frequência de 10 rad/s;
- determinar os valores de G^* e δ da amostra utilizando a geometria de 25 mm e a distância entre placas de 1 mm, na frequência de 10 rad/s, nas temperaturas de 52, 58, 64, 70, 76, 82 e 88°C, ou interrompendo na temperatura em que o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ for inferior a 1 kPa, nas tensões obtidas no procedimento anterior, de maneira a solicitar o material dentro da faixa de viscoelasticidade linear;
- a sequência anterior deve ser aplicada tanto às amostras virgens quanto às envelhecidas a curto prazo, para obtenção dos graus contínuos, ou seja, as temperaturas nas quais o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ da amostra na condição virgem seja igual a 1,0 kPa e o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ da amostra envelhecida a curto prazo seja igual a 2,2 kPa; o grau de desempenho nas temperaturas altas é a classe do ligante asfáltico na qual se enquadra a menor das duas temperaturas em questão;
- no BBR, determinar os valores de S(60) e m(60) nas temperaturas de -6, -12, -18, -24 e assim por diante, de maneira a obter as temperaturas (graus contínuos) em que S(60) seja igual a 300 MPa e m(60) seja igual a 0,3; o grau de desempenho nas temperaturas baixas é a classe do ligante asfáltico na qual se enquadra a maior (menos negativa) das duas temperaturas em questão, somada de 10°C.

O procedimento anterior se aplica à determinação do PG dos ligantes asfálticos segundo o critério original da especificação Superpave e resulta classes do tipo PG 64-22. Pelo critério mais recente, o valor de $G^*/\text{sen}\delta$ apenas das amostras virgens deve ser utilizado para classificar a amostra na temperatura alta. Na sequência, aparece o nível de tráfego (S, H, V ou E), associado ao valor do J_{nr} a 3.200 Pa da amostra envelhecida a curto prazo obtido no ensaio MSCR, na temperatura do PG do pavimento. Em relação à

temperatura baixa, o procedimento se manteve igual ao original. O formato da classe do ligante asfáltico segundo o novo critério é: PG 64S-22, por exemplo.

4.4.15. Ensaio de estabilidade à estocagem

Este ensaio é especificado pela norma ASTM D 5892-00 (“Standard test method for type IV polymer modified asphalt cement for use in pavement construction”). É empregado na avaliação da compatibilidade entre polímero e ligante asfáltico durante estocagem sem agitação sob altas temperaturas. A separação do polímero do ligante asfáltico é avaliada por meio da comparação de valores de ponto de amolecimento, obtidos das partes superior e inferior de um tubo preenchido com amostra, após submetido ao condicionamento.

Em linhas gerais, o procedimento é o seguinte:

- aquecer a amostra e verter 50 g no tubo (25,4 mm de diâmetro e 139,7 mm de comprimento) já posicionado no raque;
- dobrar a ponta do tubo duas vezes, de forma a lacrá-lo;
- colocar o raque com os tubos em estufa a $163 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante o período de $48 \pm 1\text{h}$; no final do período, remover o raque da estufa e colocá-lo imediatamente no freezer ou banho a $-6,7 \pm 5^{\circ}\text{C}$, tomando o cuidado de manter os tubos sempre na vertical, durante no mínimo 4 h para solidificar completamente a amostra;
- após remover os tubos do freezer ou banho, cortá-los em três porções iguais, descartando a porção central; colocar o topo e o fundo em béqueres separados em estufa para fluir e, em seguida, moldar os corpos-de-prova para ensaio de ponto de amolecimento;
- a estabilidade à estocagem ou a compatibilidade entre polímero e ligante asfáltico é avaliada pela diferença entre os pontos de amolecimento do topo e do fundo.

RESULTADOS PRELIMINARES

Este capítulo é destinado à apresentação dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com os ligantes asfálticos puros e modificados, nas três condições de envelhecimento praticadas: (1) condição virgem, (2) condição envelhecida a curto prazo na estufa de filme fino rotativo (RTFO) e (3) condição envelhecida a longo prazo (resíduo do RTFO envelhecido no vaso pressurizado – PAV), além dos resultados da determinação do grau de desempenho (PG) da rodovia Presidente Dutra, feita com base na análise das séries históricas de temperaturas do ar obtidas de estações meteorológicas nas cercanias da rodovia. As amostras foram submetidas a ensaios para medidas de propriedades reológicas, incluindo (1) os ensaios em regime oscilatório de cisalhamento no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), para a construção de curvas-mestre, para a determinação do grau de desempenho (PG) sob temperaturas altas, para a determinação das temperaturas críticas de fadiga e para a avaliação da estabilidade à estocagem, (2) o ensaio de varredura linear de amplitude (LAS), para obtenção das características de fadiga dos materiais, (3) o ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR), para obtenção das características relacionadas à resistência à deformação permanente dos materiais, (4) o ensaio de fluência na flexão no reômetro de flexão em viga (BBR), para obtenção das propriedades a baixas temperaturas, também utilizadas para determinar o PG a baixas temperaturas, (5) viscosidade rotacional, (6) penetração, (7) ponto de amolecimento, (8) ductilidade, (9) recuperação elástica no ductilômetro; (10) retorno elástico e (11) densidade. São apresentados neste capítulo tanto os resultados dos ensaios realizados no Laboratório de Estradas da EESC-USP quanto os resultados dos ensaios realizados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra. Ao final do capítulo, são apresentados os resultados do estudo para determinação do grau de desempenho exigido para o ligante asfáltico no pavimento da rodovia Presidente Dutra.

4.1. Resultados do ensaio de ponto de amolecimento

As medidas de ponto de amolecimento foram obtidas apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Com base nestas medidas, foi obtido o incremento do ponto de amolecimento das amostras, que pode ser interpretado como um índice de sensibilidade ao envelhecimento a curto prazo. Os valores

médios de ponto de amolecimento nas condições virgem e envelhecida a curto prazo e de incremento do ponto de amolecimento das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos são apresentados na Tabela 4.1 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, estão alocados no Anexo A (Tabela A.1). Os valores médios de ponto de amolecimento nas condições virgem e envelhecida a curto prazo e de incremento do ponto de amolecimento das amostras avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra são apresentados na Tabela 4.2 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, estão alocados no Anexo A (Tabela A.2).

Tabela 4.1. Ponto de amolecimento médio (°C) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento do ponto de amolecimento (°C) – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento
A	51,8	56,9	5,1
B	48,8	53,7	4,9
C	57,6	64,2	6,6
D	61,8	67,6	5,8
E	76,8	84,1	7,3
F	55,6	61,4	5,8
G	67,4	77,1	9,7
H	65,5	72,3	6,9
I	72,0	75,3	3,3
J	68,8	73,1	4,4

Tabela 4.2. Ponto de amolecimento médio (°C) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento do ponto de amolecimento (°C) – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento
A	32	21	66,3
B	52	26	49,7
C	57	34	58,7
D	48	31	63,5
E	41	25	61,5
F	61	40	65,9
G	12	16	134,6
H	33		
I	53	33	61,9
J	29	15	51,1
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			

4.2. Resultados do ensaio de penetração

As medidas de penetração foram obtidas apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Com base nestas medidas, foi obtida a penetração retida das amostras, que pode ser interpretada como um índice de sensibilidade ao envelhecimento a curto prazo. Os valores médios de penetração nas condições virgem e envelhecida a curto prazo e de penetração retida das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos são apresentados na Tabela 4.3 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabela A.3). Os valores médios de penetração

nas condições virgem e envelhecida a curto prazo e de penetração retida das amostras avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra são apresentados na Tabela 4.4 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabela A.4).

Tabela 4.3. Penetração (0,1 mm) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e penetração retida (%) – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	penetração retida
A	33	30	89,0
B	51	31	61,8
C	52	35	67,1
D	38	32	83,3
E	37	31	82,2
F	44	34	76,0
G	23	28	118,7
H	23	18	81,1
I	53	35	66,1
J	24	19	78,8

Tabela 4.4. Penetração (0,1 mm) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e penetração retida (%) – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	penetração retida
A	32	21	66,3
B	52	26	49,7
C	57	34	58,7
D	48	31	63,5
E	41	25	61,5
F	61	40	65,9
G	12	16	134,6
H	33		
I	53	33	61,9
J	29	15	51,1
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			

4.3. Resultados do ensaio de ductilidade

As medidas de ductilidade foram obtidas apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Os valores médios de ductilidade das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos são apresentados na Tabela 4.5 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, estão alocados no Anexo A (Tabela A.5).

Tabela 4.5. Ductilidade (cm) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo
A	>1,0	>1,0
B	>1,0	>1,0
C	49	31
D	51	36
E	64	50
F	22	28
G	69	46
H	29	10
I	79	50
J	72	29

4.4. Resultados do ensaio de recuperação elástica e retorno elástico

As medidas de recuperação elástica no ductilômetro foram obtidas apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Os valores médios de recuperação elástica no ductilômetro das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos são apresentados na Tabela 4.6 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, estão alocados no Anexo A (Tabela A.6). As medidas de recuperação elástica por torsão foram obtidas apenas das amostras virgens. Os valores médios de recuperação elástica por torsão das amostras avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra são apresentados na Tabela 4.7 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, estão alocados no Anexo A (Tabela A.7).

Tabela 4.6. Recuperação elástica no ductilômetro (%) – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo
A	não se aplica	não se aplica
B	não se aplica	não se aplica
C	53	55
D	75	73
E	92	80
F	50	53
G	73	68
H	*	*
I	89	71
J	74	84

*As amostras romperam antes de atingir o estiramento de 20 cm em dois ensaios.

Tabela 4.7. Recuperação elástica por torção das amostras virgens (%) – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	recuperação elástica por torção
A	não se aplica
B	não se aplica
C	70
D	66
E	63
F	64
G	22
H	10
I	76
J	58
K	
L	
M	
N	
O	
P	
Q	
R	
S	
T	

4.5. Resultados do ensaio de densidade

As medidas de densidade foram obtidas apenas das amostras virgens. Os valores médios de densidade das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos são apresentados na Tabela 4.8 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabela A.8). Os valores médios de densidade das amostras avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra são apresentados na Tabela 4.9 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabela A.9).

Tabela 4.8. Densidades – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	densidade
A	1,003
B	1,003
C	1,013
D	1,011
E	1,012
F	1,014
G	1,014
H	1,013
I	1,013
J	1,012

Tabela 4.9. Densidades – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	densidade
A	1,007
B	1,013
C	1,027
D	1,007
E	1,011
F	1,028
G	1,013
H	1,083
I	1,013
J	1,075
K	
L	
M	
N	
O	
P	
Q	
R	
S	
T	

4.6. Resultados do ensaio de viscosidade

As medidas de viscosidade foram obtidas apenas das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo. Com base nestas medidas, foram obtidos os valores de incremento da viscosidade das amostras, que podem ser interpretados como índices de sensibilidade ao envelhecimento a curto prazo. Os valores médios da viscosidade e do incremento de viscosidade das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, nas temperaturas de 135, 143, 150, 163 e 177°C, são apresentados, respectivamente, nas Tabelas de 4.10 a 4.14 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabelas de A.10, A.11 e A.12, compreendendo, respectivamente, os resultados das amostras virgens, envelhecidas a curto prazo e os incrementos de viscosidade). Os valores mé-

dios da viscosidade e do incremento de viscosidade das amostras avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra, nas temperaturas de 135, 150 e 177°C, são apresentados, respectivamente, nas Tabelas de 4.15 a 4.17 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabelas de A.13, A.14 e A.15, compreendendo, respectivamente, os resultados das amostras virgens, envelhecidas a curto prazo e os incrementos de viscosidade).

Tabela 4.10. Viscosidade (Pa.s) a 135°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,473	0,689	1,5
B	0,368	0,527	1,4
C	3,750	5,500	1,5
D	1,696	2,699	1,6
E	1,726	2,313	1,3
F	3,850	5,144	1,4
G	2,425	5,485	2,3
H	1,395	2,905	2,1
I	1,821	2,716	1,5
J	2,369	3,566	1,5

Tabela 4.11. Viscosidade (Pa.s) a 143°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,318	0,448	1,4
B	0,251	0,351	1,4
C	2,367	3,346	1,4
D	1,066	1,584	1,5
E	1,051	1,336	1,3
F	2,463	3,278	1,4
G	1,542	2,973	1,9
H	0,859	1,533	1,8
I	1,227	1,728	1,4
J	1,540	1,941	1,3

Tabela 4.12. Viscosidade (Pa.s) a 150°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,230	0,319	1,4
B	0,184	0,253	1,4
C	1,668	2,250	1,3
D	0,749	1,041	1,4
E	0,728	0,891	1,2
F	1,779	2,225	1,3
G	1,118	1,951	1,8
H	0,581	0,987	1,7
I	0,894	1,210	1,4
J	1,086	1,319	1,2

Tabela 4.13. Viscosidade (Pa.s) a 163°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,135	0,182	1,3
B	0,111	0,147	1,3
C	1,019	1,270	1,2
D	0,409	0,523	1,3
E	0,424	0,482	1,1
F	1,102	1,268	1,2
G	0,558	0,973	1,7
H	0,306	0,487	1,6
I	0,530	0,674	1,3
J	0,640	0,713	1,1

Tabela 4.14. Viscosidade (Pa.s) a 177°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,083	0,107	1,3
B	0,070	0,089	1,3
C	0,625	0,737	1,2
D	0,229	0,270	1,2
E	0,247	0,285	1,2
F	0,675	0,733	1,1
G	0,318	0,508	1,6
H	0,172	0,254	1,5
I	0,319	0,387	1,2
J	0,370	0,400	1,1

Tabela 4.15. Viscosidade (Pa.s) a 135°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,464	0,755	1,6
B	0,384	0,607	1,6
C	0,234		
D	0,546	0,301	1,2
E	0,167	0,415	2,5
F	0,222		
G	0,135	0,516	3,9
H	0,758	0,122	0,2
I	0,120	0,161	1,4
J	0,160	0,400	2,5
K	0,130	0,263	2,0
L	0,120	0,318	2,7
M	0,271		
N	0,192	0,360	1,9
O	0,193	0,214	1,3
P	0,294	0,402	1,4
Q	0,132	0,248	1,9
R	0,249		
S			
T	0,158	0,248	1,6

Tabela 4.16. Viscosidade (Pa.s) a 150°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,225	0,165	0,7
B	0,191	0,290	1,5
C	0,157		
D	0,655	0,121	0,2
E	0,686	0,174	0,3
F	0,144		
G	0,600	0,194	0,3
H	0,339	0,538	1,6
I	0,592	0,766	1,3
J	0,759	0,170	0,2
K	0,598	0,112	0,2
L	0,521	0,118	0,2
M	0,113		
N	0,915	0,148	0,2
O	0,664	0,958	1,4
P	0,153	0,000	1,3
Q	0,563	0,966	1,7
R	0,125		
S			
T	0,729	0,102	0,1

Tabela 4.17. Viscosidade (Pa.s) a 177°C das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo e incremento da viscosidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	material virgem	material envelhecido a curto prazo	incremento da viscosidade
A	0,080	0,114	1,4
B	0,700	0,972	1,4
C	0,106		
D	0,190	0,324	1,8
E	0,232	0,386	1,7
F	0,923		
G	0,181	0,521	2,9
H	0,975	0,166	0,2
I	0,220	0,249	1,1
J	0,291	0,539	1,9
K	0,222	0,327	1,5
L	0,155	0,281	1,8
M	0,305		
N	0,321	0,438	1,4
O	0,242	0,308	1,3
P	0,545	0,705	1,3
Q	0,164	0,256	1,6
R	0,425		
S			
T	0,294	0,331	1,2

4.7. Grau de desempenho PG sob temperaturas altas

As medidas de módulo complexo e de ângulo de fase foram realizadas nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo, de maneira a determinar o grau de desempenho das amostras segundo a versão original da especificação Superpave. Os valores médios do grau contínuo (*continuous grade*) e o PG final sob altas temperaturas das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos estão indicados na Tabela 4.18 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabelas A.16 e A.17, compreendendo, respectivamente, os resultados das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo). Os valores médios do grau contínuo (*continuous grade*) e o PG final sob

altas temperaturas das amostras analisadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra estão indicados na Tabela 4.19 e os valores individuais, incluindo réplicas, médias e variabilidades, foram alocados no Anexo A (Tabelas A.18 e A.19, compreendendo, respectivamente, os resultados das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo).

Tabela 4.18. Graus contínuos (*continuous grade*) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (°C) e grau de desempenho final – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	grau contínuo - material virgem	grau contínuo - material envelhecido a curto prazo	grau de desempenho
A	73,3	71,1	70
B	67,2	66,4	64
C	82,9	81,1	76
D	77,6	74,4	70
E	83,0	80,6	76
F	82,6	78,0	76
G	90,8	92,6	88 (82)
H	86,7	87,5	82
I	82,4	79,6	76
J	89,7	85,9	82

Tabela 4.19. Graus contínuos (*continuous grade*) das amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (°C) e grau de desempenho final – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	grau contínuo - material virgem	grau contínuo - material envelhecido a curto prazo	grau de desempenho
A			
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			

4.8. Resultados do ensaio de fluência e recuperação sob múltiplas tensões (MSCR)

As medidas de recuperação elástica e de compliância não-recuperável foram realizadas nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo, de maneira a avaliar o efeito do envelhecimento a curto prazo sobre estas propriedades, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C. Com base na relação entre os valores de J_{nr} a 100 e a 3.200 Pa, foram determinados os valores de $J_{nr,diff}$ das amostras, nestas três temperaturas. Os

níveis de tráfego associados aos valores de J_{nr} na tensão de 3.200 Pa também foram determinados para as temperaturas de 64, 70 e 76°C.

Os valores médios de recuperação elástica e de compliância não-recuperável nas tensões de 100 e 3.200 Pa das amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos na temperatura de 64°C estão apresentados na Tabela 4.20, assim como os valores médios de $J_{nr,diff}$ e as classes de tráfego. Os valores médios de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, bem como os valores médios de $J_{nr,diff}$ e as classes de tráfego, das amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos nas temperaturas de 70 e 76°C estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 4.21 e 4.22. As Tabelas de 4.23 a 4.25 apresentam os valores médios de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das amostras envelhecidas a curto prazo, bem como os correspondentes níveis de tráfego, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C, respectivamente. As Tabelas de 4.26 a 4.28 trazem os valores médios dos índices de envelhecimento calculados com base nos valores de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das 10 amostras analisadas, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C, respectivamente.

Tabela 4.20. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 64°C – amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						

Tabela 4.21. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 70°C – amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						

Tabela 4.22. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 76°C – amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						

Tabela 4.23. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 64°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A	0,1	0,0	1,410	1,467	4,0	H
B	0,0	0,0	2,630	2,794	6,2	S
C	77,7	44,2	0,116	0,328	183,4	E
D	74,4	72,2	0,234	0,238	1,4	E
E	79,2	66,7	0,094	0,163	77,3	E
F	65,6	31,4	0,264	0,598	127,0	V
G	69,1	64,0	0,046	0,053	17,7	E
H	67,3	60,8	0,047	0,056	18,7	E
I	92,9	90,6	0,043	0,057	34,1	E
J	71,6	65,8	0,077	0,093	20,2	E

Tabela 4.24. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 70°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A	0,0	0,0	3,359	3,546	5,6	S
B	0,0	0,0	6,134	6,570	7,1	-
C	71,0	25,9	0,276	0,865	214,1	V
D	67,2	60,5	0,552	0,598	8,3	V
E	74,8	56,0	0,208	0,417	100,3	E
F	56,4	15,3	0,627	1,491	138,2	H
G	58,9	48,2	0,120	0,156	30,1	E
H	56,7	43,1	0,130	0,174	33,9	E
I	90,3	87,5	0,100	0,127	27,7	E
J	64,4	53,8	0,192	0,259	34,7	E

Tabela 4.25. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 76°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A	0,0	0,0	7,583	8,089	6,7	-
B	0,0	0,0	13,402	14,476	8,0	-
C	62,5	12,0	0,633	2,036	222,0	S
D	58,5	45,0	1,259	1,441	14,4	H
E	69,3	46,6	0,455	0,962	111,3	V
F	47,2	5,3	1,362	3,329	144,6	S
G	47,5	28,3	0,30	0,45	48,6	E
H	45,2	22,1	0,340	0,534	57,2	V
I	85,0	72,4	0,255	0,482	88,7	E
J	54,0	34,5	0,490	0,746	52,4	V

Tabela 4.26. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 64°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					

Tabela 4.27. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 70°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					

Tabela 4.28. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 76°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					

Os valores individuais de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e os valores individuais de $J_{nr,diff}$ das amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos nas temperaturas de 64, 70 e 76°C estão apresentados no Anexo A (Tabelas de A.20 a A.29). As Tabelas de A.30 a A.39 trazem os valores individuais de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e os valores individuais de $J_{nr,diff}$ das amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C. Os índices de envelhecimento calculados com base nos valores individuais de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das 10 amostras analisadas estão apresentados no Anexo A, nas Tabelas de A.40 a A.49, para as temperaturas de 64, 70 e 76°C.

Os valores médios de recuperação elástica e de compliância não-recuperável nas tensões de 100 e 3.200 Pa das amostras virgens analisadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra na temperatura de 64°C estão apresentados na Tabela 4.29, assim como os valores médios de $J_{nr,diff}$ e as classes de tráfego. Os valores médios de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, bem como os valores médios de $J_{nr,diff}$ e as classes de tráfego, das amostras virgens analisadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra nas temperaturas de 70 e 76°C estão apresentados, respectivamente, nas Tabelas 4.30 e 4.31. As Tabelas de 4.32 a 4.34 apresentam os valores médios de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das amostras envelhecidas a curto prazo, bem como os correspondentes níveis de tráfego, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C, respectivamente. As Tabelas de 4.35 a 4.37 trazem os valores médios dos índices de envelhecimento calculados com base nos valores de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das 20 amostras analisadas, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C, respectivamente.

Os valores individuais de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e os valores individuais de $J_{nr,diff}$ das amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra nas temperaturas de 64, 70 e 76°C estão apresentados no Anexo A (Tabelas de A.50 a A.69). As Tabelas de A.70 a A.89 trazem os valores individuais de recuperação elástica e de compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e os valores individuais de $J_{nr,diff}$ das amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra, nas temperaturas de 64, 70 e 76°C. Os índices de envelhecimento calculados com base nos valores individuais de recuperação elástica, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ das 20 amostras analisadas estão apresentados no Anexo A, nas Tabelas de A.90 a A.109, para as temperaturas de 64, 70 e 76°C.

Tabela 4.29. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 64°C – amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.30. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 70°C – amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.31. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 76°C – amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.32. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 64°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.33. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 70°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.34. Recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa, valores de $J_{nr,diff}$ e classes de tráfego a 76°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)	classe de tráfego
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa		
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R						
S						
T						

Tabela 4.35. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 64°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela 4.36. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 70°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela 4.37. Índices de envelhecimento médios calculados com base nos valores de recuperação elástica e compliância não-recuperável a 100 e a 3.200 Pa e nos valores de $J_{nr,diff}$ a 76°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	%R		J_{nr} (kPa ⁻¹)		$J_{nr,diff}$ (%)
	100 Pa	3.200 Pa	100 Pa	3.200 Pa	
A					
B					
C					
D					
E					
F					
G					
H					
I					
J					
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

4.9. Temperaturas críticas de fadiga ($G^*.sen\delta = 5$ MPa)

As medidas de módulo complexo e de ângulo de fase foram realizadas nas amostras envelhecidas a longo prazo, de maneira a determinar as temperaturas críticas de fadiga das amostras segundo a especificação Superpave. Os valores individuais e médios de $G^*.sen\delta$, os graus contínuos individuais e médios e as temperaturas críticas de fadiga das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos estão indicados na Tabela 4.38. Os valores individuais e médios de $G^*.sen\delta$, os graus contínuos

individuais e médios e as temperaturas críticas de fadiga das amostras analisadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra estão indicados na Tabela 4.39.

Tabela 4.38. Valores de $G^*.sen\delta$, em kPa, graus contínuos e temperaturas críticas de fadiga – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		34	28	22	16	grau contínuo (°C)	$T_{crítica}$ (°C)
A	medida 1	1.878	5.349	17.850	53.110	28,4	31
	medida 2	2.022	5.672	18.810	53.440	28,7	
	média	1.950	5.511	18.330	53.275	28,6	
	variabilidade (%)	7,4	5,9	5,2	0,6	-1,05	
B	medida 1	1.175	3.191	9.699	35.510	25,5	28
	medida 2	1.118	3.012	9.060	32.660	25,2	
	média	1.147	3.102	9.380	34.085	25,4	
	variabilidade (%)	5,0	5,8	6,8	8,4	1,18	
C	medida 1	399	924	2.441	6.864	17,8	19
	medida 2	424	978	2.372	6.812	17,7	
	média	411	951	2.407	6.838	17,8	
	variabilidade (%)	6,0	5,7	2,9	0,8	0,56	
D	medida 1	1.022	2.718	7.890	26.980	24,5	25
	medida 2	1.016	2.702	7.848	26.899	24,4	
	média	1.019	2.710	7.869	26.940	24,5	
	variabilidade (%)	0,6	0,6	0,5	0,3	0,41	
E	medida 1	315	756	2.122	6.353	17,3	19
	medida 2	298	724	2.057	6.354	17,3	
	média	307	740	2.090	6.354	17,3	
	variabilidade (%)	5,6	4,4	3,1	0,0	0,00	
F	medida 1	435	1.023	2.827	8.334	18,8	19
	medida 2	366	971	2.730	7.714	18,5	
	média	401	997	2.779	8.024	18,7	
	variabilidade (%)	17,3	5,2	3,5	7,7	1,61	
G	medida 1	2.157	5.307	15.270	51.700	28,4	31
	medida 2	2.101	5.117	14.720	48.760	28,0	
	média	2.129	5.212	14.995	50.230	28,2	
	variabilidade (%)	2,6	3,6	3,7	5,9	1,42	
H	medida 1	2.147	5.412	15.610	50.450	28,5	31
	medida 2	2.367	5.719	16.300	52.920	28,8	
	média	2.257	5.566	15.955	51.685	28,7	
	variabilidade (%)	9,7	5,5	4,3	4,8	-1,05	
I	medida 1	622	1.573	4.357	13.770	21,2	22
	medida 2	586	1.543	4.390	13.800	21,3	
	média	604	1.558	4.374	13.785	21,3	
	variabilidade (%)	6,0	1,9	0,8	0,2	-0,47	
J	medida 1	2.923	7.275	21.550	65.380	30,4	31
	medida 2	2.998	7.425	22.310	66.210	30,5	
	média	2.961	7.350	21.930	65.795	30,5	
	variabilidade (%)	2,5	2,0	3,5	1,3	-0,33	

Tabela 4.39. Valores de $G^* \cdot \text{sen} \delta$, em kPa, graus contínuos e temperaturas críticas de fadiga – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

temperatura (°C)		34	28	22	16	grau contínuo (°C)	$T_{\text{crítica}}$ (°C)
A	medida 1	1.537	4.181	10.225	21.863	26,80	28
	medida 2	1.484	4.020	9.791	20.755	26,60	
	média	1.511	4.101	10.008	21.309	26,70	
	variabilidade (%)	3,51	3,93	4,34	5,20	0,75	
B	medida 1	1.162	3.107	7.388	15.669	24,70	25
	medida 2	1.096	2.999	7.242	7.243	24,90	
	média	1.129	3.053	7.315	11.456	24,80	
	variabilidade (%)	5,85	3,54	2,00	73,55	-0,81	
C	medida 1						
	medida 2						
	média						
	variabilidade (%)						
D	medida 1	1.213	3.152	7.936	18.185	25,00	25
	medida 2	1.114	2.904	7.268	16.608	24,50	
	média	1.163	3.028	7.602	17.397	24,75	
	variabilidade (%)	8,55	8,17	8,79	9,07	2,02	
E	medida 1	957	2.429	5.627	11.669	22,90	25
	medida 2	1.079	2.734	6.345	13.100	23,70	
	média	1.018	2.582	5.986	12.385	23,30	
	variabilidade (%)	11,96	11,81	11,99	11,56	-3,43	
F	medida 1						
	medida 2						
	média						
	variabilidade (%)						
G	medida 1	2.381	4.680	9.199	16.801	27,50	28
	medida 2	2.004	4.228	8.504	16.249	26,60	
	média	2.193	4.454	8.852	16.525	27,05	
	variabilidade (%)	17,19	10,15	7,85	3,34	3,33	
H	medida 1	4.147	8.724	17.259	31.249	32,50	34
	medida 2	4.160	8.708	17.120	30.756	32,50	
	média	4.153	8.716	17.190	31.003	32,50	
	variabilidade (%)	0,31	0,18	0,81	1,59	0,00	
I	medida 1	889	2.112	5.034	11.221	22,00	25
	medida 2	1.016	2.369	5.498	11.891	22,70	
	média	953	2.241	5.266	11.556	22,35	
	variabilidade (%)	13,31	11,49	8,82	5,80	-3,13	
J	medida 1	4.155	8.526	16.693	30.425	32,50	34
	medida 2	4.494	9.140	17.659	32.045	33,10	
	média	4.325	8.833	17.176	31.235	32,80	
	variabilidade (%)	7,82	6,96	5,62	5,19	-1,83	

Tabela 4.39. Valores de $G^*.sen\delta$, em kPa, graus contínuos e temperaturas críticas de fadiga – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

temperatura (°C)		34	28	22	16	grau contínuo (°C)	$T_{crítica}$ (°C)
K	medida 1	1.792	4.115	9.277	19.040	26,6	28
	medida 2	1.762	3.959	8.573	17.155	26,3	
	média	1.777	4.037	8.925	18.098	26,5	
	variabilidade (%)	1,7	3,9	7,9	10,4	1,13	
L	medida 1						
	medida 2						
	média						
	variabilidade (%)						
M	medida 1	1.883	4.340	9.715	20.282	27,0	28
	medida 2	2.090	4.692	10.232	20.896	27,5	
	média	1.986	4.516	9.973	20.589	27,3	
	variabilidade (%)	10,4	7,8	5,2	3,0	-1,83	
N	medida 1	1.293	3.088	7.265	15.524	24,7	25
	medida 2	1.303	3.104	7.320	15.574	24,8	
	média	1.298	3.096	7.293	15.549	24,8	
	variabilidade (%)	0,8	0,5	0,8	0,3	-0,40	
O	medida 1	796	2.220	5.803	13.563	23,0	25
	medida 2	832	2.190	5.461	12.259	22,6	
	média	814	2.205	5.632	12.911	22,8	
	variabilidade (%)	4,5	1,4	6,1	10,1	1,75	
P	medida 1	1.054	2.934	7.258	15.722	24,6	25
	medida 2	1.136	3.055	7.321	15.365	24,8	
	média	1.095	2.995	7.290	15.544	24,7	
	variabilidade (%)	7,5	4,0	0,9	2,3	-0,81	
Q	medida 1	2.080	4.496	9.388	18.407	27,2	28
	medida 2	2.428	5.023	10.214	19.772	28,0	
	média	2.254	4.759	9.801	19.090	27,6	
	variabilidade (%)	15,4	11,1	8,4	7,2	-2,90	
R	medida 1						
	medida 2						
	média						
	variabilidade (%)						
S	medida 1	547	1.404	3.427	7.633	19,2	19
	medida 2	462	1.220	3.068	6.948	18,5	
	média	505	1.312	3.248	7.291	18,9	
	variabilidade (%)	16,8	14,0	11,1	9,4	3,71	
T	medida 1	896	2.505	6.432	14.673	23,7	25
	medida 2	895	2.520	6.384	14.365	23,7	
	média	896	2.513	6.408	14.519	23,7	
	variabilidade (%)	0,2	0,6	0,8	2,1	0,00	

4.10. Resultados do ensaio de varredura de amplitude linear (LAS)

Neste item, são apresentados os resultados das duas análises realizadas com base nos dados obtidos do ensaio de varredura de amplitude linear (LAS): (i) análise do índice de tolerância ao dano (parâmetro a_f) e (ii) análise baseada na teoria de dano contínuo viscoelástico (VECD).

4.10.1. Análise do índice de tolerância ao dano (parâmetro a_f)

Na análise do índice de tolerância ao dano (parâmetro a_f), verifica-se no gráfico da taxa de crescimento da fissura (mm/ciclo) em função do comprimento de fissura (mm), o menor valor que a curva apresenta antes do rápido aumento na taxa de crescimento da fissura. Neste critério, proposto por Hintz (2012), quanto maior o comprimento da trinca (a_f) na falha, maior a tolerância à fadiga, indicando que o ligante asfáltico pode resistir a um fissuramento maior antes da rápida ruptura. Como exemplo, observa-se, na Figura 4.1, o ponto indicado pela seta vermelha, que corresponde ao parâmetro a_f de uma amostra de CAP 50/70 puro envelhecido com radiação ultravioleta à taxa de $0,68 \text{ W/m}^2$, obtido de Nascimento (2015).

Os resultados médios dos comprimentos das trincas na falha (a_f) das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, para os ensaios realizados nas temperaturas de 15, 25 e 35°C, estão apresentados na Tabela 4.39. Os valores individuais do parâmetro a_f , nas temperaturas de 15, 25 e 35°C, estão apresentados no Anexo A (Tabela A.110), incluindo as médias e as variabilidades. Os resultados médios dos comprimentos das trincas na falha (a_f) das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra, para os ensaios realizados apenas a 25°C, estão apresentados na Tabela 4.40. Os valores individuais do parâmetro a_f na temperatura de 25°C estão apresentados no Anexo A (Tabela A.111), incluindo as médias e as variabilidades.

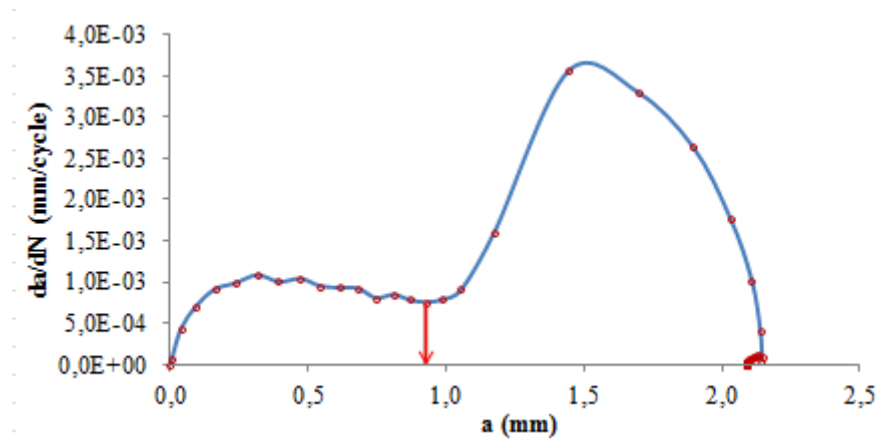


Figura 4.1. Determinação do valor do parâmetro a_f na temperatura de 25°C para o CAP 50/70 puro envelhecido com radiação ultravioleta à taxa de 0,68 W/m² [extraído de Nascimento (2015)]

Tabela 4.39. Parâmetro de tolerância ao dano a_f (mm) no ensaio LAS a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	15°C		25°C		35°C	
	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo
A						
B						
C						
D						
E						
F						
G						
H						
I						
J						

Tabela 4.40. Parâmetro de tolerância ao dano a_f (mm) no ensaio LAS a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	25°C	
	curto prazo	longo prazo
A		
B		
C		
D		
E		
F		
G		
H		
I		
J		
K		
L		
M		
N		
O		
P		
Q		
R		
S		
T		

4.10.2. Análise baseada na teoria de dano contínuo viscoelástico (VECD)

Por meio do modelo proposto por Johnson (2010), $N_f = A_{35} \cdot \gamma^B$, para análise dos dados obtidos no ensaio LAS, é possível prever o comportamento à fadiga de materiais expostos a diferentes níveis de deformação. No modelo, N_f representa a vida de fadiga, ou seja, o número de ciclos necessários para levar o material à fissura, e γ representa a deformação cisalhante aplicada. A_{35} é o parâmetro que corresponde ao critério de ruptura adotado por Johnson (2010), em que o módulo inicial das amostras reduz em 35%.

Este parâmetro depende da variação da integridade do material em função do dano acumulado (curva integridade versus dano) e também do módulo complexo inicial (quando o material ainda não possui dano). Assim, A_{35} possui um valor elevado quando o ligante asfáltico mantém a integridade elevada, medida por meio do parâmetro $G^* \cdot \text{sen} \delta$, o que é positivo. Ocorrendo queda rápida nos valores de $G^* \cdot \text{sen} \delta$, o parâmetro A_{35} será baixo. O parâmetro B está relacionado à sensibilidade do ligante asfáltico ao nível de deformação. Quando este parâmetro diminui, a declividade da curva de fadiga aumenta, indicando que o material é mais sensível às variações nos níveis de deformação do pavimento (NUÑEZ, 2013; PAMPLONA, 2013).

As Tabelas 4.41 e 4.42 apresentam os valores médios para os parâmetros A_{35} e B, respectivamente, dos modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, para ensaios realizados nas temperaturas de 15, 25 e 35°C. Os valores individuais do parâmetro A_{35} , além dos valores médios e das variabilidades, nas temperaturas de 15, 25 e 35°C, estão apresentados no Anexo A (Tabela A.110), e os valores individuais do parâmetro B, além dos valores médios e das variabilidades, nestas três temperaturas, estão apresentados no Anexo A (Tabela A.111). As Tabelas 4.43 e 4.44 apresentam um resumo dos modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos, respectivamente, para os ensaios realizados a 15, 25 e 35°C. As Figuras 4.2 e 4.3 mostram um comparativo dos valores do coeficiente A_{35} para as amostras envelhecidas a curto e a longo prazos, respectivamente, e as Figuras 4.4 e 4.5 mostram um comparativo semelhante para os valores do coeficiente B.

As Tabelas 4.45 e 4.46 apresentam os valores médios para os parâmetros A_{35} e B, respectivamente, obtidos dos modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos avaliadas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra, para os ensaios realizados a 25°C. Os valores individuais do parâmetro A_{35} , além dos valores médios e das variabilidades, na temperatura de 25°C, estão apresentados no Anexo A (Tabela A.112), e os valores individuais do parâmetro B, além dos valores médios e das variabilidades, nesta mesma temperatura, estão apresentados no Anexo A (Tabela A.113). As Tabelas 4.47 e 4.48 apresentam um resumo dos modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto e a longo prazos, respectivamente. As Figuras 4.6 e 4.7 mostram um comparativo dos valores do coeficiente A_{35} para as amostras envelhecidas a curto e a longo prazos, respectivamente, e as Figuras 4.8 e 4.9 mostram um comparativo semelhante para os valores do coeficiente B.

Tabela 4.41. Valores do coeficiente A_{35} nos ensaios realizados a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	15°C		25°C		35°C	
	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo
A	31.637	-	34.086	29.682	71.150	71.796
B	29.562	45.898	44.788	63.125	113.718	142.519
C	52.128	66.225	221.303	202.439	1.697.482	1.394.607
D	12.098	46.335	55.268	68.425	585.435	399.221
E	24.688	35.831	139.235	110.610	463.517	1.098.300
F	48.037	101.689	186.749	228.132	2.178.755	2.026.078
G	28.523	64.353	186.866	310.602	473.987	674.731
H	44.755	-	123.405	284.415	352.030	558.314
I	24.298	51.807	169.229	115.458	1.756.854	926.121
J	18.152	-	36.655	-	213.090	165.146

Tabela 4.42. Valores do coeficiente B nos ensaios realizados a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	15°C		25°C		35°C	
	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo	curto prazo	longo prazo
A	-3,96	-	-2,77	-3,31	-2,26	-2,61
B	-3,37	-4,05	-2,53	-3,08	-2,20	-2,58
C	-3,58	-3,90	-3,08	-3,34	-3,01	-3,17
D	-3,19	-3,96	-2,57	-3,12	-2,49	-2,79
E	-3,95	-4,43	-3,26	-3,81	-2,91	-3,39
F	-3,44	-3,76	-3,00	-3,29	-3,01	-3,18
G	-4,64	-5,58	-3,83	-4,78	-3,39	-4,10
H	-4,55	-	-3,62	-4,43	-3,13	-3,86
I	-3,23	-4,09	-2,70	-3,15	-2,78	-2,96
J	-3,73	-	-2,81	-	-2,57	-3,26

Tabela 4.43. Modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo para os ensaios realizados a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	15°C	25°C	35°C
A	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
B	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
C	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
D	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
E	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
F	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
G	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
H	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
I	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
J	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$

Tabela 4.44. Modelos de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo para os ensaios realizados a 15, 25 e 35°C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	15°C	25°C	35°C
A	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
B	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
C	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
D	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
E	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
F	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
G	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
H	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
I	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$
J	$N_f = 31.637x\gamma^{-3,96}$	$N_f = 34.086x\gamma^{-2,77}$	$N_f = 71.150x\gamma^{-2,26}$

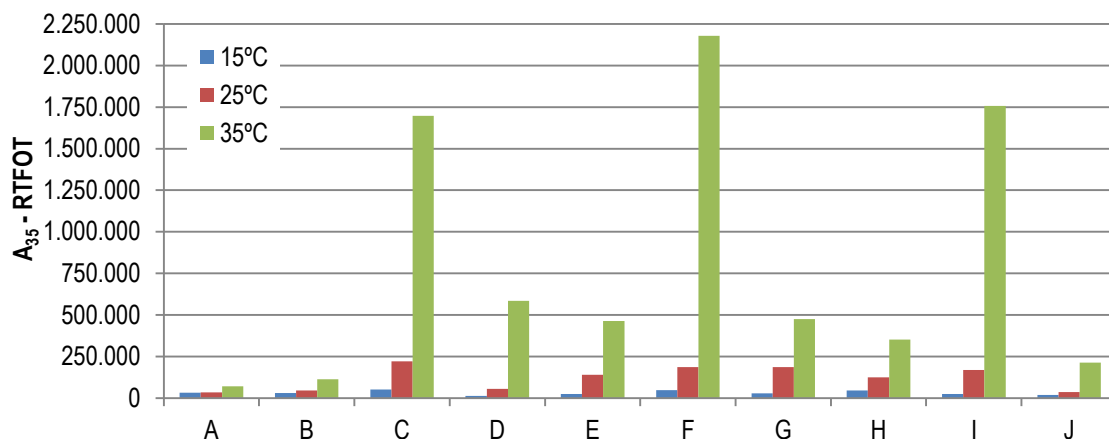


Figura 4.2. Comparativo dos valores do coeficiente A_{35} do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

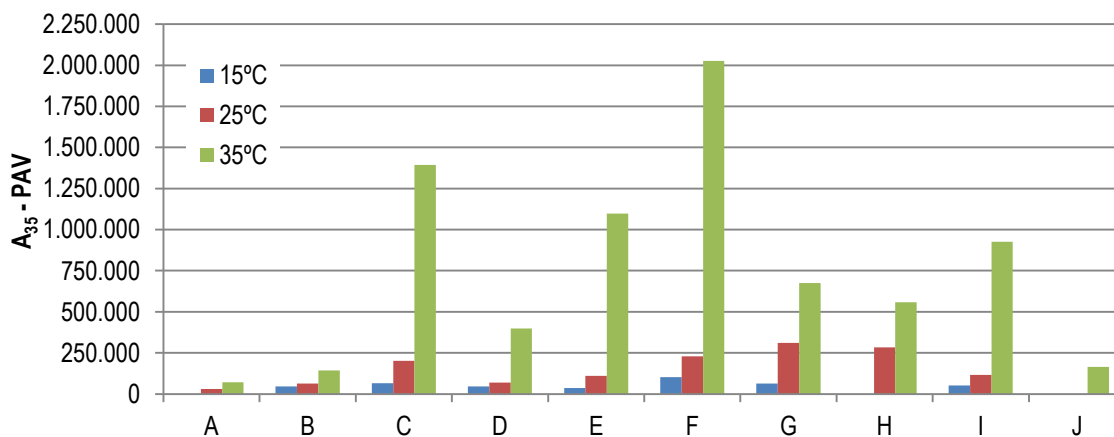


Figura 4.3. Comparativo dos valores do coeficiente A_{35} do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

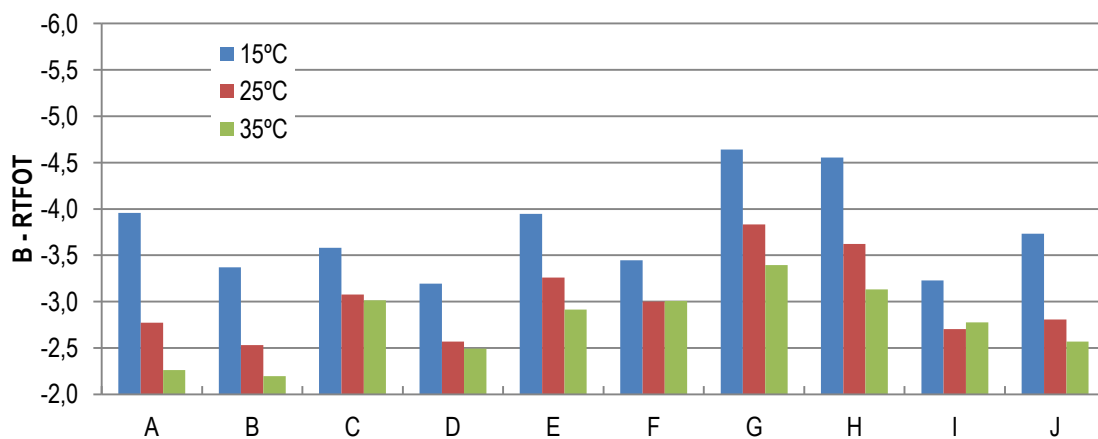


Figura 4.4. Comparativo dos valores do coeficiente B do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

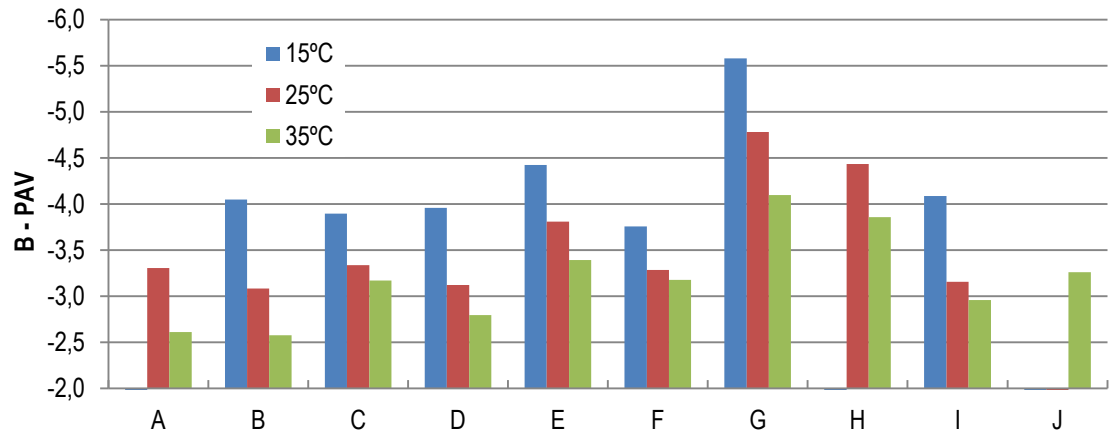


Figura 4.5. Comparativo dos valores do coeficiente B do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Tabela 4.45. Valores do coeficiente A_{35} nos ensaios realizados a 25°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	curto prazo	longo prazo
A		
B		
C		
D		
E		
F		
G		
H		
I		
J		
K		
L		
M		
N		
O		
P		
Q		
R		
S		
T		

Tabela 4.46. Valores do coeficiente B nos ensaios realizados a 25°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	curto prazo	longo prazo
A		
B		
C		
D		
E		
F		
G		
H		
I		
J		
K		
L		
M		
N		
O		
P		
Q		
R		
S		
T		

Tabela 4.47. Modelos de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo para os ensaios realizados a 25°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	modelo
A	
B	
C	
D	
E	
F	
G	
H	
I	
J	
K	
L	
M	
N	
O	
P	
Q	
R	
S	
T	

Tabela 4.48. Modelos de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo para os ensaios realizados a 25°C – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	modelo
A	
B	
C	
D	
E	
F	
G	
H	
I	
J	
K	
L	
M	
N	
O	
P	
Q	
R	
S	
T	

Figura 4.6. Comparativo dos valores do coeficiente A_{35} do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.7. Comparativo dos valores do coeficiente A_{35} do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.8. Comparativo dos valores do coeficiente B do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a curto prazo – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.9. Comparativo dos valores do coeficiente B do modelo de fadiga das amostras envelhecidas a longo prazo – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam comparativos das curvas de fadiga obtidas nas temperaturas de 15, 25 e 35°C para a amostra A, respectivamente, nas condições envelhecidas a curto e a longo prazos, das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. Comparativos semelhantes são apresentados nas Figuras 4.12 e 4.13 para a amostra B, nas Figuras 4.14 e 4.15 para a amostra C, nas Figuras 4.16 e 4.17 para a amostra D, nas Figuras 4.18 e 4.19 para a amostra E, nas Figuras 4.20 e 4.21 para a amostra F, nas Figuras 4.22 e 4.23 para a amostra G, nas Figuras 4.24 e 4.25 para a amostra H, nas Figuras 4.26 e 4.27 para a amostra I e nas Figuras 4.28 e 4.29 para a amostra J.

Figura 4.10. Comparativo das curvas de fadiga da amostra A na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.11. Comparativo das curvas de fadiga da amostra A na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.12. Comparativo das curvas de fadiga da amostra B na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.13. Comparativo das curvas de fadiga da amostra B na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

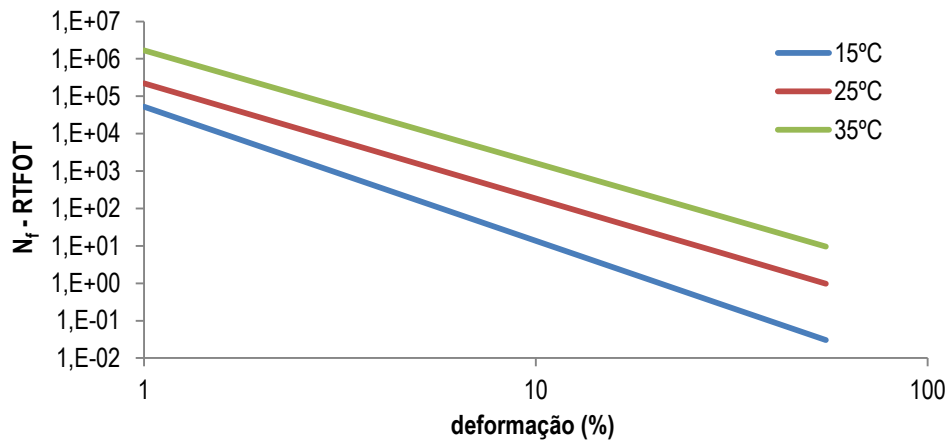


Figura 4.14. Comparativo das curvas de fadiga da amostra C na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

**Figura 4.15. Comparativo das curvas de fadiga da amostra C na condição envelhecida a longo prazo
– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos**

**Figura 4.16. Comparativo das curvas de fadiga da amostra D na condição envelhecida a curto prazo
– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos**

**Figura 4.17. Comparativo das curvas de fadiga da amostra D na condição envelhecida a longo prazo
– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos**

Figura 4.18. Comparativo das curvas de fadiga da amostra E na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

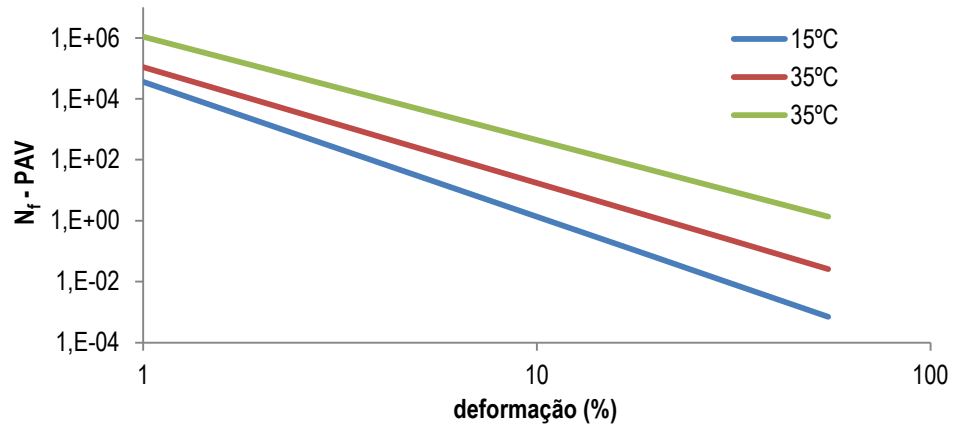


Figura 4.19. Comparativo das curvas de fadiga da amostra E na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.20. Comparativo das curvas de fadiga da amostra F na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.21. Comparativo das curvas de fadiga da amostra F na condição envelhecida a longo prazo
 – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

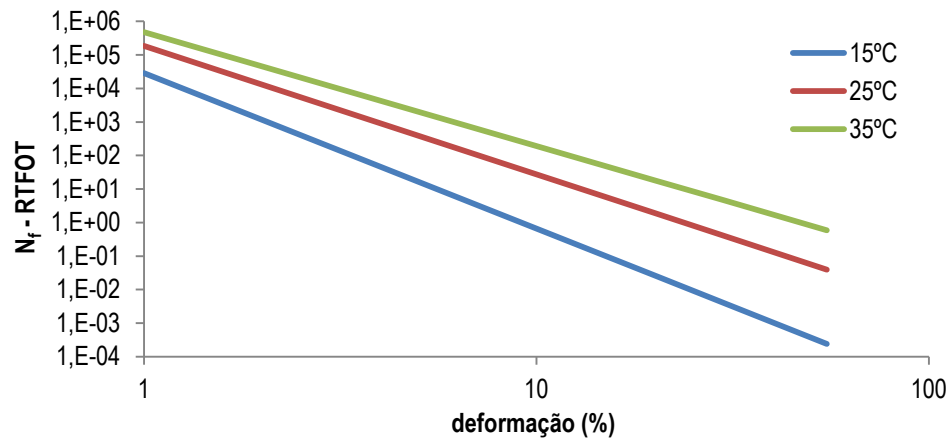


Figura 4.22. Comparativo das curvas de fadiga da amostra G na condição envelhecida a curto prazo
 – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.23. Comparativo das curvas de fadiga da amostra G na condição envelhecida a longo prazo
 – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.24. Comparativo das curvas de fadiga da amostra H na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.25. Comparativo das curvas de fadiga da amostra H na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.26. Comparativo das curvas de fadiga da amostra I na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.27. Comparativo das curvas de fadiga da amostra I na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.28. Comparativo das curvas de fadiga da amostra J na condição envelhecida a curto prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.29. Comparativo das curvas de fadiga da amostra J na condição envelhecida a longo prazo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

As Figuras de 4.30 a 4.39 mostram comparativos das curvas de fadiga dos ligantes asfálticos A, B, C, D, E, F, G, H, I e J, respectivamente, analisados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos em uma mesma temperatura mas com níveis distintos de envelhecimento, a fim de permitir ao leitor uma avaliação visual do efeito do nível de envelhecimento.

Figura 4.30. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico A – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.31. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico B – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.32. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico C – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.33. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico D – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.34. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico E – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.35. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico F – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.36. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico G – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.37. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico H – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.38. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico I – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.39. Efeito do envelhecimento sobre o ligante asfáltico J – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

As Figuras de 4.40 a 3.45 mostram comparativos das curvas de fadiga dos 10 materiais analisados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, em função da temperatura de ensaio e do nível de envelhecimento.

Figura 4.40. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a curto prazo e temperatura de 15°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.41. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a curto prazo e temperatura de 25°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.42. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a curto prazo e temperatura de 35°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.43. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a longo prazo e temperatura de 15°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.44. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a longo prazo e temperatura de 25°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Figura 4.45. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga – amostras envelhecidas a longo prazo e temperatura de 35°C analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

A Figura 4.46 apresenta um comparativo das curvas de fadiga obtidas na temperatura de 25°C para a amostra A envelhecida a curto e a longo prazos. Comparativos semelhantes são apresentados nas Figuras de 4.47 a 4.65, respectivamente, para as amostras B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S e T.

**Figura 4.46. Comparativo das curvas de fadiga da amostra A envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.47. Comparativo das curvas de fadiga da amostra B envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.48. Comparativo das curvas de fadiga da amostra C envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

Figura 4.49. Comparativo das curvas de fadiga da amostra D envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.50. Comparativo das curvas de fadiga da amostra E envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.51. Comparativo das curvas de fadiga da amostra F envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.52. Comparativo das curvas de fadiga da amostra G envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.53. Comparativo das curvas de fadiga da amostra H envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.54. Comparativo das curvas de fadiga da amostra I envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.55. Comparativo das curvas de fadiga da amostra J envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.56. Comparativo das curvas de fadiga da amostra K envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.57. Comparativo das curvas de fadiga da amostra L envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

**Figura 4.58. Comparativo das curvas de fadiga da amostra M envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.59. Comparativo das curvas de fadiga da amostra N envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.60. Comparativo das curvas de fadiga da amostra O envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.61. Comparativo das curvas de fadiga da amostra P envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.62. Comparativo das curvas de fadiga da amostra Q envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

**Figura 4.63. Comparativo das curvas de fadiga da amostra R envelhecida a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra**

Figura 4.64. Comparativo das curvas de fadiga da amostra S envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.65. Comparativo das curvas de fadiga da amostra T envelhecida a curto e a longo prazos – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

A Figura 4.66 mostra um comparativo das curvas de fadiga dos 20 materiais analisados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra, na condição envelhecida a curto prazo e a Figura 4.67 mostra um comparativo das curvas de fadiga dos 20 materiais na condição envelhecida a longo prazo.

Figura 4.66. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga a 25°C – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura 4.67. Efeito do tipo de CAP sobre o comportamento à fadiga a 25°C – amostras envelhecidas a longo prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

4.11. Resultados do ensaio de fluência na flexão

Os medidas de $S(60)$ e $m(60)$ foram obtidas apenas das amostras envelhecidas a longo prazo na estufa PAV. Os resultados apresentados na Tabela 4.49 correspondem à média de duas determinações, respeitados os níveis de variabilidade da norma ASTM D 6648-08, das amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. No final da tabela, são apresentados os graus contínuos e os graus de desempenho sob temperaturas baixas. Os resultados apresentados na Tabela 4.50 correspondem à média de duas determinações, respeitados os níveis de variabilidade da norma ASTM D 6648-08, das amostras envelhecidas no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR Nova Dutra e submetidas aos ensaios de fluência na flexão no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. No final da tabela, são apresentados os graus contínuos e os graus de desempenho sob temperaturas baixas.

Tabela 4.49. Graus contínuos e graus de desempenho sob temperaturas baixas – amostras avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

S(60) - MPa											
temperatura	amostras	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
-6°C	medida 1	188,8	122,1			116,8	39,1	117,6	178,0	77,7	177,9
	medida 2	195,1	121,5			116,5	38,3	110,5	173,8	78,8	177,9
	média	192,0	121,8			116,7	38,7	114,0	175,9	78,3	177,9
	variabilidade	-3,3	0,5			0,3	2,1	6,2	2,4	-1,4	0,0
-12°C	medida 1	395,4	264,3	88,3		222,5	95,6	255,3	349,3	182,1	363,6
	medida 2	400,4	258,4	90,0		214,7	99,7	249,6	376,1	188,5	367,2
	média	397,9	261,3	89,2	234,3	218,6	97,6	252,5	362,7	185,3	365,4
	variabilidade	-1,3	2,3	-1,9		3,6	-4,3	2,2	-7,4	-3,5	-1,0
-18°C	medida 1		529,7	202,7	519,9	415,4	214,8	449,9	604,7	393,0	559,2
	medida 2		526,3	195,7	530,0	421,2	199,9	443,7	638,2	386,0	570,0
	média		528,0	199,2	524,9	418,3	207,3	446,8	621,4	389,5	564,6
	variabilidade		0,6	3,5	-1,9	-1,4	7,2	1,4	-5,4	1,8	-1,9
-24°C	medida 1			345,8		1096,0	377,2	1.002,0		617,8	928,5
	medida 2			347,0		993,0	387,9			587,0	972,6
	média			346,4		1044,5	382,5			602,4	950,5
	variabilidade			-0,3		9,9	-2,8			5,1	-4,6
m(60)											
temperatura	amostras	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
-6°C	medida 1	0,339	0,391	0,349		0,340	0,445	0,337	0,334	0,411	0,344
	medida 2	0,345	0,389	0,345		0,343	0,439	0,337	0,330	0,408	0,348
	média	0,342	0,390	0,347		0,342	0,442	0,337	0,332	0,410	0,346
	variabilidade	-1,8	0,5	1,2		-0,9	1,4	0,0	1,2	0,7	-1,2
-12°C	medida 1	0,271	0,326	0,314		0,298	0,371	0,273	0,287	0,343	0,298
	medida 2	0,275	0,327	0,316		0,287	0,369	0,271	0,292	0,347	0,293
	média	0,273	0,327	0,315	0,336	0,293	0,370	0,272	0,290	0,345	0,296
	variabilidade	-1,5	-0,3	-0,6		3,8	0,5	0,7	-1,7	-1,2	1,7
-18°C	medida 1		0,257	0,277	0,256	0,224	0,315	0,224	0,224	0,294	0,253
	medida 2		0,258	0,275	0,263	0,231	0,316	0,230	0,229	0,285	0,252
	média		0,258	0,276	0,260	0,228	0,316	0,227	0,227	0,290	0,253
	variabilidade		-0,4	0,7	-2,7	-3,1	-0,3	-2,6	-2,2	3,1	0,4
-24°C	medida 1					0,231	0,264	0,227		0,234	0,201
	medida 2					0,218	0,262			0,235	0,191
	média					0,225	0,263			0,235	0,196
	variabilidade					5,8	0,8			-0,4	5,1
grau contínuo	S(60)	-19,2	-22,9	-32,1	-23,3	-24,4	-31,2	-23,4	-20,5	-26,8	-21,4
	m(60)	-19,7	-24,3	-30,3	-24,8	-21,0	-29,8	-19,4	-20,0	-25,4	-19,9
PG		-16	-22	-28	-22	-16	-28	-16	-16	-22	-16

4.12. Curvas-mestre

As medidas de módulo complexo e de ângulo de fase foram empregadas na construção de curvas-mestre das amostras nas condições virgem, envelhecida a curto prazo e envelhecida a longo prazo. Com base nas curvas-mestre, é possível avaliar: (i) os índices de modificação, que quantificam as variações nas propriedades reológicas quando se comparam ligantes asfálticos puros a ligantes asfálticos modificados, (ii) os índices de envelhecimento, que quantificam as variações nas propriedades reológicas quando se comparam ligantes asfálticos envelhecidos (a curto e/ou a longo prazos) aos seus respectivos na condição virgem e (iii) a estabilidade à estocagem, por meio da comparação das curvas-mestre obtidas das amostras de topo e de fundo. Com base nas medidas de G^* e de δ , foram obtidos índices de modificação, de sensibilidade ao envelhecimento e de estabilidade à estocagem.

4.12.1. Índices de modificação

A Figura 4.68 mostra o comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras A e B na condição virgem, avaliadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. Comparações similares são feitas no Anexo A nas Figuras de A.1 a A.8 para as amostras C, D, E, F, G, H, I e J, em relação à amostra B, na condição virgem. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.9 a A.17 constantes do Anexo A para os materiais envelhecidos a curto prazo avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.18 a A.26 constantes do Anexo A para os materiais envelhecidos a longo prazo avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos.

Comparações similares são feitas nas Figuras de A.27 a A.45 para as amostras A, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S e T em relação à amostra B, para as amostras virgens avaliadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.46 a A.64 para os 20 materiais envelhecidos a curto prazo avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.65 a A.83 para os 20 materiais envelhecidos a longo prazo avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra.

As diferenças entre propriedades reológicas quando se comparam ligantes asfálticos diferentes foram quantificadas com base nos valores de G^* e de δ em diferentes frequências, na temperatura de 25°C. A Tabela 4.51 mostra quanto os valores de G^* dos asfaltos A, C, D, E, F, G, H, I e J aumentaram ou diminuíram, para diferentes frequências, tomando por base os valores de G^* do material b a 25°C, nas condições virgem, envelhecida a curto prazo e envelhecida a longo prazo. A Tabela 4.52 mostra quantos graus o ângulo de fase dos asfaltos A, C, D, E, F, G, H, I e J aumentou ou diminuiu, para diferentes frequências,

em relação aos valores de delta do material B a 25°C, nas três condições de envelhecimento. Valores negativos indicam que o ângulo de fase do material é maior que o do material B.

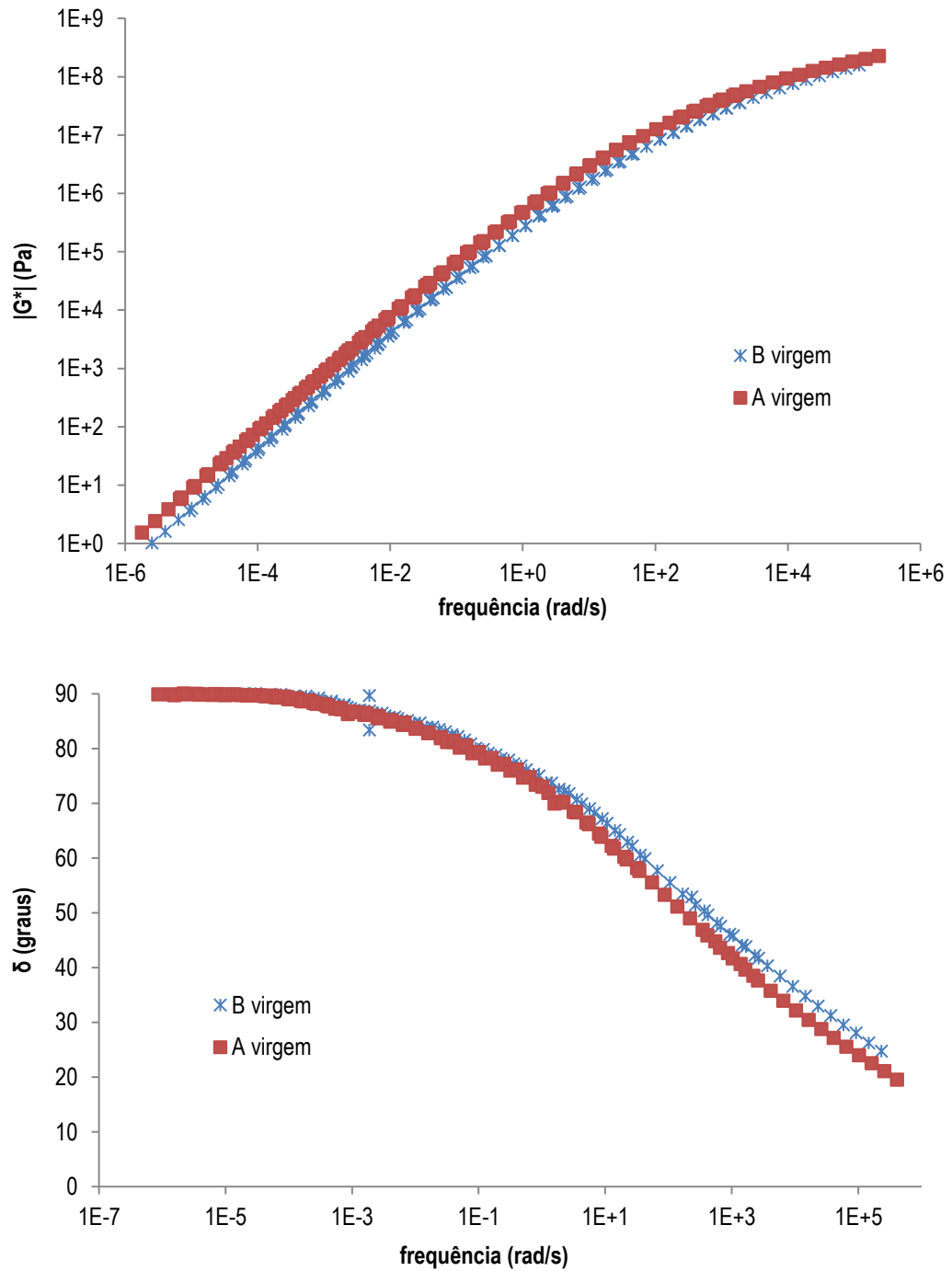


Figura 4.68. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras A e B na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Tabela 4.51. Razões entre valores de G* em relação ao material B – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A	C	D	E	F	G	H	I	J
10 ⁻⁵	3,95E+00	2,15	5,33	7,28	7,11	5,63	43,41	35,19	9,95	66,38
10 ⁻⁴	3,97E+01	2,13	3,92	4,63	5,13	3,97	34,60	29,75	5,47	41,19
10 ⁻³	4,11E+02	2,03	2,77	2,33	3,16	3,04	20,86	20,91	2,66	21,98
10 ⁻²	3,90E+03	2,03	1,75	1,35	1,87	1,75	10,80	12,15	1,31	14,23
10 ⁻¹	3,46E+04	1,90	0,87	0,89	1,23	0,93	5,44	7,11	0,74	9,49
10 ⁰	2,53E+05	1,88	0,55	0,79	0,96	0,60	3,37	4,38	0,78	6,33
10 ¹	1,59E+06	1,82	0,41	0,82	0,77	0,46	2,14	2,84	0,69	4,22
10 ²	7,59E+06	1,61	0,38	0,89	0,67	0,41	1,47	1,97	0,73	2,95
10 ³	2,65E+07	1,48	0,38	1,01	0,61	0,41	1,18	1,58	0,80	2,24
10 ⁴	7,03E+07	1,34	0,39	1,08	0,56	0,42	1,05	1,37	0,82	1,80
10 ⁵	1,49E+08	1,22	0,00	1,14	0,56	0,45	0,99	1,26	0,00	0,00
material envelhecido a curto prazo										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A								
10 ⁻⁵	1,05E+01	2,63	6,05	7,58	7,19	2,68	120,76	84,54	14,18	10,82
10 ⁻⁴	1,06E+02	2,61	4,99	4,35	5,60	2,27	66,47	49,62	6,22	7,82
10 ⁻³	1,03E+03	2,54	3,22	2,30	3,03	1,66	29,38	26,22	2,75	4,98
10 ⁻²	9,03E+03	2,50	1,68	1,34	1,72	0,98	13,75	12,69	1,45	2,95
10 ⁻¹	6,97E+04	2,30	0,97	1,00	0,98	0,58	7,15	7,65	0,86	2,05
10 ⁰	4,61E+05	2,15	0,65	0,90	0,61	0,40	3,84	4,45	0,95	1,72
10 ¹	2,44E+06	1,98	0,53	0,95	0,47	0,35	2,41	2,94	0,89	1,51
10 ²	9,83E+06	1,80	0,52	1,04	0,42	0,35	1,68	2,16	0,92	1,44
10 ³	3,10E+07	1,60	0,50	1,12	0,42	0,36	1,33	1,76	0,96	1,38
10 ⁴	7,66E+07	1,44	0,51	1,17	0,43	0,39	1,16	1,53	0,97	1,28
10 ⁵	1,56E+08	1,31	0,00	1,21	0,47	0,43	1,07	1,41	0,00	1,22
material envelhecido a longo prazo										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A								
10 ⁻⁶	4,90E+00	2,20	0,00	0,00	0,00	0,00	314,76	140,60	17,89	55,01
10 ⁻⁵	5,00E+01	2,14	3,94	3,69	7,32	2,27	144,57	83,57	10,18	36,59
10 ⁻⁴	4,85E+02	2,13	2,66	2,38	4,91	1,63	56,03	40,66	4,48	21,10
10 ⁻³	4,31E+03	2,17	1,48	1,50	2,32	0,96	22,23	17,84	2,09	12,02
10 ⁻²	3,23E+04	2,10	0,84	1,04	1,30	0,56	10,36	9,33	1,20	7,28
10 ⁻¹	2,09E+05	2,05	0,56	0,88	0,73	0,37	5,59	5,50	0,84	5,34
10 ⁰	1,08E+06	2,02	0,46	0,88	0,52	0,31	3,18	3,37	0,77	3,86
10 ¹	4,74E+06	1,82	0,41	0,93	0,41	0,28	2,03	2,32	0,73	2,82
10 ²	1,53E+07	1,67	0,44	1,01	0,39	0,32	1,53	1,80	0,78	2,29
10 ³	4,17E+07	1,50	0,46	1,05	0,40	0,34	1,25	1,50	0,82	1,88
10 ⁴	9,16E+07	1,37	0,49	1,10	0,42	0,39	1,12	1,35	0,86	1,64
10 ⁵	1,73E+08	1,26	0,00	1,14	0,47	0,45	1,06	1,27	0,00	0,00

Valores originais de G obtidos para o material.

Tabela 4.52. Variações (aumento ou redução) de δ em relação ao material B– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A	C	D	E	F	G	H	I	J
10 ⁻⁵	89,89	-0,14	-7,17	0,00	-21,86	-9,08	-16,56	-16,96	0,00	-19,35
10 ⁻⁴	89,35	-0,29	-14,55	-15,75	-20,21	-19,31	-24,19	-21,24	0,00	-23,08
10 ⁻³	87,08	-0,39	-21,41	-19,91	-21,00	-22,22	-24,88	-21,20	0,00	-20,54
10 ⁻²	84,51	-0,77	-24,37	-18,59	-15,97	-23,80	-23,66	-21,59	-26,23	-16,55
10 ⁻¹	79,93	-0,64	-20,51	-10,04	-12,88	-19,34	-21,22	-19,39	-17,76	-16,19
10 ⁰	74,51	-1,50	-13,66	-1,08	-12,63	-15,00	-18,03	-17,52	-7,04	-15,04
10 ¹	66,63	-3,31	-8,96	3,65	-10,92	-5,89	-12,53	-13,79	-2,27	-13,36
10 ²	55,86	-3,11	-2,34	7,76	-8,48	2,65	-6,06	-9,27	8,31	-10,66
10 ³	45,90	-4,05	-0,08	7,72	-7,95	9,94	-1,88	-5,49	11,83	-8,93
10 ⁴	36,31	-3,99	1,11	6,76	-5,75	13,08	1,86	-2,70	12,38	-6,63
10 ⁵	27,80	-3,68	2,80	5,10	-2,47	14,05	3,98	-0,86	11,22	-4,59
material envelhecido a curto prazo										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A	C	D	E	F	G	H	I	J
10 ⁻⁶	89,88	-0,06	-5,88	0,00	-14,82	-8,52	-27,99	-21,86	0,00	-12,39
10 ⁻⁵	89,61	-0,55	-11,16	-7,98	-20,92	-16,12	-32,99	-26,01	0,00	-18,25
10 ⁻⁴	88,01	-1,77	-18,39	-17,53	-21,37	-21,34	-30,44	-28,64	0,00	-19,77
10 ⁻³	86,00	-3,79	-23,53	-22,67	-26,00	-23,58	-31,30	-29,52	-31,74	-20,09
10 ⁻²	80,20	-2,53	-21,26	-15,60	-19,38	-19,78	-24,59	-24,55	-23,54	-14,63
10 ⁻¹	75,21	-2,80	-17,42	-7,31	-17,78	-13,81	-23,89	-21,25	-15,44	-9,56
10 ⁰	69,51	-3,72	-10,83	-0,94	-13,98	-11,78	-20,24	-17,73	-4,53	-4,62
10 ¹	62,14	-5,15	-7,73	2,29	-9,35	-9,12	-15,76	-13,47	-0,49	-3,63
10 ²	52,72	-5,68	-3,00	3,84	-0,93	-6,01	-10,58	-8,20	6,63	-1,61
10 ³	43,72	-5,63	-1,10	3,93	3,55	-4,08	-5,80	-4,03	8,49	-1,91
10 ⁴	35,13	-5,23	0,58	3,45	7,77	-2,17	-2,50	-0,75	8,90	-1,70
10 ⁵	27,18	-4,42	2,03	2,93	10,03	0,00	0,16	1,38	8,87	-0,86
material envelhecido a longo prazo										
frequência (rad/s)	B (Pa)*	A	C	D	E	F	G	H	I	J
10 ⁻⁶	89,72	-0,62	-24,33	-13,54	-30,10	-7,45	-40,57	-33,57	-28,18	-26,35
10 ⁻⁵	88,00	-1,59	-27,87	-18,88	-32,09	-13,94	-39,95	-35,11	-29,35	-25,79
10 ⁻⁴	84,05	-2,16	-26,37	-17,86	-30,35	-17,87	-36,04	-32,71	-28,10	-23,47
10 ⁻³	78,49	-1,87	-21,61	-12,99	-26,33	-16,96	-30,43	-28,06	-24,40	-18,61
10 ⁻²	73,00	-2,07	-15,66	-5,68	-21,83	-16,62	-27,18	-24,14	-14,31	-16,13
10 ⁻¹	66,96	-1,95	-9,96	-2,84	-16,99	-10,10	-22,58	-20,22	-5,00	-14,05
10 ⁰	60,62	-2,46	-5,64	1,37	-12,69	-2,10	-19,08	-16,79	-2,22	-12,90
10 ¹	53,07	-3,55	1,01	5,07	-6,06	-0,96	-14,17	-12,08	4,60	-11,53
10 ²	45,16	-4,22	4,66	6,47	-1,14	3,03	-10,19	-7,52	7,95	-9,73
10 ³	37,65	-4,40	7,93	6,43	3,15	5,54	-6,33	-3,84	9,45	-7,94
10 ⁴	30,65	-4,18	8,95	6,22	6,56	6,95	-3,43	-0,95	9,55	-6,06
10 ⁵	24,45	-3,71	9,56	5,67	8,87	7,53	-1,32	0,75	9,00	-4,35

*Valores originais de delta obtidos para o material.

4.12.2. Índices de envelhecimento

A Figura 4.69 mostra o comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra A avaliada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos, nas condições virgem, envelhecida a curto prazo e envelhecida a longo prazo. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.84 a A.93 constantes do Anexo A para as amostras B, C, D, E, F, G, H, I e J, nas três condições de envelhecimento. Comparações similares são feitas nas Figuras de A.94 a A.113 para as amostras A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S e T, nas três condições de envelhecimento, para as amostras avaliadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra.

As diferenças entre propriedades reológicas quando se comparam os efeitos do envelhecimento foram quantificadas com base nos valores de G^* e de δ em diferentes frequências, na temperatura de 25°C. As Tabelas de 4.53 a 4.62 mostram os índices de envelhecimento baseados nas variações de G^* a 25°C, para diferentes frequências, para os ligantes asfálticos de A a J. Índices de envelhecimento superiores a 1,0 indicam que o envelhecimento enrijeceu as amostras e índices inferiores a 1,0 indicam que o envelhecimento reduziu a rigidez das amostras. As Tabelas de 4.63 a 4.72 mostram as variações de delta a 25°C (aumentos ou reduções) provocadas pelo envelhecimento, para diferentes frequências, para os mesmos ligantes asfálticos. Os valores negativos de delta indicam que o envelhecimento provocou redução do ângulo de fase, ou seja, os valores de delta do material envelhecido são inferiores aos do material virgem.

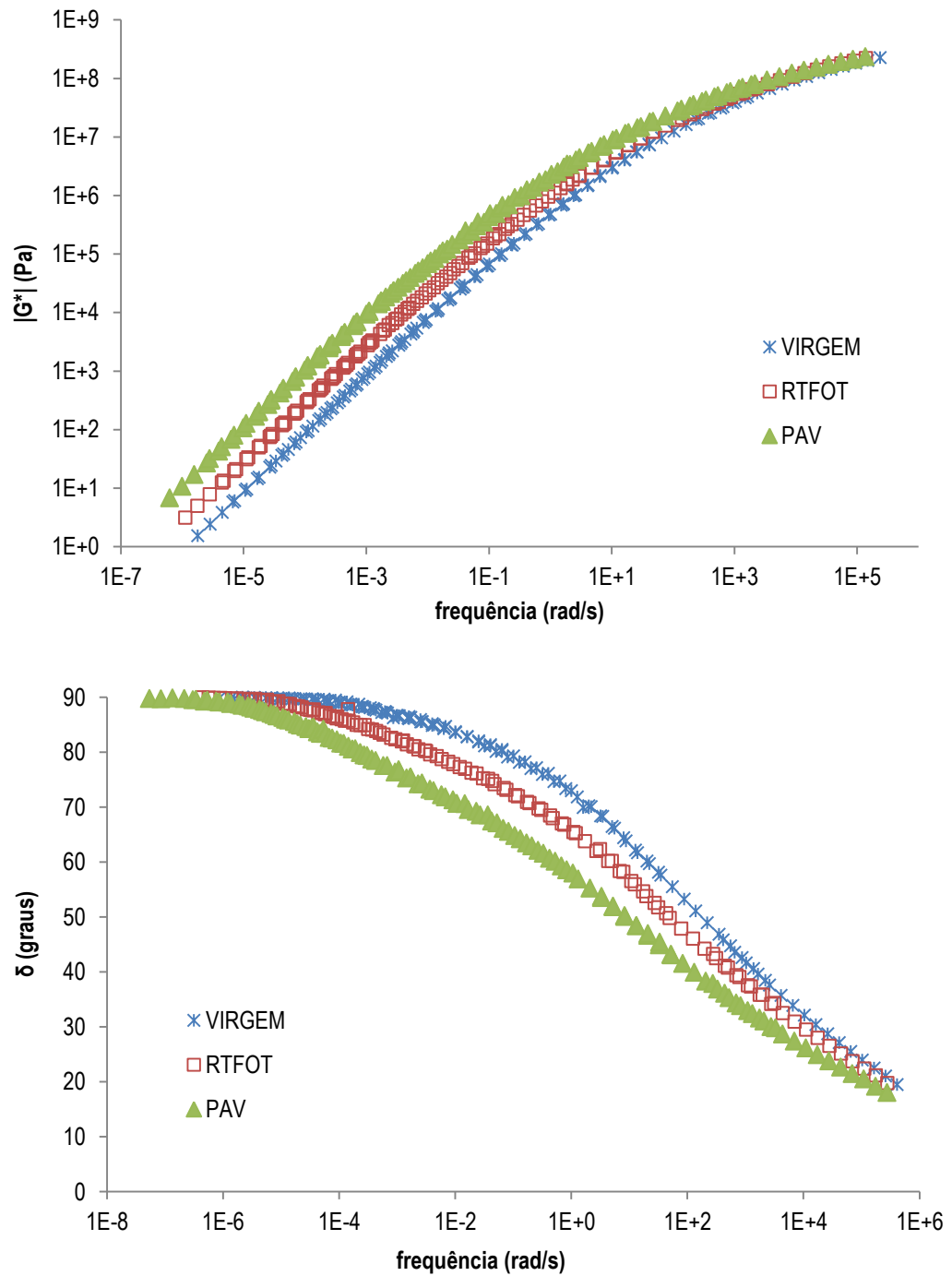


Figura 4.69. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra A nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

Tabela 4.53. Variações de G^* do material A por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	8,50E+00	3,26	12,62
10^{-4}	8,48E+01	3,25	12,18
10^{-3}	8,37E+02	3,11	11,16
10^{-2}	7,91E+03	2,85	8,55
10^{-1}	6,61E+04	2,43	6,48
10^0	4,76E+05	2,09	4,58
10^1	2,89E+06	1,67	2,98
10^2	1,23E+07	1,44	2,08
10^3	3,95E+07	1,26	1,59
10^4	9,43E+07	1,17	1,33
10^5	1,83E+08	1,12	1,19

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.54. Variações de G^* do material B por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	3,95E+00	2,67	12,66
10^{-4}	3,97E+01	2,67	12,24
10^{-3}	4,11E+02	2,50	10,49
10^{-2}	3,90E+03	2,32	8,28
10^{-1}	3,46E+04	2,01	6,04
10^0	2,53E+05	1,82	4,27
10^1	1,59E+06	1,54	2,99
10^2	7,59E+06	1,29	2,01
10^3	2,65E+07	1,17	1,57
10^4	7,03E+07	1,09	1,30
10^5	1,49E+08	1,05	1,16

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.55. Variações de G^* do material C por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	2,11E+01	3,03	9,34
10^{-4}	1,56E+02	3,39	8,30
10^{-3}	1,14E+03	2,91	5,62
10^{-2}	6,84E+03	2,21	3,94
10^{-1}	3,04E+04	2,23	3,83
10^0	1,40E+05	2,14	3,52
10^1	6,58E+05	1,96	2,93
10^2	2,89E+06	1,76	2,31
10^3	1,02E+07	1,54	1,89
10^4	2,81E+07	1,40	1,61

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.56. Variações de G^* do material D por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	2,88E+01	2,78	6,42
10^{-4}	1,84E+02	2,51	6,28
10^{-3}	9,61E+02	2,46	6,75
10^{-2}	5,26E+03	2,30	6,37
10^{-1}	3,10E+04	2,26	5,91
10^0	2,02E+05	2,06	4,72
10^1	1,31E+06	1,77	3,37
10^2	6,78E+06	1,50	2,29
10^3	2,70E+07	1,29	1,63
10^4	7,62E+07	1,18	1,32
10^5	1,70E+08	1,11	1,16

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.57. Variações de G^* do material E por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	2,81E+01	2,70	13,02
10^{-4}	2,04E+02	2,91	11,70
10^{-3}	1,30E+03	2,39	7,67
10^{-2}	7,31E+03	2,13	5,72
10^{-1}	4,28E+04	1,59	3,55
10^0	2,43E+05	1,16	2,28
10^1	1,23E+06	0,93	1,60
10^2	5,13E+06	0,81	1,16
10^3	1,62E+07	0,81	1,03
10^4	4,00E+07	0,82	0,95
10^5	8,40E+07	0,87	0,96

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.58. Variações de G^* do material F por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	2,23E+01	1,27	5,11
10^{-4}	1,57E+02	1,53	5,02
10^{-3}	1,25E+03	1,36	3,32
10^{-2}	6,82E+03	1,29	2,66
10^{-1}	3,23E+04	1,25	2,41
10^0	1,52E+05	1,22	2,18
10^1	7,23E+05	1,17	1,86
10^2	3,15E+06	1,09	1,54
10^3	1,08E+07	1,04	1,33
10^4	2,98E+07	1,01	1,21
10^5	6,77E+07	1,00	1,16

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.59. Variações de G^* do material G por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	1,84E+01	9,49	83,77
10^{-5}	1,71E+02	7,43	42,16
10^{-4}	1,37E+03	5,12	19,82
10^{-3}	8,58E+03	3,52	11,18
10^{-2}	4,21E+04	2,95	7,94
10^{-1}	1,89E+05	2,64	6,20
10^0	8,53E+05	2,08	4,02
10^1	3,40E+06	1,73	2,83
10^2	1,12E+07	1,48	2,09
10^3	3,14E+07	1,31	1,66
10^4	7,35E+07	1,20	1,39
10^5	1,47E+08	1,13	1,24

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.60. Variações de G^* do material H por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	1,42E+01	7,99	48,51
10^{-5}	1,39E+02	6,41	30,07
10^{-4}	1,18E+03	4,45	16,72
10^{-3}	8,60E+03	3,13	8,95
10^{-2}	4,74E+04	2,42	6,36
10^{-1}	2,46E+05	2,17	4,67
10^0	1,11E+06	1,85	3,28
10^1	4,52E+06	1,59	2,44
10^2	1,50E+07	1,42	1,84
10^3	4,19E+07	1,30	1,49
10^4	9,61E+07	1,22	1,29
10^5	1,88E+08	1,17	1,17

Valores originais de G^ obtidos para o material.

**Tabela 4.61. Variações de G^* do material I por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos**

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	3,93E+01	3,80	12,94
10^{-4}	2,17E+02	3,03	10,01
10^{-3}	1,09E+03	2,59	8,25
10^{-2}	5,12E+03	2,55	7,55
10^{-1}	2,58E+04	2,31	6,81
10^0	1,97E+05	2,23	4,23
10^1	1,09E+06	1,98	3,16
10^2	5,56E+06	1,63	2,14
10^3	2,12E+07	1,41	1,61
10^4	5,76E+07	1,30	1,37

Valores originais de G^ obtidos para o material.

**Tabela 4.62. Variações de G^* do material J por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos
– amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos**

frequência (rad/s)	virgem (Pa)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	3,67E+01	0,00	7,34
10^{-5}	2,62E+02	0,43	6,98
10^{-4}	1,63E+03	0,51	6,27
10^{-3}	9,04E+03	0,57	5,73
10^{-2}	5,54E+04	0,48	4,24
10^{-1}	3,29E+05	0,43	3,40
10^0	1,60E+06	0,50	2,60
10^1	6,70E+06	0,55	2,00
10^2	2,24E+07	0,63	1,56
10^3	5,95E+07	0,72	1,32
10^4	1,27E+08	0,77	1,19

Valores originais de G^ obtidos para o material.

Tabela 4.63. Variações (aumento ou redução) de δ do material A por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	89,87	14,96	65,11
10^{-5}	89,75	6,90	22,63
10^{-4}	89,06	6,58	17,44
10^{-3}	86,69	2,49	3,81
10^{-2}	83,74	99,61	132,25
10^{-1}	79,29	2,08	6,46
10^0	73,00	1,41	3,14
10^1	63,31	1,69	2,56
10^2	52,75	1,33	1,93
10^3	41,84	1,22	1,57
10^4	32,32	1,13	1,31
10^5	24,12	1,08	1,16

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.64. Variações (aumento ou redução) de δ do material B por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-5}	89,89	-0,27	-1,89
10^{-4}	89,35	-1,34	-5,30
10^{-3}	87,08	-1,08	-8,59
10^{-2}	84,51	-4,31	-11,51
10^{-1}	79,93	-4,72	-12,97
10^0	74,51	-4,99	-13,89
10^1	66,63	-4,49	-13,56
10^2	55,86	-3,13	-10,69
10^3	45,90	-2,18	-8,25
10^4	36,31	-1,19	-5,67
10^5	27,80	-0,62	-3,35

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.65. Variações (aumento ou redução) de δ do material C por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	83,34	0,66	-17,95
10^{-5}	82,72	-4,27	-22,58
10^{-4}	74,80	-5,18	-17,12
10^{-3}	65,67	-3,20	-8,79
10^{-2}	60,14	-1,21	-2,81
10^{-1}	59,42	-1,63	-2,42
10^0	60,84	-2,16	-5,87
10^1	57,66	-3,25	-3,59
10^2	53,51	-3,80	-3,69
10^3	45,82	-3,20	-0,24
10^4	37,43	-1,72	2,17
10^5	30,60	-1,39	3,42

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.66. Variações (aumento ou redução) de δ do material D por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-4}	73,61	-3,12	-7,42
10^{-3}	67,17	-3,84	-1,67
10^{-2}	65,92	-1,32	1,39
10^{-1}	69,89	-1,99	-5,77
10^0	73,42	-4,85	-11,43
10^1	70,28	-5,85	-12,14
10^2	63,61	-7,04	-11,98
10^3	53,62	-5,97	-9,54
10^4	43,07	-4,49	-6,21
10^5	32,90	-2,79	-2,78

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.67. Variações (aumento ou redução) de δ do material E por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	70,38	4,68	-10,76
10^{-5}	68,02	0,67	-12,11
10^{-4}	69,14	-2,50	-15,43
10^{-3}	66,08	-6,07	-13,91
10^{-2}	68,54	-7,73	-17,38
10^{-1}	67,05	-9,62	-17,07
10^0	61,87	-6,34	-13,94
10^1	55,70	-2,91	-8,70
10^2	47,38	4,41	-3,35
10^3	37,95	9,32	2,85
10^4	30,56	12,34	6,65
10^5	25,33	11,88	8,00

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.68. Variações (aumento ou redução) de δ do material F por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	85,07	-3,70	-2,81
10^{-5}	80,81	-7,31	-6,75
10^{-4}	70,05	-3,37	-3,87
10^{-3}	64,86	-2,44	-3,33
10^{-2}	60,71	-0,29	-4,33
10^{-1}	60,59	0,81	-3,73
10^0	59,51	-1,78	-0,99
10^1	60,74	-7,72	-8,63
10^2	58,51	-11,80	-10,32
10^3	55,84	-16,21	-12,65
10^4	49,40	-16,43	-11,80
10^5	41,85	0,00	-9,87
10^6	34,07	0,00	0,00

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.69. Variações (aumento ou redução) de δ do material G por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	80,62	-18,72	-31,47
10^{-5}	73,32	-16,70	-25,27
10^{-4}	65,17	-7,59	-17,15
10^{-3}	62,20	-7,50	-14,14
10^{-2}	60,85	-5,25	-15,04
10^{-1}	58,72	-7,40	-14,33
10^0	56,48	-7,21	-14,94
10^1	54,09	-7,72	-15,20
10^2	49,79	-7,65	-14,82
10^3	44,02	-6,11	-12,70
10^4	38,17	-5,54	-10,95
10^5	31,78	-4,45	-8,65
10^6	25,69	-3,65	0,00

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.70. Variações (aumento ou redução) de δ do material H por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP- São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10^{-6}	79,92	-11,90	-23,78
10^{-5}	72,92	-9,32	-20,04
10^{-4}	68,12	-8,74	-16,77
10^{-3}	65,88	-9,40	-15,45
10^{-2}	62,92	-7,27	-14,07
10^{-1}	60,55	-6,59	-13,81
10^0	56,98	-5,21	-13,15
10^1	52,83	-4,17	-11,85
10^2	46,58	-2,06	-8,94
10^3	40,41	-0,73	-6,61
10^4	33,61	0,76	-3,91
10^5	26,94	1,62	-1,73

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.71. Variações (aumento ou redução) de δ do material I por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10 ⁻²	58,28	-1,63	0,40
10 ⁻¹	62,17	-2,41	-0,21
10 ⁰	67,46	-2,48	-9,06
10 ¹	64,36	-2,71	-6,69
10 ²	64,16	-4,81	-11,05
10 ³	57,73	-5,52	-10,63
10 ⁴	48,69	-4,66	-8,49
10 ⁵	39,02	-2,97	-5,56

*Valores originais de delta obtidos para o material.

Tabela 4.72. Variações (aumento ou redução) de δ do material J por conta dos envelhecimentos a curto e a longo prazos – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

frequência (rad/s)	virgem (graus)*	RTFOT/virgem	PAV/virgem
10 ⁻⁶	73,96	3,53	-10,60
10 ⁻⁵	70,54	0,82	-8,33
10 ⁻⁴	66,27	1,97	-5,69
10 ⁻³	66,54	-0,63	-6,66
10 ⁻²	67,96	-2,39	-11,09
10 ⁻¹	63,74	1,90	-10,83
10 ⁰	59,47	5,43	-11,74
10 ¹	53,27	5,24	-11,73
10 ²	45,20	5,92	-9,76
10 ³	36,97	4,84	-7,26
10 ⁴	29,69	3,74	-5,10
10 ⁵	23,21	3,11	-3,10

*Valores originais de delta obtidos para o material.

4.12.3. Estabilidade à estocagem

A estabilidade à estocagem dos asfaltos modificados foi avaliada de duas maneiras: (1) à luz da diferença entre pontos de amolecimento das amostras do topo e do fundo do tubo de ensaio e (2) à luz de relações entre os valores de G^* em função da frequência, a 25°C, obtidos das curvas-mestre dos materiais de topo e de fundo. A Tabela 4.73 traz os valores individuais e médios do ponto de amolecimento das amostras de topo e de fundo, diferenças entre pontos de amolecimento e variabilidades (diferença entre as medidas 1 e

2) dos 10 materiais analisados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos. A Tabela 4.74 traz resultados similares para as 20 materiais analisados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra.

Tabela 4.73. Valores individuais e médios do ponto de amolecimento das amostras de topo e de fundo, diferenças entre pontos de amolecimento e variabilidades (diferença entre as medidas 1 e 2, em °C) – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

asfalto	medidas (°C)	topo	fundo	diferença (°C)
C	1	65,7	56,6	9,3
	2	65,9	56,4	
	média	65,8	56,5	
	variabilidade	-0,2	0,2	
D	1	60,2	59,9	0,3
	2	60,4	60,1	
	média	60,3	60,0	
	variabilidade	-0,2	-0,2	
E	1	85,2	61,2	23,8
	2	85,3	61,8	
	média	85,3	61,5	
	variabilidade	-0,1	-0,6	
F	1	64,9	54,8	10,2
	2	65,2	54,9	
	média	65,1	54,9	
	variabilidade	-0,3	-0,1	
G	1	70,0	75,4	-5,5
	2	70,3	75,8	
	média	70,2	75,6	
	variabilidade	-0,3	-0,4	
H	1	65,8	66,4	-0,75
	2	65,9	66,8	
	média	65,9	66,6	
	variabilidade	-0,1	-0,4	
I	1	73,5	73,3	0,4
	2	73,9	73,3	
	média	73,7	73,3	
	variabilidade	-0,4	0,0	
J	1	73,7	72,3	1,4
	2	73,9	72,6	
	média	73,8	72,5	
	variabilidade	-0,2	-0,3	

Tabela 4.74. Valores individuais e médios do ponto de amolecimento das amostras de topo e de fundo, diferenças entre pontos de amolecimento e variabilidades (diferença entre as medidas 1 e 2, em °C) – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

asfalto	medidas (°C)	topo	fundo	diferença (°C)
C	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
D	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
E	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
F	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
G	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
H	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
I	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
J	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
K	1			
	2			
	média			
	variabilidade			

Tabela 4.74. Valores individuais e médios do ponto de amolecimento das amostras de topo e de fundo, diferenças entre pontos de amolecimento e variabilidades (diferença entre as medidas 1 e 2, em °C) – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

asfalto	medidas (°C)	topo	fundo	diferença (°C)
L	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
M	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
N	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
O	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
P	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
Q	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
R	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
S	1			
	2			
	média			
	variabilidade			
T	1			
	2			
	média			
	variabilidade			

A Figura 4.70 mostra as curvas-mestre de G^* e de δ das amostras de topo e de fundo do material C, comparando-as com as curvas-mestre de G^* e de δ da amostra virgem (não submetidas ao ensaio de estabilidade à estocagem). As Figuras de 4.71 a 4.77 mostram comparações similares para as amostras D, E, F, G, H, I e J.

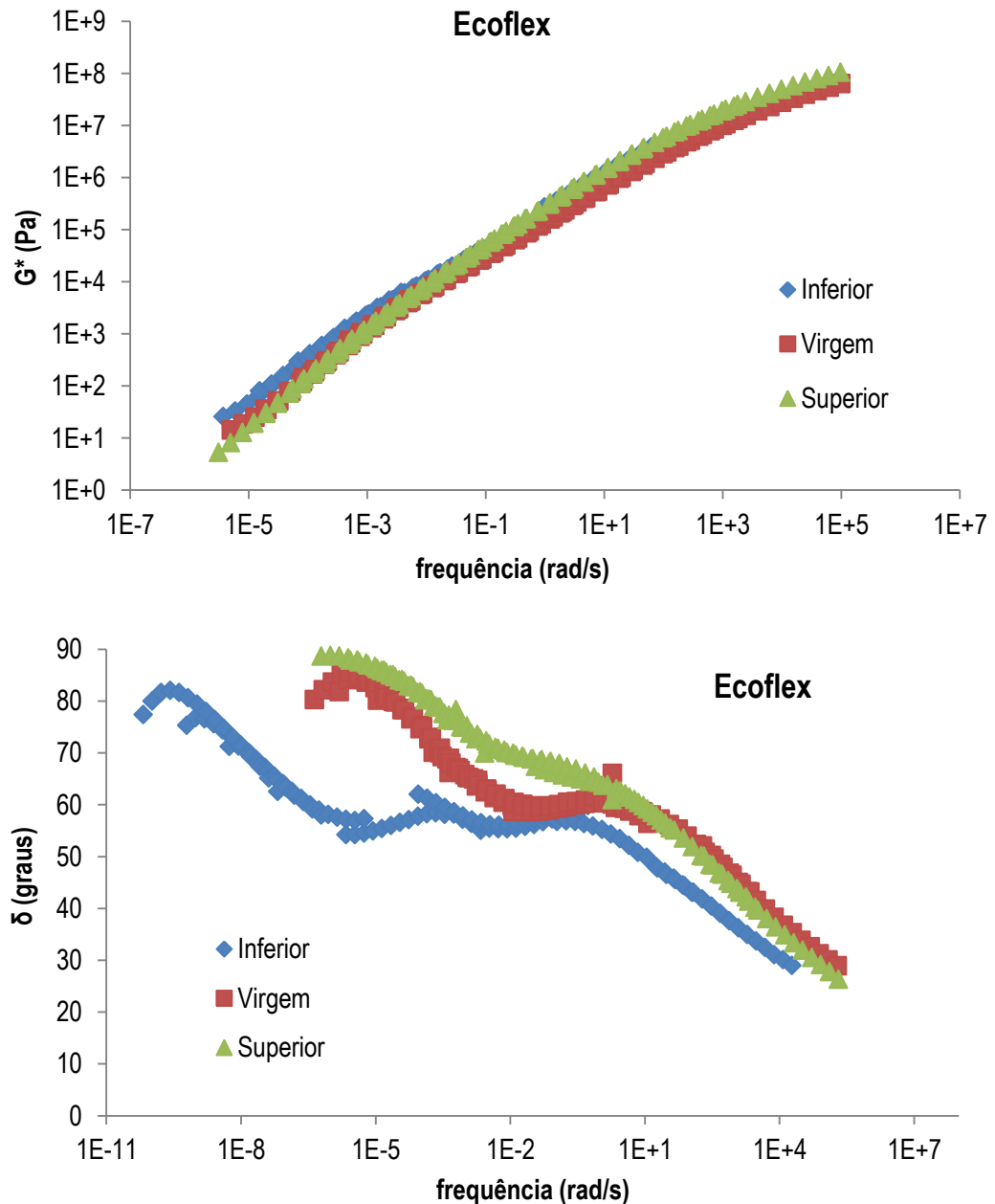


Figura 4.70. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material C avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

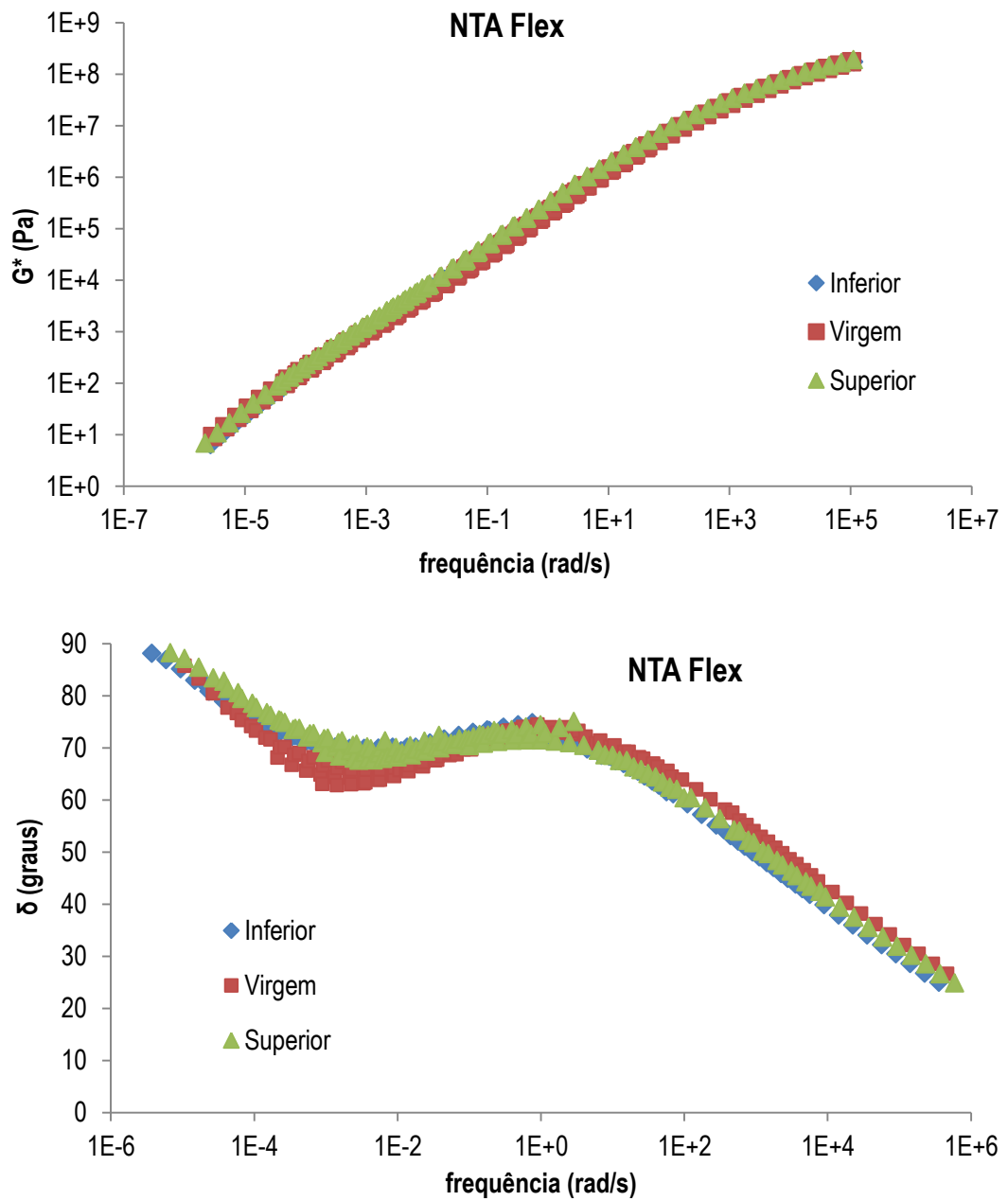


Figura 4.71. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material D avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

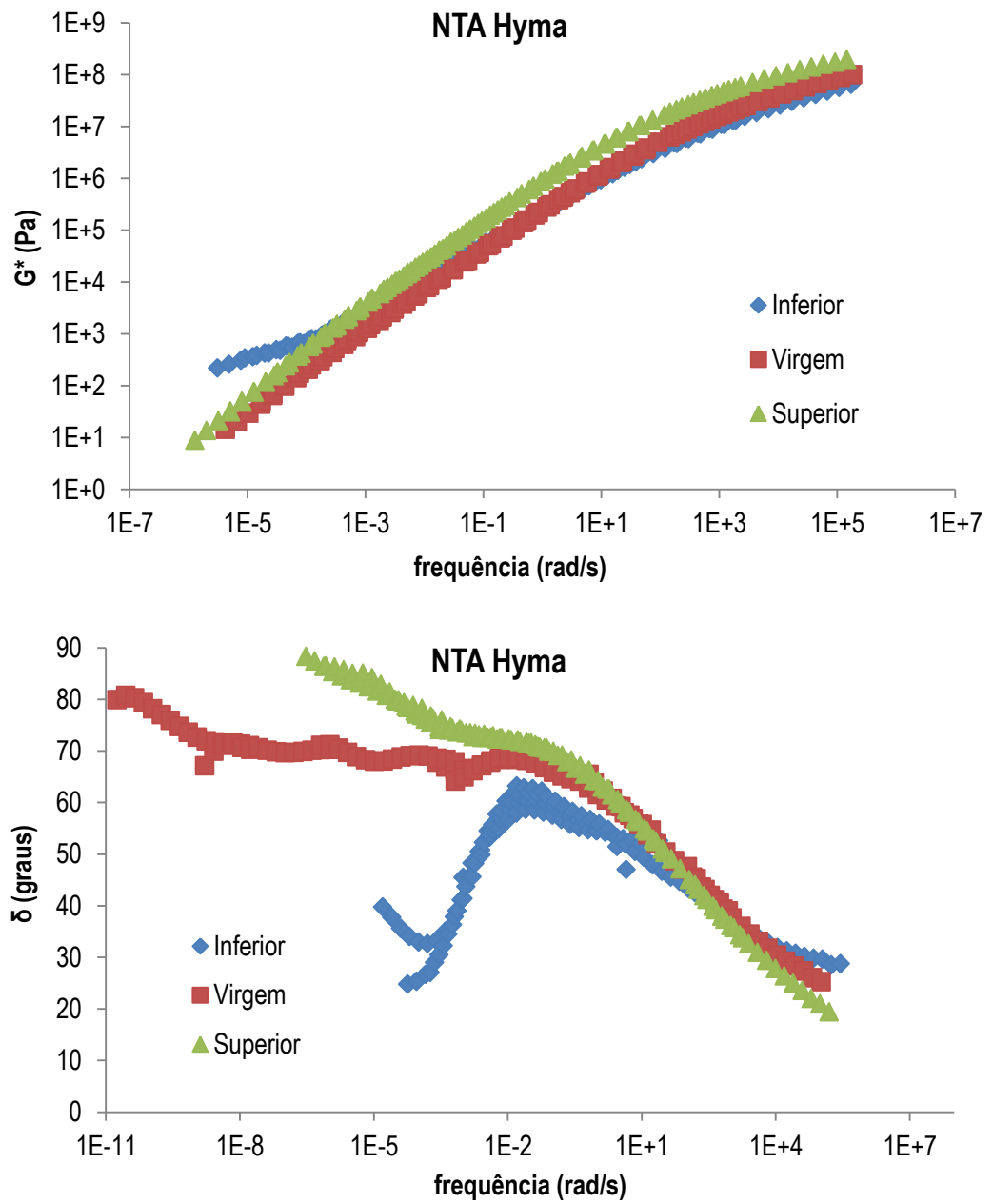


Figura 4.72. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material E avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

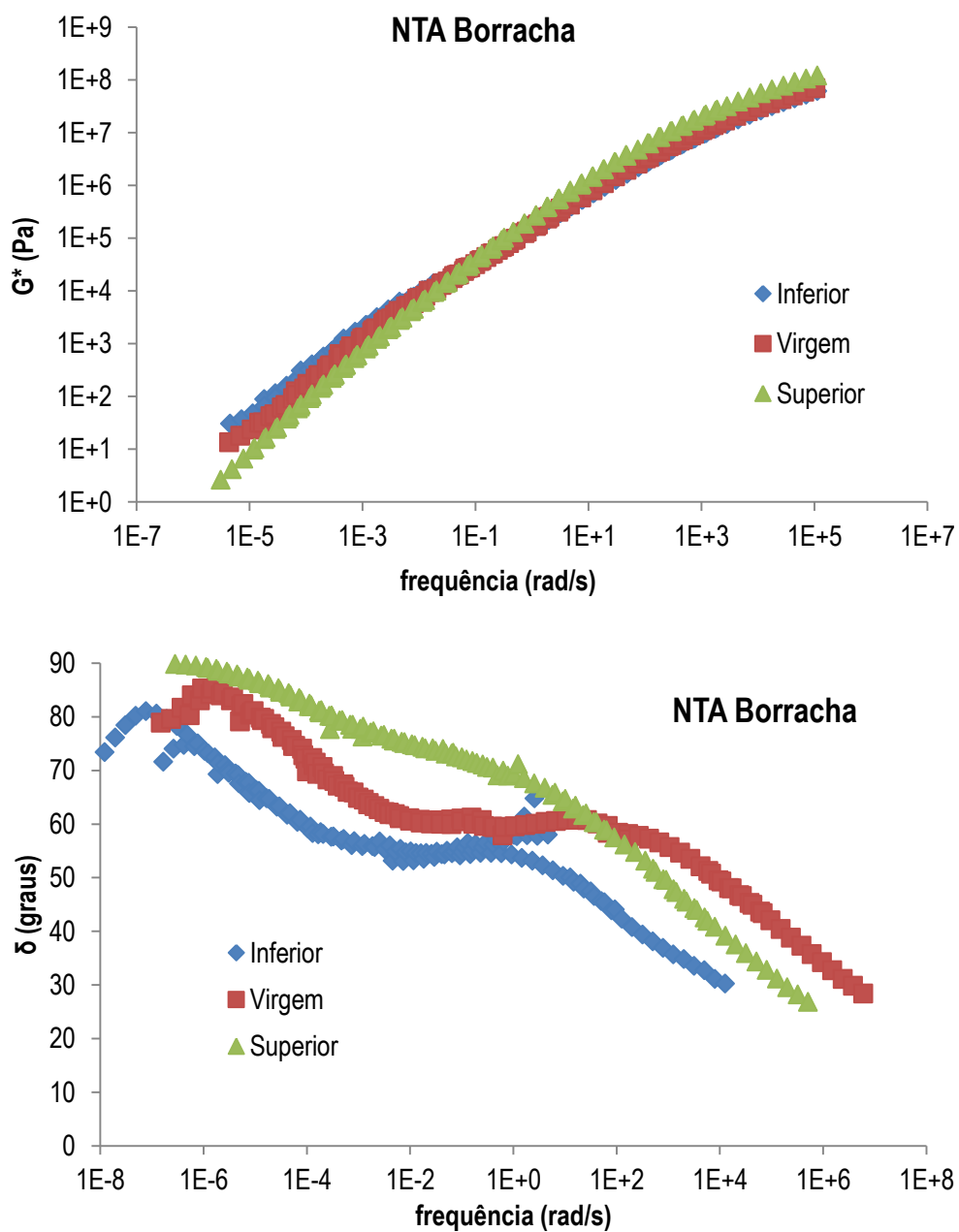


Figura 4.73. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material F avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

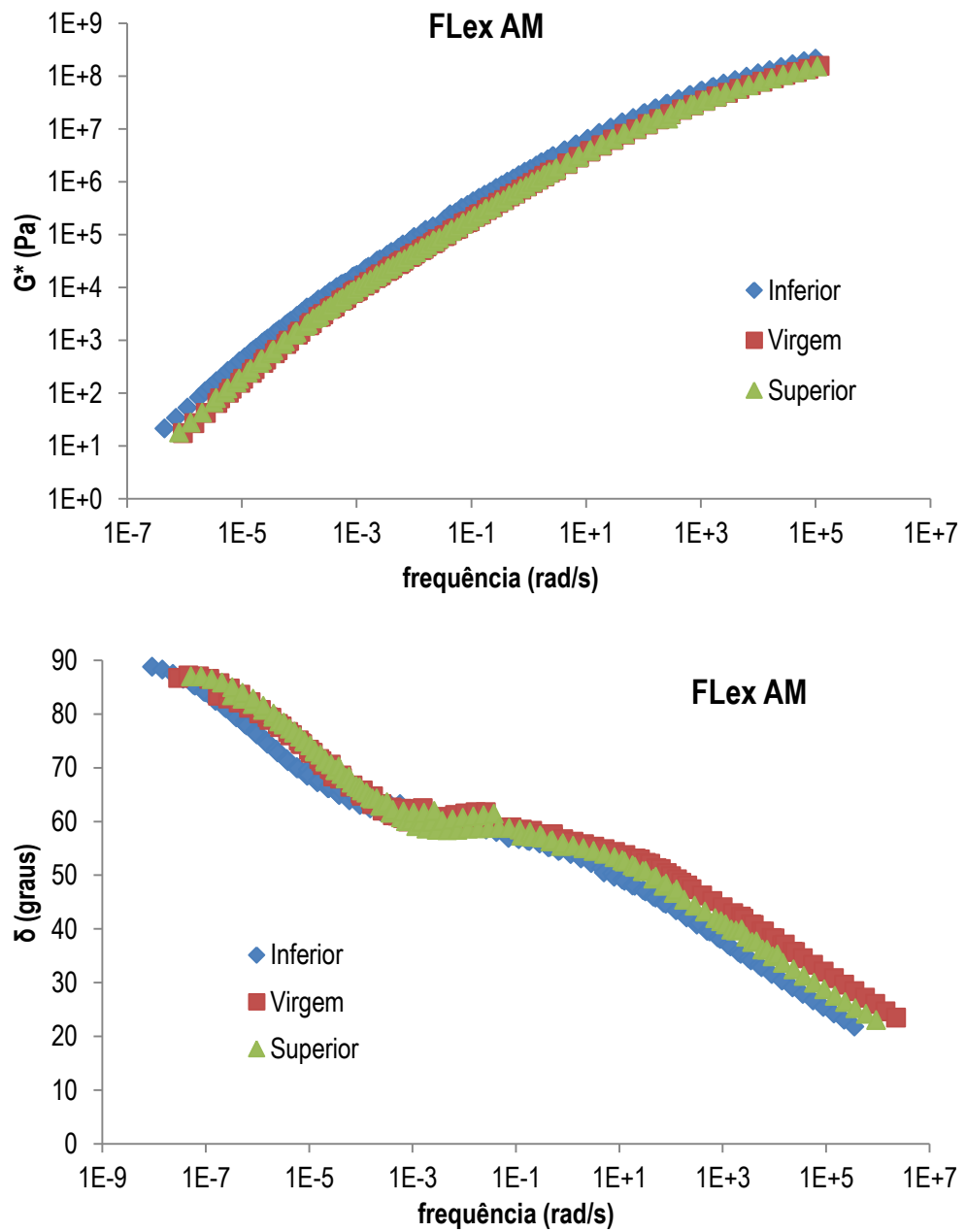


Figura 4.74. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material G avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

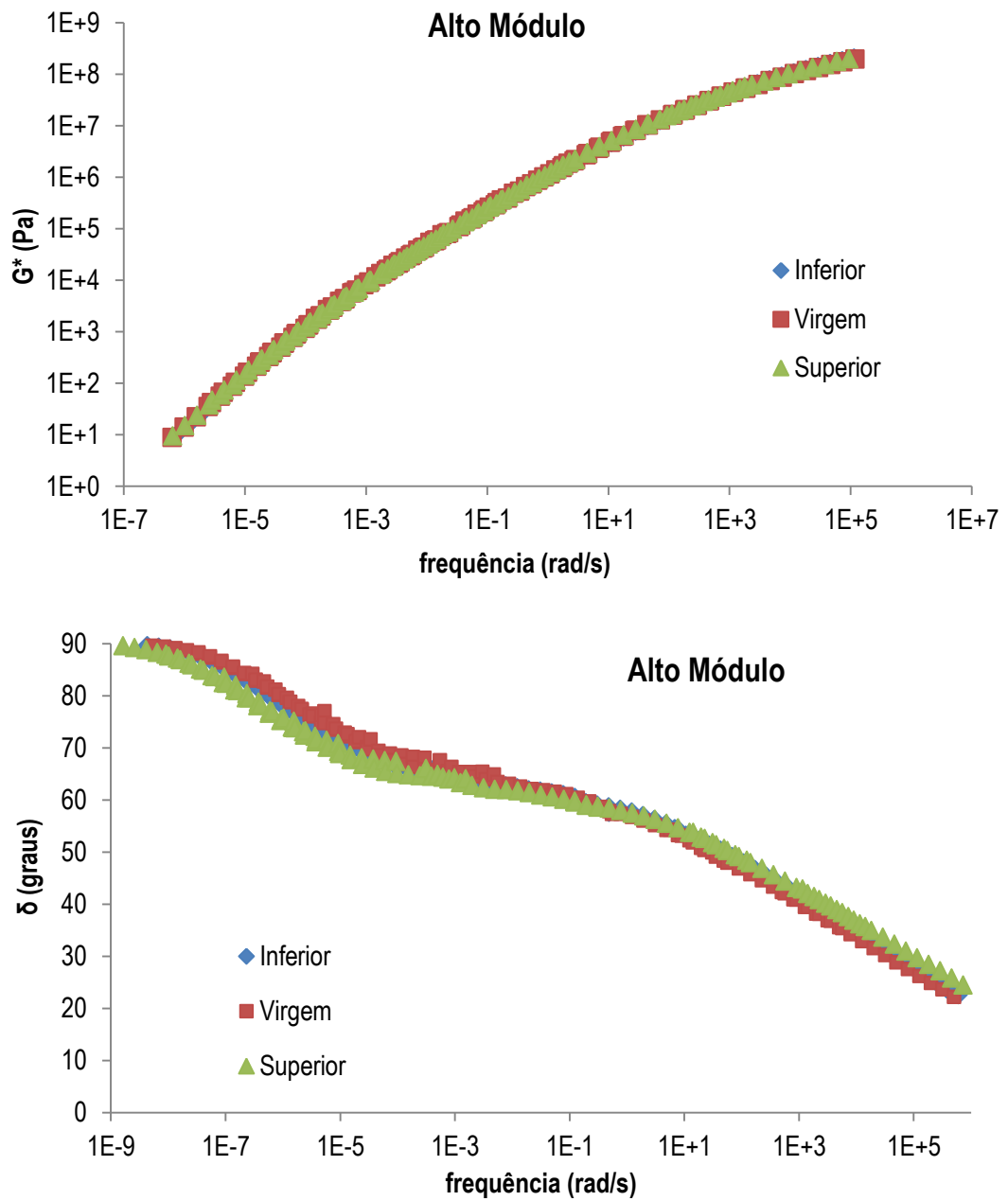


Figura 4.75. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material H avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

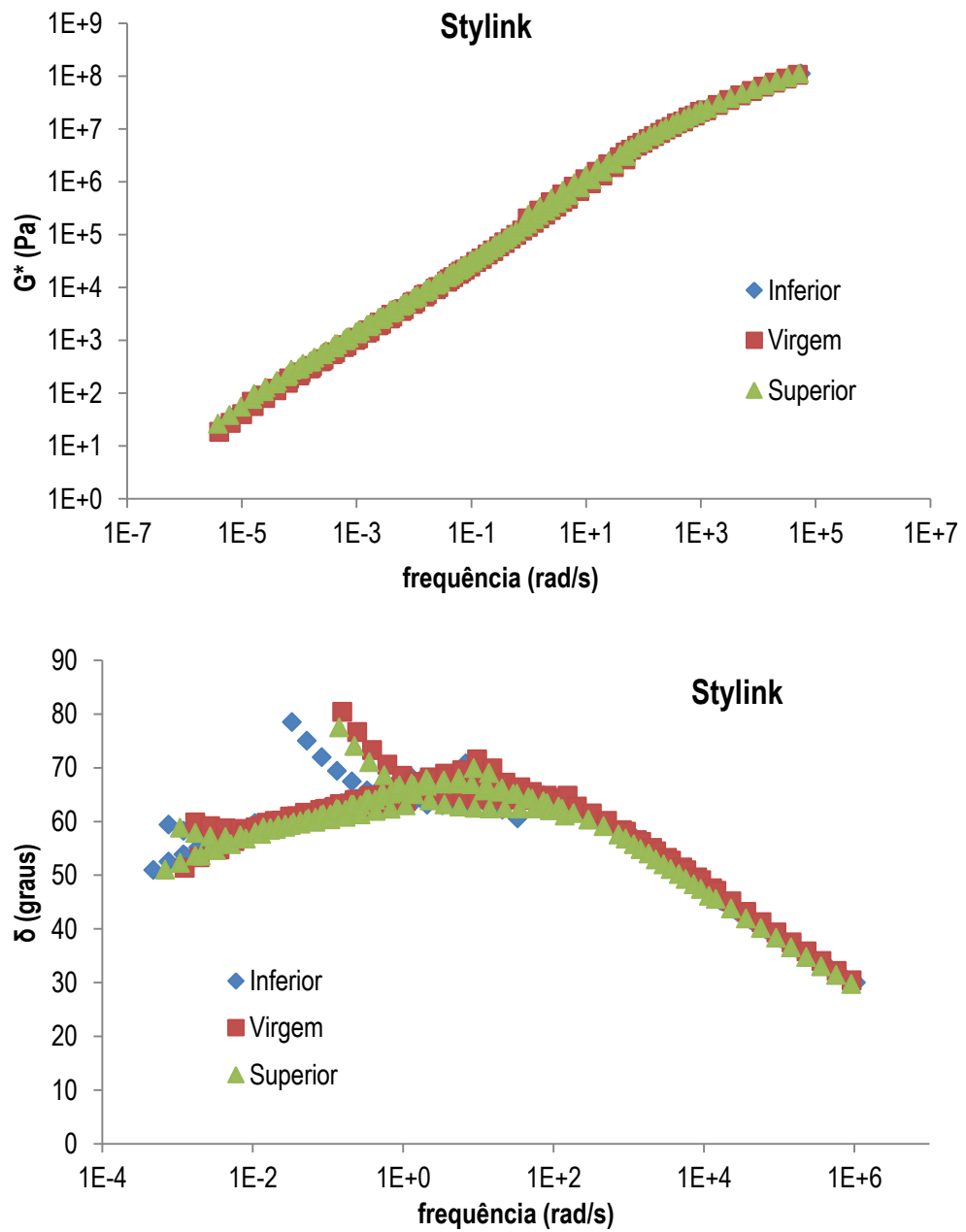


Figura 4.76. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material I avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

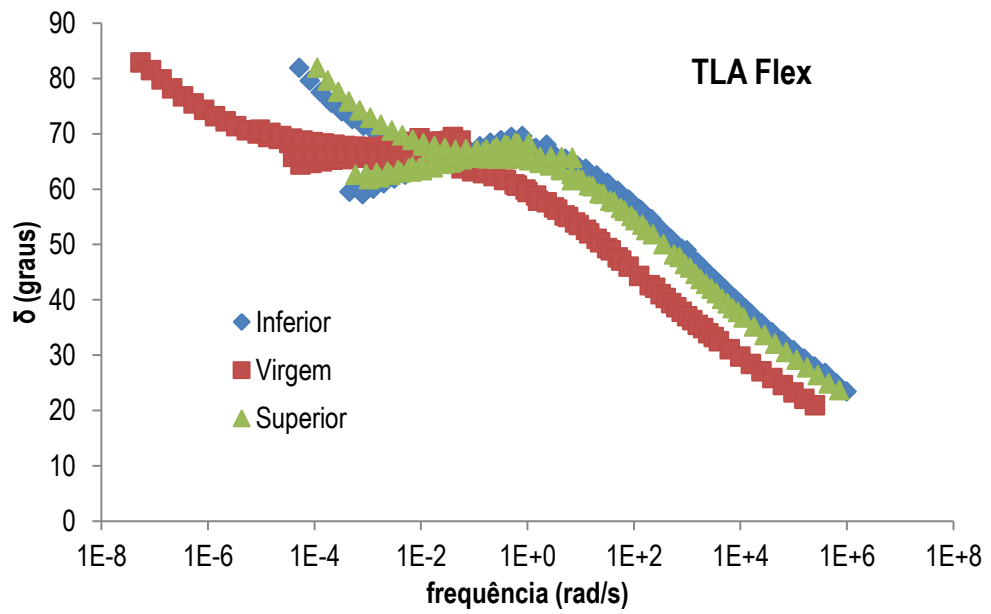
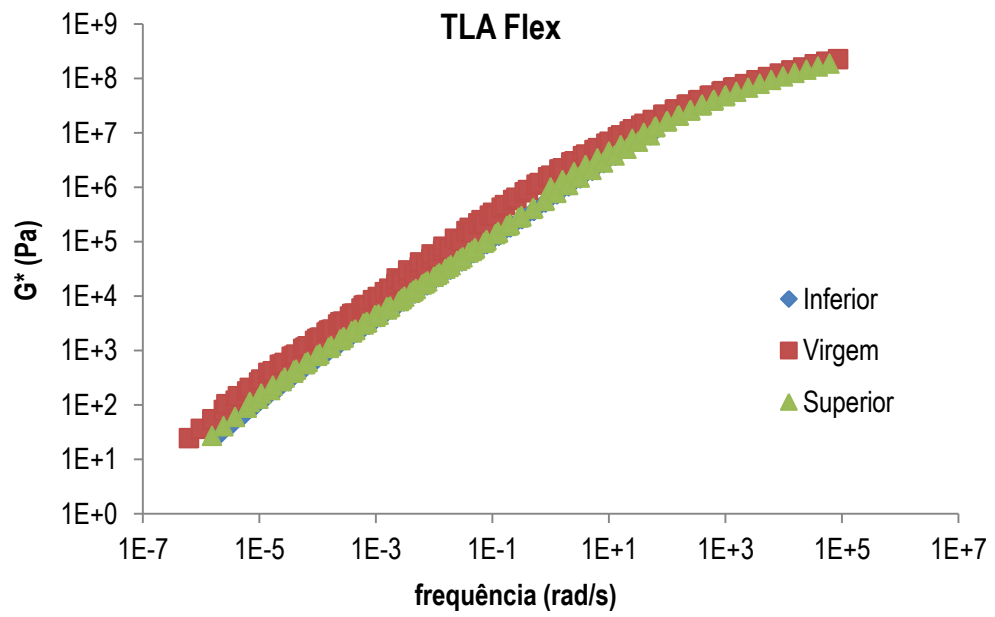


Figura 4.77. Curvas-mestre de G^* e δ das amostras de topo e de fundo e da amostra virgem do material J avaliado no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

4.13. Determinação do PG do pavimento da rodovia Presidente Dutra

A determinação do grau de desempenho do pavimento se baseia nas medidas das temperaturas extremas (máxima e mínima) do ar, que são convertidas em temperaturas do pavimento por meio de funções de transferência. A temperatura máxima a que o pavimento estará sujeito é obtida com base na temperatura média do ar dos 7 dias consecutivos mais quentes de cada ano ($T_{\text{máx_ar(alta)}}$). Por sua vez, a temperatura mínima do pavimento é obtida com base na temperatura mínima do ar para cada ano ($T_{\text{máx_ar(baixa)}}$). Recomenda-se que sejam utilizados dados de um período igual ou superior a 20 anos, de modo a utilizar uma série histórica relativamente grande que proporcione maior precisão à determinação. A temperatura máxima do ar ($T_{\text{máx_ar}}$) é dada pela Equação 4.1 e a temperatura mínima do ar ($T_{\text{mín_ar}}$) é dada pela Equação 4.2, em graus Celsius:

$$T_{\text{máx_ar}} = T_{\text{média_ar(alta)}} + z \cdot \sigma_a \quad (4.1)$$

$$T_{\text{mín_ar}} = T_{\text{média_ar(baixa)}} - z \cdot \sigma_b \quad (4.2)$$

sendo z igual a 2,055, para um nível de confiabilidade de 98%, e σ_a e σ_b os desvios padrões das medidas de temperaturas altas e baixas, respectivamente, no período considerado.

Os dados de temperaturas diárias do ar, incluindo as máximas e as mínimas, foram obtidos do Instituto Nacional de Meteorologia (www.inmet.gov.br) e fazem parte de um banco de dados de acesso público. As medidas de temperatura do ar foram obtidas de quatro estações meteorológicas localizadas nas cercanias da Rodovia Presidente Dutra, a saber, Guarulhos, Taubaté, Resende e Seropédica. Nos casos das estações de Taubaté e Guarulhos, os dados disponibilizados compreendem o período de 1994 a 2014, ou seja, 21 anos. Já no caso da estação de Seropédica, foram disponibilizados os dados de 2002 a 2015, ou seja, 14 anos. No caso da estação de Resende, foram disponibilizados os dados de 1994 e 2015, ou seja, 23 anos.

Para estimar a temperatura do pavimento ($T_{\text{pavimento, máx}}$), em graus Celsius, tendo por base as temperaturas máximas do ar, foram empregadas duas funções de transferência: uma mais antiga, Equação 4.3, empregada à época do desenvolvimento do programa SHRP (McGENNIS et al., 1994), e outra mais moderna, Equação 4.4, desenvolvida pelo grupo de pesquisadores do programa de pesquisas Long-Term Pavement Performance (MOHSENI e CARPENTER, 2004). A Equação 4.3 está escrita para a profundidade de 20 mm e a Equação 4.4 está em escrita em função da profundidade (H , em mm):

$$T_{pavimento,máx} = 0,9545(T_{máx_ar} - 0,00618LAT^2 + 0,2289LAT + 42,2) - 17,78 \quad (4.3)$$

$$T_{pavimento,máx} = 54,32 + 0,78T_{máx_ar} - 0,0025LAT^2 - 15,14\log_{10}(H + 25) + z(9 + 0,61\sigma^2)^{0,5} \quad (4.3)$$

sendo $T_{máx_ar}$ conforme definido na Equação 4.1, LAT a latitude da estação meteorológica (em graus), H a profundidade em mm e z e σ conforme definições anteriores.

Para estimar a temperatura do pavimento ($T_{pavimento, mín}$), em graus Celsius, tendo por base as temperaturas mínimas do ar, também foram empregadas as funções de transferência do SHRP e do LTPP: a Equação 4.5 (McGENNIS et al., 1994) indica que os pesquisadores do SHRP assumiram a temperatura mínima do pavimento como sendo igual à temperatura mínima do ar; já a Equação 4.6 (LTPP, 1998; BOSSCHER, 2000), adotada pelo LTPP, descreve a temperatura mínima do pavimento em função da profundidade (H, em mm).

$$T_{pavimento,mín} = T_{mín_ar} \quad (4.5)$$

$$T_{pavimento,mín} = -1,56 + 0,72T_{mín_ar} - 0,004LAT^2 + 6,26\log_{10}(H + 25) - z(4,4 + 0,52\sigma^2)^{0,5} \quad (4.3)$$

sendo $T_{mín_ar}$ conforme definido na Equação 4.2, LAT a latitude da estação meteorológica (em graus), H a profundidade em mm e z e σ conforme definições anteriores.

Na Tabela 4.74 é possível observar as médias da temperatura do ar dos sete dias consecutivos mais quentes de cada ano, para as quatro estações meteorológicas em questão. No rodapé desta Tabela, observam-se as médias das temperaturas máximas do ar por estação meteorológica, ao longo do período considerado, assim como os respectivos desvios padrões e as temperaturas máximas do ar calculadas com base na Equação 4.1. Ao final, são apresentadas as temperaturas críticas ($T_{críticas}$) calculadas para os modelos do SHRP e do LTPP, sendo que em ambos os casos tais temperaturas foram obtidas a 20 mm da superfície. Na última linha da tabela, são apresentados os PGs recomendados com base nos dados de temperatura do ar obtidos de cada estação meteorológica. Observa-se que nas três estações meteorológicas mais próximas à cidade de São Paulo, o PG recomendado para a rodovia é 64, e na estação meteorológica próxima à cidade do Rio de Janeiro, o PG recomendado é 70.

A Tabela 4.75 traz as temperaturas mínimas anuais do ar para as quatro estações meteorológicas em questão, ao longo dos períodos citados anteriormente. No rodapé desta Tabela, observam-se as médias das temperaturas mínimas anuais do ar por estação, ao longo do período considerado, assim como os

respectivos desvios padrões e as temperaturas mínimas do ar calculadas com base na Equação 4.2. Ao final, são apresentadas as temperaturas críticas ($T_{críticas}$) do pavimento calculadas para os modelos do SHRP e do LTPP, sendo que, em ambos os casos, tais temperaturas foram obtidas na superfície, e, apenas no caso do modelo do LTPP, estas temperaturas também foram obtidas na profundidade de 20 mm. Na última linha da tabela, são apresentados os PGs recomendados com base nos dados de temperatura do ar obtidos de cada estação meteorológica. Tendo em vista que as temperaturas críticas obtidas para o pavimento nas proximidades das estações meteorológicas são todas superiores a zero e que primeira classe de ligantes asfálticos na especificação Superpave é -10, o PG a baixas temperaturas a ser adotado para toda a Rodovia Presidente Dutra será -10.

Tabela 4.74. Temperaturas máximas do ar por ano (média dos 7 dias consecutivos mais quentes), em °C

ano	Guarulhos	Taubaté	Resende	Seropédica
1994	33,2	35,1	33,5	
1995	33,8	35,2	33,3	
1996	34,3	35,0	34,5	
1997	33,8	35,0	35,7	
1998	33,8	35,2	36,4	
1999	33,2	34,6	32,6	
2000	32,4	33,8	33,1	
2001	32,9	34,0	32,3	
2002	35,2	36,9	34,9	38,4
2003	34,8	35,3	34,5	39,9
2004	32,0	34,6	33,6	37,5
2005	32,8	34,0	33,9	36,4
2006	33,6	33,1	35,8	37,7
2007	34,0	35,0	35,2	37,3
2008	31,5	33,0	33,0	36,3
2009	33,5	34,7	33,9	37,6
2010	33,7	35,6	35,2	40,0
2011	33,9	35,1	34,1	37,5
2012	33,7	35,6	35,5	37,4
2013	32,9	34,8	34,6	37,5
2014	35,7	39,4	36,8	36,0
2015			36,5	36,9
média	33,6	35,0	34,5	37,6
σ	0,98	1,33	1,29	1,17
$T_{máx_ar}$	35,6	37,8	37,1	40,0
$T_{crítica}$ LTPP (20 mm)	62,0	63,9	63,5	65,6
$T_{crítica}$ SHRP (20 mm)	58,3	60,4	59,9	62,6
PGs recomendados	64	64	64	70

Tabela 4.75. Temperaturas mínimas do ar por ano, em °C

ano	Guarulhos	Taubaté	Resende	Seropédica
1994	1,6	0,9	4,0	
1995	7,2	5,2	8,0	
1996	4,7	3,6	7,8	
1997	-0,3	4,6	7,0	
1998	8,4	5,4	6,0	
1999	5,4	5,6	7,0	
2000	3,0	1,0	3,0	
2001	5,0	2,1	9,0	
2002	4,4	6,0	8,0	14,3
2003	4,4	3,8	7,0	15,0
2004	6,5	4,8	5,9	14,6
2005	8,8	6,8	8,6	14,9
2006	5,7	3,8	8,0	12,8
2007	4,2	2,6	5,0	13,1
2008	8,4	4,6	6,8	15,6
2009	6,8	2,4	8,0	12,8
2010	7,2	4,0	7,0	15,0
2011	5,6	2,6	6,8	14,6
2012	8,1	5,2	8,0	14,8
2013	5,5	4,6	7,2	13,6
2014	9,0	4,2	6,4	15,3
2015			10,8	16,7
média	5,7	4,0	7,1	14,5
σ	2,39	1,58	1,67	1,11
T_{\min_ar}	0,8	0,7	3,6	12,2
$T_{\text{crítica}}$ LTPP (superfície)	0,0	0,7	2,8	9,3
$T_{\text{crítica}}$ SHRP (superfície)	0,8	0,7	3,6	12,2
$T_{\text{crítica}}$ LTPP (20 mm)	1,6	2,3	4,4	10,9
PGs recomendados	-10	-10	-10	-10

Como conclusão deste estudo, tem-se, como recomendação pautada nos dados de temperaturas máximas e mínimas do ar disponibilizadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia, no período entre 1994 e 2015, obtidos nas estações meteorológicas de Guarulhos, Taubaté, Resende e Seropédica, que o PG do pavimento, na região coberta pelas estações meteorológicas de Guarulhos, Taubaté e Resende, é o PG 64-10 e, na região próxima à estação meteorológica de Seropédica, o PG é 70-10. Esta classificação é parcial, por ser obtida com base apenas em dados climatológicos, sendo necessário observar os níveis de tráfego da rodovia inteira ou de trechos dela, caso venha a ser dividida, de modo a inserir na classificação final do PG do pavimento os níveis de tráfego da rodovia inteira ou dos trechos dela. Por se tratar

de uma rodovia com VDM altíssimo, a classe final do pavimento da Rodovia Presidente Dutra será PG64E-10 para o trecho coberto pelas estações meteorológicas de Guarulhos, Taubaté e Resende, e PG70E-10, para o trecho na proximidade da estação meteorológica de Seropédica. Cabe aos que projetam os pavimentos da rodovia estabelecer tais níveis de PG para os ligantes asfálticos de tais trechos e aos que fiscalizam a construção verificar se os produtos utilizados atendem tais níveis de PG.

4.14. Proposta de especificação interna para ligantes asfálticos

São objetivos deste item a proposição e o detalhamento de uma especificação interna para seleção e controle de qualidade de ligantes asfálticos no âmbito da Concessionária CCR Nova Dutra. O nível de complexidade de uma especificação para materiais asfálticos depende de diversos fatores, dentre os quais podem ser destacados: o nível de severidade do clima e do tráfego e o número de ligantes asfálticos comerciais disponíveis. Países, como alguns dos europeus, nos quais as condições climáticas são relativamente amenas, as cargas veiculares são relativamente bem controladas e os asfaltos são produzidos há anos ou décadas com base nos mesmos tipos de petróleo, uma especificação simples como a baseada na penetração do ligante asfáltico pode ser relativamente eficiente.

Por outro lado, países como Brasil e Estados Unidos, dentre outros, com áreas territoriais continentais, climas diversificados, grande concentração de veículos pesados em rodovias e uma variedade de petróleos dos quais se produzem os asfaltos, via de regra, exigem especificações mais sofisticadas. Tais especificações precisam englobar níveis altos de severidade climática e de tráfego, além de serem particularmente delicadas a ponto de conseguirem distinguir no detalhe as diferenças físicas entre asfaltos provenientes de diferentes petróleos ou de asfaltos modificados com os mais diferentes tipos de modificador.

No que se refere à severidade climática, uma especificação mais sofisticada precisa considerar, em tese, pelo menos o efeito das variações de temperatura e do nível de envelhecimento sofrido pelo ligante asfáltico. Em relação ao efeito da temperatura, há muito se sabe que os antigos índices de suscetibilidade térmica, baseados em medidas empíricas como penetração ou ponto de amolecimento, são francamente insuficientes para representar objetivamente os efeitos térmicos sobre o comportamento reológico dos ligantes asfálticos não-modificados. E o panorama fica ainda mais complicado quando se pensa na aplicação destes índices para ligantes asfálticos modificados. O mesmo vale para os índices de envelhecimento pautados por propriedades empíricas.

No que se refere à severidade do tráfego de veículos pesados, uma especificação mais sofisticada precisa considerar, em tese, pelo menos o efeito dos níveis de carga, que se refletem em níveis de tensão ou de deformação aplicados sobre o pavimento e sua fundação, e dos tempos de aplicação de carga, que

estão relacionados à velocidade com que os veículos pesados trafegam sobre o pavimento. Neste sentido, uma rodovia com trechos com altas e baixas declividades longitudinais poderia ser construída com um mesmo projeto básico de pavimento, porém a mistura asfáltica nestes trechos com aclives mais severos deveria ser projetada para comportar veículos pesados lentos. Na prática, este aspecto não é levado em conta durante a fase de projeto da mistura asfáltica e o que se faz, regularmente, é corrigir problemas localizados de deformação permanente ao longo da vida útil do pavimento.

A especificação Superpave, lançada nos Estados Unidos em 1994, é a única especificação em nível global que conseguiu até hoje comportar, em uma mesma especificação, as variáveis mais complexas e corriqueiramente encontradas no dia a dia da pavimentação asfáltica, de uma maneira objetiva e enxuta. Tal especificação vem sendo aplicada, testada e reformulada nos Estados Unidos ao longo de mais de 20 anos, provando ser superior a qualquer outra. Outros países tem se inspirado na eficiência desta especificação, como foram os casos do México e do Chile, que adotaram recentemente especificações baseadas em desempenho similares à Superpave.

Dada a severidade climática das áreas cortadas pela Rodovia Presidente Dutra e o alto volume de tráfego pesado que utiliza a rodovia e também considerando a diversidade de asfaltos não-modificados e modificados disponíveis no mercado brasileiro, é razoável crer que uma especificação para materiais asfálticos pautada nos princípios e parâmetros da especificação Superpave seja a solução mais adequada. Em uma primeira fase, a especificação interna da CCR Nova Dutra comportaria apenas propriedades relacionadas às temperaturas de usinagem e compactação e às temperaturas altas e intermediárias do pavimento, de modo a englobar as etapas de construção e de serviço do pavimento. Admite-se, desta forma, que as temperaturas baixas observadas nas séries históricas não são suficientemente baixas para provocar trincamentos de origem térmica, permitindo a omissão, na especificação, de requisitos de controle relacionados a este mecanismo de ruptura dos pavimentos asfálticos.

A especificação interna proposta é composta dos seguintes itens:

1. viscosidade rotacional, medida no viscosímetro Brookfield, segundo os procedimentos indicados na norma ASTM D4402, em temperaturas na faixa de 135 a 177°C, utilizando ligantes asfálticos virgens e preservando o limite de viscosidade de 3 Pa.s a 135°C tanto para as atividades de bombeamento do ligante asfáltico, como mistura de materiais e compactação da massa asfáltica;
2. grau de desempenho em temperaturas altas, calculado com base nas medidas de G^* e δ obtidas no reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) segundo os procedimentos indicados na norma ASTM D7175, em temperaturas na faixa de 46 a 88°C, utilizando ligantes asfálticos virgens e envelhecidos a curto prazo na estufa de filme fino rotativo (RTFO) e preservando os limites para $G^*/\text{sen}\delta$ do material virgem igual a 1,0 kPa e do material envelhecido a curto prazo igual a 2,2 kPa para determinação dos graus contínuos; tal como na especificação Superpave, os graus de desempenho adotados nesta especificação são 46, 52, 58, 64, 70,76 e 82, sendo adicionado o

grau 88, de modo a caracterizar adequadamente os ligantes asfálticos altamente modificados hoje existentes no mercado brasileiro;

3. temperatura crítica de fadiga, calculada com base nas medidas de G^* e δ obtidas no DSR segundo os procedimentos indicados na norma ASTM D7175, em temperaturas na faixa de 40 a 4°C, utilizando ligantes asfálticos envelhecidos apenas a longo prazo na estufa de vaso pressurizado (PAV) e preservando os limites de $G^* \cdot \text{sen} \delta$ de 5 MPa para asfaltos com classe de tráfego S e 6 MPa para asfaltos com classe de tráfego H, V e E como critérios para a determinação das temperaturas críticas de fadiga;
4. classes de tráfego segundo a AASHTO M320 (S – padrão, H – pesado; V – muito pesado e E – extremamente pesado) determinadas com base nos valores de compliância não-recuperável dos asfaltos envelhecidos a curto prazo obtidos na tensão de 3,2 kPa e na temperatura representativa das temperaturas máximas às quais o pavimento pode estar sujeito em países de clima quente (64, 70 e 76°C);
5. simulação do envelhecimento a curto prazo na estufa de filme fino rotativo (RTFO), segundo os procedimentos indicados na norma ASTM D2872, com determinação do balanço de massa; e
6. simulação do envelhecimento a longo prazo na estufa de vaso pressurizado (PAV), segundo os procedimentos indicados na norma ASTM D6521.

De posse dos graus de desempenho determinados para diferentes trechos da Rodovia Presidente Dutra, isto é, PG 64-10 e PG 70-10, é possível refinar a classificação do ligante asfáltico em função do nível de tráfego de trechos específicos da rodovia. Os dados de tráfego da concessionária CCR Nova Dutra indicam a existência de diferentes trechos homogêneos ao longo da rodovia, tornando possível a composição da Tabela 4.76, onde se atribui a cada trecho uma classe específica de ligante asfáltico. A título de ilustração, um trecho cujo volume de tráfego está entre 10 e 30 milhões ou cujo tráfego é lento (com velocidade média entre 20 e 70 km/h) e a temperatura máxima de projeto do pavimento é 64°C deverá ser construído com o emprego de um asfalto de classe 64H-10. Se neste trecho hipotético a temperatura máxima do pavimento fosse 70°C, a classe exigida para o asfalto seria 70H-10.

De posse de tais classes exigidas para o ligante asfáltico, é possível especificar materiais de forma mais racional e consistente, além de realizar o devido controle de qualidade no recebimento dos materiais. Os fornecedores de asfalto, tanto não-modificados quanto modificados, deverão informar as condições de produção e armazenamento dos materiais, de modo a orientar a coleta de amostras para controle de qualidade por parte do CPR da CCR Nova Dutra, além de fornecer laudo constando a classe do material conforme os critérios aqui especificados. No que se refere à política de armazenagem da Petrobras, sabe-se que o controle de qualidade deve ser feito toda vez que mudar o tanque usado no carregamento dos caminhões que levam material à obra. Informações similares deverão ser fornecidas pelas demais empresas contratadas para fornecimento de ligante asfáltico modificado ou não-modificado.

Tabela 4.76. Classes do ligante asfáltico em função das temperaturas máximas do pavimento e dos níveis de tráfego ao longo da rodovia

trecho	volume de tráfego (N)	velocidade do tráfego (km/h)	temperatura máxima do pavimento (°C)	classe do asfalto
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-ABDUL WAHHAB, H.I. et al. (1999). Prediction of asphalt rheological properties using HP-GPC. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.11, n.1, p.6-14.
- ALWIS, K.G.N.C.; BURGOYNE, C.J. (2006). Time-temperature superposition to determine the stress-rupture of aramid fibres. *Journal of Applied Composite Materials*, v.13, n.4, p.249-264.
- ANDERSON, D.A.; KENNEDY, T.W. (1993). Development of SHRP binder specification. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v.62, p.481-507.
- ANDERSON, D.A. et al. (1991). Physical properties of asphalt cement and the development of performance-related specifications. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.60, p.437-456.
- ANDERSON, D.A. et al. (1992). Rheological properties of mineral filler-asphalt mastics and its importance to pavement performance. In: MEININGER, R.C. (Ed.). *Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance*. ASTM, Special Technical Publication, n.1147.
- ANDERSON, D.A. et al. (1994). *Binder characterization and evaluation: physical characterization*. Washington: Strategic Highway Research Program, National Research Council. Report SHRP-A-369.
- ANDERSON, D.A. et al. (2001). Evaluation of fatigue criteria for asphalt binders. *Transportation Research Record*, n.1766, p.48-55.
- ANDERSON, D.A. et al. (2002). Zero shear viscosity of asphalt binders. *Transportation Research Record*, n.1810, p.45-51.
- ANDERSON, M. et al. (2010). MSCR: a better tool for characterizing high temperature performance properties. *Asphalt*, v.25, p.15-16.18.21-23.
- ASPHALT INSTITUTE (2010a). *Implementation of the multiple stress creep recovery test and specification*. Asphalt Institute Technical Advisory Committee, Federal Highway Administration.
- ASPHALT INSTITUTE (2010b). *Guidance on the use of the MSCR test with the AASHTO M320 specification*. Asphalt Institute Technical Advisory Committee, Federal Highway Administration.
- BAHIA, H.U. (1995). Critical evaluation of asphalt modification using strategic highway research program concepts. *Transportation Research Record*, Washington, n.1488, p.82-88.

- BAHIA, H.U.; ANDERSON, D.A. (1995). Strategic highway research program binder rheological parameters: background and comparison with conventional properties. *Transportation Research Record*, n.1488, p.32-39.
- BAHIA, H.U. et al. (1992). The bending beam rheometer: a simple device for measuring low-temperature rheology of asphalt binders. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.61, p.117-153.
- BAHIA, H.U. et al. (1999). Non-linear viscoelastic and fatigue properties of asphalt binders. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.68, p.1-34.
- BAHIA, H.U. et al. (2001). Characterization of modified asphalt binder in superpave mix design. *NCHRP Report*, Washington, n.459.
- BARNES, H.A. et al. (1989). *An introduction to rheology*. Netherlands: [s.n.].
- BARTH, E.J. (1962). *Asphalt science and technology*. New York: Gordon and Breach.
- BONNETTI, K.S. et al. (2002). Measuring and defining fatigue behavior of asphalt binders. *Transportation Research Record*, v.1810, p.33-43.
- BOLOTIN, V.V. (1999). *Mechanics of fatigue*. CRC Mechanical Engineering Series, Editor Frank A. Kulachi, University of Minnesota, Minneapolis.
- BOSSCHER, P. (2000). *Relationship between pavement temperature and weather data*. In: 79th TRB Annual Meeting, Washington, DC.
- BOULDIN, M.G. et al. (2000). The application of visco-elastic models to predict the relative performance of binders for grading purposes. In: EURASPHALT AND EUROBITUME CONGRESS, 2., 2000, Barcelona. *Proceedings...* Bruxelas: Secretariat do Congress de Eurasphalt e de Eurobitume. v.1, p.74-82.
- BOULDIN, M.G. et al. (2001). Proposed refinement to the Superpave high temperature specification parameter for performance graded binders. *Transportation Research Record*, n.1766, p.40-47.
- CHRISTENSEN JR., D.W.; ANDERSON, D.A. (1992). Interpretation of dynamic mechanical test data for paving grade asphalt cements. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.61, p.67-116.
- CHRISTENSEN, R. M. (2003). *Theory of viscoelasticity*. 2nd ed., New York: Dover.
- D'ANGELO, J. (2010a). *The multiple stress creep recovery (MSCR) procedure*. Technical Brief. Federal Highway Administration, United States Department of Transportation. FHWA-HIF-10-XXX.
- D'ANGELO, J. (2010b). *New high-temperature binder specification using multistress creep and recovery*. Transportation Research Circular, n. E-C147, p.1-13.
- DESMAZES, C. et al. (2000). A protocol for reliable measurement of zero-shear-viscosity in order to evaluate the anti-rutting performance of binders. In: Eurasphalt And Eurobitume Congress, 2., 2000, Barcelona. *Proceedings...* Bruxelas: Secretariat do Congress de Eurasphalt e de Eurobitume. v.1, p.202-211.
- DOBSON, G.R. (1969). The dynamic mechanical properties of bitumen. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.38, p.123.
- DOMINGOS, M.D.I. (2011). *Caracterização do comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados virgens e envelhecidos*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- EDGEWORTH, R. et al. (1984). The pitch drop experiment. *European Journal of Physics*, n.5, p.198-200.

- FINN, F.N. et al. (1990). *Asphalt properties and relationship to pavement performance: literature review*. Washington: Strategic Highway Research Program, National Research Council. Report SHRP-A-314.
- GALAL, K.A.; WHITE, T.D. (2001). Correlation between superpave asphalt stiffnesses and in-service pavement performance. *Transportation Research Record*, n.1766, p.57-66.
- FRITZ, G. et al. (2003). Characterizing complex fluids with high frequency rheology using torsional resonators at multiple frequencies. *Journal of Rheology*, n.47, p.303-319.
- GARIN, D. (1989). *Propriétés viscoélastiques des bitumes*. Master Thesis, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, France.
- GHUZLAN, K.A.; CARPENTER, S.H. (2000). Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing. *Transportation Research Record*, n.1723, p.141-149.
- HARVEY, J.; TSAI, B.W. (1997). Long-term oven-aging effects on fatigue and initial stiffness of asphalt concrete. *Transportation Research Record*, n.1590, p.89-98.
- HEUKELOM, W. (1969). A bitumen test data chart for showing the effect of temperature on the mechanical behaviour of asphaltic bitumens. *Journal of the Institute of Petroleum*, London, v.55, n.546, p.404-417.
- HINTZ, C. et al. (2011). Effect of oxidative aging on binder fatigue performance. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.80, p.527-548.
- HINTZ, C. (2012). *Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue*. Dissertation (Doctorate) – University of Wisconsin, Madison.
- JONGEPIER, R. et al. (1969). Characteristics of the rheology of bitumens. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.38, p.98-112.
- JOHNSON, C.M. (2010). *Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method*. Dissertation (Doctorate) – University of Wisconsin, Madison.
- KENNEDY, T. W. et al. (1983). Use of materials tests and pavement design procedures to evaluate new paving binders. In: EMERY, J.J. (Ed.). *Properties of flexible pavement materials: a symposium*. Philadelphia: ASTM. p. 5-45. (ASTM - Special Technical Publication, 807).
- KHATRI, A. et al. (2001). Mixing and compaction temperatures for modified binders using the superpave gyratory compactor. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.70, p.312-356.
- KIM, O.K. et al. (1987). Development of laboratory oxidation aging procedures for asphalt cements and asphalt mixtures. *Transportation Research Record*, n.1115, p.101-112.
- KIM, Y.R. et al. (1997). Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.66, p.520.
- KRIEGER, I. M. (1972). Rheology of monodisperse latices. *Advances in Colloid and Interface Science*, n.3, p.111-136.
- LEE, D. (1968). Development of laboratory durability test for asphalts. *Highway Research Record*, Washington, n.231, p.34-49.
- LESUEUR, D. et al. (1996). A structure-related model to describe asphalt linear viscoelasticity. *Journal of Rheology*, v.40, n.5, p.813-836.

LESUEUR, D. (2009). The colloidal structure of bitumen: consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification. *Advances in Colloid and Interface Science*, n.145, p.42-82.

LTPP (1998). *LTPP data analysis: improved low pavement temperature prediction*. Report FHWA RD-97-104U, 4p.

MARTONO, W. et al. (2007). Effect of testing geometry on measuring fatigue of asphalt binders and mastics. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.19, n.9, p.746-752.

MARTINS, A.T. (2014). *Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

McGENNIS, R.B. et al. (1994). Background of Superpave asphalt mixture design and analysis. Report FHWA-SA-95-003, 160p.

McLEOD, N.W. (1976). Asphalt cements: pen-vis number and its application to moduli of stiffness. *Journal of Testing and Evaluation*, Philadelphia, v.4, n.4, p.275-282.

METZNER, A. B. (1985). Rheology of suspensions in polymeric liquids. *Journal of Rheology*, n.29, p.739-775.

MOHSENI, A.; CARPENTER, S. (2004). *Development of enhanced algorithm for Superpave high temperature Performance Grade (PG) selection and new software version*. LTPP Report, FHWA.

NASCIMENTO, T.C.B. (2015). *Efeito dos envelhecimentos termo-oxidativo e foto-oxidativo sobre propriedades reológicas de ligantes asfálticos modificados*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 266p.

NUÑEZ, J.Y.M. (2013). *Caracterização à fadiga de ligantes asfálticos modificados envelhecidos a curto e a longo prazo*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

PAMPLONA, T.F. (2013). *Efeito da adição de ácido polifosfórico em ligantes asfálticos de diferentes fontes*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PAMPLONA, T.F. et al. (2014). Desenvolvimentos recentes em ensaios de fadiga em ligantes asfálticos. *Transportes*, v.22, n.3, p.12-25.

PHILLIPS, M.C.; ROBERTS, C. (1996). Binder rheology and asphaltic pavement permanent deformation: the zero-shear viscosity. In: Eurasphalt And Eurobitume Congress, 1996, Strassburg. *Proceedings...* Bruxelas: Secretariat do Congress de Eurasphalt e de Eurobitume. Session 5, paper 5134.

PRONK, A.C.; Hopman, E.P.C. (1990). *Energy dissipation: the leading factor of fatigue*. Highway Research: Sharing the Benefits. In: Conference of U.S. SHRP, London, Telford, London, p.225–267.

PRONK, A.C. (1995). *Evaluation of the dissipated energy concept for the interpretation of fatigue measurements in the crack initiation phase*. Road and Hydraulic Engineering Division, the Netherlands.

ROBERTS, F.L. et al. (1998). *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*. Lanham: NAPA Educacional Foundation.

SCHWEYER, H.E. et al. (1983). New approaches for studying rheology properties of asphalts. In: EMERY, J.J. (Ed.). *Properties of flexible pavement materials: a symposium*. Philadelphia: ASTM. p. 5-45. (ASTM - Special Technical Publication, 807).

SHENOY, A. (2001a). Refinement of the superpave specification parameter for performance grading of asphalt. *Journal of Transportation Engineering*, New York, v.127, n.5, p.357-362.

SHENOY, A. (2001b). Unifying asphalt rheological data using the materials volumetric-flow rate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.13, n.4, p.260-273.

SHENOY, A. (2002). Fatigue testing and evaluation of asphalt binders using the dynamic shear rheometer. *Journal of Testing and Evaluation*, v.30, n.4, p.303-312.

SOBOTKA, Z. (1984). *Rheology of materials and engineering structures*. Oxford: Elsevier. (Rheology Series, 2).

SOBREIRO, F.P. (2014). *Efeito da adição de ácidos fosfóricos no comportamento reológico de ligantes asfálticos puros e modificados com copolímero SBS*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

STASTNA, J.; ZANZOTTO, L. (1999). Linear response of regular asphalts to external harmonic fields. *Journal of Rheology*, n.43, p.719–734.

STUART, K.D.; MOGAWER, W.S. (1997). Validation of asphalt binder and mixture tests that predict rutting susceptibility using FHWA accelerated loading facility. *Association of Asphalt Paving Technologists*, v.66, p.109-152.

VALLERGA, B. et al. (1972). *Effect of asphalt aging on the fatigue properties of asphalt concrete*. In: 3rd International Conference on Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, p.595-617.

VAN der POEL, C. (1954). A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data. *Journal of Applied Chemistry*, London, v.4, p.221-236.

VERDADE, L.L. (2015). *Avaliação do uso de um polietileno de alta densidade e baixo peso molecular oxidado como agente de compatibilização em asfalto modificado com copolímero SBS*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

WILLIAMS, M.L. et al. (1955). The temperature dependence of relaxation mechanisms in amorphous polymers and other glass-forming liquids. *Journal of the American Chemical Society*, n. 77, p.3701-3706.

ANEXO A

Este Anexo se destina à apresentação dos dados individuais dos ensaios, médias e variabilidades, além de outros dados e análises decorrentes dos ensaios realizados.

Tabela A.1. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de ponto de amolecimento – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	51,6	52,0	51,8	0,4
B	48,7	48,8	48,8	0,1
C	57,3	57,8	57,6	0,5
D	61,6	61,9	61,8	0,3
E	76,6	77,0	76,8	0,4
F	55,9	55,2	55,6	0,7
G	67,3	67,4	67,4	0,1
H	65,3	65,6	65,5	0,3
I	71,9	72,1	72,0	0,2
J	68,7	68,8	68,8	0,1
material envelhecido a curto prazo (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	56,7	57,0	56,9	0,3
B	53,5	53,8	53,7	0,3
C	64,1	64,2	64,2	0,1
D	67,6	67,6	67,6	0,0
E	83,9	84,2	84,1	0,3
F	60,8	61,9	61,4	1,1
G	76,8	77,3	77,1	0,5
H	72,2	72,4	72,3	0,2
I	75,4	75,2	75,3	0,2
J	73,0	73,2	73,1	0,2
incremento do ponto de amolecimento (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	CV
A	5,1	5,0	5,1	1,4
B	4,8	5,0	4,9	2,9
C	6,8	6,4	6,6	4,3
D	6,0	5,7	5,8	3,6
E	7,3	7,2	7,3	1,0
F	4,9	6,7	5,8	21,9
G	9,5	9,9	9,7	2,9
H	6,9	6,8	6,9	1,0
I	3,5	3,1	3,3	8,6
J	4,3	4,4	4,4	1,6

Tabela A.2. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de ponto de amolecimento – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

material virgem (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	54,1	54,0	54,1	0,1
B	52,0	52,0	52,0	0,0
C	58,0	58,2	58,1	0,2
D	66,2	67,6	66,9	1,4
E	72,0	72,0	72,0	0,0
F	59,3	59,5	59,4	0,2
G	64,5	64,8	64,7	0,3
H	58,0	58,0	58,0	0,0
I	64,0	64,0	64,0	0,0
J	68,0	68,0	68,0	0,0
K				
L				
M				
N				
O				
P				
Q				
R				
S				
T				

Tabela A.2. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de ponto de amolecimento – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

material envelhecido a curto prazo (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	57,0	57,5	57,3	0,5
B	54,4	54,2	54,3	0,2
C	68,2	68,3	68,3	0,1
D	71,0	71,4	71,2	0,4
E	84,4	85,5	85,0	1,1
F	66,1	66,4	66,3	0,3
G	78,4	78,2	78,3	0,2
H				
I	72,1	72,4	72,3	0,3
J	75,8	75,6	75,7	0,2
K				
L				
M				
N				
O				
P				
Q				
R				
S				
T				

Tabela A.2. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de ponto de amolecimento – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

incremento do ponto de amolecimento (°C)				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	2,9	3,5	3,2	13,3
B	2,4	2,2	2,3	6,1
C	10,2	10,1	10,2	0,7
D	4,8	3,8	4,3	16,4
E	12,4	13,5	13,0	6,0
F	6,8	6,9	6,9	1,0
G	13,9	13,4	13,7	2,6
H				
I	8,1	8,4	8,3	2,6
J	7,8	7,6	7,7	1,8
K				
L				
M				
N				
O				
P				
Q				
R				
S				
T				

Tabela A.3. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de penetração – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem (0,1 mm)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	34	32	34	33	2
B	50	52	50	51	2
C	53	51	51	52	2
D	38	38	38	38	0
E	38	37	37	37	1
F	45	43	45	44	2
G	23	23	24	23	1
H	24	22	22	23	2
I	53	54	52	53	2
J	25	23	23	24	2
material envelhecido a curto prazo (0,1 mm)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	30	29	30	30	1
B	31	32	31	31	1
C	35	34	35	35	1
D	32	31	32	32	1
E	30	31	31	31	1
F	34	33	34	34	1
G	28	28	27	28	1
H	18	18	19	18	1
I	35	35	35	35	0
J	20	18	18	19	2
penetração retida (%)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	CV
A	88,2	90,6	88,2	89,0	1,5
B	62,0	61,5	62,0	61,8	0,4
C	66,0	66,7	68,6	67,1	2,0
D	84,2	81,6	84,2	83,3	1,8
E	78,9	83,8	83,8	82,2	3,4
F	75,6	76,7	75,6	76,0	0,9
G	121,7	121,7	112,5	118,7	4,5
H	75,0	81,8	86,4	81,1	7,1
I	66,0	64,8	67,3	66,1	1,9
J	80,0	78,3	78,3	78,8	1,3

Tabela A.4. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de penetração – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

material virgem (0,1 mm)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	31	32	32	32	1
B	52	53	52	52	1
C	58	57	57	57	1
D	49	48	48	48	1
E	40	41	41	41	1
F	60	61	61	61	1
G	11	12	12	12	1
H	34	33	33	33	1
I	53	53	54	53	1
J	29	30	29	29	1
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela A.4. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de penetração – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

material envelhecido a curto prazo (0,1 mm)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	21	22	20	21	2
B	27	25	26	26	2
C	34	33	34	34	1
D	30	31	31	31	1
E	26	24	25	25	2
F	39	40	41	40	2
G	16	15	16	16	1
H					
I	33	33	33	33	0
J	16	15	14	15	2
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela A.4. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de penetração – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

penetração retida (%)					
amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	67,7	68,8	62,5	66,3	5,1
B	51,9	47,2	50,0	49,7	4,8
C	58,6	57,9	59,6	58,7	1,5
D	61,2	64,6	64,6	63,5	3,1
E	65,0	58,5	61,0	61,5	5,3
F	65,0	65,6	67,2	65,9	1,7
G	145,5	125,0	133,3	134,6	7,6
H					
I	62,3	62,3	61,1	61,9	1,1
J	55,2	50,0	48,3	51,1	7,0
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela A.5. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de ductilidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem					
amostra	medida 1	medida 2	média	média - 10%	média + 10%
A	>1,0	>1,0	>1,0	NA	NA
B	>1,0	>1,0	>1,0	NA	NA
C	48,0	49,0	49	43,7	53,4
D	50,0	52,0	51	45,9	56,1
E	62,0	65,5	64	57,4	70,1
F	21,5	21,7	22	19,4	23,8
G	68,0	70,0	69	62,1	75,9
H	28,5	29,5	29	26,1	31,9
I	78,0	80,0	79	71,1	86,9
J	72,0	72,5	72	65,0	79,5
material envelhecido a curto prazo					
amostra	medida 1	medida 2	média	média - 10%	média + 10%
A	>1,0	>1,0	>1,0	NA	NA
B	>1,0	>1,0	>1,0	NA	NA
C	30,0	32,0	31	27,9	34,1
D	35,0	36,0	36	32,0	39,1
E	49,0	50,0	50	44,6	54,5
F	27,5	28,0	28	25,0	30,5
G	45,0	46,0	46	41,0	50,1
H	10,0	10,5	10	9,2	11,3
I	50,0	50,5	50	45,2	55,3
J	28,0	29,0	29	25,7	31,4

Tabela A.6. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de recuperação elástica no ductilômetro – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

material virgem				
amostra	medida 1	medida 2	média	variabilidade
A	não se aplica			
B	não se aplica			
C	53,0	53,0	53	0,00
D	75,0	75,0	75	0,00
E	92,0	92,0	92	0,00
F	50,0	50,0	50	0,00
G	72,5	72,5	73	0,00
H*	-	-	-	-
I	89,0	89,0	89	0,00
J	73,5	73,5	74	0,00
material envelhecido a curto prazo				
A	55,0	55,0	55	0,00
B	72,5	72,5	73	0,00
C	80,0	80,0	80	0,00
D	53,0	53,0	53	0,00
E	67,5	67,5	68	0,00
F	55,0	55,0	55	0,00
G	72,5	72,5	73	0,00
H*	-	-	-	-
I	71,0	71,0	71	0,00
J	83,5	83,5	84	0,00

*As amostras romperam antes de atingir o estiramento de 20 cm em dois ensaios

Tabela A.7. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de retorno elástica por torsão – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	medida 1	medida 2	medida 3	média	variabilidade
A	não se aplica				
B	não se aplica				
C	70,0	71,0	70,0	70	-1,4
D	66,0	66,0	65,0	66	0,0
E	63,5	63,5	63,4	63	0,0
F	64,0	64,2	64,8	64	-0,3
G	22,2	22,5	22,1	22	-1,3
H	10,0	10,0	11,0	10	0,0
I	76,0	76,0	75,0	76	0,0
J	58,0	58,0	59,0	58	0,0
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela A.8. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de densidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

amostra	medida 1	medida 1	medida 1	média	cv
A	1,003	1,004	1,003	1,003	0,0
B	1,003	1,005	1,002	1,003	0,2
C	1,013	1,015	1,013	1,013	0,1
D	1,010	1,012	1,013	1,011	0,1
E	1,011	1,011	1,013	1,012	0,1
F	1,012	1,015	1,015	1,014	0,2
G	1,014	1,013	1,015	1,014	0,1
H	1,015	1,011	1,012	1,013	0,2
I	1,013	1,015	1,012	1,013	0,2
J	1,011	1,013	1,012	1,012	0,1

Tabela A.9. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de densidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

amostra	medida 1	medida 1	medida 1	média	cv
A	1,005	1,009	1,008	1,007	0,2
B	1,012	1,014	1,012	1,013	0,1
C	1,028	1,027	1,026	1,027	0,1
D	1,008	1,006	1,008	1,007	0,1
E	1,011	1,011	1,010	1,011	0,1
F	1,027	1,029	1,027	1,028	0,1
G	1,012	1,014	1,012	1,013	0,1
H	1,072	1,105	1,073	1,083	1,7
I	1,012	1,013	1,014	1,013	0,1
J	1,079	1,073	1,074	1,075	0,3
K					
L					
M					
N					
O					
P					
Q					
R					
S					
T					

Tabela A.10. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras virgens analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		135	143	150	163	177
A	medida 1	0,473	0,318	0,229	0,134	0,082
	medida 2	0,474	0,319	0,230	0,135	0,083
	média	0,473	0,318	0,230	0,135	0,083
	variabilidade (%)	0,2	0,3	0,4	0,7	1,2
B	medida 1	0,365	0,248	0,183	0,110	0,068
	medida 2	0,371	0,254	0,186	0,113	0,071
	média	0,368	0,251	0,184	0,111	0,070
	variabilidade (%)	1,7	2,2	2,0	2,2	4,7
C	medida 1	3,680	2,315	1,625	1,003	0,624
	medida 2	3,820	2,418	1,710	1,035	0,626
	média	3,750	2,367	1,668	1,019	0,625
	variabilidade (%)	3,7	4,4	5,1	3,1	0,2
D	medida 1	1,715	1,073	0,754	0,413	0,230
	medida 2	1,678	1,058	0,745	0,404	0,227
	média	1,696	1,066	0,749	0,409	0,229
	variabilidade (%)	2,2	1,4	1,2	2,2	1,3
E	medida 1	1,715	1,047	0,715	0,420	0,242
	medida 2	1,738	1,055	0,740	0,428	0,251
	média	1,726	1,051	0,728	0,424	0,247
	variabilidade (%)	1,3	0,8	3,4	1,8	3,7
F	medida 1	3,165	2,088	1,520	0,965	0,604
	medida 2	4,535	2,838	2,039	1,238	0,746
	média	3,850	2,463	1,779	1,102	0,675
	variabilidade (%)	35,6	30,4	29,2	24,8	21,0
G	medida 1	2,433	1,517	1,019	0,555	0,310
	medida 2	2,418	1,567	1,216	0,562	0,327
	média	2,425	1,542	1,118	0,558	0,318
	variabilidade (%)	0,6	3,2	17,7	1,2	5,5
H	medida 1	1,465	0,902	0,610	0,323	0,184
	medida 2	1,325	0,817	0,553	0,290	0,160
	média	1,395	0,859	0,581	0,306	0,172
	variabilidade (%)	10,0	9,9	9,9	10,6	14,0
I	medida 1	1,753	1,167	0,843	0,493	0,298
	medida 2	1,890	1,287	0,945	0,567	0,341
	média	1,821	1,227	0,894	0,530	0,319
	variabilidade (%)	7,5	9,8	11,5	13,8	13,3
J	medida 1	2,365	1,550	1,099	0,633	0,361
	medida 2	2,373	1,530	1,073	0,646	0,379
	média	2,369	1,540	1,086	0,640	0,370
	variabilidade (%)	0,3	1,3	2,4	2,0	4,9

Tabela A.11. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras envelhecidas analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		135	143	150	163	177
A	medida 1	0,680	0,444	0,316	0,181	0,106
	medida 2	0,698	0,453	0,323	0,183	0,108
	média	0,689	0,448	0,319	0,182	0,107
	variabilidade (%)	2,54	1,81	1,96	1,55	1,87
B	medida 1	0,526	0,353	0,254	0,148	0,090
	medida 2	0,528	0,350	0,252	0,146	0,088
	média	0,527	0,351	0,253	0,147	0,089
	variabilidade (%)	0,24	0,71	0,99	1,06	2,25
C	medida 1	5,500	3,248	2,154	1,222	0,718
	medida 2	5,500	3,443	2,346	1,319	0,755
	média	5,500	3,346	2,250	1,270	0,737
	variabilidade (%)	0,0	5,8	8,6	7,7	5,0
D	medida 1	2,645	1,580	1,039	0,523	0,272
	medida 2	2,753	1,588	1,044	0,522	0,267
	média	2,699	1,584	1,041	0,523	0,270
	variabilidade (%)	4,0	0,5	0,5	0,3	1,9
E	medida 1	2,318	1,340	0,893	0,483	0,285
	medida 2	2,308	1,332	0,889	0,481	0,284
	média	2,313	1,336	0,891	0,482	0,285
	variabilidade (%)	0,4	0,6	0,4	0,5	0,4
F	medida 1	5,500	3,667	2,506	1,420	0,814
	medida 2	4,788	2,888	1,944	1,116	0,652
	média	5,144	3,278	2,225	1,268	0,733
	variabilidade (%)	13,9	23,7	25,3	24,0	22,2
G	medida 1	5,500	2,893	1,908	0,953	0,499
	medida 2	5,470	3,053	1,995	0,993	0,517
	média	5,485	2,973	1,951	0,973	0,508
	variabilidade (%)	0,5	5,4	4,5	4,1	3,4
H	medida 1	3,018	1,513	0,971	0,480	0,251
	medida 2	2,793	1,553	1,003	0,494	0,257
	média	2,905	1,533	0,987	0,487	0,254
	variabilidade (%)	7,7	2,6	3,2	2,9	2,4
I	medida 1	2,668	1,695	1,189	0,665	0,383
	medida 2	2,765	1,760	1,231	0,683	0,392
	média	2,716	1,728	1,210	0,674	0,387
	variabilidade (%)	3,6	3,8	3,5	2,7	2,2
J	medida 1	3,858	1,962	1,328	0,715	0,402
	medida 2	3,275	1,920	1,310	0,710	0,398
	média	3,566	1,941	1,319	0,713	0,400
	variabilidade (%)	16,3	2,1	1,3	0,7	1,0

Tabela A.12. Resultados, médias e variabilidades dos incrementos de viscosidade – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		135	143	150	163	177
A	medida 1	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3
	medida 2	1,5	1,4	1,4	1,4	1,3
	média	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3
	variabilidade (%)	2,33	1,50	1,52	0,80	0,66
B	medida 1	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3
	medida 2	1,4	1,4	1,4	1,3	1,2
	média	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3
	variabilidade (%)	1,46	2,95	3,02	3,31	6,91
C	medida 1	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2
	medida 2	1,4	1,4	1,4	1,3	1,2
	média	1,5	1,4	1,3	1,2	1,2
	variabilidade (%)	3,7	1,5	3,5	4,6	4,8
D	medida 1	1,5	1,5	1,4	1,3	1,2
	medida 2	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2
	média	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2
	variabilidade (%)	6,2	1,9	1,6	1,9	0,5
E	medida 1	1,4	1,3	1,2	1,2	1,2
	medida 2	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1
	média	1,3	1,3	1,2	1,1	1,2
	variabilidade (%)	1,7	1,4	3,9	2,3	4,0
F	medida 1	1,7	1,8	1,6	1,5	1,3
	medida 2	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9
	média	1,4	1,4	1,3	1,2	1,1
	variabilidade (%)	48,8	53,2	53,4	48,1	42,7
G	medida 1	2,3	1,9	1,9	1,7	1,6
	medida 2	2,3	1,9	1,6	1,8	1,6
	média	2,3	1,9	1,8	1,7	1,6
	variabilidade (%)	0,1	2,1	13,2	2,9	2,1
H	medida 1	2,1	1,7	1,6	1,5	1,4
	medida 2	2,1	1,9	1,8	1,7	1,6
	média	2,1	1,8	1,7	1,6	1,5
	variabilidade (%)	2,3	12,5	13,0	13,5	16,3
I	medida 1	1,5	1,5	1,4	1,3	1,3
	medida 2	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
	média	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2
	variabilidade (%)	4,0	6,0	8,0	11,1	11,1
J	medida 1	1,6	1,3	1,2	1,1	1,1
	medida 2	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
	média	1,5	1,3	1,2	1,1	1,1
	variabilidade (%)	16,6	0,8	1,1	2,7	5,9

Tabela A.13. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

temperatura (°C)		135	150	177
A	medida 1	0,470	0,228	0,081
	medida 2	0,457	0,221	0,079
	média	0,464	0,225	0,080
	variabilidade (%)	2,8	3,1	2,5
B	medida 1	0,360	0,180	0,670
	medida 2	0,407	0,201	0,730
	média	0,384	0,191	0,700
	variabilidade (%)	12,3	11,0	8,6
C	medida 1	0,236	0,158	0,106
	medida 2	0,232	0,157	0,105
	média	0,234	0,157	0,106
	variabilidade (%)	1,7	0,8	0,6
D	medida 1	0,952	0,797	0,226
	medida 2	0,139	0,512	0,154
	média	0,546	0,655	0,190
	variabilidade (%)	149,0	43,5	37,9
E	medida 1	0,169	0,690	0,229
	medida 2	0,165	0,681	0,235
	média	0,167	0,686	0,232
	variabilidade (%)	2,4	1,3	2,6
F	medida 1	0,222	0,144	0,923
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
G	medida 1	0,156	0,690	0,202
	medida 2	0,114	0,509	0,160
	média	0,135	0,600	0,181
	variabilidade (%)	31,1	30,2	23,2
H	medida 1	0,725	0,330	0,960
	medida 2	0,790	0,348	0,990
	média	0,758	0,339	0,975
	variabilidade (%)	8,6	5,3	3,1
I	medida 1	0,129	0,632	0,231
	medida 2	0,110	0,552	0,208
	média	0,120	0,592	0,220
	variabilidade (%)	15,9	13,5	10,5
J	medida 1	0,160	0,757	0,284
	medida 2	0,161	0,760	0,297
	média	0,160	0,759	0,291
	variabilidade (%)	0,6	0,4	4,5

Tabela A.13. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras virgens analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

temperatura (°C)		135	150	177
K	medida 1	0,130	0,606	0,223
	medida 2	0,129	0,590	0,220
	média	0,130	0,598	0,222
	variabilidade (%)	0,8	2,7	1,4
L	medida 1	0,120	0,521	0,155
	medida 2	0,120	0,520	0,154
	média	0,120	0,521	0,155
	variabilidade (%)	0,4	0,2	0,6
M	medida 1	0,270	0,112	0,300
	medida 2	0,271	0,113	0,310
	média	0,271	0,113	0,305
	variabilidade (%)	0,2	0,6	3,3
N	medida 1	0,191	0,911	0,317
	medida 2	0,192	0,918	0,324
	média	0,192	0,915	0,321
	variabilidade (%)	0,4	0,8	2,2
O	medida 1	0,262	0,682	0,247
	medida 2	0,124	0,645	0,237
	média	0,193	0,664	0,242
	variabilidade (%)	71,4	5,6	4,1
P	medida 1	0,297	0,156	0,590
	medida 2	0,291	0,149	0,500
	média	0,294	0,153	0,545
	variabilidade (%)	2,0	4,6	16,5
Q	medida 1	0,128	0,548	0,158
	medida 2	0,136	0,577	0,169
	média	0,132	0,563	0,164
	variabilidade (%)	5,7	5,2	6,7
R	medida 1	0,249	0,125	0,422
	medida 2	0,250	0,126	0,428
	média	0,249	0,125	0,425
	variabilidade (%)	0,4	0,6	1,5
S	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
T	medida 1	0,163	0,773	0,339
	medida 2	0,153	0,685	0,249
	média	0,158	0,729	0,294
	variabilidade (%)	6,5	12,1	30,6

Tabela A.14. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

temperatura (°C)		135	150	177
A	medida 1	0,730	0,150	0,112
	medida 2	0,780	0,180	0,116
	média	0,755	0,165	0,114
	variabilidade (%)	6,62	18,18	3,51
B	medida 1	0,602	0,282	0,960
	medida 2	0,611	0,298	0,984
	média	0,607	0,290	0,972
	variabilidade (%)	1,48	5,52	2,47
C	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
D	medida 1	0,301	0,119	0,315
	medida 2	0,302	0,123	0,332
	média	0,301	0,121	0,324
	variabilidade (%)	0,3	3,7	5,3
E	medida 1	0,415	0,175	0,384
	medida 2	0,416	0,173	0,388
	média	0,415	0,174	0,386
	variabilidade (%)	0,2	0,7	1,0
F	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
G	medida 1	0,516	0,195	0,524
	medida 2	0,515	0,193	0,518
	média	0,516	0,194	0,521
	variabilidade (%)	0,2	1,0	1,2
H	medida 1	0,122	0,535	0,163
	medida 2	0,122	0,540	0,169
	média	0,122	0,538	0,166
	variabilidade (%)	0,2	0,9	3,6
I	medida 1	0,161	0,750	0,244
	medida 2	0,162	0,782	0,254
	média	0,161	0,766	0,249
	variabilidade (%)	0,5	4,2	4,0
J	medida 1	0,400	0,170	0,535
	medida 2	0,400	0,171	0,542
	média	0,400	0,170	0,539
	variabilidade (%)	0,1	0,9	1,3

Tabela A.14. Resultados, médias e variabilidades dos ensaios de viscosidade – amostras envelhecidas a curto prazo analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

temperatura (°C)		135	150	177
K	medida 1	0,263	0,112	0,325
	medida 2	0,264	0,113	0,329
	média	0,263	0,112	0,327
	variabilidade (%)	0,30	0,71	1,22
L	medida 1	0,315	0,118	0,280
	medida 2	0,321	0,119	0,281
	média	0,318	0,118	0,281
	variabilidade (%)	1,89	0,51	0,36
M	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
N	medida 1	0,360	0,148	0,436
	medida 2	0,361	0,149	0,440
	média	0,360	0,148	0,438
	variabilidade (%)	0,1	0,3	0,9
O	medida 1	0,214	0,956	0,305
	medida 2	0,214	0,960	0,310
	média	0,214	0,958	0,308
	variabilidade (%)	0,1	0,4	1,6
P	medida 1	0,405	0,203	0,730
	medida 2	0,398	0,197	0,680
	média	0,402	0,000	0,705
	variabilidade (%)	1,7	3,0	7,1
Q	medida 1	0,248	0,962	0,252
	medida 2	0,248	0,970	0,260
	média	0,248	0,966	0,256
	variabilidade (%)	0,2	0,8	3,1
R	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
S	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
T	medida 1	0,247	0,102	0,328
	medida 2	0,248	0,102	0,334
	média	0,248	0,102	0,331
	variabilidade (%)	0,2	0,5	1,8

Tabela A.15. Resultados, médias e variabilidades dos incrementos de viscosidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

temperatura (°C)		135	150	177
A	medida 1	1,6	0,7	1,4
	medida 2	1,7	0,8	1,5
	média	1,6	0,7	1,4
	variabilidade (%)	9,42	21,27	6,01
B	medida 1	1,7	1,6	1,4
	medida 2	1,5	1,5	1,3
	média	1,6	1,5	1,4
	variabilidade (%)	10,78	5,51	6,11
C	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
D	medida 1	0,3	0,1	1,4
	medida 2	2,2	0,2	2,2
	média	1,2	0,2	1,8
	variabilidade (%)	149,2	47,1	42,9
E	medida 1	2,5	0,3	1,7
	medida 2	2,5	0,3	1,7
	média	2,5	0,3	1,7
	variabilidade (%)	2,6	0,6	1,6
F	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
G	medida 1	3,3	0,3	2,6
	medida 2	4,5	0,4	3,2
	média	3,9	0,3	2,9
	variabilidade (%)	30,9	29,2	22,1
H	medida 1	0,2	1,6	0,2
	medida 2	0,2	1,6	0,2
	média	0,2	1,6	0,2
	variabilidade (%)	8,3	4,4	0,5
I	medida 1	1,2	1,2	1,1
	medida 2	1,5	1,4	1,2
	média	1,4	1,3	1,1
	variabilidade (%)	16,4	17,7	14,5
J	medida 1	2,5	0,2	1,9
	medida 2	2,5	0,2	1,8
	média	2,5	0,2	1,9
	variabilidade (%)	0,5	0,5	3,2

Tabela A.15. Resultados, médias e variabilidades dos incrementos de viscosidade – amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

temperatura (°C)		135	150	177
K	medida 1	2,0	0,2	1,5
	medida 2	2,0	0,2	1,5
	média	2,0	0,2	1,5
	variabilidade (%)	1,08	3,39	2,58
L	medida 1	2,6	0,2	1,8
	medida 2	2,7	0,2	1,8
	média	2,7	0,2	1,8
	variabilidade (%)	1,47	0,70	1,00
M	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
N	medida 1	1,9	0,2	1,4
	medida 2	1,9	0,2	1,4
	média	1,9	0,2	1,4
	variabilidade (%)	0,3	0,4	1,3
O	medida 1	0,8	1,4	1,2
	medida 2	1,7	1,5	1,3
	média	1,3	1,4	1,3
	variabilidade (%)	71,5	6,0	5,8
P	medida 1	1,4	1,3	1,2
	medida 2	1,4	1,3	1,4
	média	1,4	1,3	1,3
	variabilidade (%)	0,3	1,6	9,4
Q	medida 1	1,9	1,8	1,6
	medida 2	1,8	1,7	1,5
	média	1,9	1,7	1,6
	variabilidade (%)	5,5	4,3	3,6
R	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
S	medida 1			
	medida 2			
	média			
	variabilidade (%)			
T	medida 1	1,5	0,1	1,0
	medida 2	1,6	0,1	1,3
	média	1,6	0,1	1,2
	variabilidade (%)	6,8	12,6	32,4

Tabela A.16. Resultados, médias e variabilidades de $G^*/\text{sen}\delta$ das amostras virgens e do grau contínuo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		58	64	70	76	82	88	94	grau contínuo	PG
A	medida 1	8,84	3,64	1,60	0,71				73,4	70
	medida 2	8,57	3,47	1,50	0,70				73,1	
	média	8,71	3,56	1,55	0,70				73,3	
	variabilidade (%)	3,1	4,8	6,3	1,5				0,4	
B	medida 1	3,63	1,54	0,70	0,34				67,2	64
	medida 2	3,58	1,53	0,69	0,33				67,1	
	média	3,60	1,53	0,70	0,34				67,2	
	variabilidade (%)	1,5	1,2	0,7	0,6				0,1	
C	medida 1		5,70	3,25	1,81	1,06	0,61		82,6	82
	medida 2		5,95	3,33	1,90	1,12	0,65		83,2	
	média		5,83	3,29	1,86	1,09	0,63		82,9	
	variabilidade (%)		4,4	2,5	5,1	5,5	6,3		0,7	
D	medida 1		3,46	1,91	1,14	0,70			77,6	76
	medida 2		3,48	1,92	1,14	0,71			77,6	
	média		3,47	1,91	1,14	0,70			77,6	
	variabilidade (%)		0,6	0,5	0,0	0,6			0,0	
E	medida 1		5,68	3,02	1,72	1,05	0,73		82,7	82
	medida 2		5,95	3,10	1,77	1,08	0,75		83,2	
	média		5,82	3,06	1,74	1,07	0,74		83,0	
	variabilidade (%)		4,5	2,6	2,4	2,6	2,2		0,6	
F	medida 1	10,42	5,74	3,23	1,83	1,08			82,7	82
	medida 2	10,16	5,60	3,15	1,78	1,05			82,5	
	média	10,29	5,67	3,19	1,80	1,06			82,6	
	variabilidade (%)	2,5	2,3	2,4	2,7	2,7			0,2	
G	medida 1		17,91	8,95	4,62	2,42	1,30	0,72	90,6	88
	medida 2		18,58	9,25	4,81	2,50	1,35	0,74	90,9	
	média		18,25	9,10	4,72	2,46	1,32	0,73	90,8	
	variabilidade (%)		3,7	3,2	4,1	3,3	3,9	2,6	0,3	
H	medida 1		14,74	6,72	3,31	1,67	0,87		86,7	82
	medida 2		14,38	6,87	3,36	1,68	0,88		86,7	
	média		14,56	6,79	3,34	1,67	0,87		86,7	
	variabilidade (%)		2,5	2,2	1,5	1,1	0,7		0,0	
I	medida 1		4,47	2,67	1,64	1,04	0,67		82,5	82
	medida 2		4,56	2,60	1,61	1,02	0,66		82,2	
	média		4,51	2,64	1,62	1,03	0,66		82,4	
	variabilidade (%)		2,1	2,8	1,7	2,1	2,0		0,4	
J	medida 1		11,58	6,07	3,40	1,95	1,14	0,67	89,5	88
	medida 2		11,99	6,30	3,50	2,01	1,18	0,69	89,8	
	média		11,79	6,19	3,45	1,98	1,16	0,68	89,7	
	variabilidade (%)		3,5	3,8	2,8	3,3	3,6	4,0	0,3	

Tabela A.17. Resultados, médias e variabilidades de G*/senδ das amostras envelhecidas a curto prazo e do grau contínuo – amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		58	64	70	76	82	88	94	grau contínuo	PG
A	medida 1	14,46	5,89	2,54	1,19				71,1	70
	medida 2	14,18	5,77	2,51	1,15				71,0	
	média	14,32	5,83	2,52	1,17				71,1	
	variabilidade (%)	2,0	2,1	1,3	2,7				0,1	
B	medida 1	7,15	3,01	1,36	0,66				66,3	64
	medida 2	7,19	3,08	1,37	0,66				66,4	
	média	7,17	3,04	1,36	0,66				66,4	
	variabilidade (%)	0,5	2,2	1,0	0,8				0,2	
C	medida 1		10,26	5,86	3,43	2,05	1,23		81,2	76
	medida 2		9,93	5,67	3,34	2,00	1,21		80,9	
	média		10,09	5,77	3,39	2,03	1,22		81,1	
	variabilidade (%)		3,3	3,3	2,7	2,4	2,0		0,4	
D	medida 1		5,78	3,18	1,89	1,16			74,2	70
	medida 2		5,76	3,25	1,95	1,20			74,5	
	média		5,77	3,21	1,92	1,18			74,4	
	variabilidade (%)		0,2	2,1	3,1	3,3			0,4	
E	medida 1		11,26	5,89	3,34	1,96			80,6	76
	medida 2		11,37	5,91	3,33	1,93			80,5	
	média		11,32	5,90	3,33	1,94			80,6	
	variabilidade (%)		1,0	0,4	0,1	1,4			0,1	
F	medida 1	14,91	8,12	4,62	2,65	1,56	0,95		78,1	76
	medida 2	14,57	8,04	4,53	2,61	1,54	0,93		77,9	
	média	14,74	8,08	4,57	2,63	1,55	0,94		78,0	
	variabilidade (%)	2,3	1,0	1,8	1,7	1,4	1,8		0,3	
G	medida 1		37,31	19,95	10,87	5,94	3,31	1,85	92,2	88
	medida 2		39,81	21,09	11,53	6,34	3,53	1,98	92,9	
	média		38,56	20,52	11,20	6,14	3,42	1,92	92,6	
	variabilidade (%)		6,5	5,6	5,9	6,6	6,4	7,0	0,8	
H	medida 1		27,95	14,54	7,50	3,85	2,04		87,3	82
	medida 2		30,37	15,37	7,80	3,99	2,10		87,6	
	média		29,16	14,96	7,65	3,92	2,07		87,5	
	variabilidade (%)		8,3	5,5	3,9	3,5	2,9		0,3	
I	medida 1		8,10	4,78	2,93	1,83	1,16		79,6	76
	medida 2		8,13	4,76	2,92	1,81	1,15		79,5	
	média		8,12	4,77	2,92	1,82	1,16		79,6	
	variabilidade (%)		0,3	0,4	0,4	1,3	1,2		0,1	
J	medida 1		21,23	10,86	5,75	3,16	1,78		85,7	82
	medida 2		21,45	11,04	5,89	3,24	1,81		86,0	
	média		21,34	10,95	5,82	3,20	1,79		85,9	
	variabilidade (%)		1,0	1,6	2,4	2,6	1,8		0,3	

Tabela A.20. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.21. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.22. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.23. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.24. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.25. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.26. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.27. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.28. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.29. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J virgem analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.30. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	0,24	0,00	0,00
		medida 2	0,00	0,00	0,00
		média	0,1	0,0	0,0
		variabilidade (%)	200,0	-	-
	3.200 Pa	medida 1	0,0	0,0	0,0
		medida 2	0,0	0,0	0,0
		média	0,0	0,0	0,0
		variabilidade (%)	-	-	-
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	1,418	3,358	7,532
		medida 2	1,402	3,359	7,634
		média	1,410	3,359	7,583
		variabilidade (%)	1,1	0,0	-1,3
	3.200 Pa	medida 1	1,478	3,547	8,050
		medida 2	1,455	3,544	8,129
		média	1,467	3,546	8,089
		variabilidade (%)	1,6	0,1	-1,0
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	4,2	5,6	6,9	
	medida 2	3,8	5,5	6,5	
	média	4,0	5,6	6,7	
	variabilidade (%)	11,0	2,1	5,9	

Tabela A.31. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	0,0	0,0	0,0
		medida 2	0,0	0,0	0,0
		média	0,0	0,0	0,0
		variabilidade (%)	-	-	-
	3.200 Pa	medida 1	0,0	0,0	0,0
		medida 2	0,0	0,0	0,0
		média	0,0	0,0	0,0
		variabilidade (%)	-	-	-
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	2,610	6,049	13,310
		medida 2	2,650	6,220	13,494
		média	2,630	6,134	13,402
		variabilidade (%)	-1,5	-2,8	-1,4
	3.200 Pa	medida 1	2,762	6,453	14,419
		medida 2	2,825	6,687	14,533
		média	2,794	6,570	14,476
		variabilidade (%)	-2,2	-3,6	-0,8
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	5,9	6,7	8,3	
	medida 2	6,6	7,5	7,7	
	média	6,2	7,1	8,0	
	variabilidade (%)	-12,3	-11,8	7,9	

Tabela A.32. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	76,6	69,9	61,2
		medida 2	78,7	72,0	63,8
		média	77,7	71,0	62,5
		variabilidade (%)	2,7	2,9	4,3
	3.200 Pa	medida 1	43,5	25,6	11,6
		medida 2	44,8	26,1	12,3
		média	44,2	25,9	12,0
		variabilidade (%)	2,9	2,1	6,1
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,123	0,288	0,666
		medida 2	0,109	0,263	0,601
		média	0,116	0,276	0,633
		variabilidade (%)	11,4	9,1	10,3
	3.200 Pa	medida 1	0,334	0,872	2,073
		medida 2	0,322	0,857	1,999
		média	0,328	0,865	2,036
		variabilidade (%)	3,6	1,7	3,6
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	172,3	202,5	211,2	
	medida 2	194,4	225,7	232,7	
	média	183,4	214,1	222,0	
	variabilidade (%)	-12,0	-10,8	-9,7	

Tabela A.33. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	74,6	67,3	57,9
		medida 2	74,2	67,1	59,0
		média	74,4	67,2	58,5
		variabilidade (%)	0,5	0,4	2,0
	3.200 Pa	medida 1	72,0	60,2	44,8
		medida 2	72,4	60,8	45,2
		média	72,2	60,5	45,0
		variabilidade (%)	0,5	1,0	0,9
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,233	0,552	1,282
		medida 2	0,235	0,552	1,237
		média	0,234	0,552	1,259
		variabilidade (%)	-0,9	-0,1	3,6
	3.200 Pa	medida 1	0,240	0,603	1,448
		medida 2	0,236	0,593	1,434
		média	0,238	0,598	1,441
		variabilidade (%)	1,7	1,6	1,0
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	11,8	5,3	2,7	
	medida 2	14,0	4,6	0,0	
	média	12,9	4,9	1,4	
	variabilidade (%)	-16,7	14,5	196,0	

Tabela A.34. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	81,8	75,4	69,9
		medida 2	76,6	74,3	68,8
		média	79,2	74,8	69,3
		variabilidade (%)	6,6	1,5	1,6
	3.200 Pa	medida 1	65,8	55,7	46,7
		medida 2	67,6	56,4	46,5
		média	66,7	56,0	46,6
		variabilidade (%)	2,8	1,3	0,4
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,083	0,209	0,457
		medida 2	0,104	0,208	0,453
		média	0,094	0,208	0,455
		variabilidade (%)	-21,7	0,5	0,9
	3.200 Pa	medida 1	0,172	0,434	0,982
		medida 2	0,155	0,401	0,942
		média	0,163	0,417	0,962
		variabilidade (%)	10,4	7,8	4,1
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	105,6	107,6	114,7	
	medida 2	49,1	92,9	107,8	
	média	77,3	100,3	111,3	
	variabilidade (%)	73,1	14,6	6,2	

Tabela A.35. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	65,1	56,6	47,9
		medida 2	66,1	56,1	46,5
		média	65,6	56,4	47,2
		variabilidade (%)	1,5	0,9	3,0
	3.200 Pa	medida 1	31,4	15,4	5,4
		medida 2	31,4	15,2	5,2
		média	31,4	15,3	5,3
		variabilidade (%)	0,0	1,3	3,8
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,265	0,614	1,327
		medida 2	0,262	0,639	1,396
		média	0,264	0,627	1,362
		variabilidade (%)	1,1	-4,0	-5,1
	3.200 Pa	medida 1	0,594	1,478	3,313
		medida 2	0,602	1,504	3,345
		média	0,598	1,491	3,329
		variabilidade (%)	-1,3	-1,7	-1,0
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	124,3	140,9	149,6	
	medida 2	129,7	135,5	139,5	
	média	127,0	138,2	144,6	
	variabilidade (%)	-4,3	3,9	7,0	

Tabela A.36. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	69,3	59,0	47,4
		medida 2	68,9	58,8	47,6
		média	69,1	58,9	47,5
		variabilidade (%)	0,6	0,3	0,4
	3.200 Pa	medida 1	63,9	48,0	28,0
		medida 2	64,0	48,3	28,6
		média	64,0	48,2	28,3
		variabilidade (%)	0,2	0,6	2,1
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,045	0,120	0,306
		medida 2	0,046	0,120	0,302
		média	0,046	0,120	0,304
		variabilidade (%)	-2,2	0,0	1,3
	3.200 Pa	medida 1	0,053	0,157	0,457
		medida 2	0,053	0,155	0,447
		média	0,053	0,156	0,452
		variabilidade (%)	0,0	1,3	2,2
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	18,7	30,9	49,1	
	medida 2	16,6	29,2	48,0	
	média	17,7	30,1	48,6	
	variabilidade (%)	11,9	5,7	2,3	

Tabela A.37. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	67,2	56,5	45,1
		medida 2	67,3	56,8	45,4
		média	67,3	56,7	45,2
		variabilidade (%)	0,2	0,4	0,7
	3.200 Pa	medida 1	60,8	43,1	22,1
		medida 2	60,8	43,1	22,1
		média	60,8	43,1	22,1
		variabilidade (%)	0,1	0,1	0,1
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,049	0,133	0,350
		medida 2	0,046	0,127	0,331
		média	0,047	0,130	0,340
		variabilidade (%)	4,8	4,9	5,6
	3.200 Pa	medida 1	0,057	0,177	0,540
		medida 2	0,055	0,170	0,528
		média	0,056	0,174	0,534
		variabilidade (%)	3,7	4,1	2,3
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	18,0	33,4	54,6	
	medida 2	19,3	34,5	59,7	
	média	18,7	33,9	57,2	
	variabilidade (%)	-7,0	-3,2	-8,9	

Tabela A.38. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	92,9	90,2	85,1
		medida 2	93,0	90,3	84,9
		média	92,9	90,3	85,0
		variabilidade (%)	0,1	0,0	0,2
	3.200 Pa	medida 1	90,5	87,6	72,8
		medida 2	90,7	87,4	71,9
		média	90,6	87,5	72,4
		variabilidade (%)	0,2	0,1	1,3
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,042	0,098	0,249
		medida 2	0,043	0,101	0,261
		média	0,043	0,100	0,255
		variabilidade (%)	-2,3	-2,8	-4,7
	3.200 Pa	medida 1	0,057	0,125	0,465
		medida 2	0,058	0,130	0,499
		média	0,057	0,127	0,482
		variabilidade (%)	-1,7	-4,4	-7,2
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	34,5	26,7	86,4	
	medida 2	33,7	28,7	91,0	
	média	34,1	27,7	88,7	
	variabilidade (%)	2,2	-7,2	-5,1	

Tabela A.39. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J envelhecida a curto prazo analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1	71,8	64,7	54,4
		medida 2	71,4	64,1	53,6
		média	71,6	64,4	54,0
		variabilidade (%)	0,5	0,9	1,6
	3.200 Pa	medida 1	66,1	54,4	35,4
		medida 2	65,5	53,1	33,6
		média	65,8	53,8	34,5
		variabilidade (%)	0,8	2,5	5,2
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1	0,072	0,180	0,457
		medida 2	0,082	0,204	0,523
		média	0,077	0,192	0,490
		variabilidade (%)	-13,0	-12,8	-13,4
	3.200 Pa	medida 1	0,087	0,240	0,694
		medida 2	0,099	0,278	0,799
		média	0,093	0,259	0,746
		variabilidade (%)	-13,0	-14,7	-14,1
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1	20,2	33,4	51,8	
	medida 2	20,2	36,1	52,9	
	média	20,2	34,7	52,4	
	variabilidade (%)	0,3	-7,7	-1,9	

Tabela A.40. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.41. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.42. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.43. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.44. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.45. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.46. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.47. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.48. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.49. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J analisada no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.50. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.51. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.52. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.53. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.54. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.55. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.56. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.57. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.58. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.59. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.60. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra K virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.61. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra L virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.62. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra M virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.63. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra N virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.64. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra O virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.65. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra P virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.66. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra Q virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.67. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra R virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.68. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra S virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.69. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra T virgem analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.70. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.71. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.72. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.73. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.74. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.75. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.76. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.77. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.78. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.79. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.80. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra K envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.81. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra L envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.82. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra M envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.83. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra N envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.84. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra O envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.85. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra P envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.86. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra Q envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.87. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra R envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.88. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra S envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.89. Resultados, médias e variabilidades das medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra T envelhecida a curto prazo analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.90. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra A analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.91. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra B analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.92. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra C analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.93. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra D analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.94. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra E analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.95. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra F analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.96. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra G analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

		temperatura (°C)	64	70	76
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)		medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			

Tabela A.97. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra H analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.98. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra I analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.99. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra J analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.100. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra K analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.101. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra L analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.102. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra M analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.103. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra N analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.104. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra O analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.105. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra P analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.106. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra Q analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.107. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra R analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.108. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra S analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.109. Resultados, médias e variabilidades dos índices de envelhecimento baseados nas medidas de percentual de recuperação, compliância não-recuperável e $J_{nr,diff}$ da amostra T analisada no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

temperatura (°C)		64	70	76	
%R (%)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
J_{nr} (kPa ⁻¹)	100 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
	3.200 Pa	medida 1			
		medida 2			
		média			
		variabilidade (%)			
$J_{nr,diff}$ (%)	medida 1				
	medida 2				
	média				
	variabilidade (%)				

Tabela A.110. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos (continua)

condição	temperatura	dados	A	B	C	D	E
RTFOT	15°C	medida 1	8,75E+06	36.019	56.439	9,93E+06	19.058
		medida 2	119.783	28.624	48.156	1,23E+06	30.319
		medida 3	21.278	23.105	47.817	12.098	-
		medida 4	41.996	-	-	-	-
		média	31.637	29.562	52.128	12.098	24.688
		variabilidade (%)	-65,5	43,7	16,5	-	-45,6
	25°C	medida 1	40.696	41.054	217.925	51.435	127.156
		medida 2	27.477	48.522	224.682	59.102	151.314
		medida 3	-	-	-	76.192	-
		média	34.086	44.788	221.303	55.268	139.235
		variabilidade (%)	38,8	-16,7	-3,1	-13,9	-17,4
	35°C	medida 1	63.725	113.420	1.732.241	664.545	482.469
		medida 2	78.575	114.017	1.662.723	506.325	444.564
		medida 3	-	-	-	-	-
		média	71.150	113.718	1.697.482	585.435	463.517
variabilidade (%)		-20,9	-0,5	4,1	27,0	8,2	
PAV	15°C	medida 1	7,20E+06	20.015	2,60	66.332	36.066
		medida 2	3,22E+08	34.544	1,67E-38	196.551	417.868
		medida 3	1,44E+06	57.253	92.289	26.338	35.596
		medida 4	4,77E+06	-	40.162	-	-
		média	-	45.898	66.225	46.335	35.831
		variabilidade (%)	-	-49,5	78,7	86,3	1,3
	25°C	medida 1	39.559	75.890	197.271	73.230	121.292
		medida 2	32.611	50.361	207.607	69.834	99.928
		medida 3	32.611	-	-	67.017	-
		medida 4	19.805	-	-	-	-
		média	29.682	63.125	202.439	68.425	110.610
	variabilidade (%)	66,6	40,4	-5,1	4,1	19,3	
	35°C	medida 1	75.371	129.896	1.476.550	343.830	1.164.240
		medida 2	68.222	155.143	1.312.663	454.611	1.032.361
		medida 3	-	-	-	-	-
média		71.796	142.519	1.394.607	399.221	1.098.300	
variabilidade (%)		10,0	-17,7	11,8	-27,7	12,0	

Tabela A.110. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos (continuação)

condição	temperatura	dados	F	G	H	I	J
RTFOT	15°C	medida 1	53.544	26.788	62.749	29.618	286.749
		medida 2	42.530	4,24E+08	1,26E+07	19.597	522.151
		medida 3	-	30.257	26.761	32.297	26.355
		medida 4	-	-	-	18.977	9.949
		média	48.037	28.523	44.755	24.298	18.152
		variabilidade (%)	22,9	-12,2	80,4	43,8	90,4
	25°C	medida 1	175.394	200.468	113.666	189.341	35.179
		medida 2	198.104	173.264	133.144	149.117	0
		medida 3	-	-	-	-	38.132
		média	186.749	186.866	123.405	169.229	36.655
		variabilidade (%)	-12,2	14,6	-15,8	23,8	-8,1
	35°C	medida 1	1.840.883	519.486	359.928	2.023.586	202.424
		medida 2	2.516.627	428.487	344.133	1.490.123	223.756
		medida 3	-	-	-	-	
		média	2.178.755	473.987	352.030	1.756.854	213.090
variabilidade (%)		-31,0	19,2	4,5	30,4	-10,0	
PAV	15°C	medida 1	5.650	100.622	1,91E+10	135.841	8,35E+08
		medida 2	42.213	4,36E+14	1,05E+07	9,92E+06	9,25E+09
		medida 3	101.689	28.084	68.092	195.551	2,94E+08
		medida 4	-	-	2,57E+06	51.807	102.336
		média	101.689	64.353	-	51.807	
		variabilidade (%)		112,7	-		
	25°C	medida 1	256.502	157.549	318.826	111.222	7,49E+07
		medida 2	199.763	463.654	250.004	119.693	3,30E+06
		medida 3	-	-	-	-	7,87E+07
		medida 4	-	-	-	-	1.430
		média	228.132	310.602	284.415	115.458	
		variabilidade (%)	-24,9	98,6	-24,2	7,3	
	35°C	medida 1	1.854.531	888.351	544.187	812.718	136.542
		medida 2	2.197.626	461.110	572.441	1.039.524	89.129
		medida 3	-	-	-	-	193.750
média		2.026.078	674.731	558.314	926.121	165.146	
variabilidade (%)		-16,9	63,3	-5,1	24,5	-34,6	

Tabela A.111. Resultados, médias e variabilidades do expoente B das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos (continua)

condição	temperatura	dados	A	B	C	D	E
RTFOT	15°C	medida 1	-3,84	-3,41	-3,59	-3,19	-4,01
		medida 2	-3,91	-3,43	-3,59	-3,27	-3,88
		medida 3	-3,94	-3,33	-3,57	-3,19	-
		medida 4	-3,97	-	-	-	-
		média	-3,96	-3,37	-3,58	-3,19	-3,95
		variabilidade (%)	-0,6	2,3	0,5		3,2
	25°C	medida 1	-2,78	-2,51	-3,09	-2,57	-3,27
		medida 2	-2,76	-2,55	-3,07	-2,56	-3,25
		medida 3	-	-	-	-2,57	-
		média	-2,77	-2,53	-3,08	-2,57	-3,26
		variabilidade (%)	0,9	-1,8	0,6	0,3	0,6
	35°C	medida 1	-2,26	-2,20	-3,03	-2,44	-2,94
		medida 2	-2,26	-2,19	-3,00	-2,54	-2,89
		medida 3	-	-	-	-	-
		média	-2,26	-2,20	-3,01	-2,49	-2,91
variabilidade (%)		-0,2	0,8	0,9	-3,9	2,0	
PAV	15°C	medida 1	-4,76	-4,14	-4,01	-4,04	-4,46
		medida 2	-4,70	-4,07	-3,95	-4,03	-4,39
		medida 3	-4,57	-4,03	-3,85	-3,88	-4,39
		medida 4	-4,10	-	-3,94	-	-
		média		-4,05	-3,90	-3,96	-4,43
		variabilidade (%)		1,2	-2,2	3,9	1,5
	25°C	medida 1	-3,24	-3,06	-3,35	-3,16	-3,81
		medida 2	-3,42	-3,11	-3,33	-3,15	-3,81
		medida 3	-3,42	-	-	-3,09	-
		medida 4	-3,37	-	-	-	-
		média	-3,31	-3,08	-3,34	-3,12	-3,81
	variabilidade (%)	-3,7	1,6	-0,7	2,2	-0,2	
	35°C	medida 1	-2,58	-2,57	-3,17	-2,80	-3,41
		medida 2	-2,65	-2,59	-3,17	-2,79	-3,37
		medida 3	-	-	-	-	-
média		-2,61	-2,58	-3,17	-2,79	-3,39	
variabilidade (%)		-2,8	-0,8	0,1	0,3	1,1	

Tabela A.111. Resultados, médias e variabilidades do expoente B das amostras analisadas no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos (continua)

condição	temperatura	dados	F	G	H	I	J
RTFOT	15°C	medida 1	-3,45	-4,53	-4,66	-3,22	-3,59
		medida 2	-3,44	-4,57	-4,79	-3,18	-3,53
		medida 3	-	-4,74	-4,45	-3,13	-3,65
		medida 4	-	-	-	-3,24	-3,82
		média	-3,44	-4,64	-4,55	-3,23	-3,73
		variabilidade (%)	0,4	-4,5	4,7	-0,4	-4,6
	25°C	medida 1	-2,98	-3,78	-3,63	-2,71	-2,78
		medida 2	-3,01	-3,89	-3,62	-2,69	-2,75
		medida 3	-	-	-	-	-2,84
		média	-3,00	-3,83	-3,62	-2,70	-2,81
		variabilidade (%)	-1,0	-2,7	0,3	0,7	-2,0
	35°C	medida 1	-2,99	-3,40	-3,13	-2,83	-2,59
		medida 2	-3,03	-3,39	-3,13	-2,72	-2,55
		medida 3	-	-	-	-	-
		média	-3,01	-3,39	-3,13	-2,78	-2,57
variabilidade (%)		-1,3	0,2	0,0	3,9	1,3	
PAV	15°C	medida 1	-3,88	-5,56	-5,33	-3,89	-5,19
		medida 2	-3,88	-5,56	-5,39	-3,93	-5,13
		medida 3	-3,76	-5,59	-5,15	-3,79	-4,97
		medida 4	-	-	-5,14	-4,09	-4,86
		média	-3,76	-5,58	-	-4,09	
		variabilidade (%)		-0,5	-		
	25°C	medida 1	-3,30	-4,78	-4,45	-3,16	-3,94
		medida 2	-3,27	-4,78	-4,42	-3,14	-4,00
		medida 3	-	-	-	-	-3,84
		medida 4	-	-	-	-	-3,84
		média	-3,29	-4,78	-4,43	-3,15	
	variabilidade (%)	-0,9	0,0	-0,7	-0,6		
	35°C	medida 1	-3,15	-4,10	-3,97	-2,99	-3,28
		medida 2	-3,20	-4,10	-3,75	-2,93	-3,26
		medida 3	-	-	-	-	-3,24
média		-3,18	-4,10	-3,86	-2,96	-3,26	
variabilidade (%)		-1,3	-0,1	5,6	2,0	1,1	

Tabela A.112. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} a 25°C das amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continua)

condição	dados	A	B	C	D	E
RTFOT	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	média					
	variabilidade (%)					
PAV	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	medida 4					
	média					
	variabilidade (%)					

Tabela A.112. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} a 25°C das amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

condição	dados	F	G	H	I	J
RTFOT	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	média					
	variabilidade (%)					
PAV	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	medida 4					
	média					
	variabilidade (%)					

Tabela A.112. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} a 25°C das amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

condição	dados	K	L	M	N	O
RTFOT	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	média					
	variabilidade (%)					
PAV	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	medida 4					
	média					
	variabilidade (%)					

Tabela A.112. Resultados, médias e variabilidades do coeficiente A_{35} a 25°C das amostras analisadas no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra (continuação)

condição	dados	P	Q	R	S	T
RTFOT	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	média					
	variabilidade (%)					
PAV	medida 1					
	medida 2					
	medida 3					
	medida 4					
	média					
	variabilidade (%)					

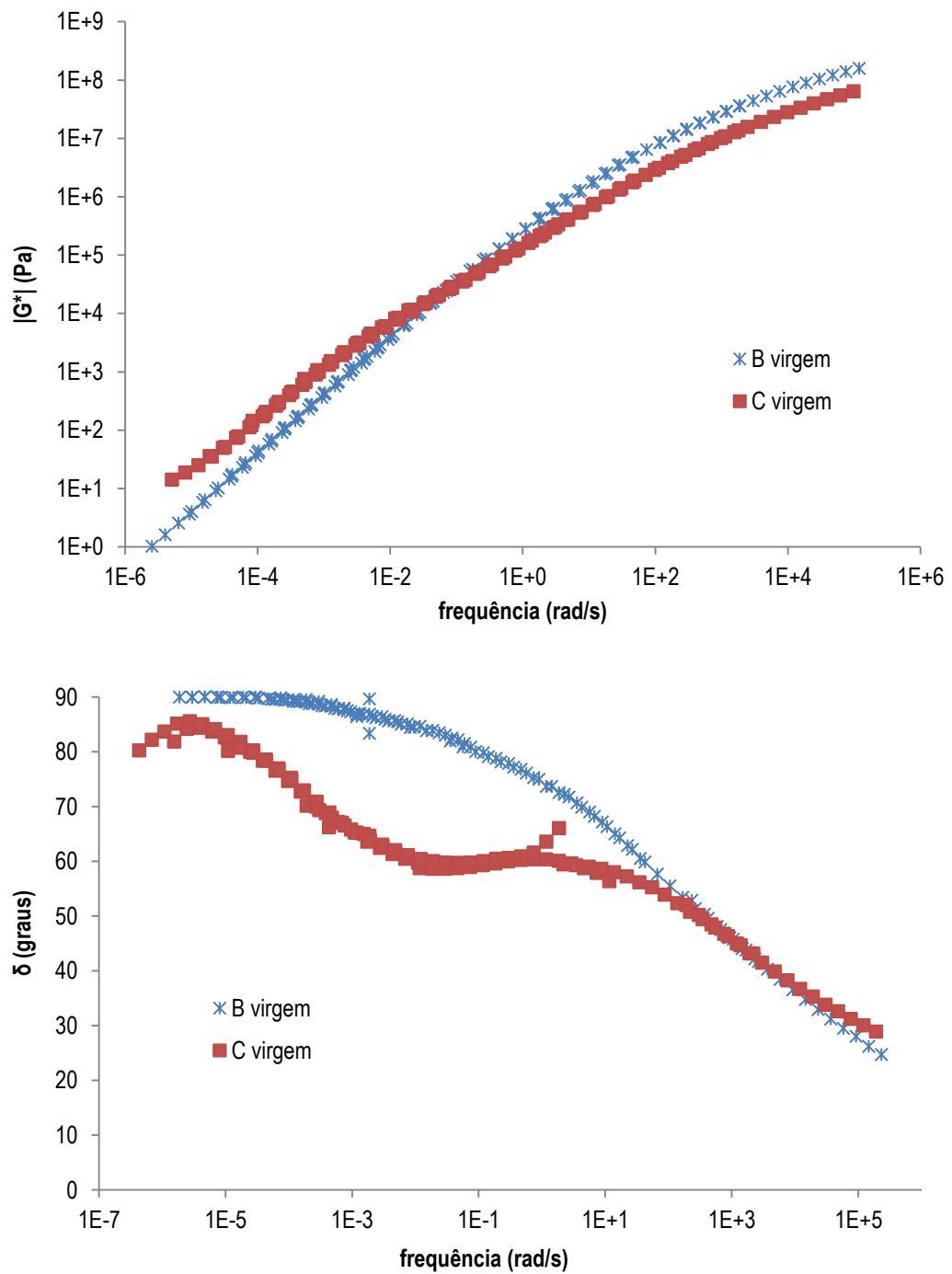


Figura A.1. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

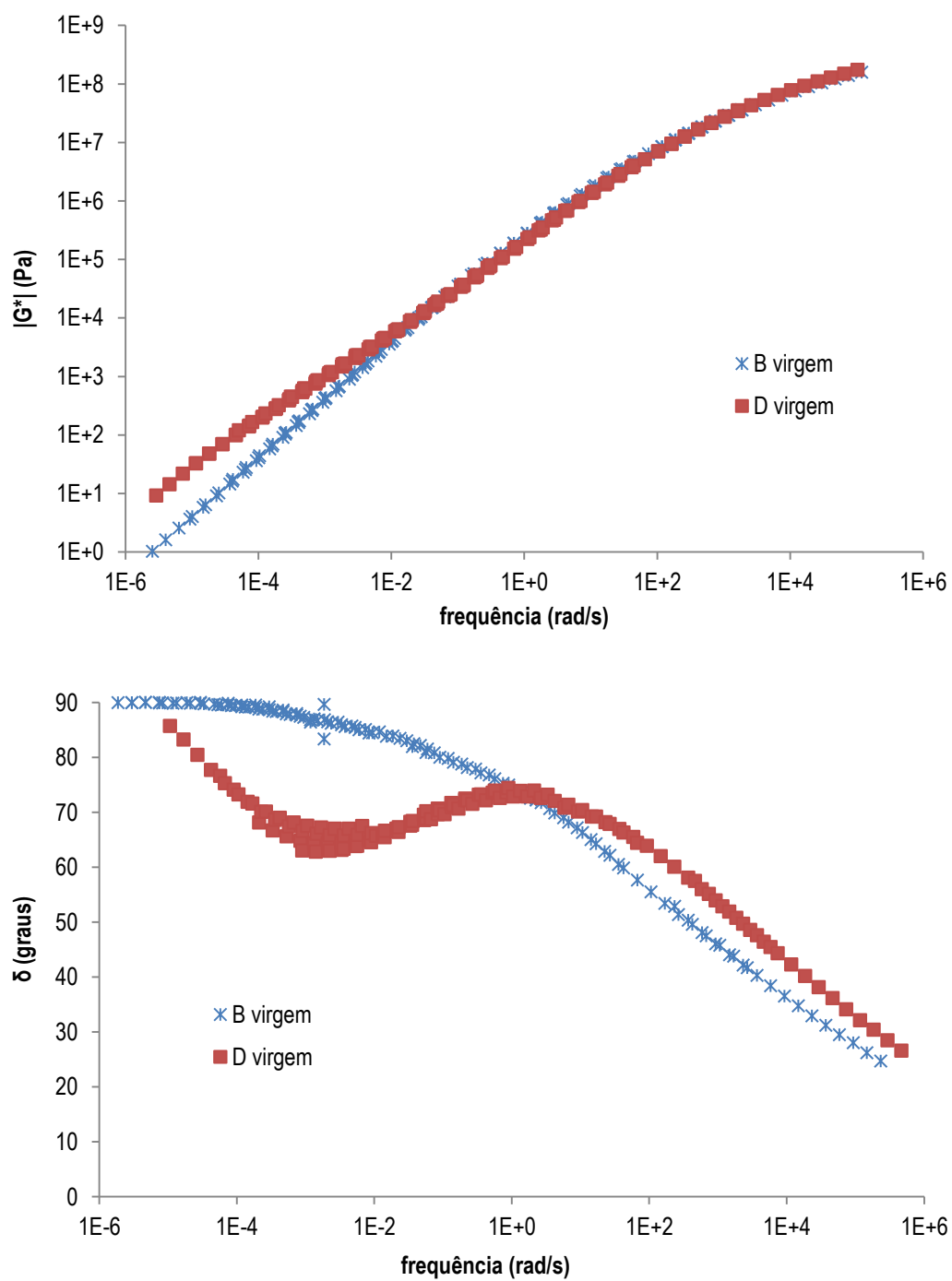


Figura A.2. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

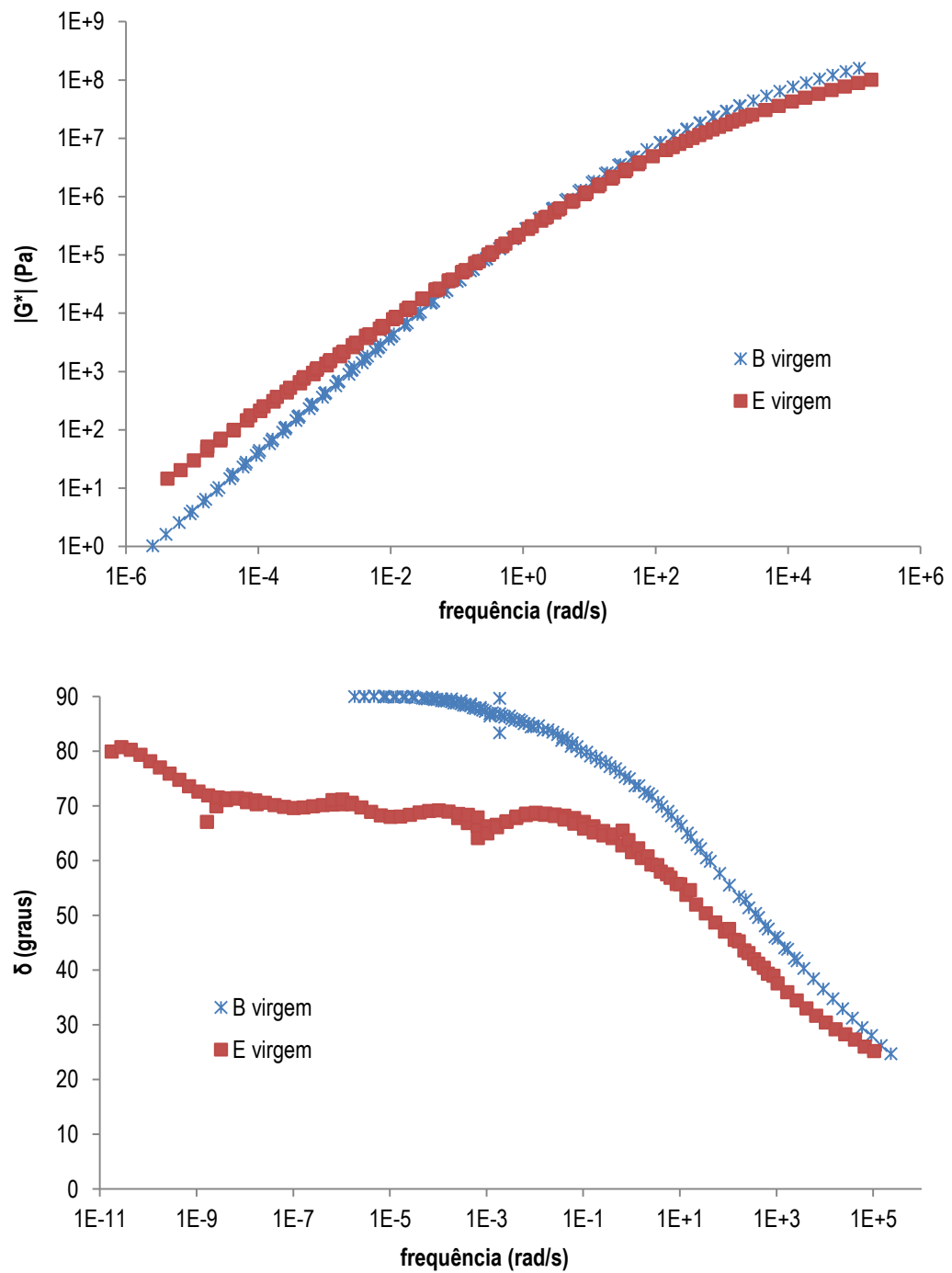


Figura A.3. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

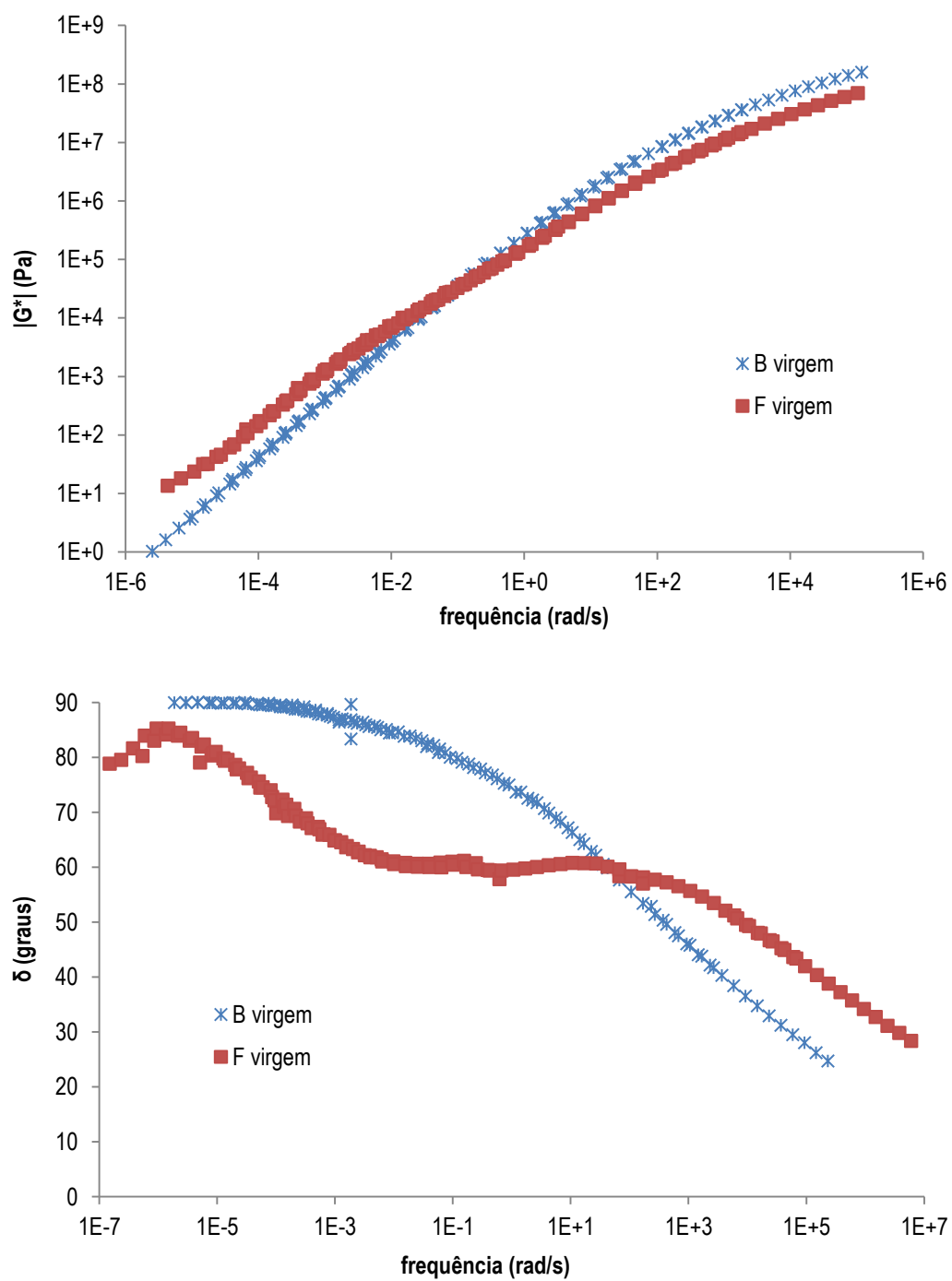


Figura A.4. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

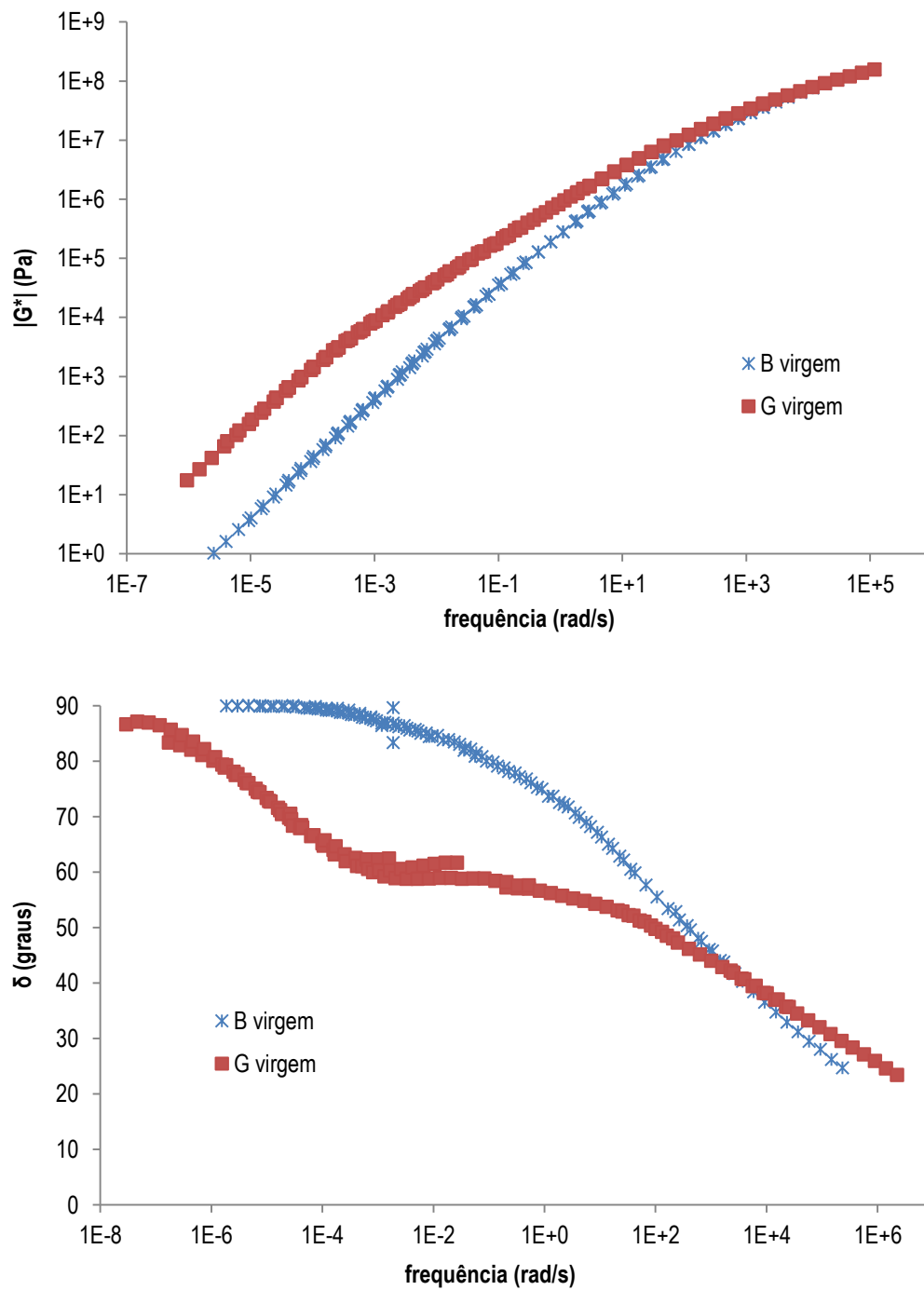


Figura A.5. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

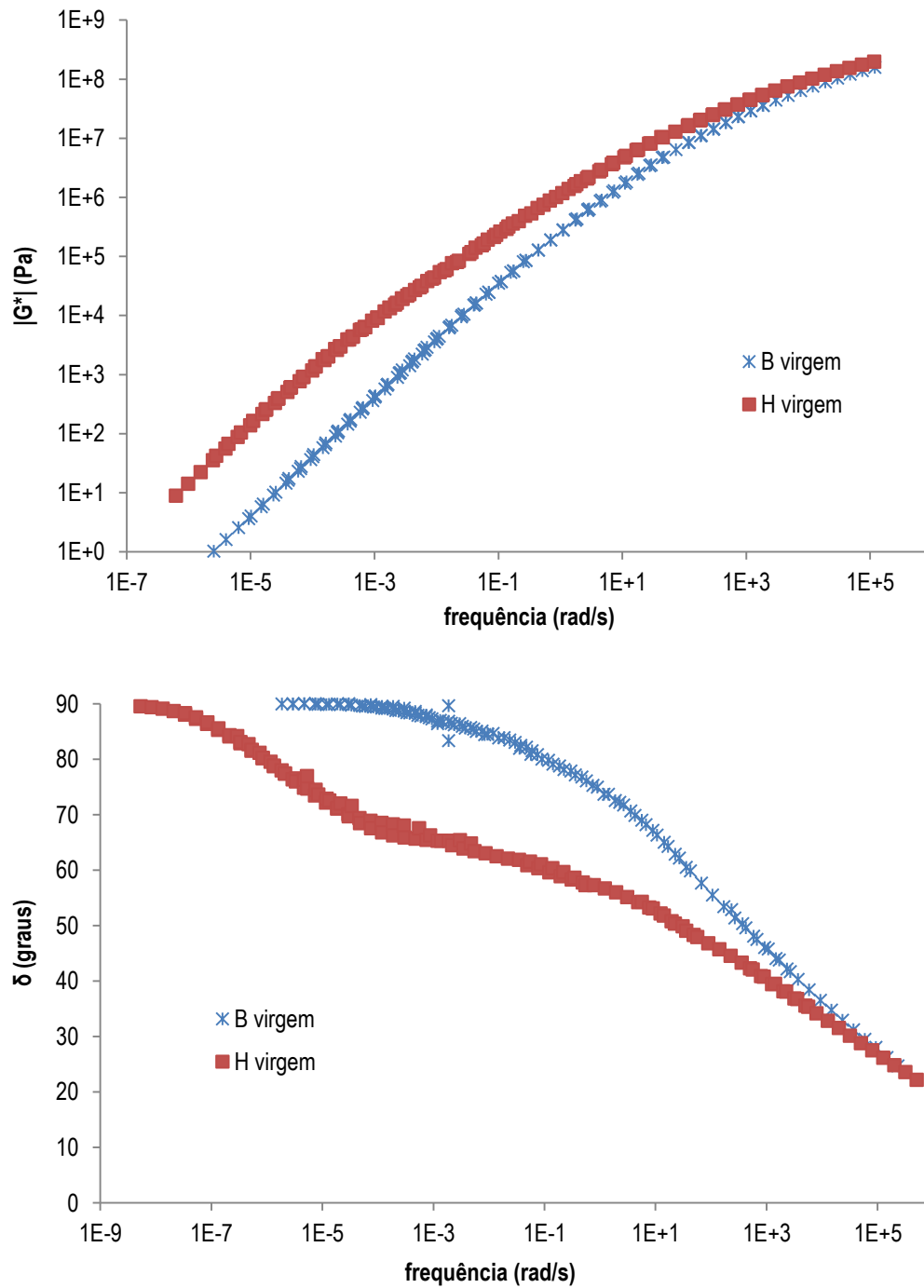


Figura A.6. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

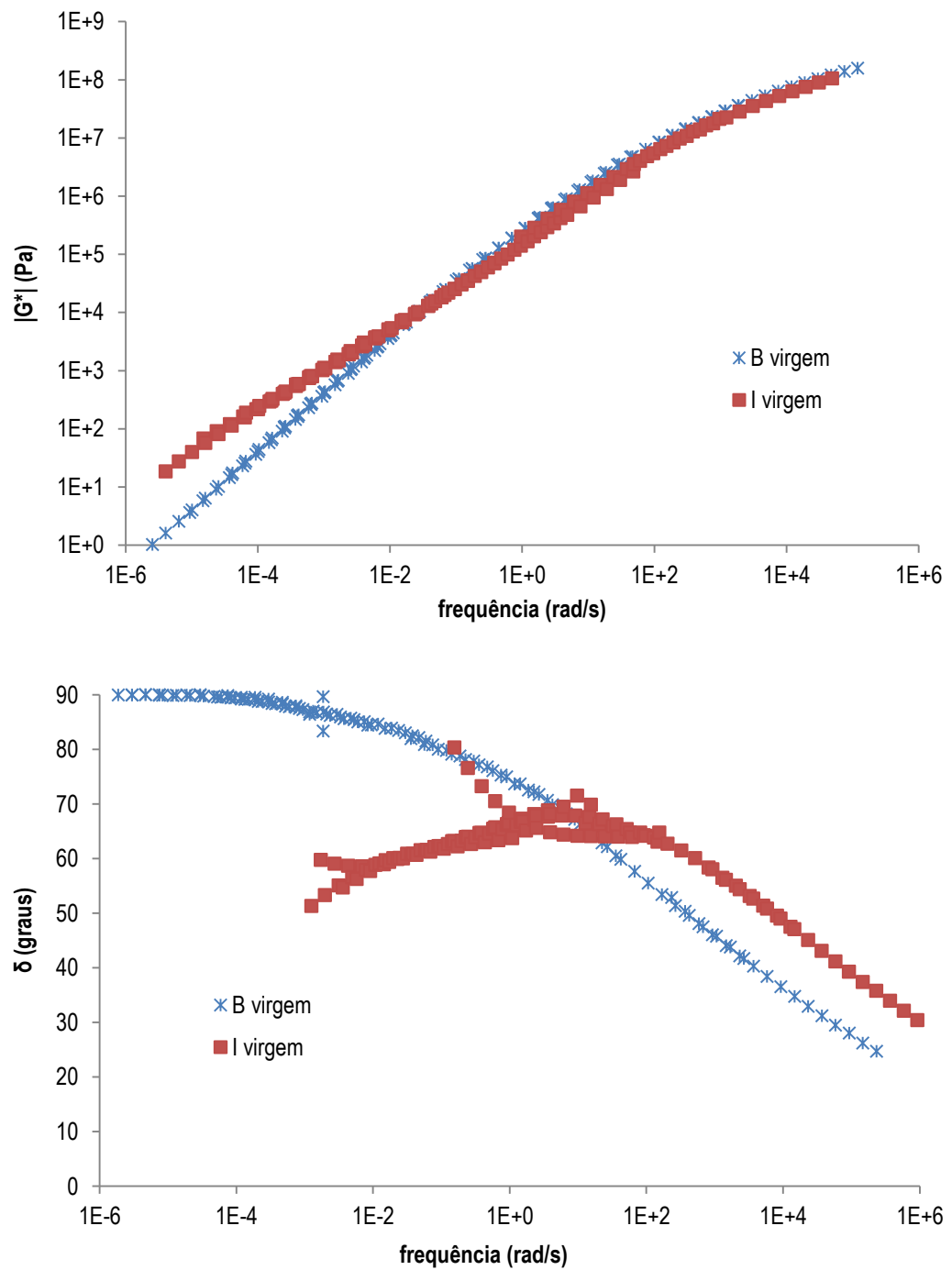


Figura A.7. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

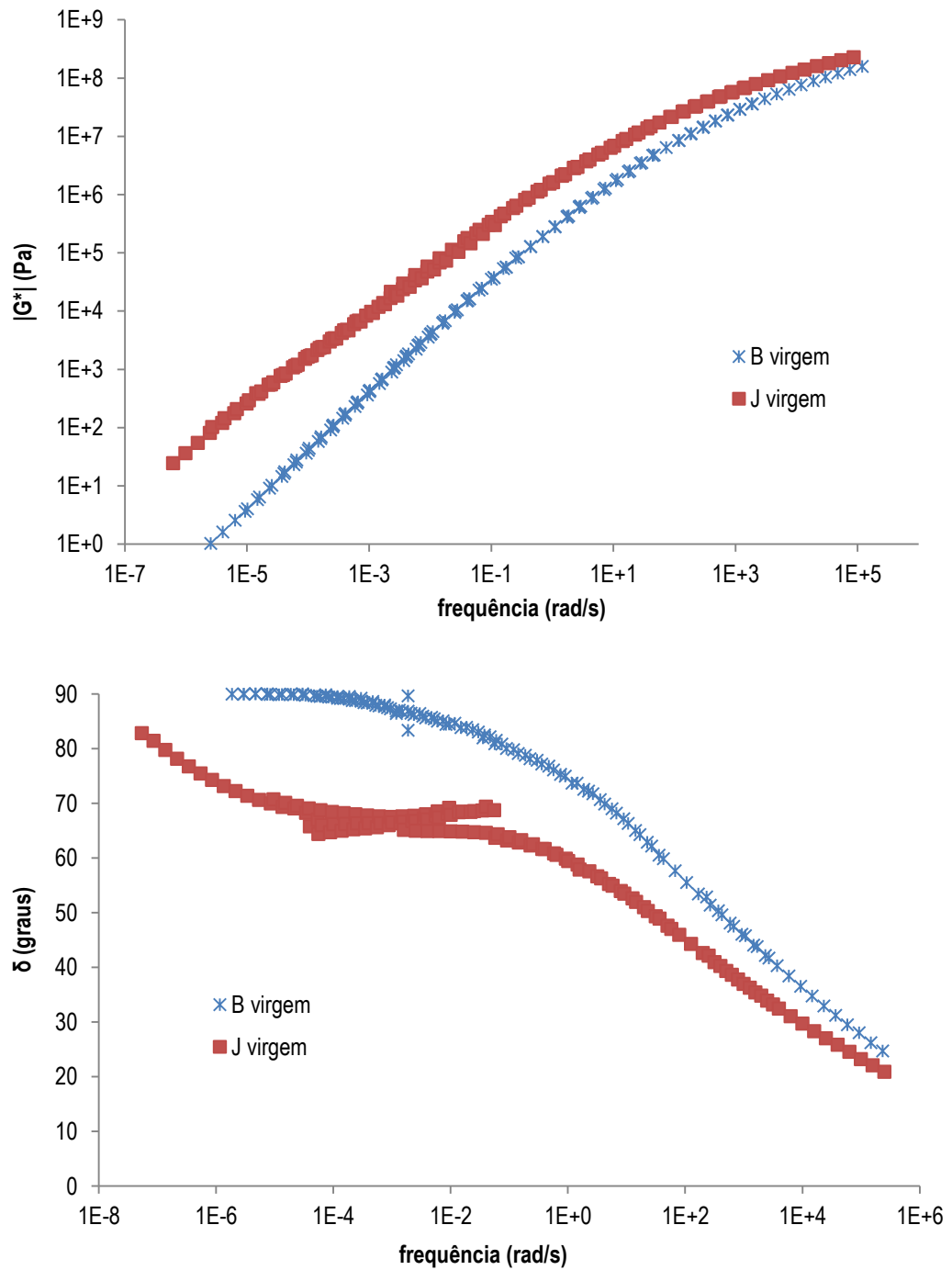


Figura A.8. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J na condição virgem – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

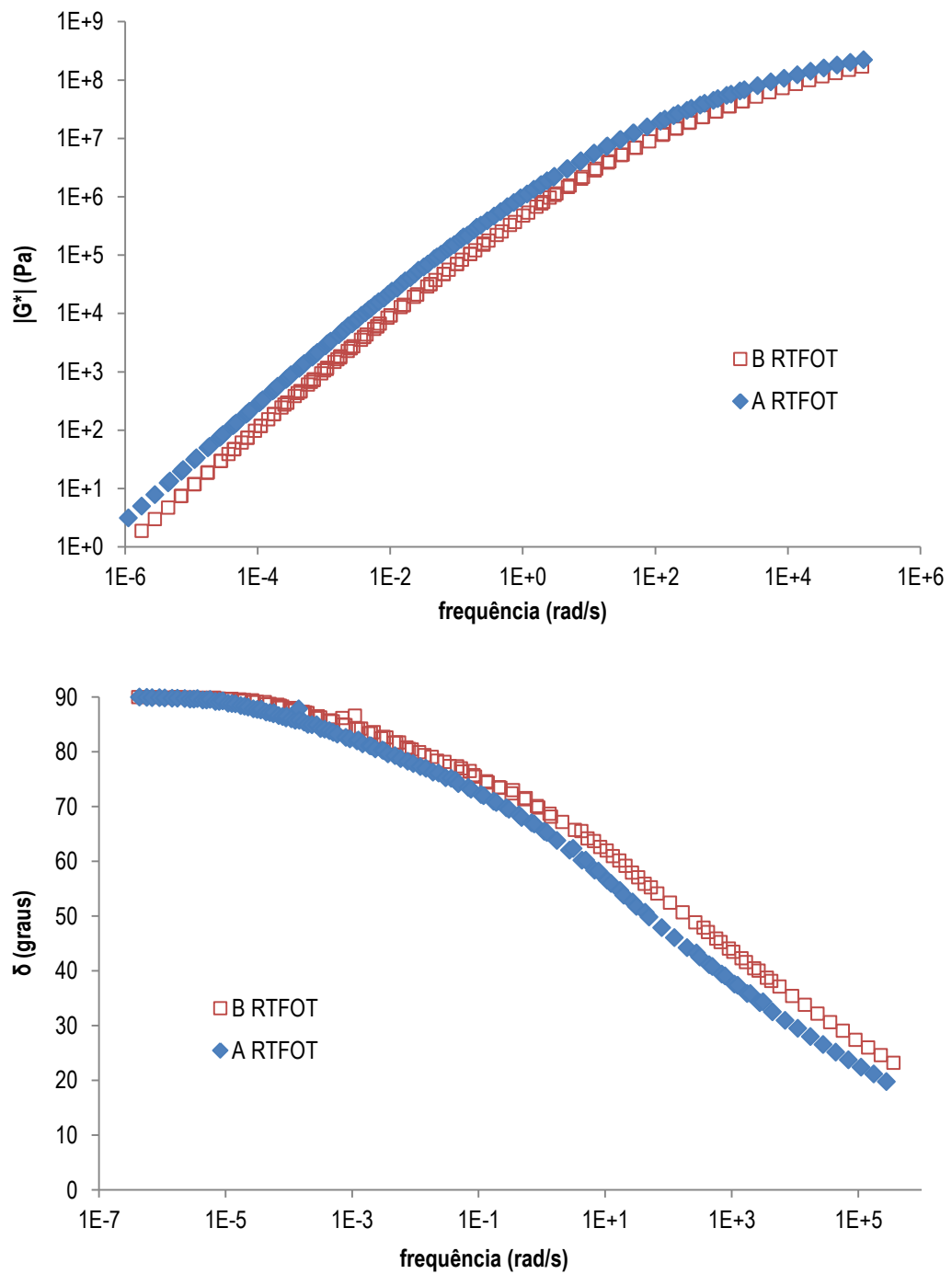


Figura A.9. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras A e B envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

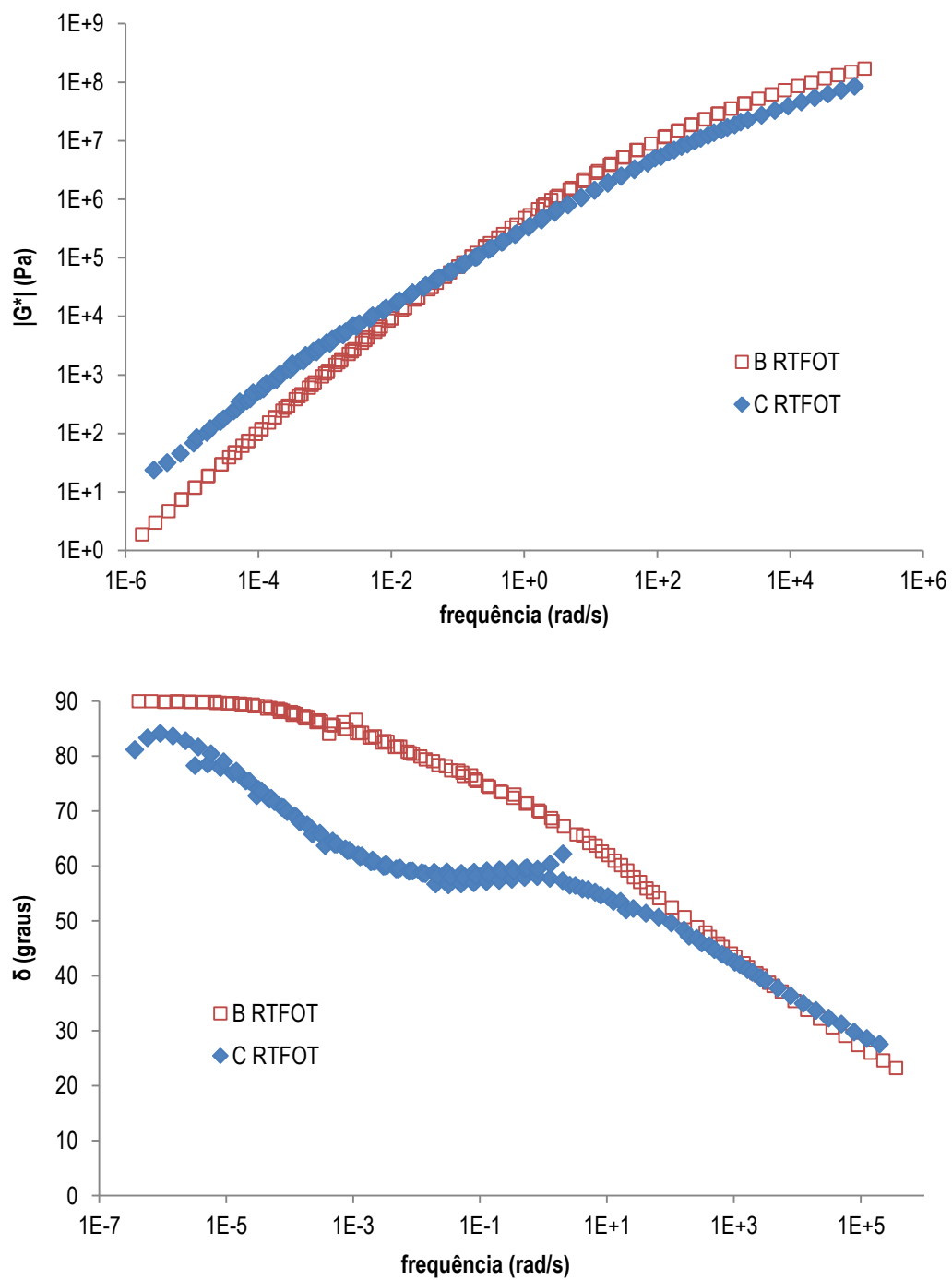


Figura A.10. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

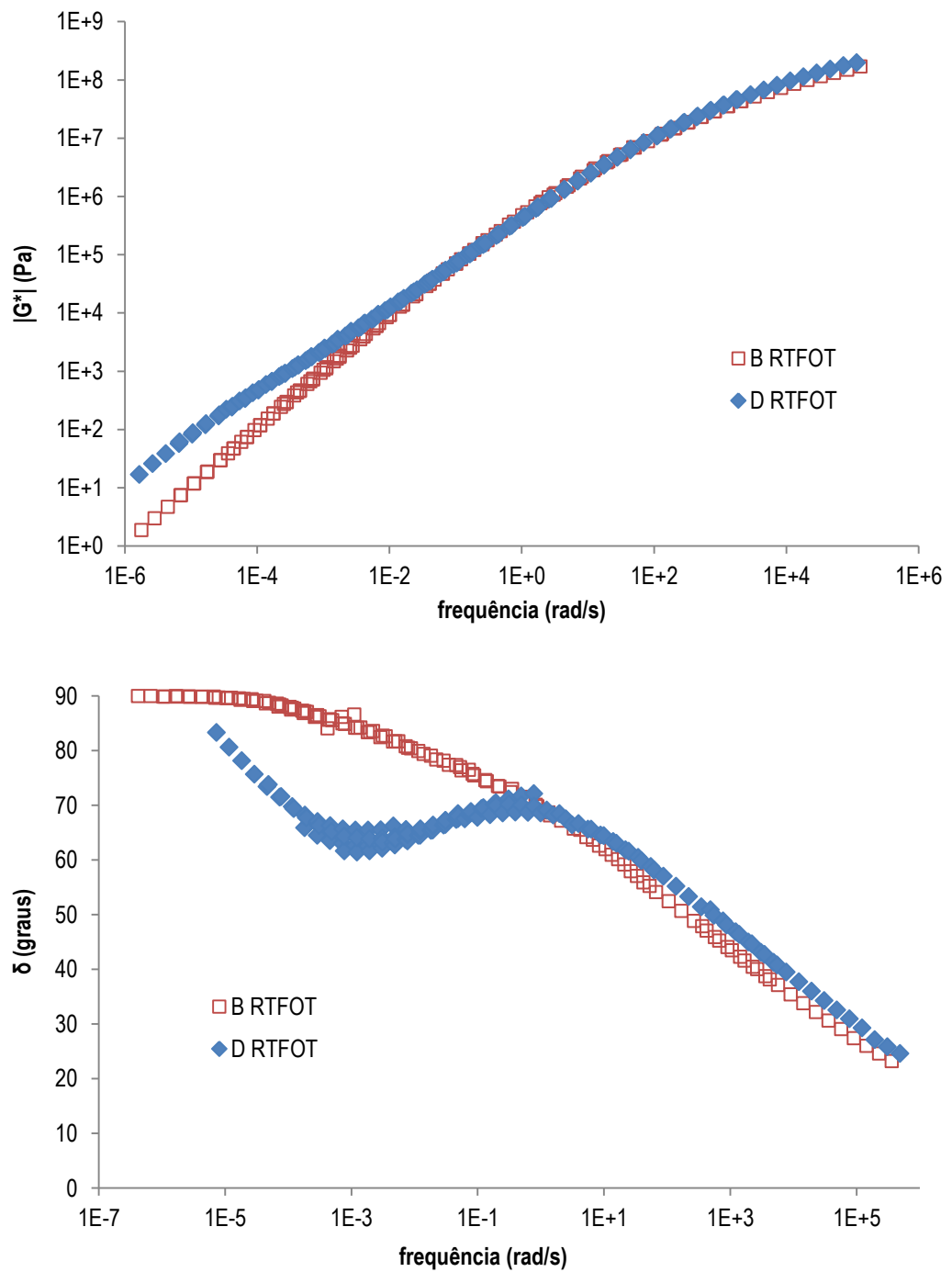


Figura A.11. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

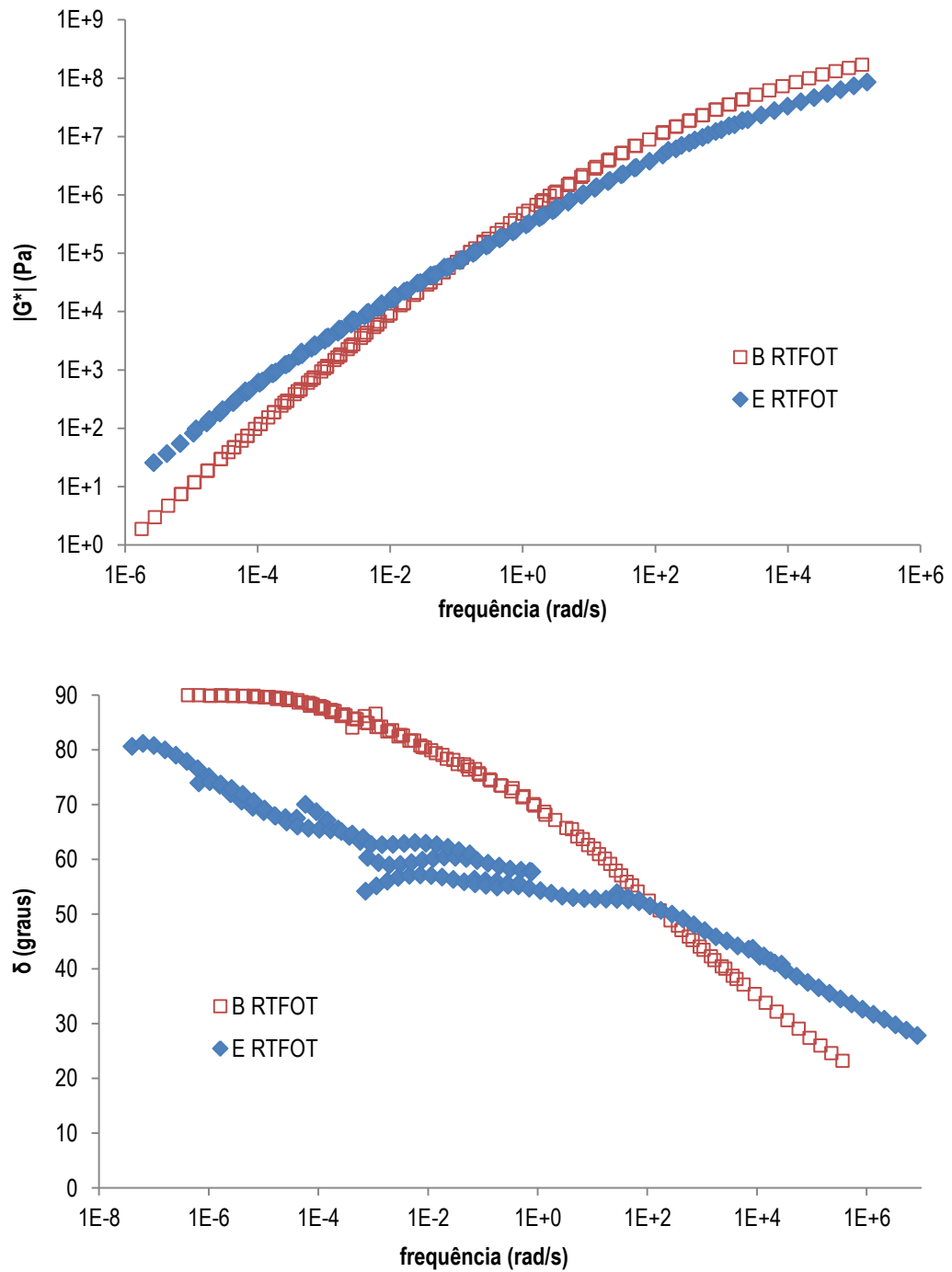


Figura A.12. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

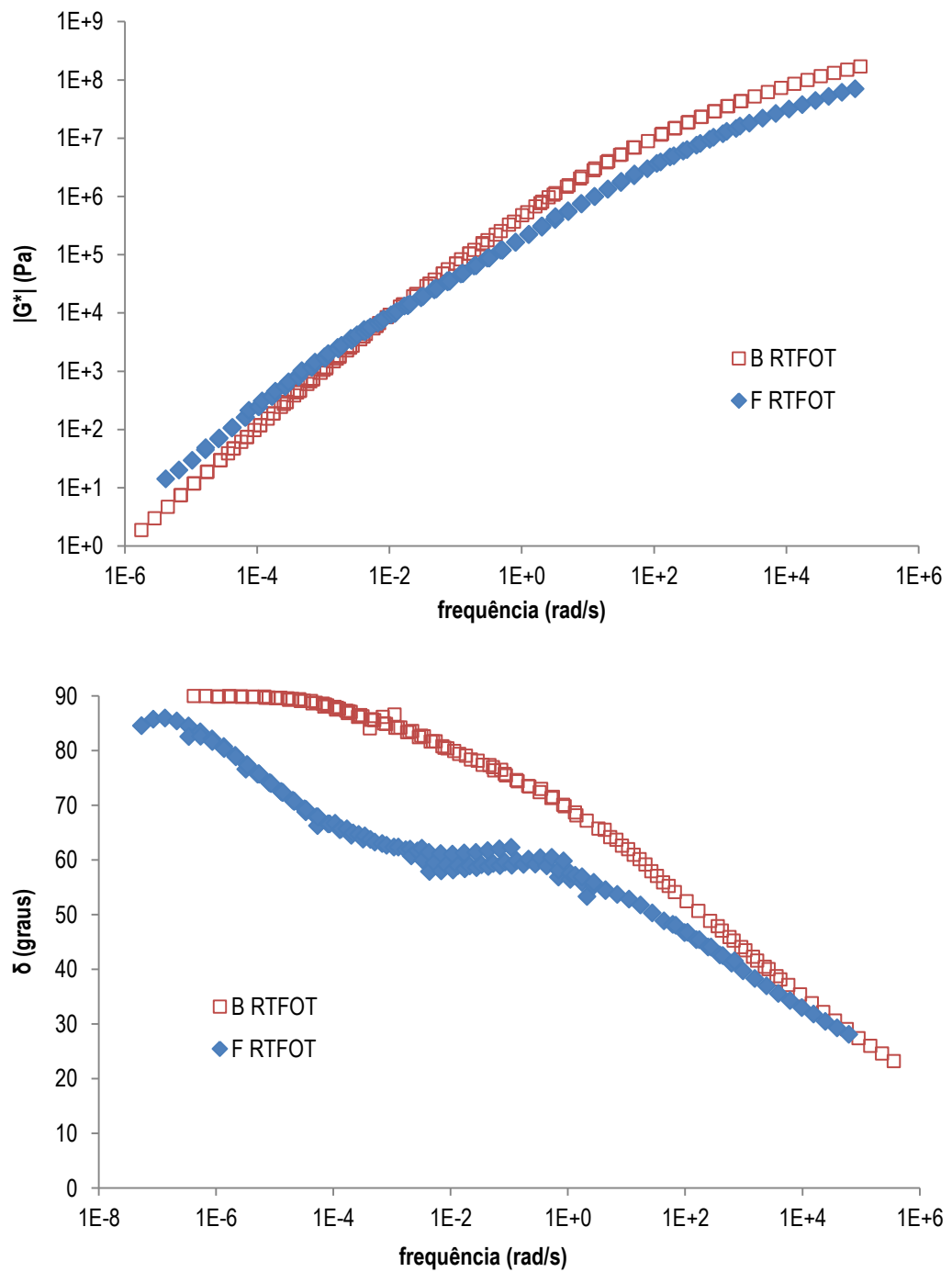


Figura A.13. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

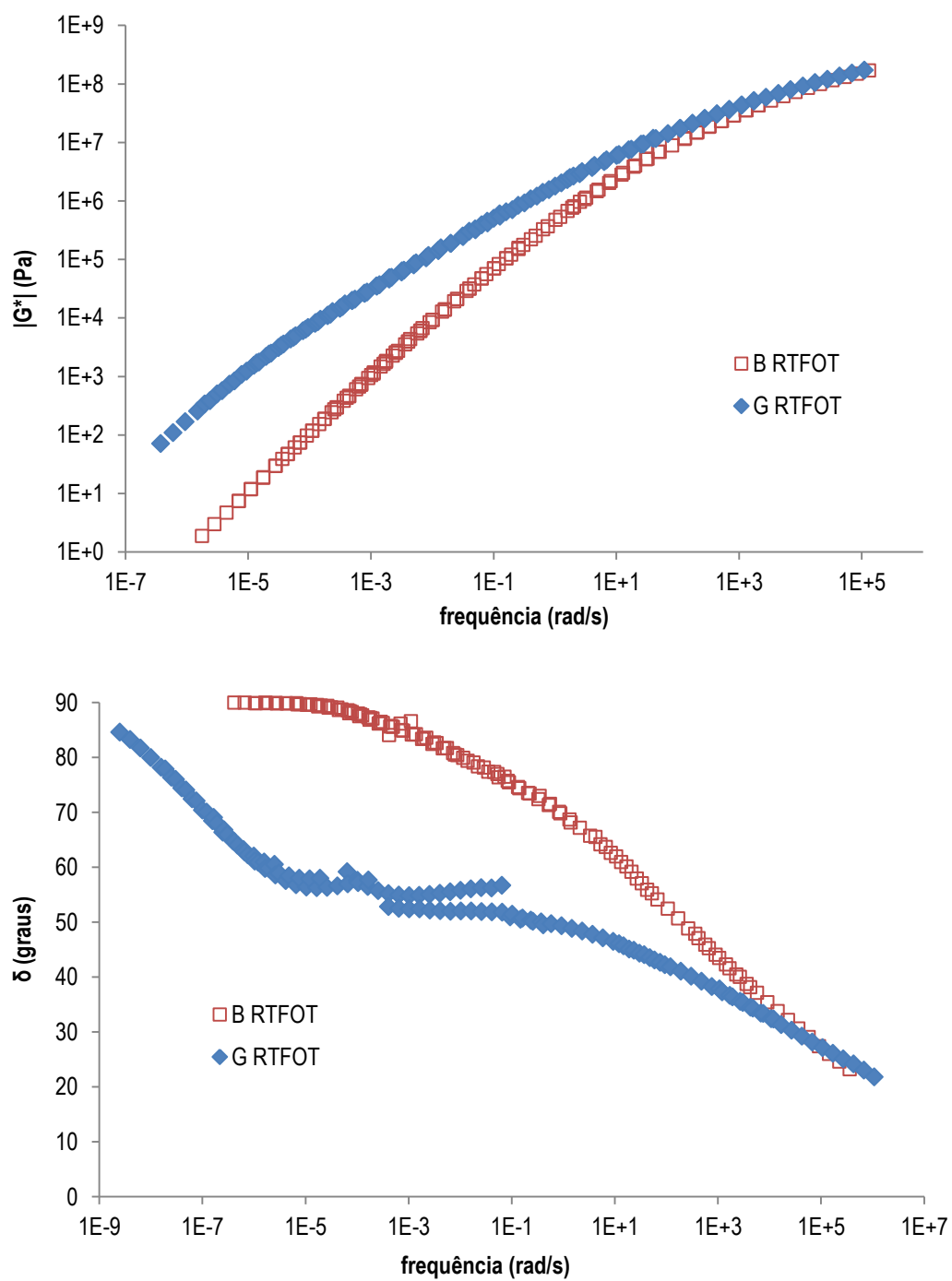


Figura A.14. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

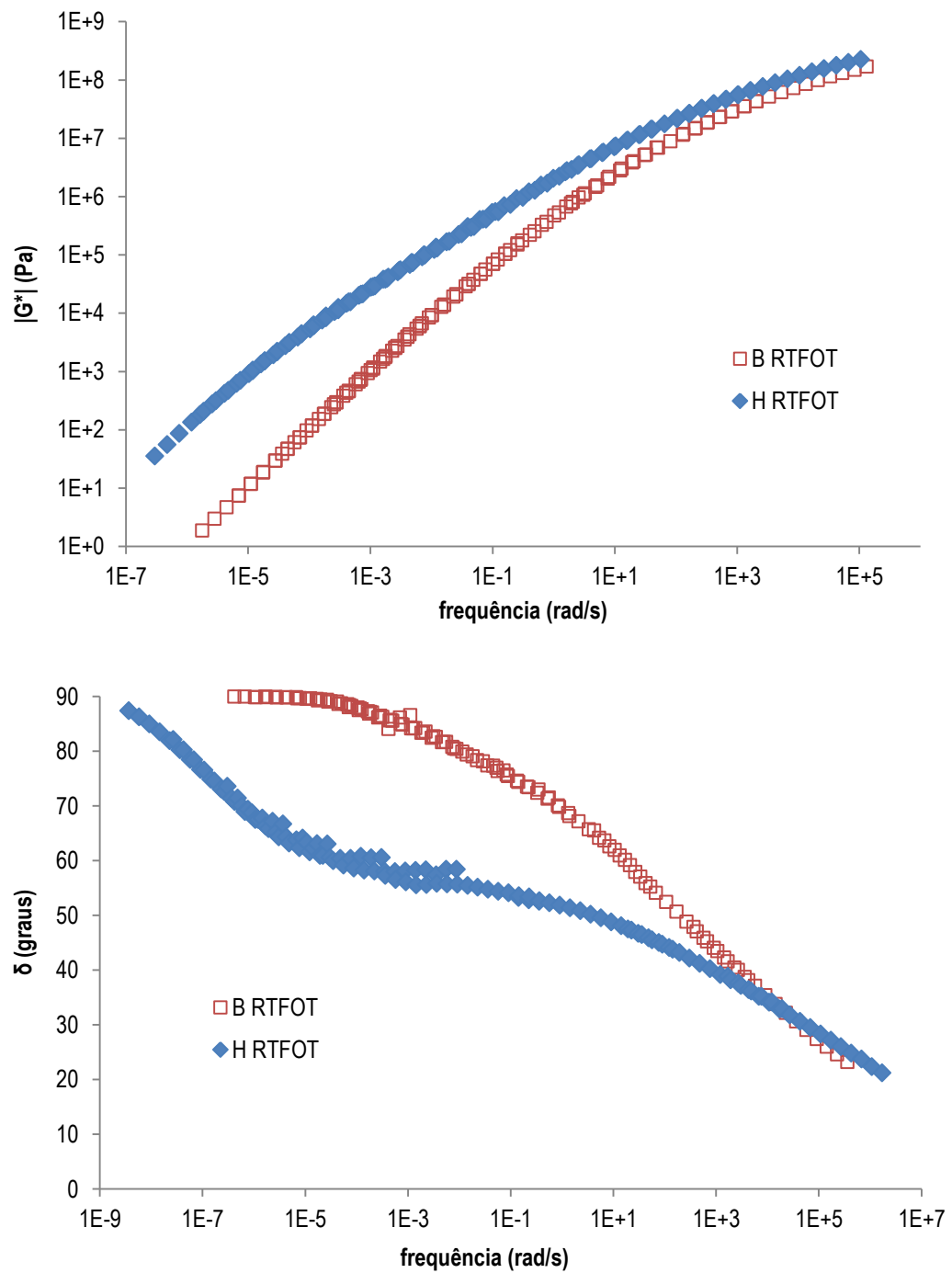


Figura A.15. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

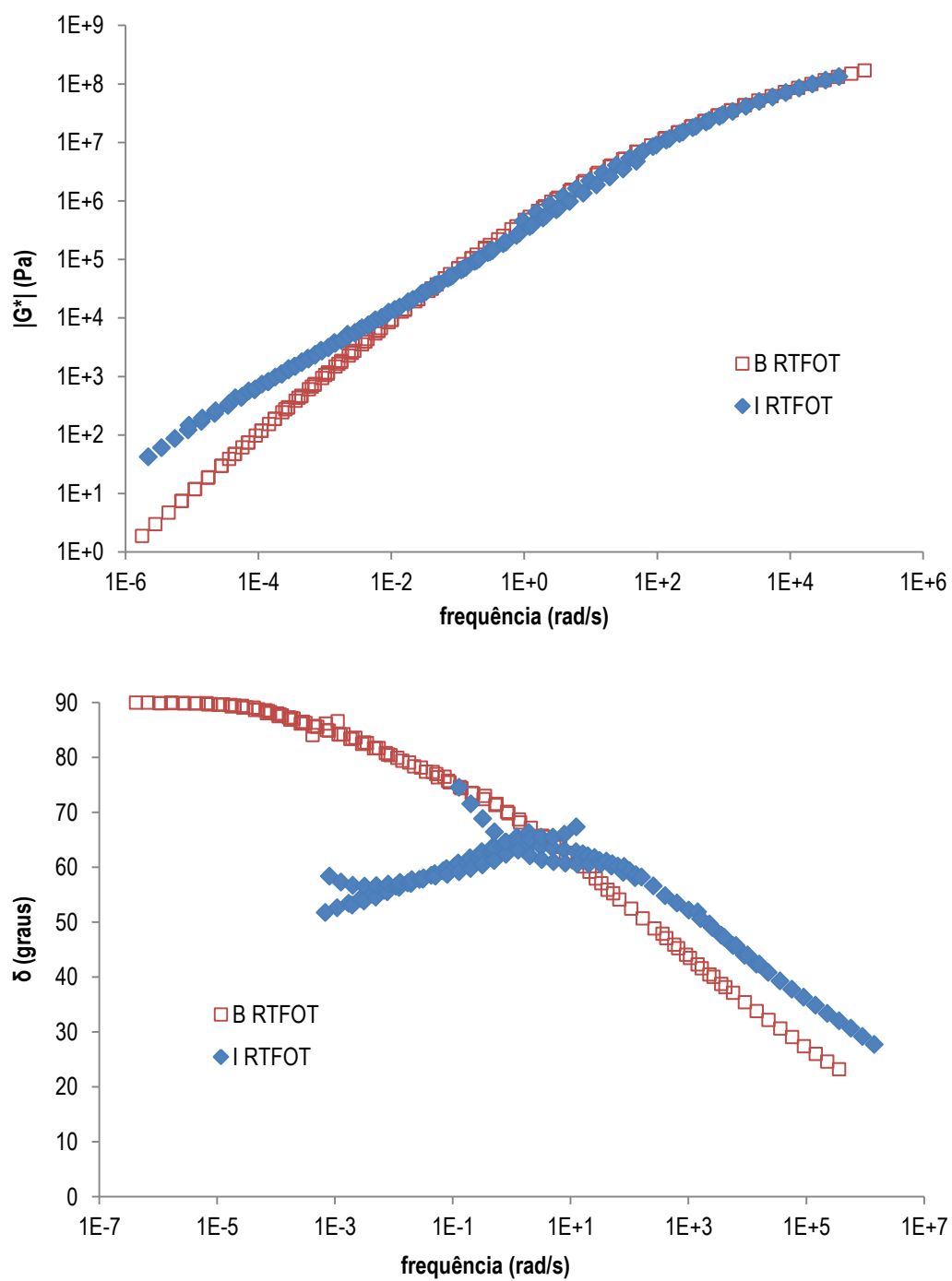


Figura A.16. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

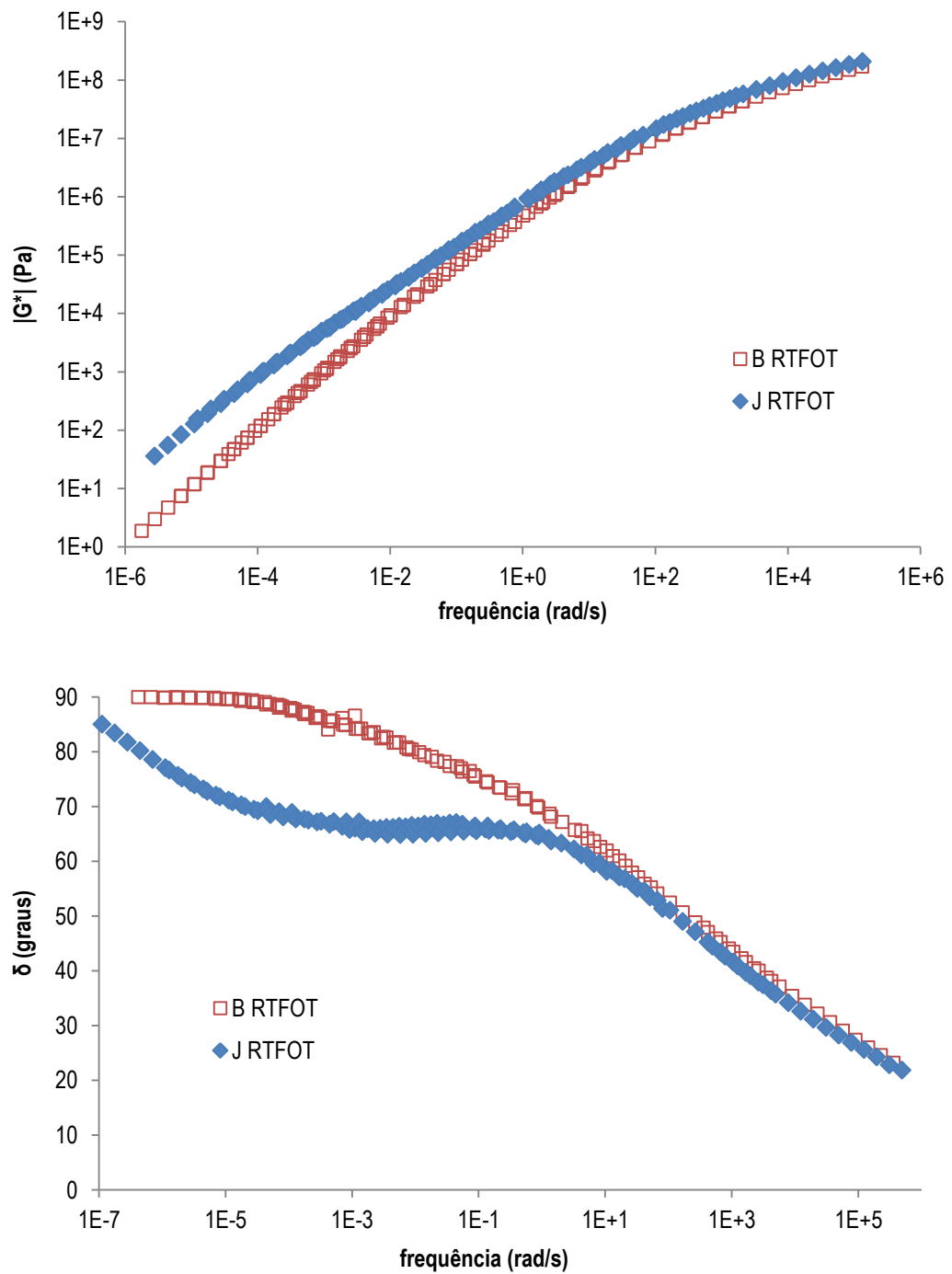


Figura A.17. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

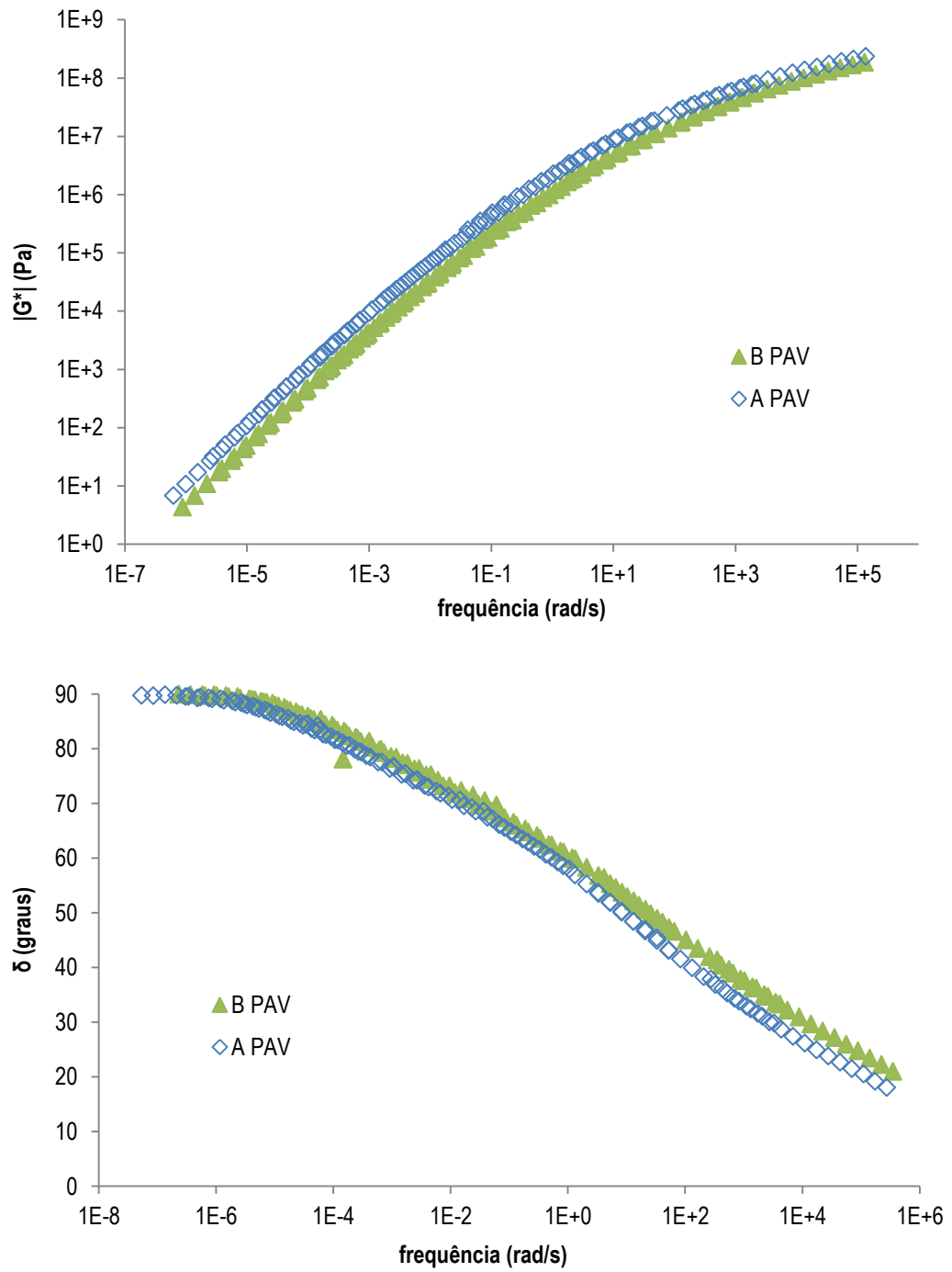


Figura A.18. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras A e B envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

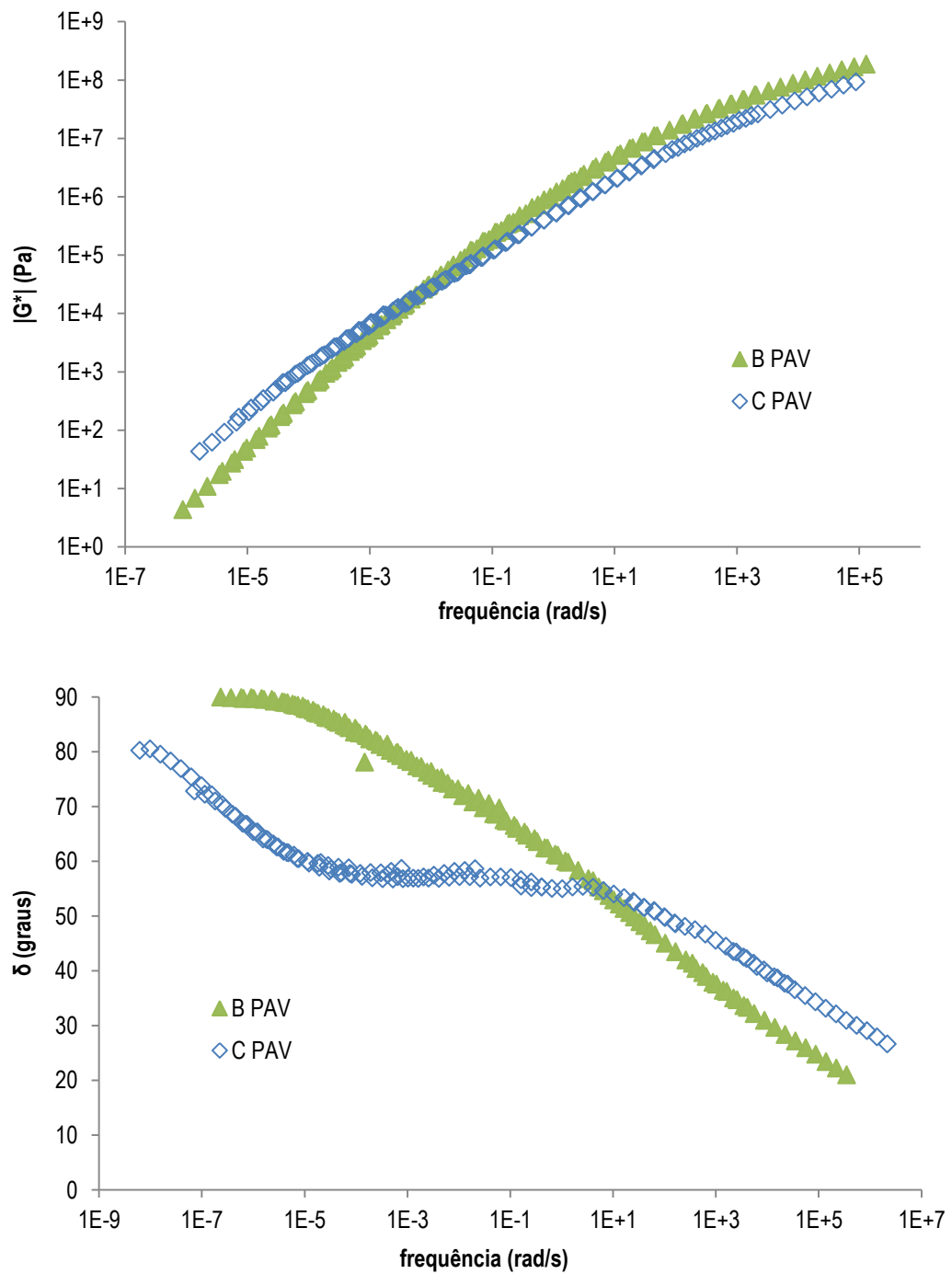


Figura A.19. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

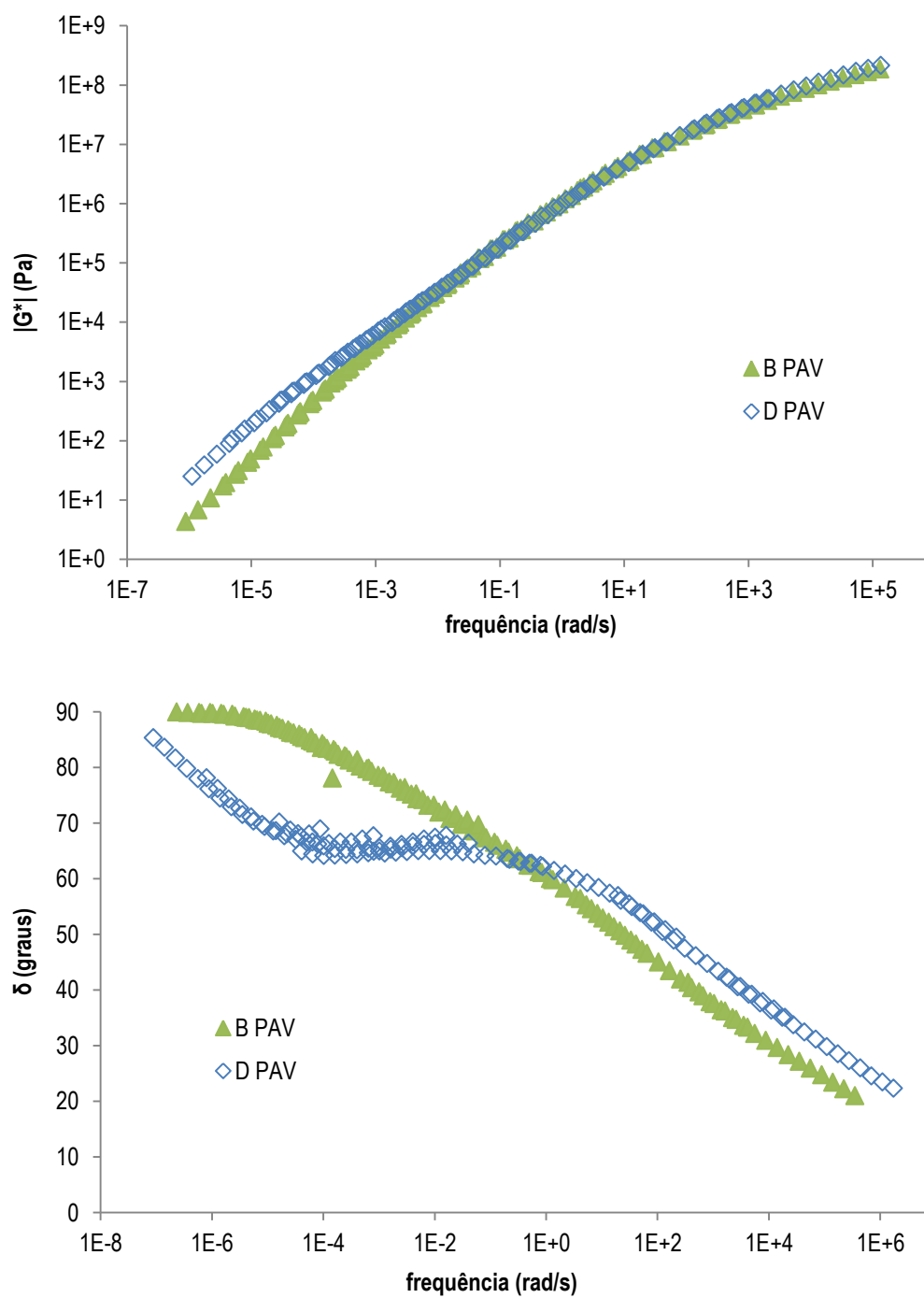


Figura A.20. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

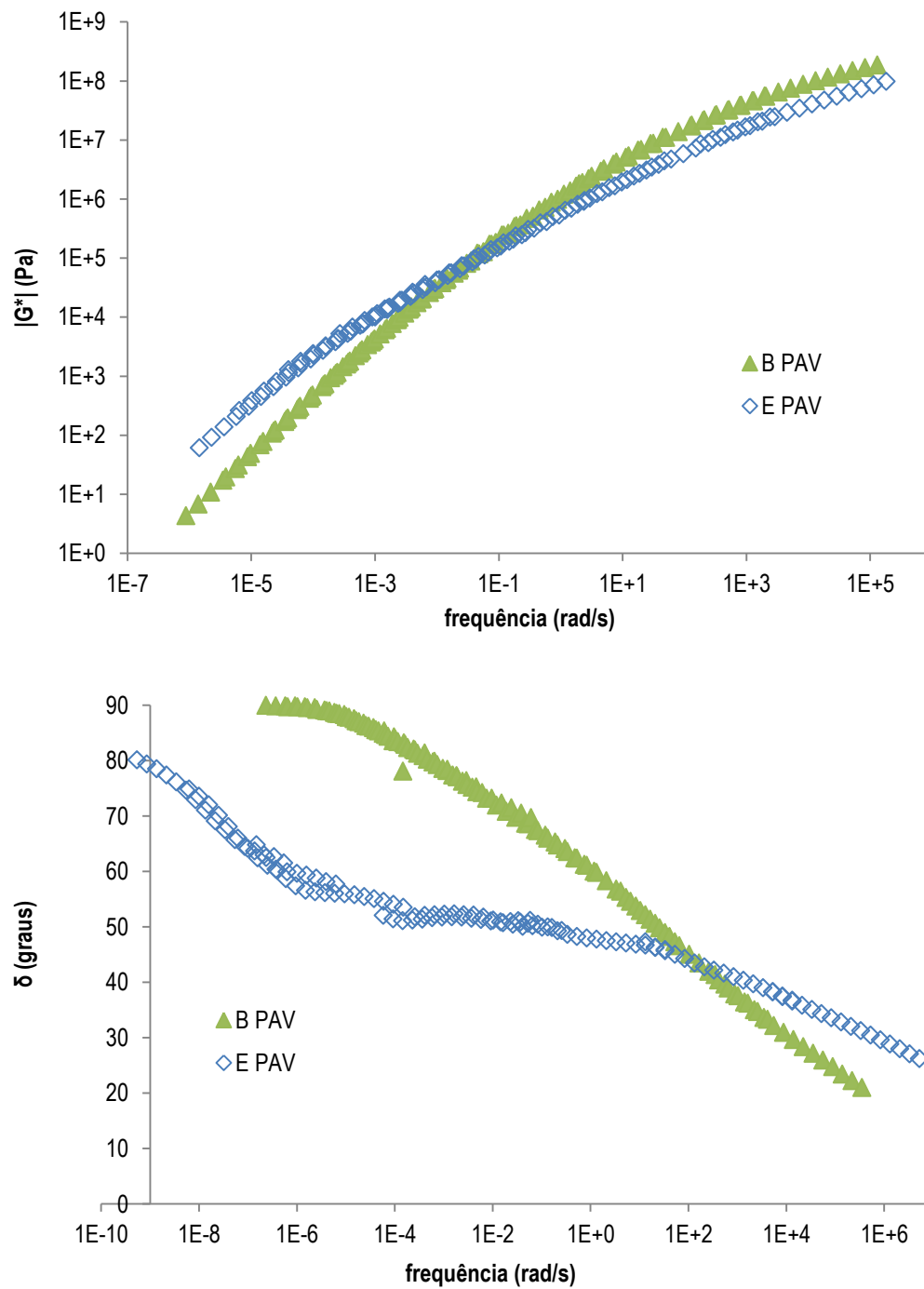


Figura A.21. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

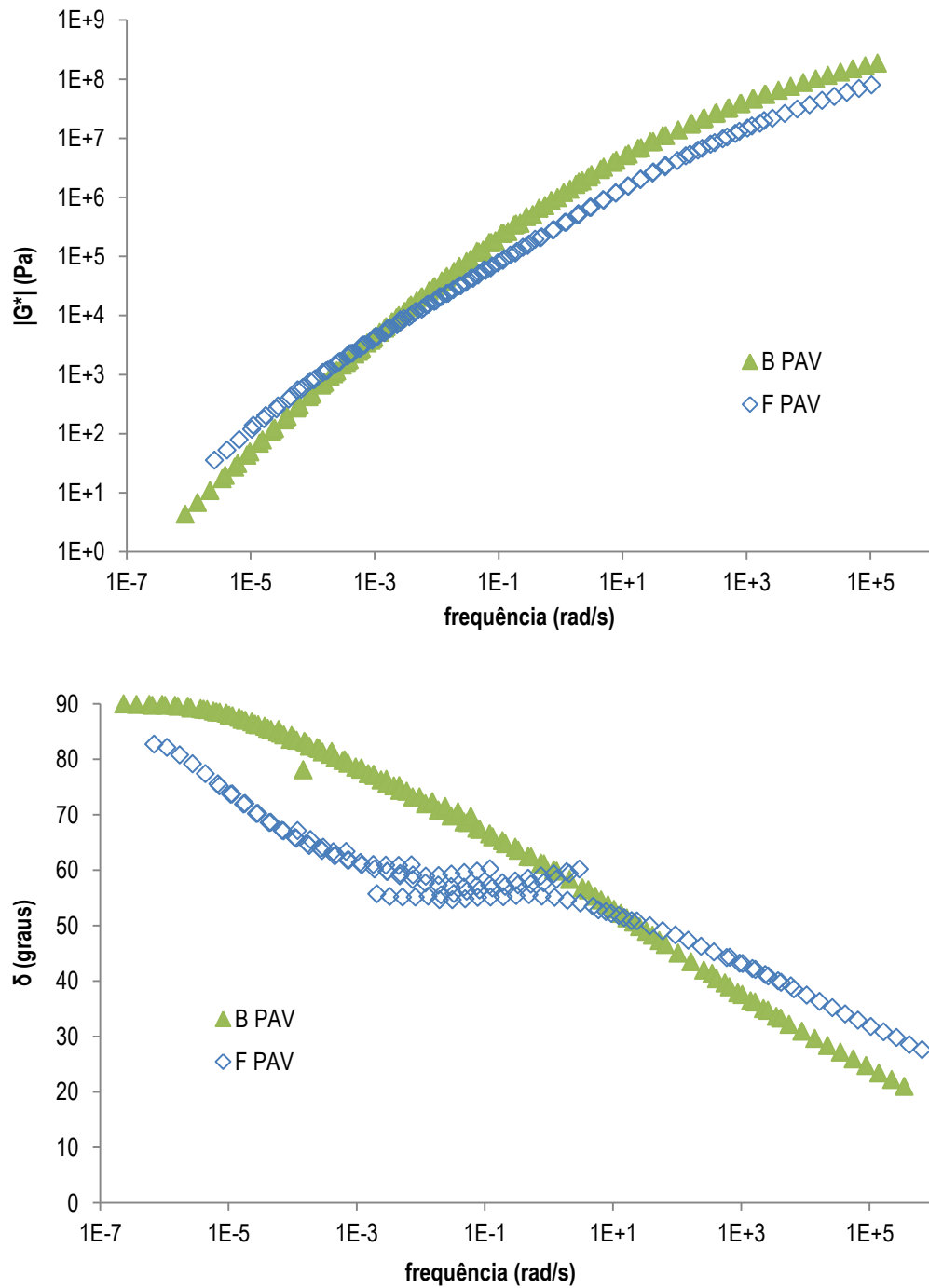


Figura A.22. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

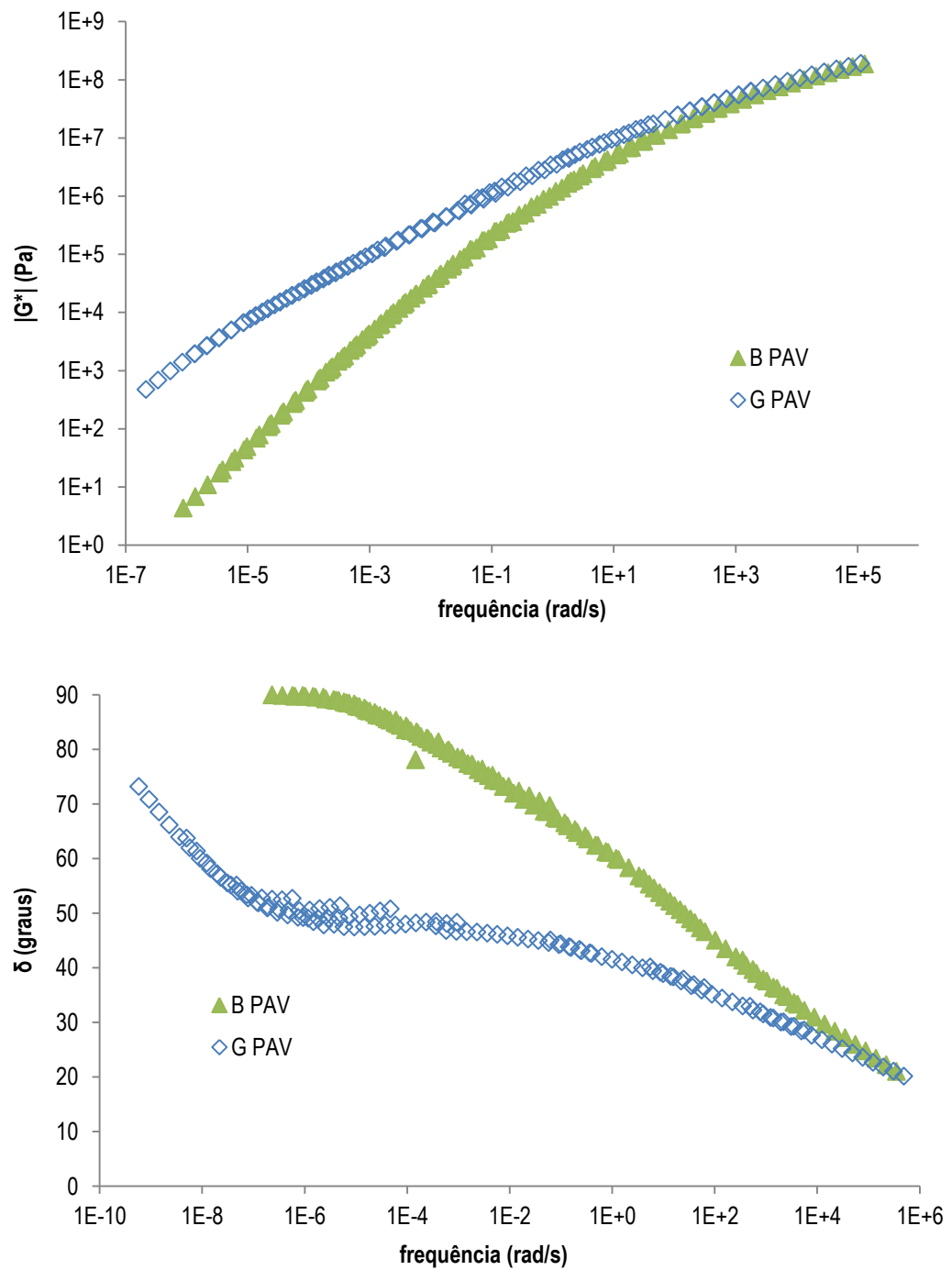


Figura A.23. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

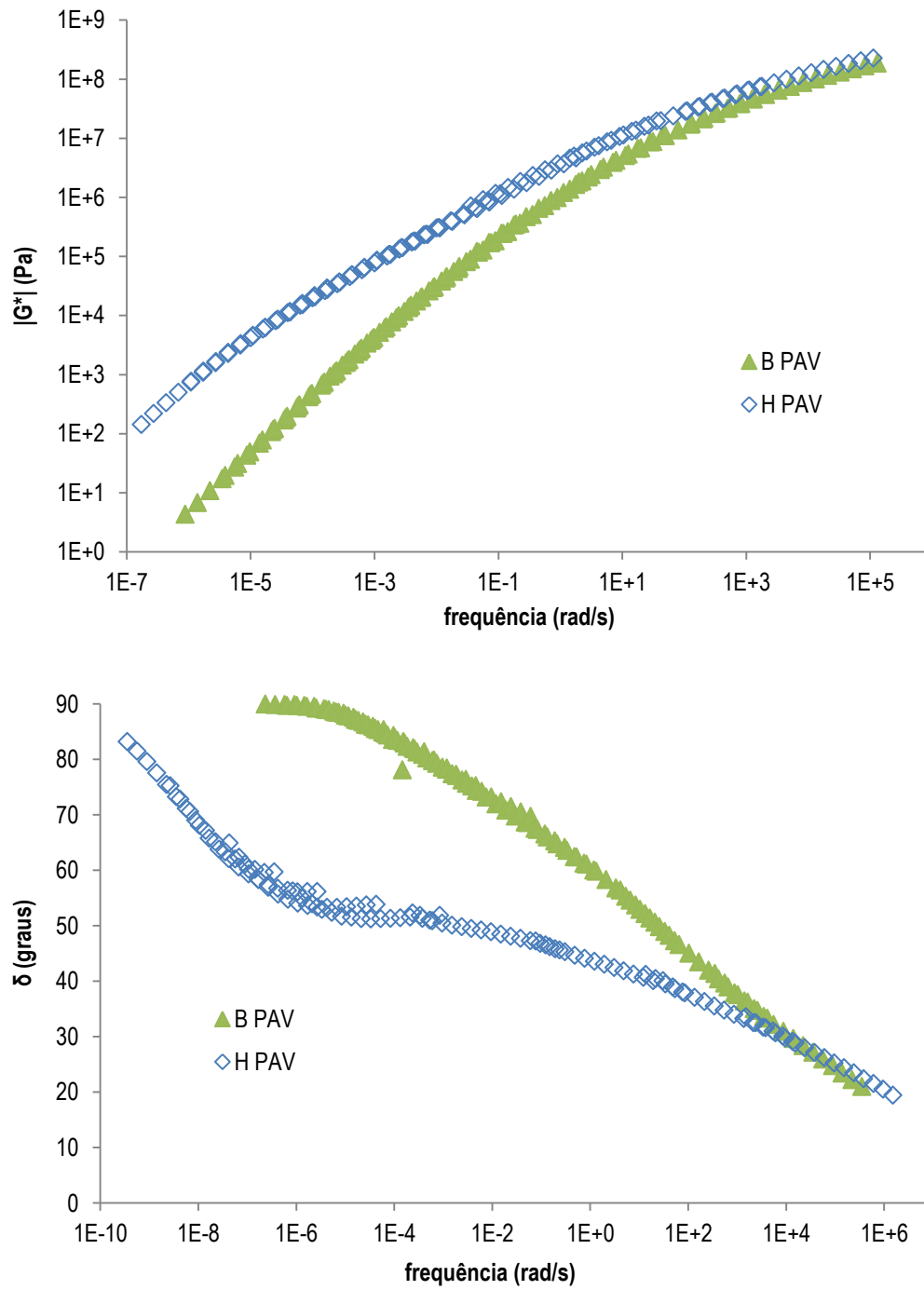


Figura A.24. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

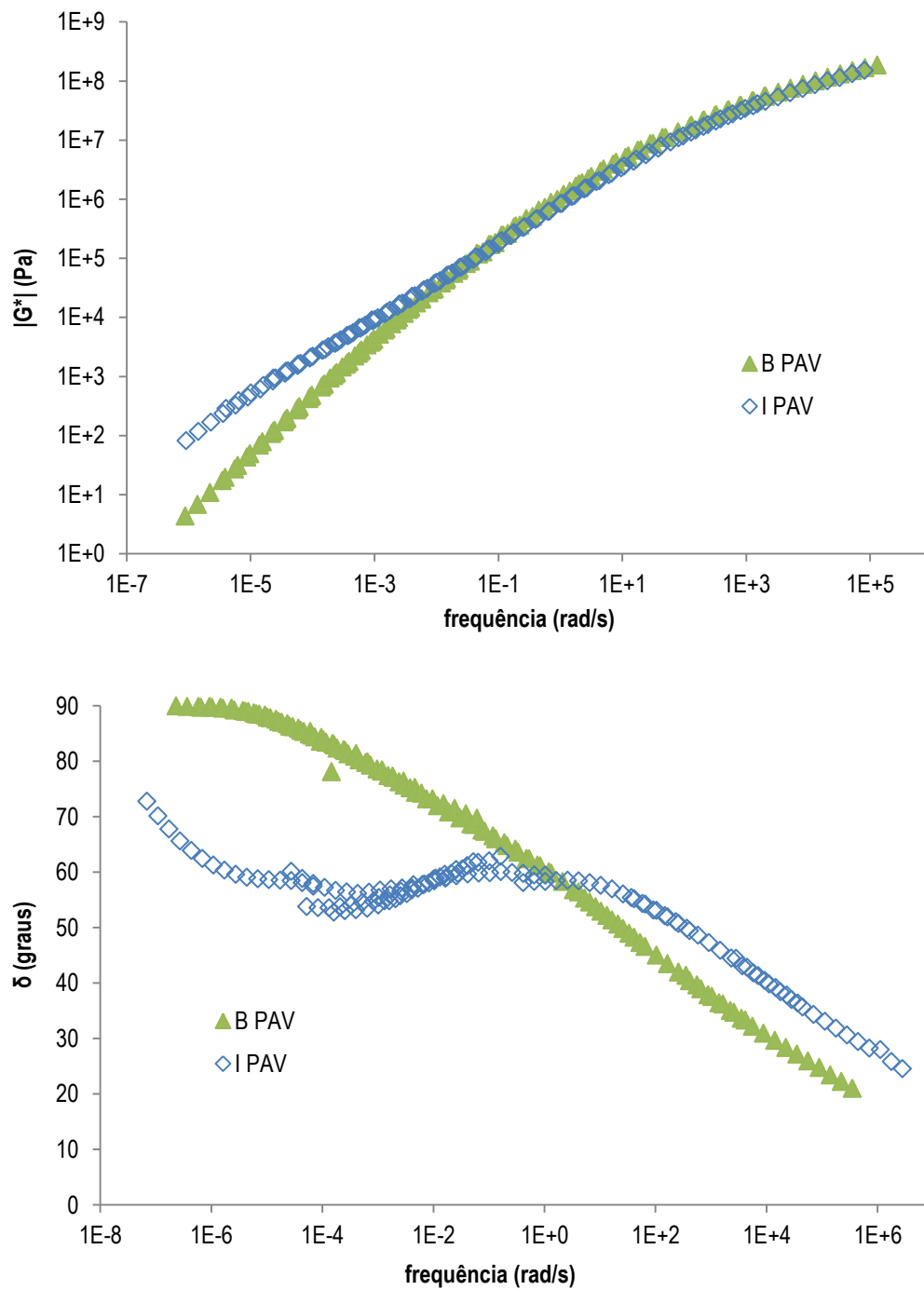


Figura A.25. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

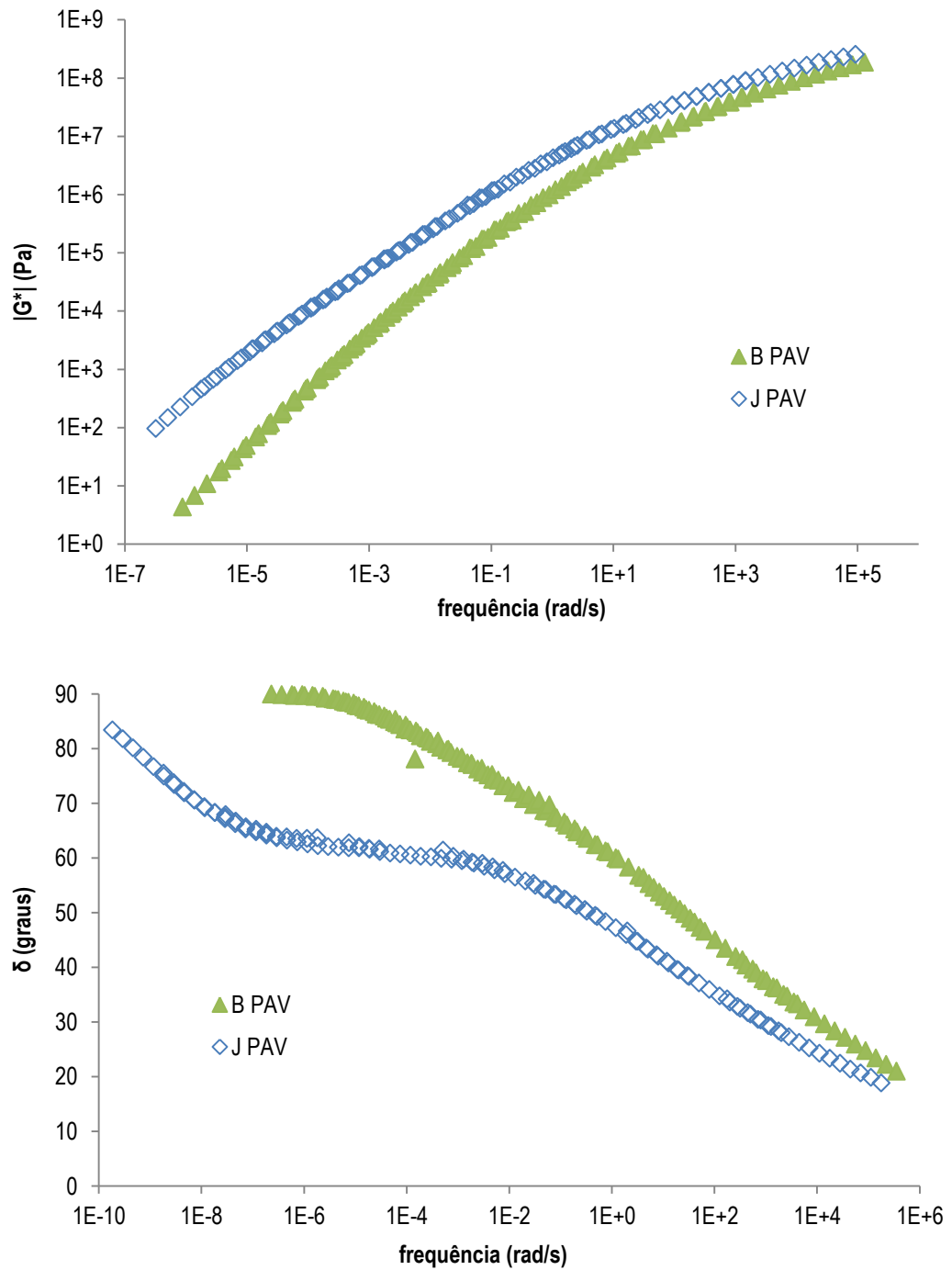


Figura A.26. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

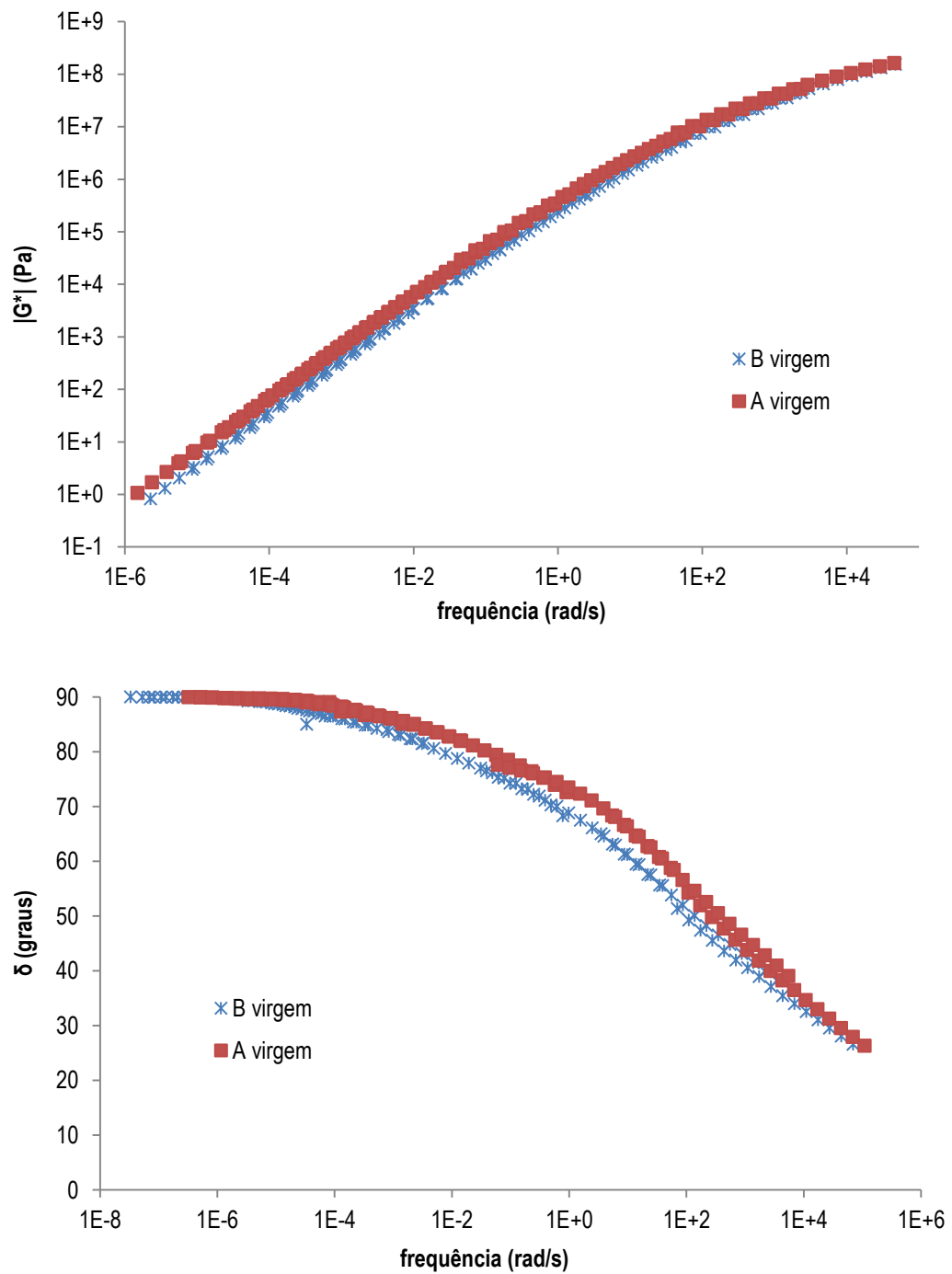


Figura A.27. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e A na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

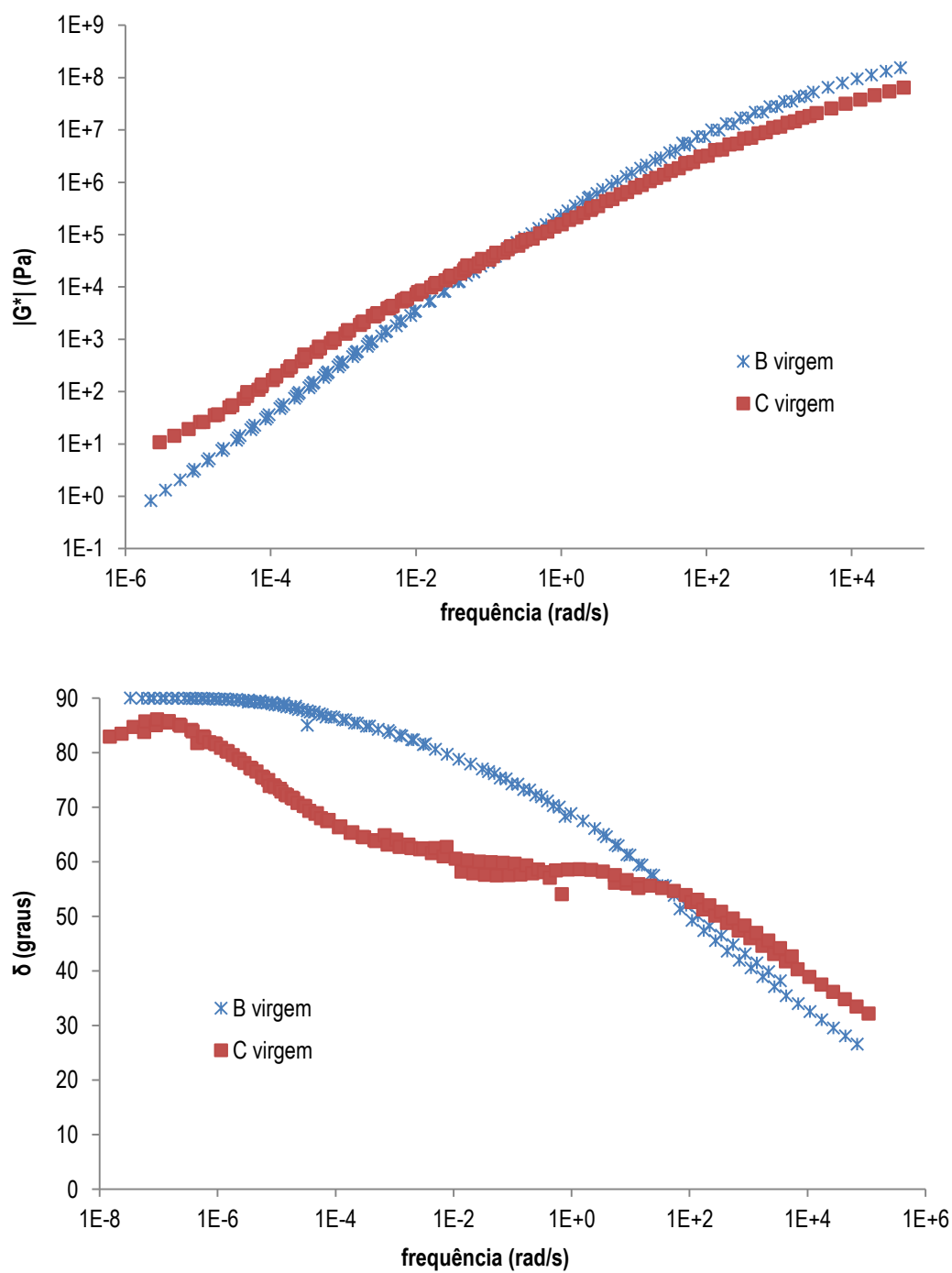


Figura A.28. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

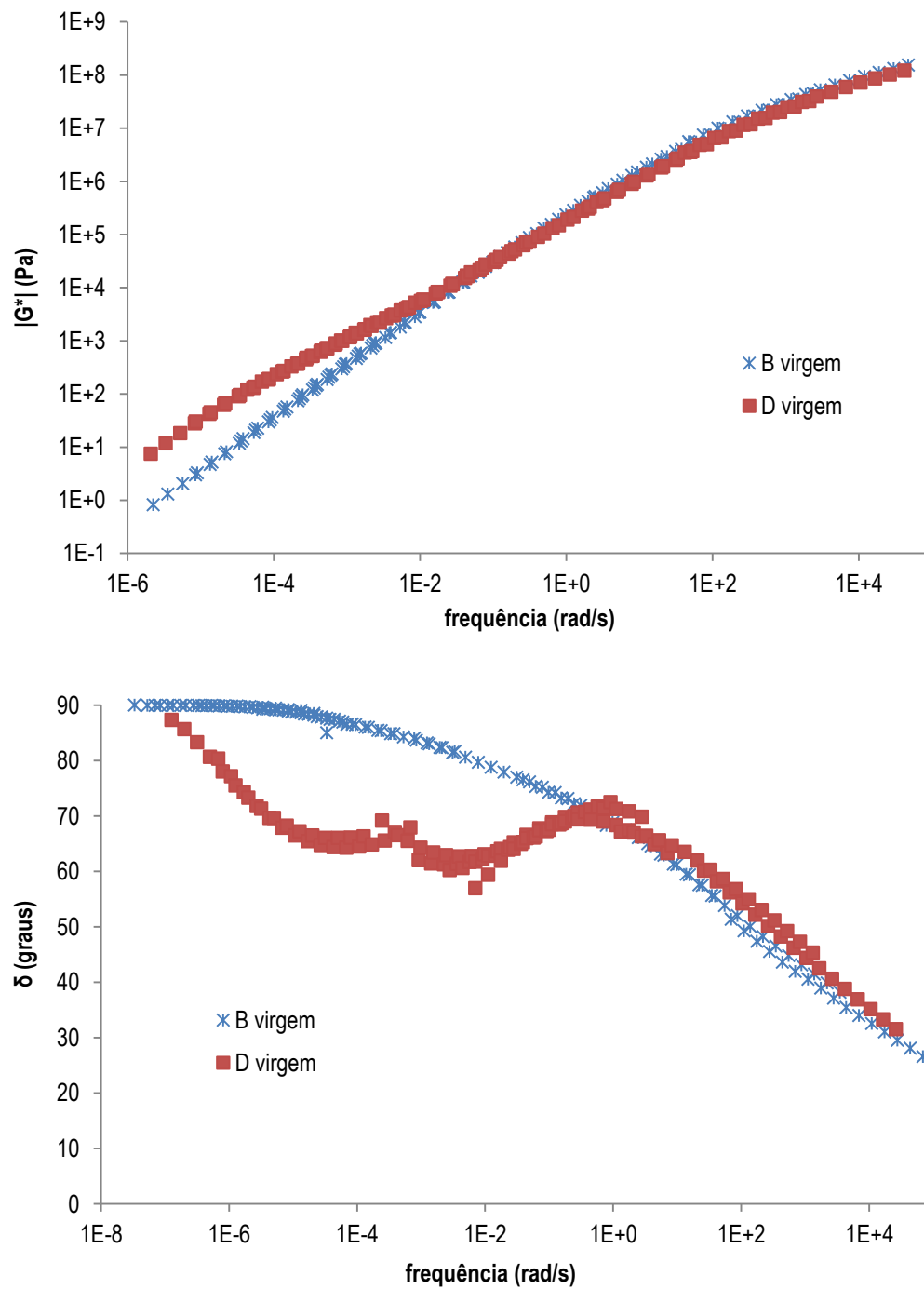


Figura A.29. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

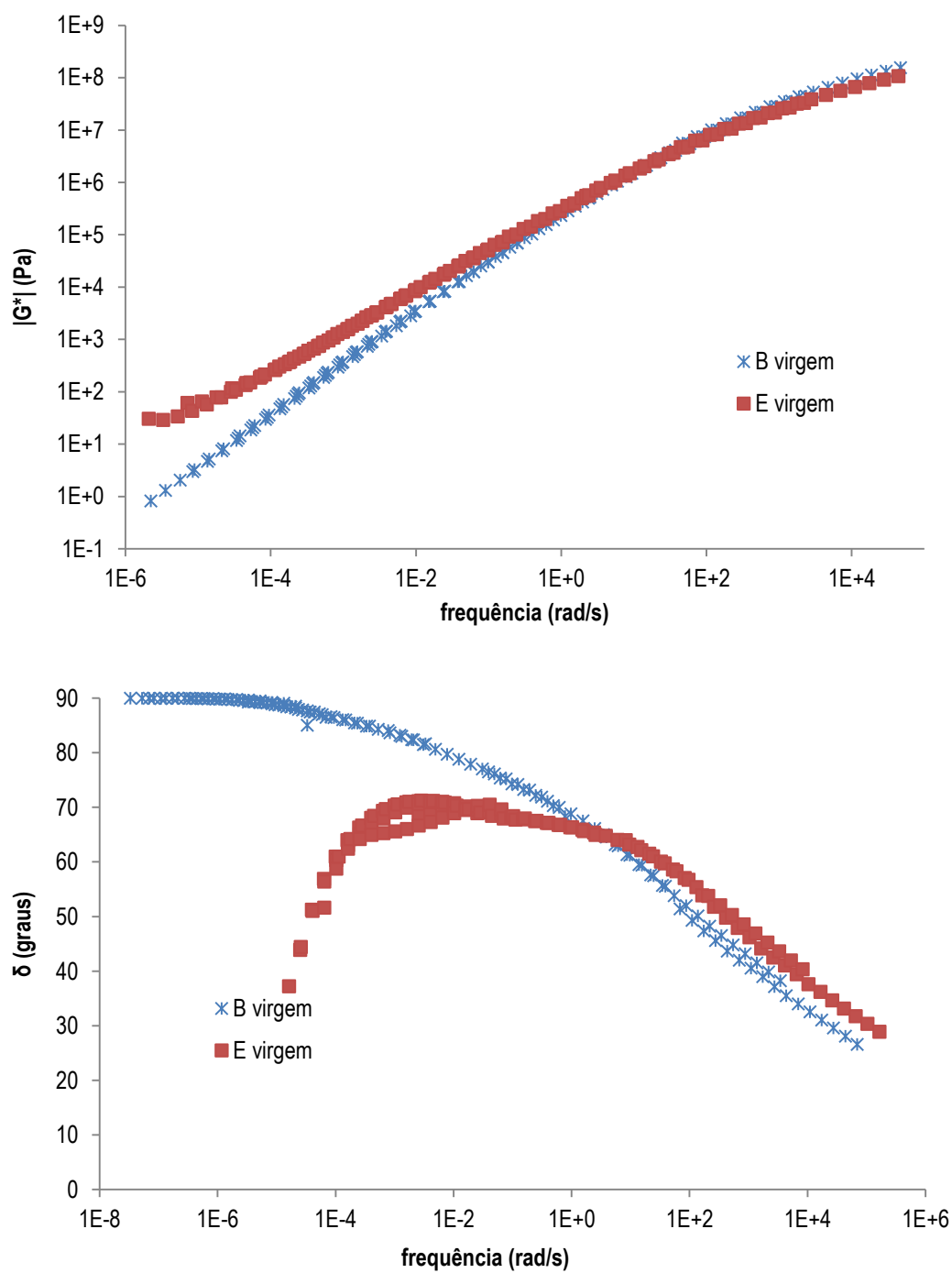


Figura A.30. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

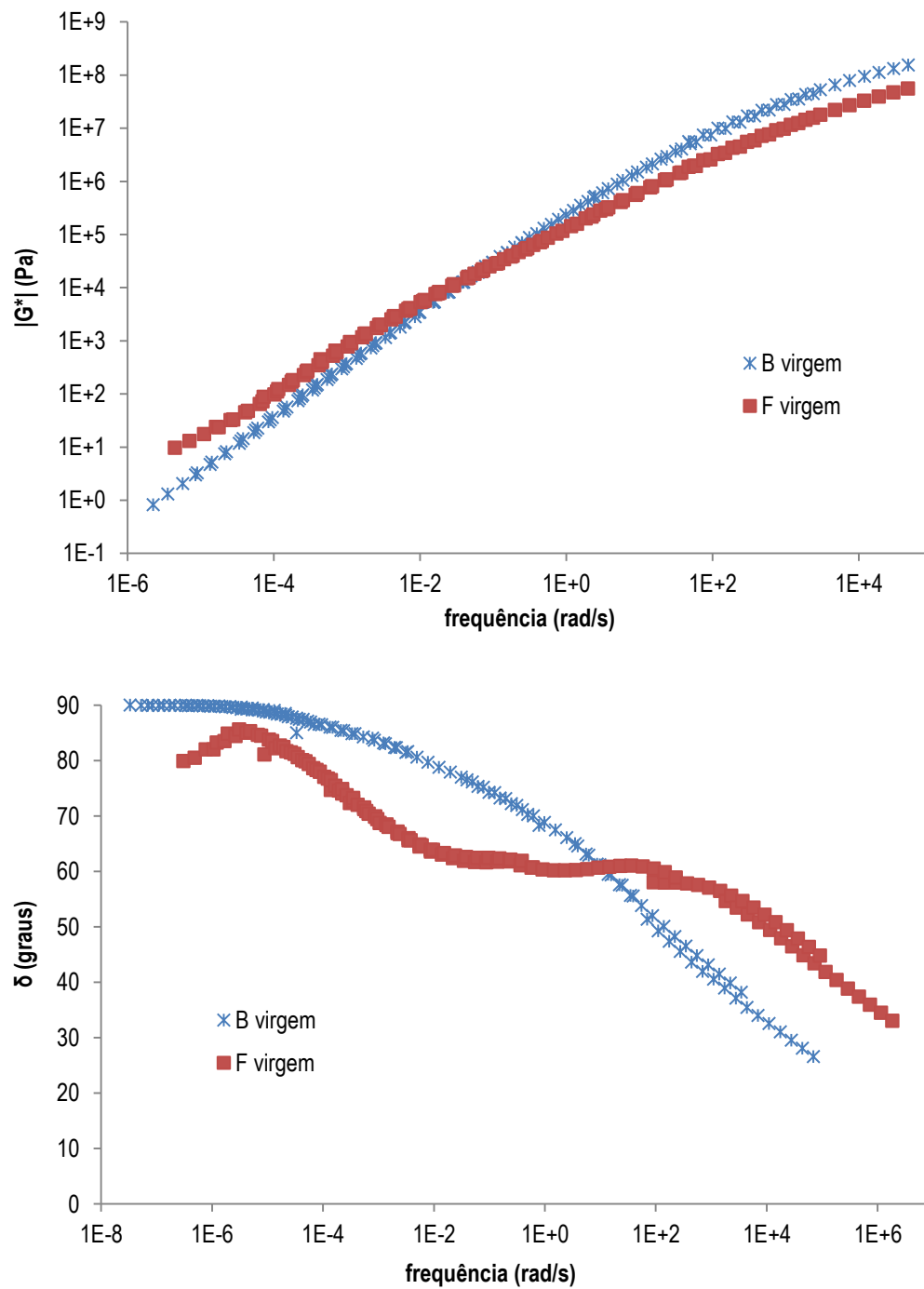


Figura A.31. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

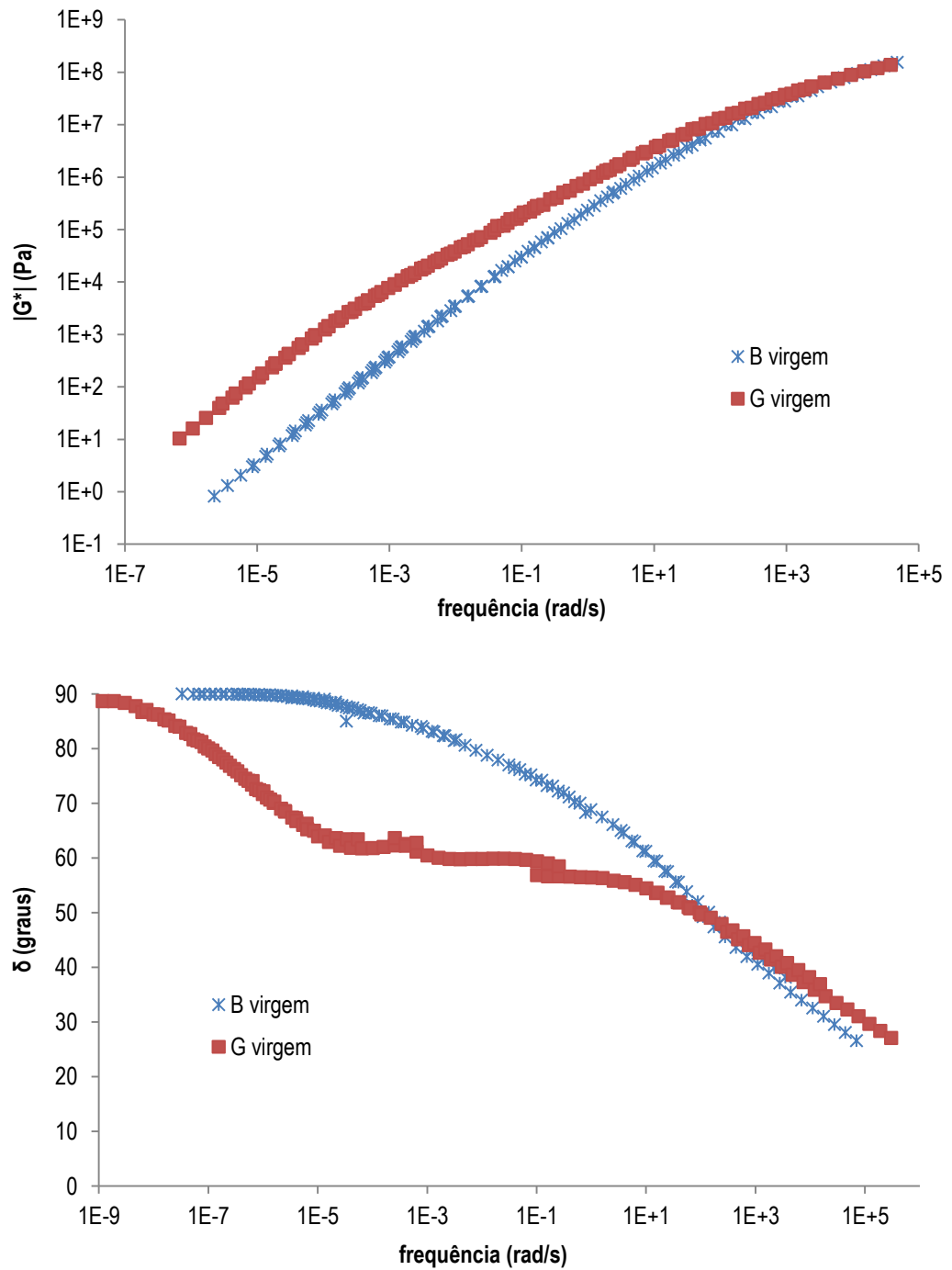


Figura A.32. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

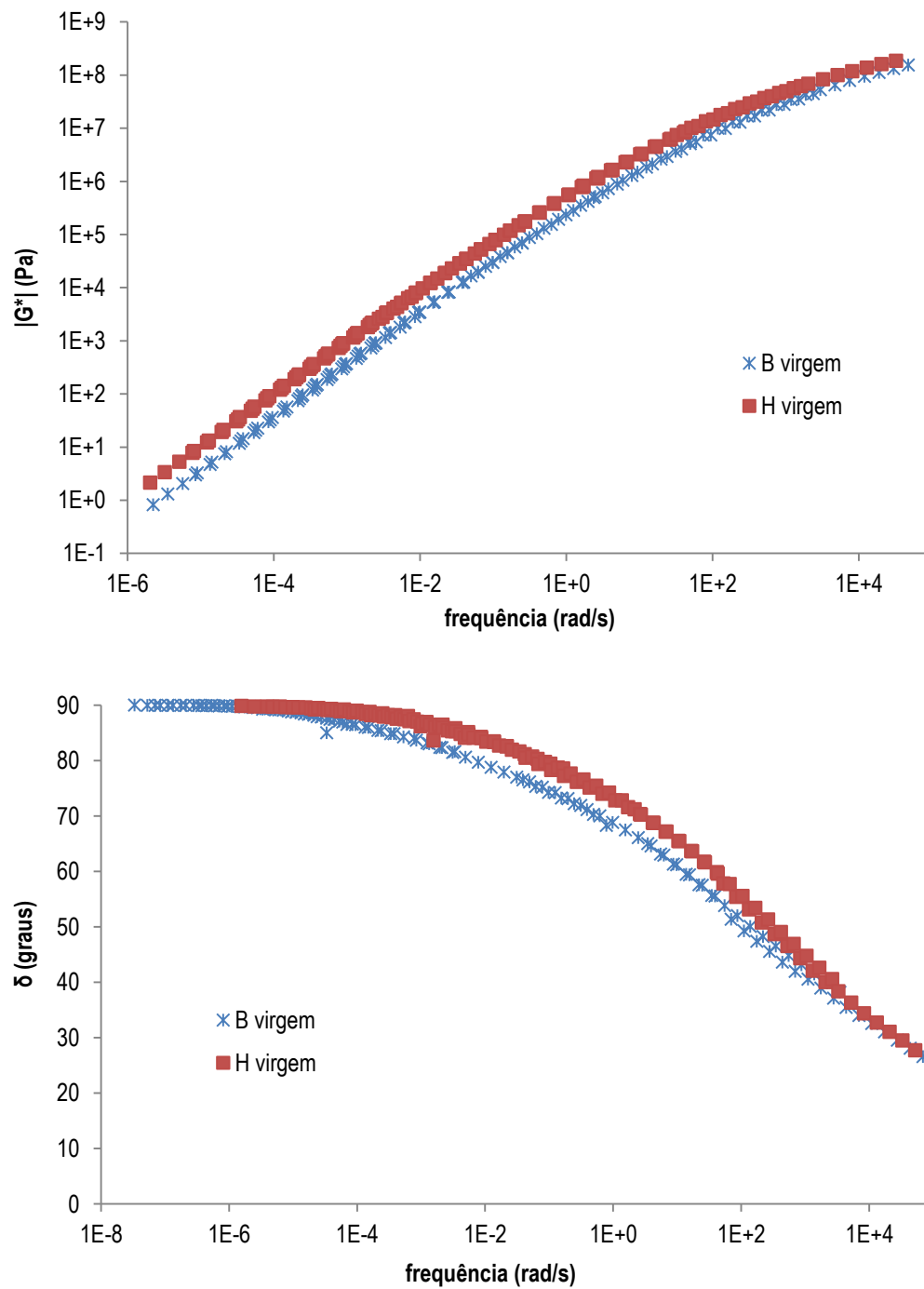


Figura A.33. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

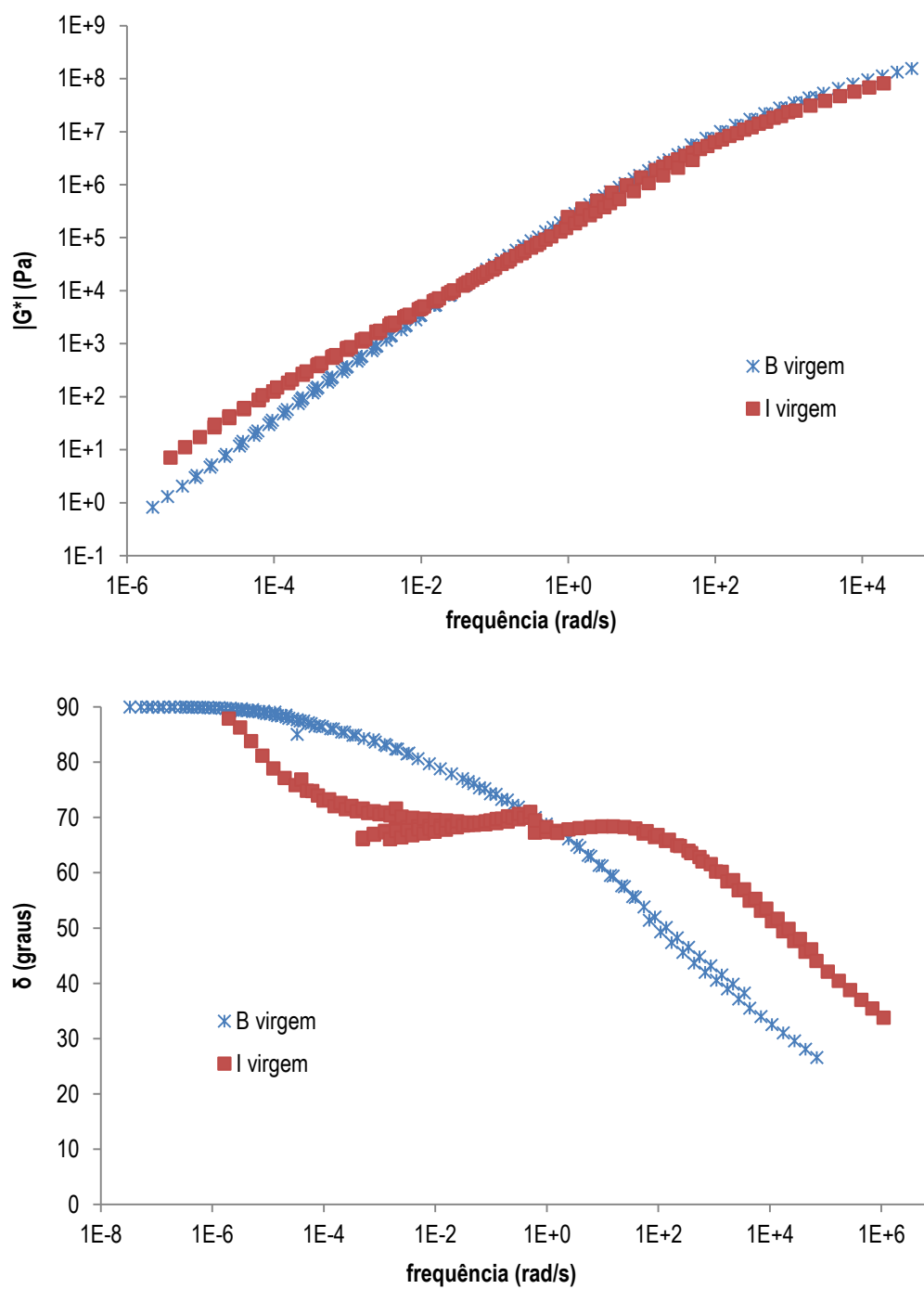


Figura A.34. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

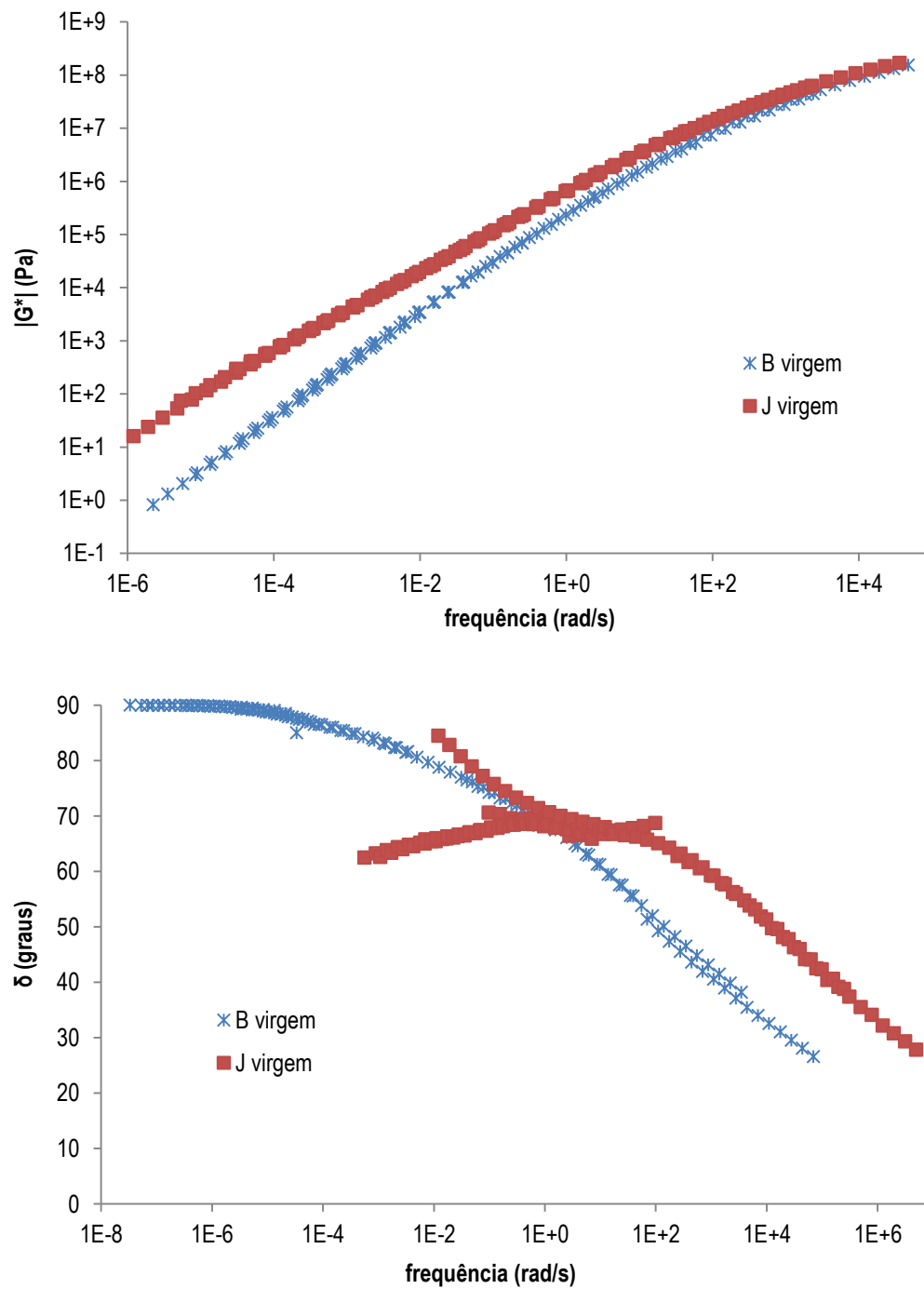


Figura A.35. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

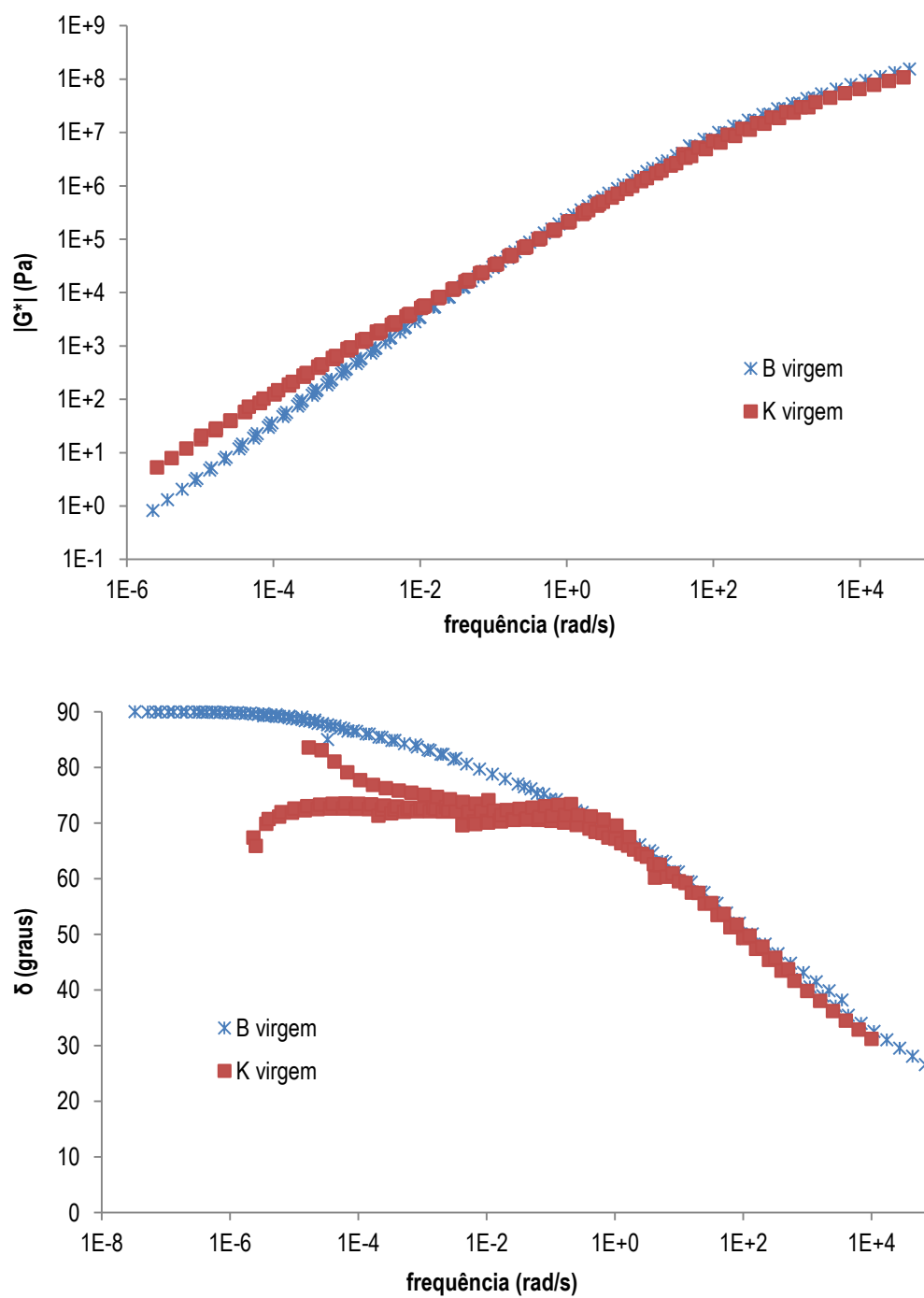


Figura A.36. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e K na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

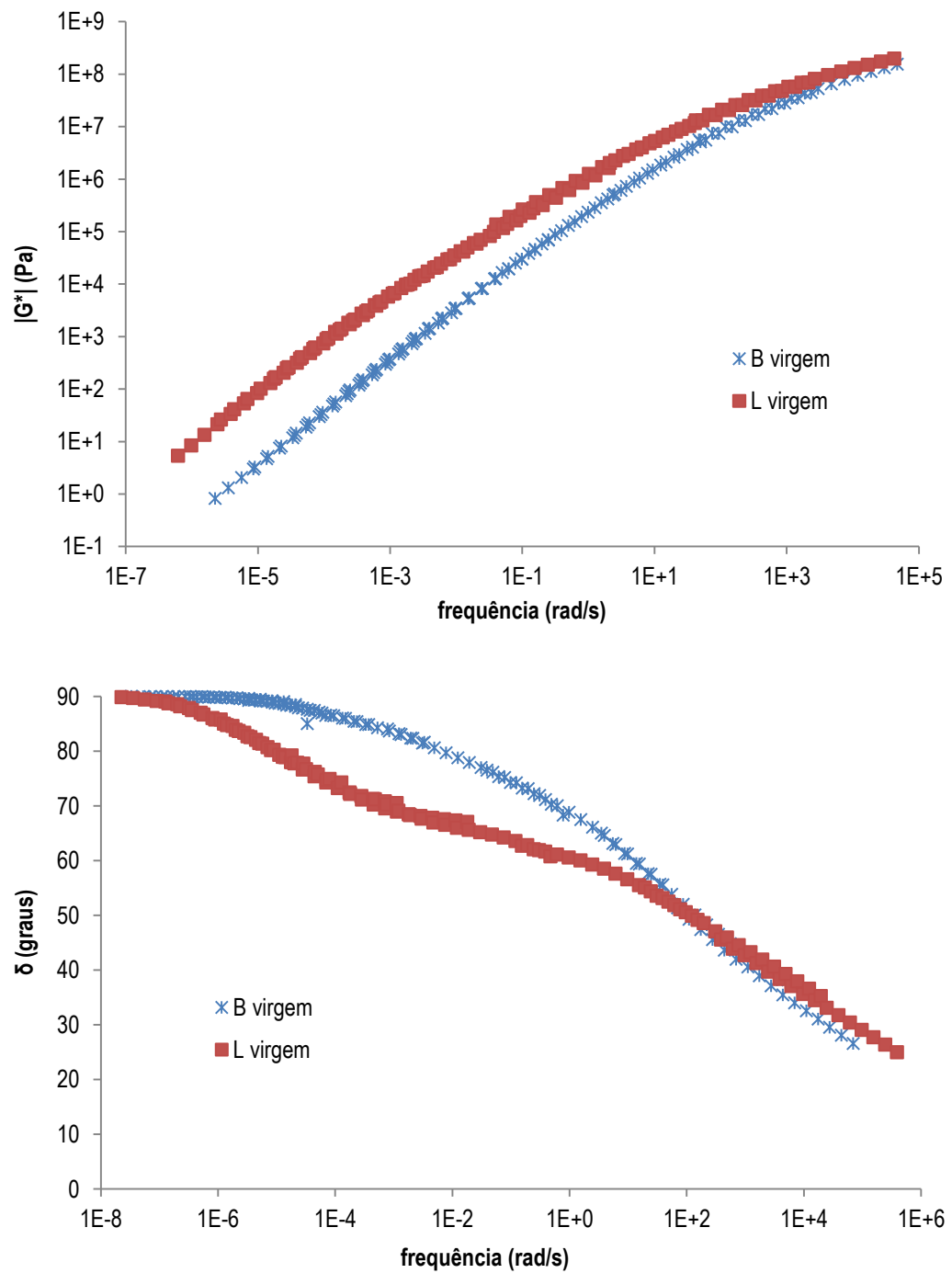


Figura A.37. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e L na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

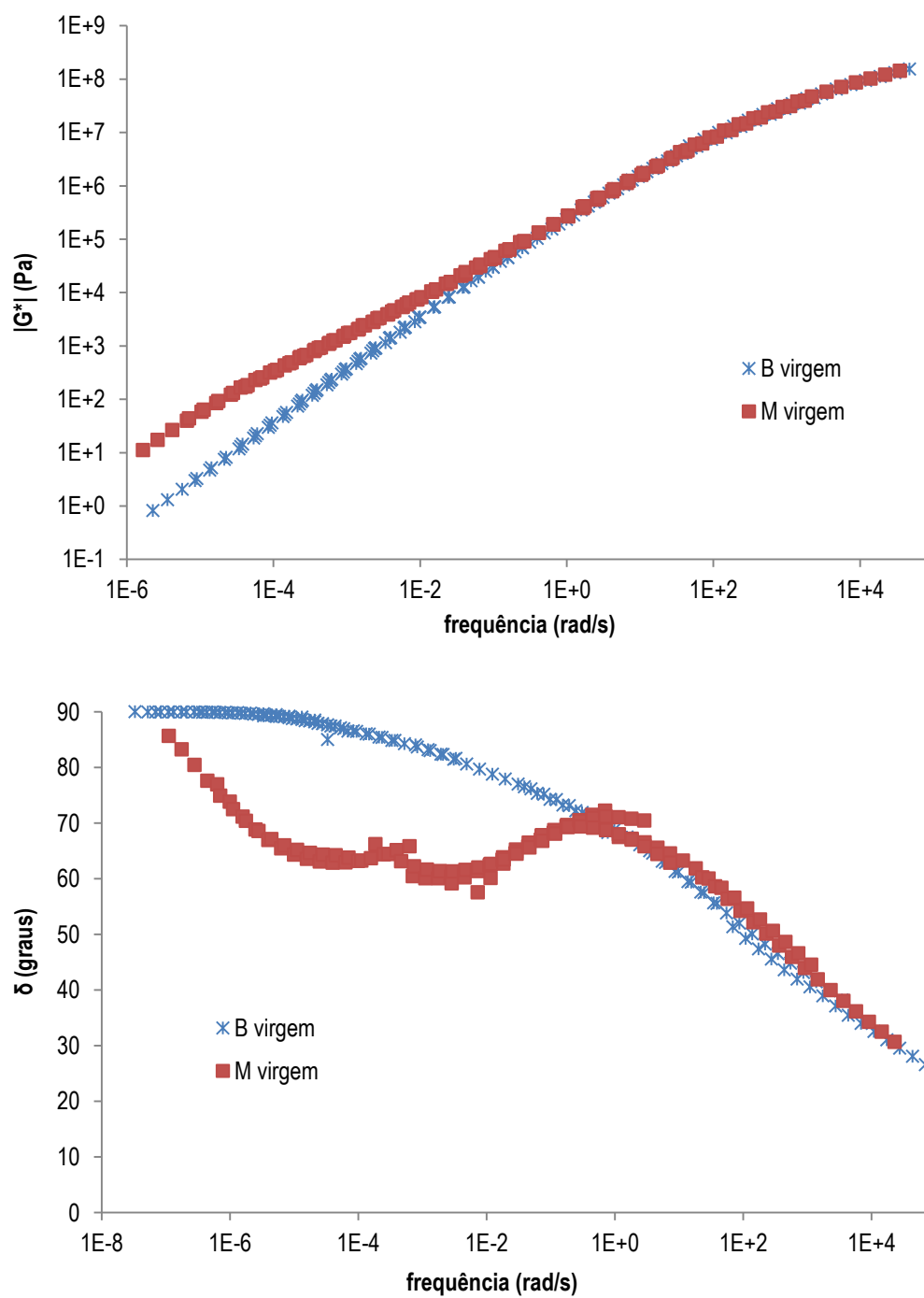


Figura A.38. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e M na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

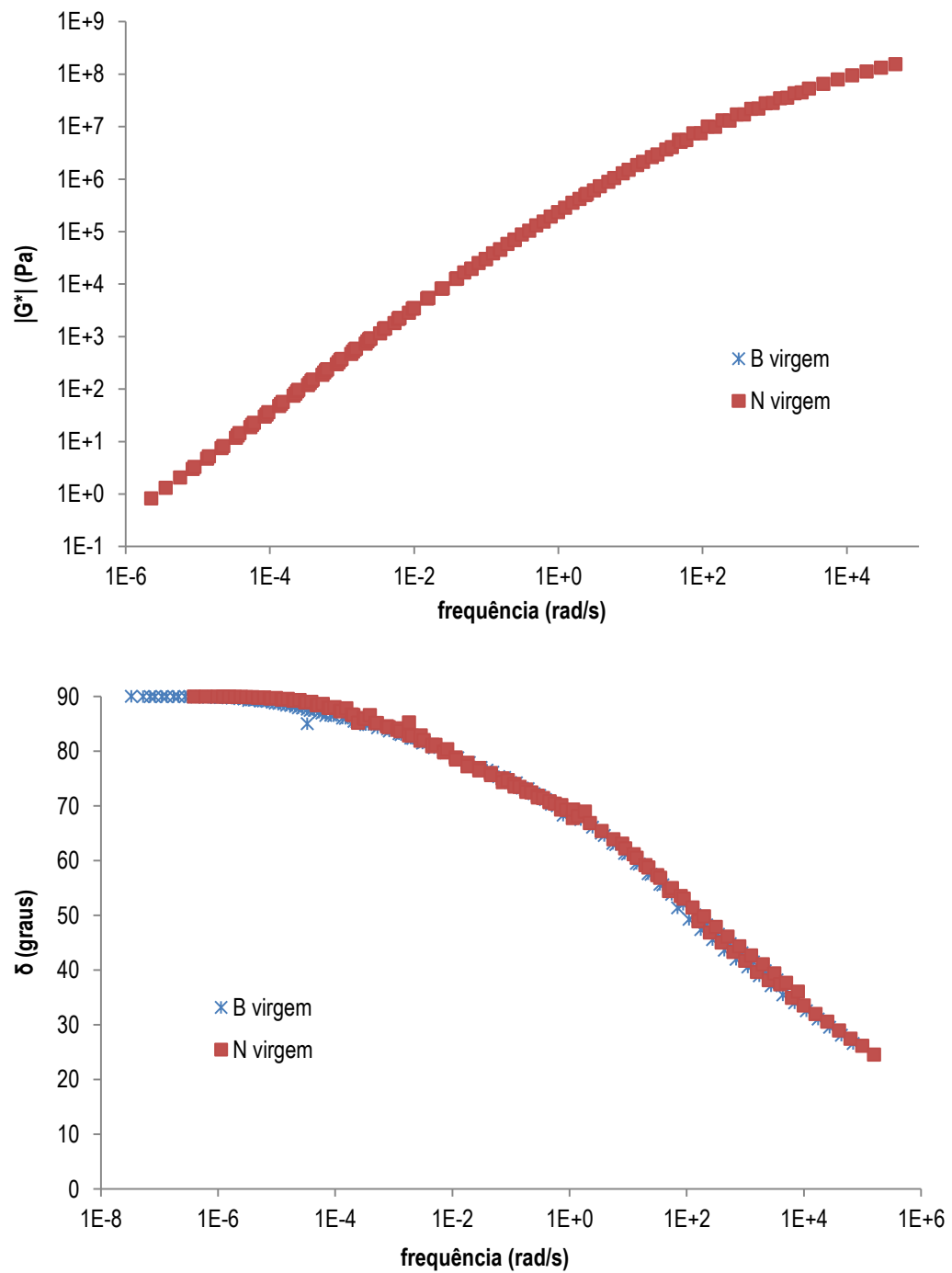


Figura A.39. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e N na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

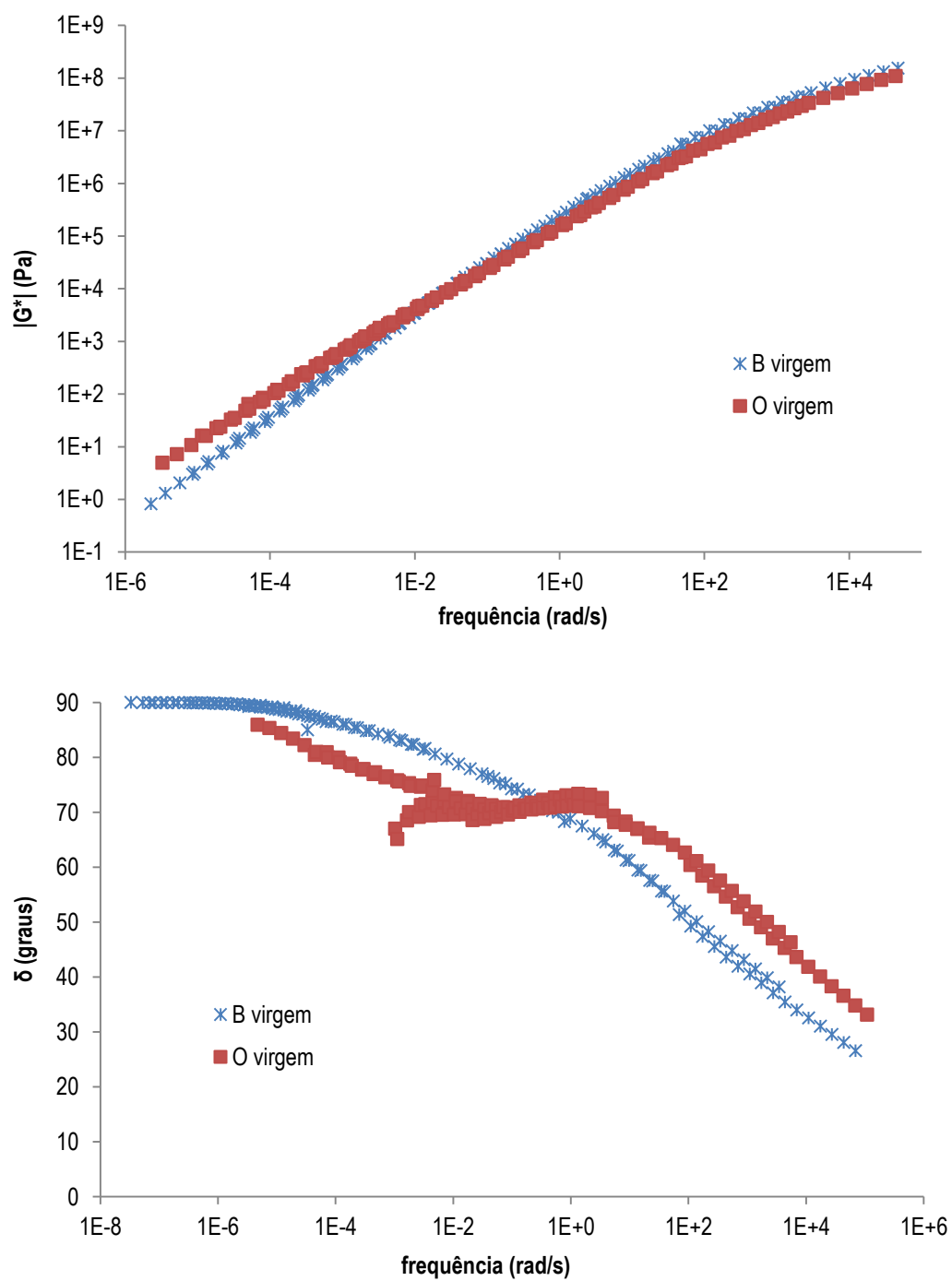


Figura A.40. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e O na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

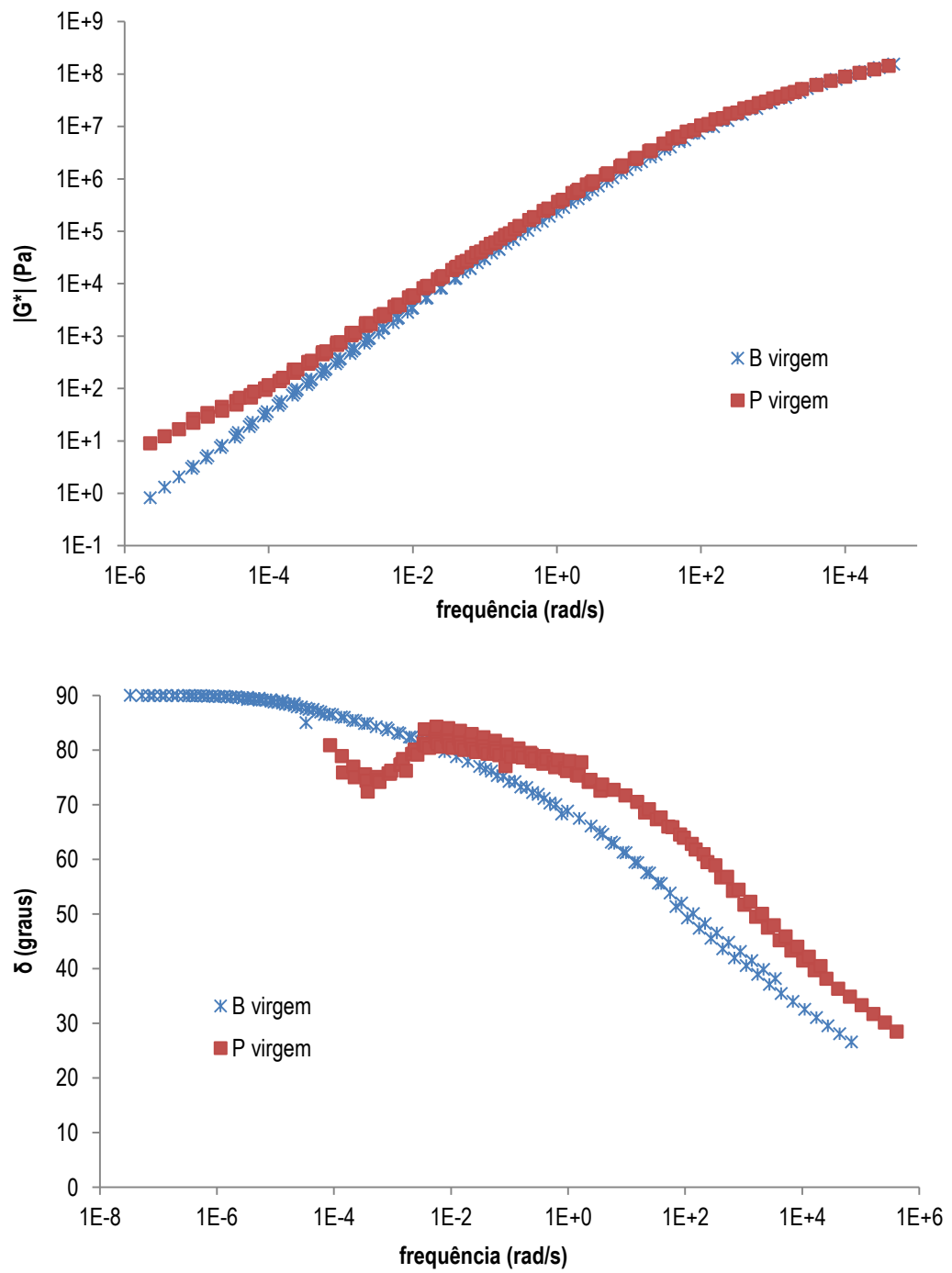


Figura A.41. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e P na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

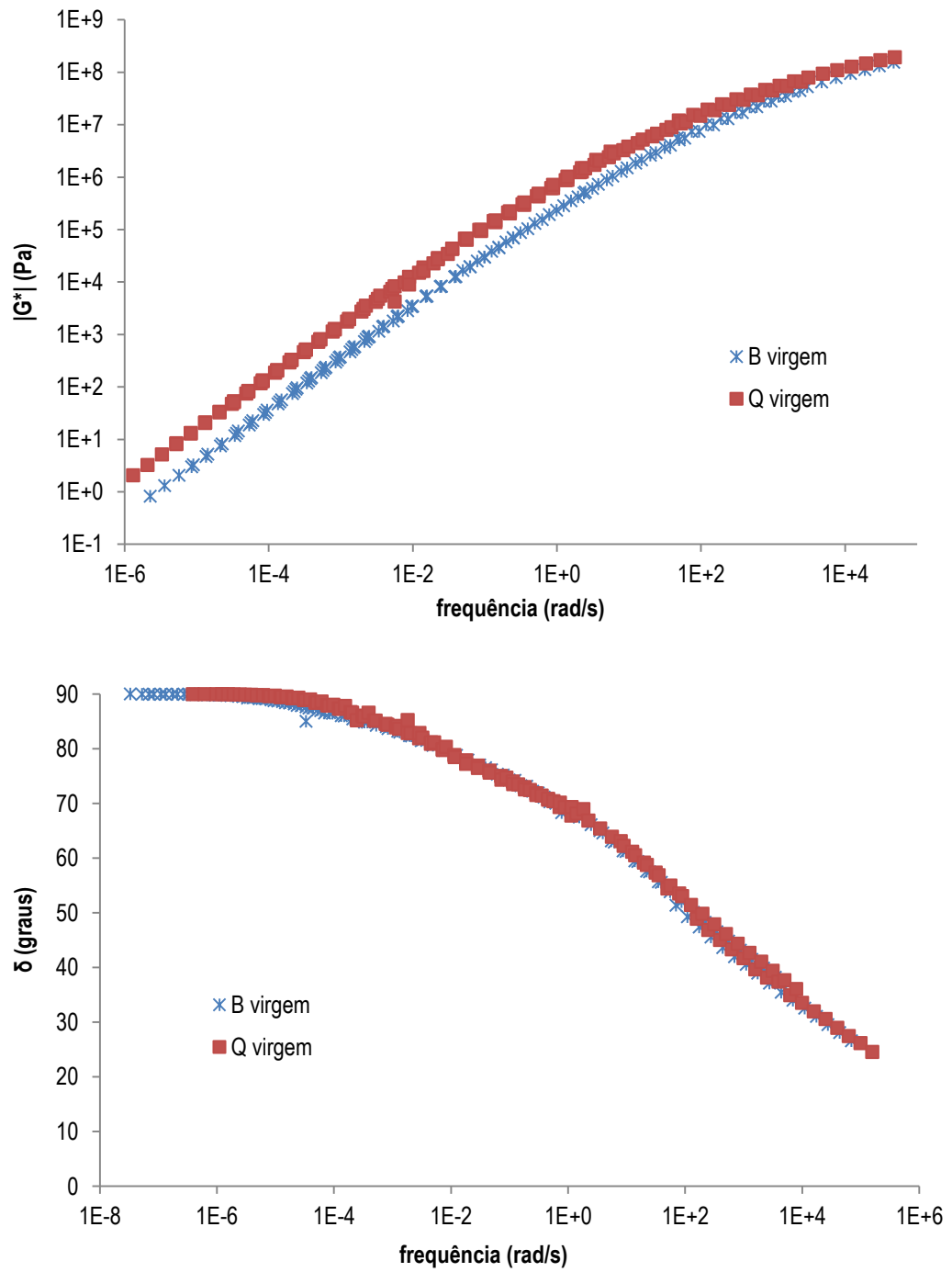


Figura A.42. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e Q na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura A.43. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e R na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

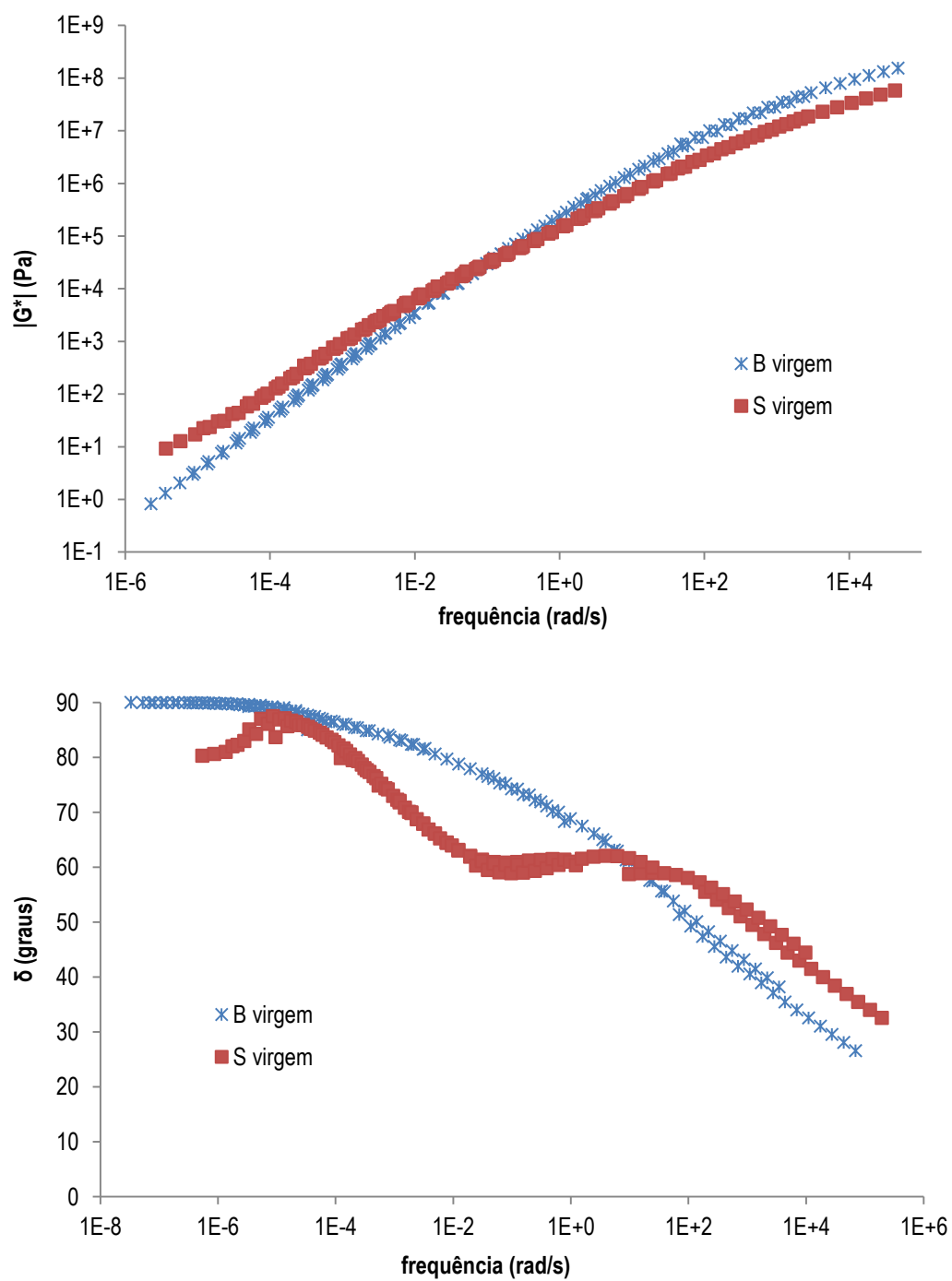


Figura A.44. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e S na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

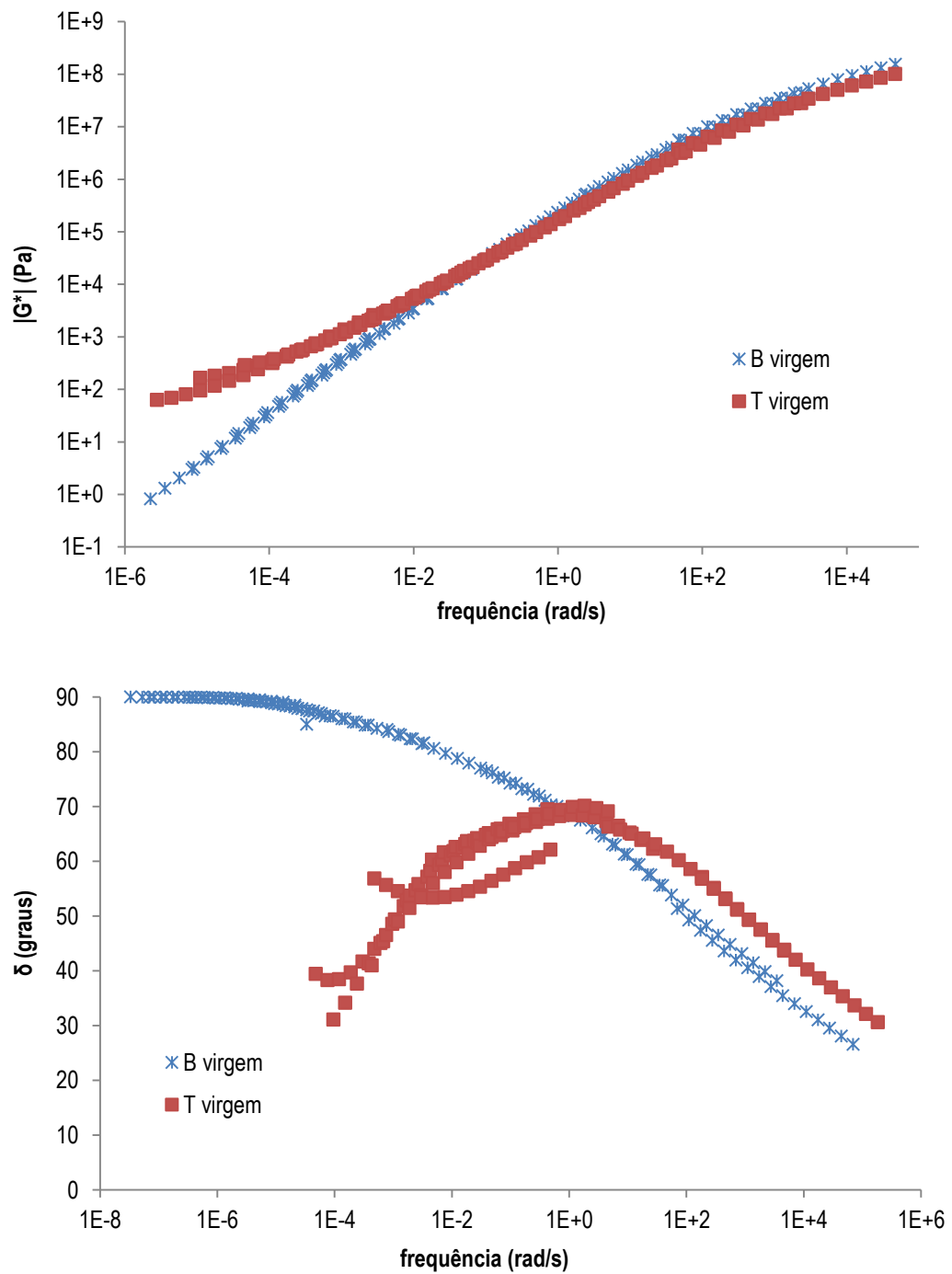


Figura A.45. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e T na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

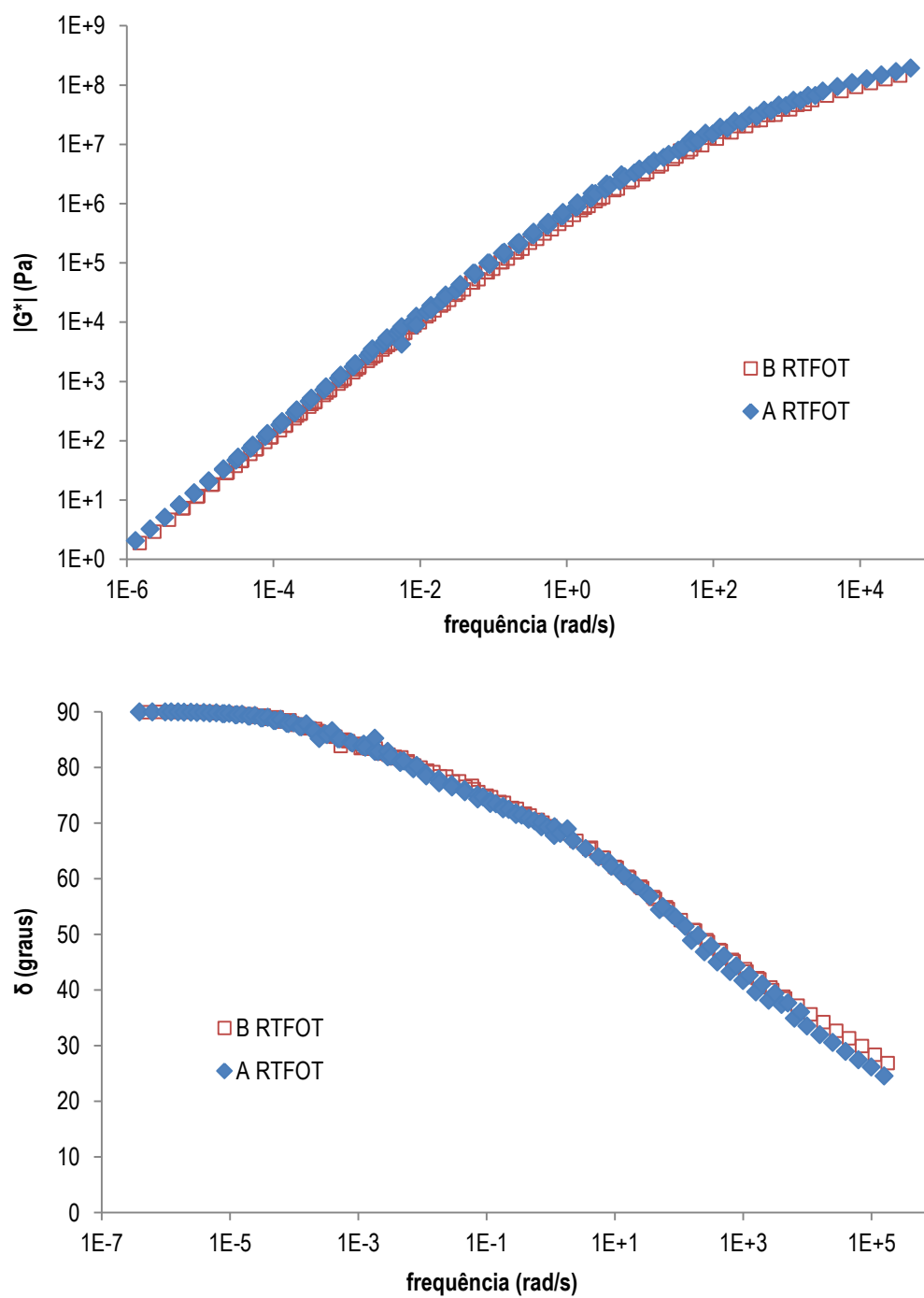


Figura A.46. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e A envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

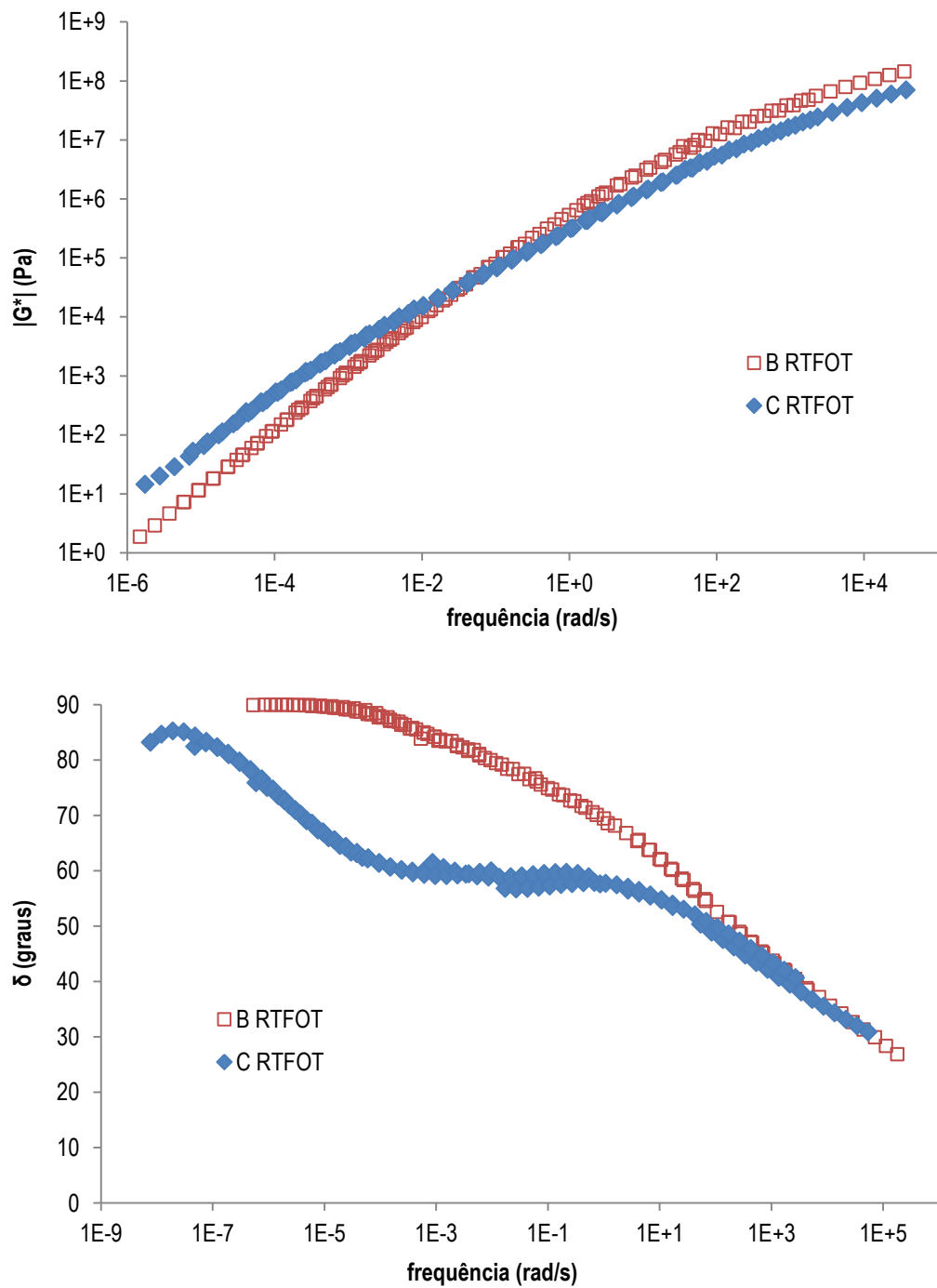


Figura A.47. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

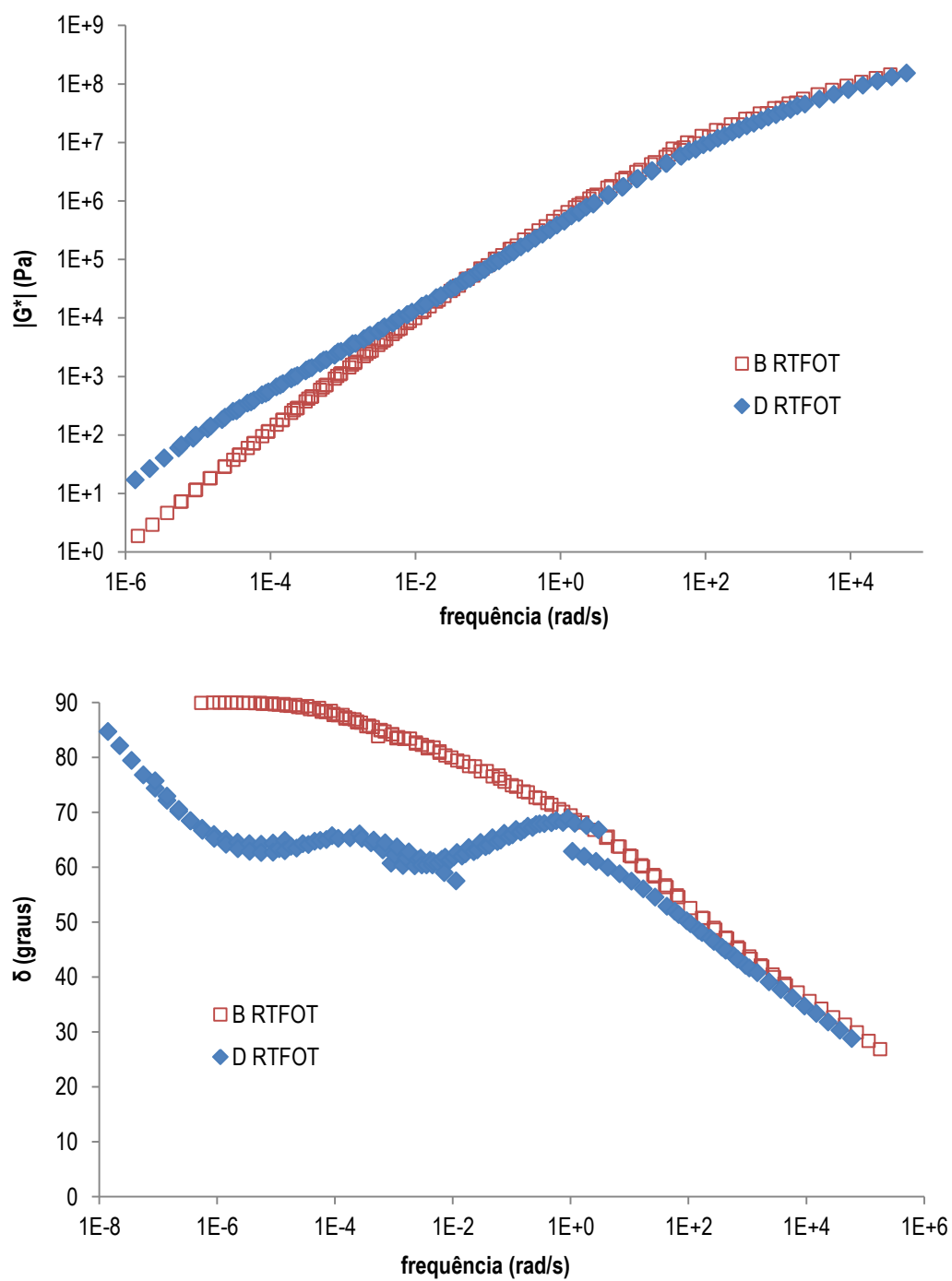


Figura A.48. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

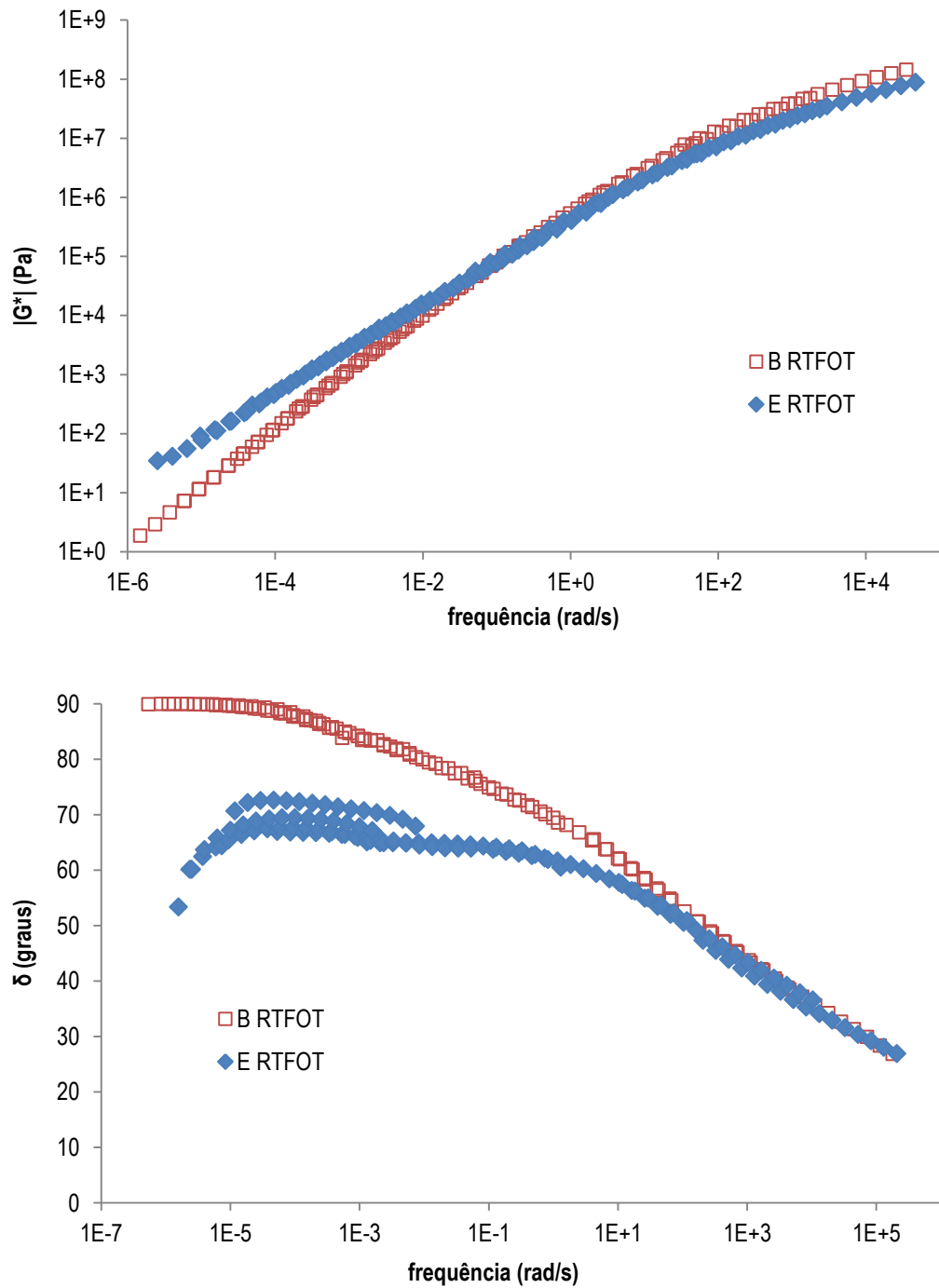


Figura A.49. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

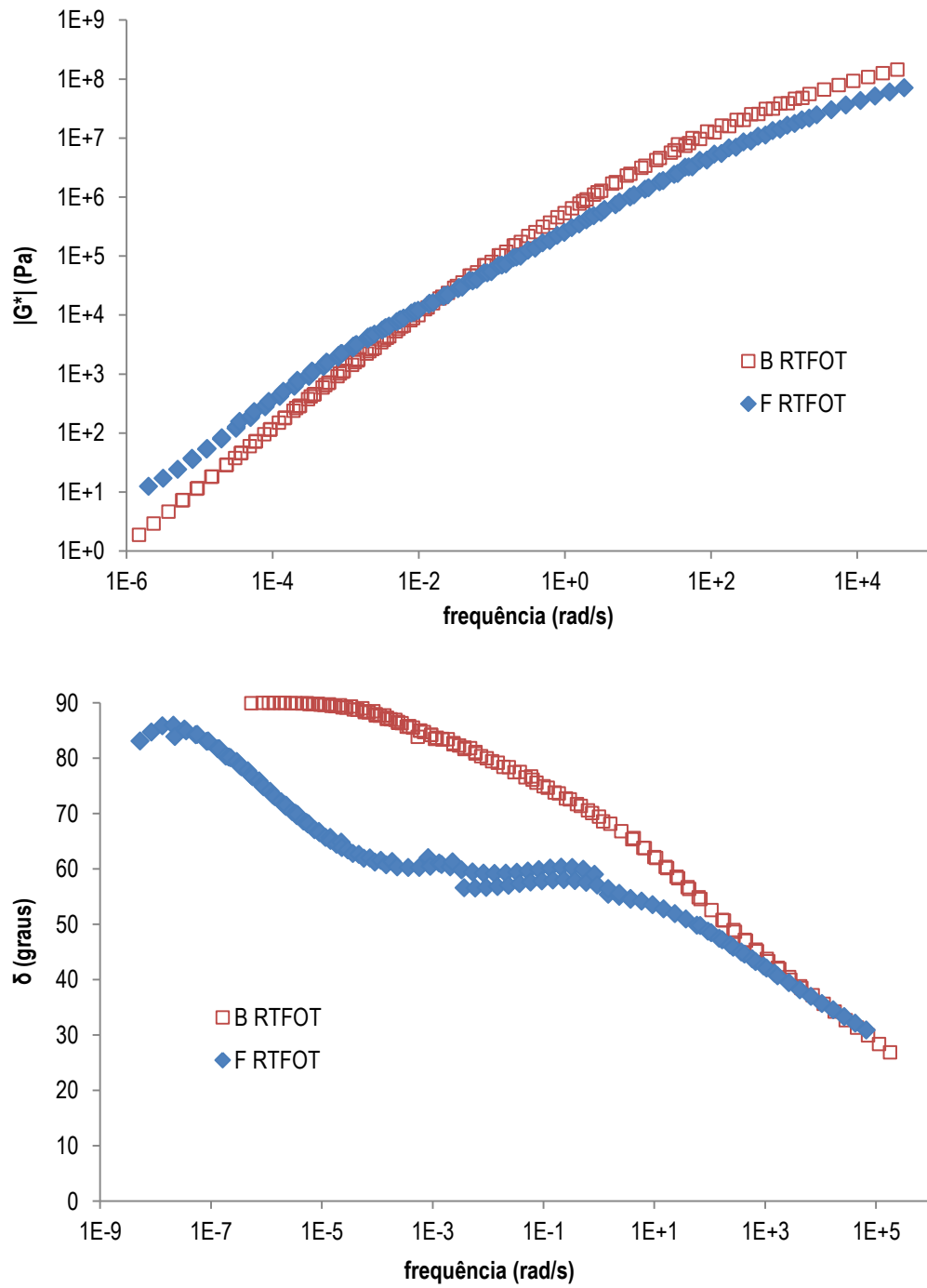


Figura A.50. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F na condição virgem – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

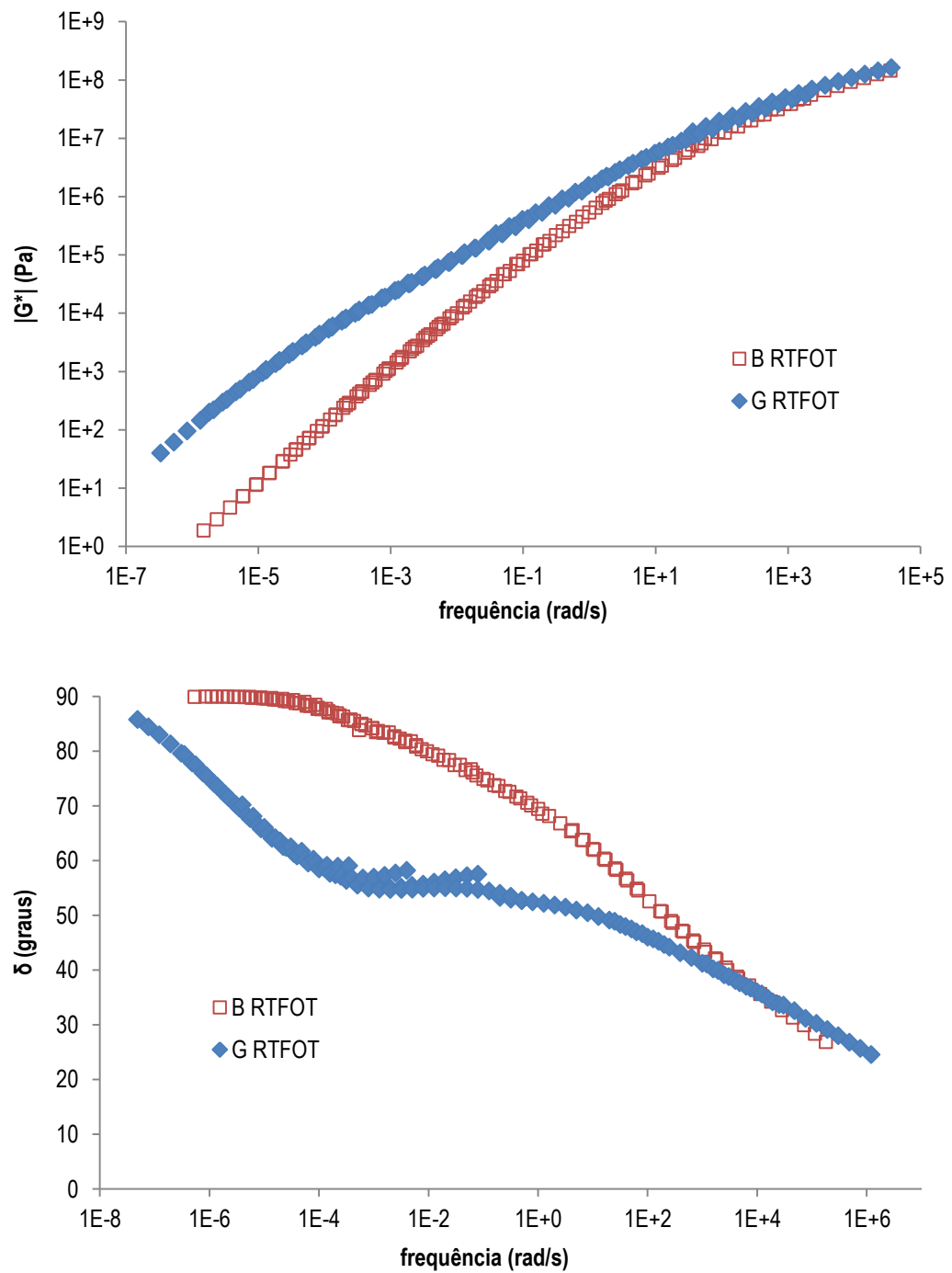


Figura A.51. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

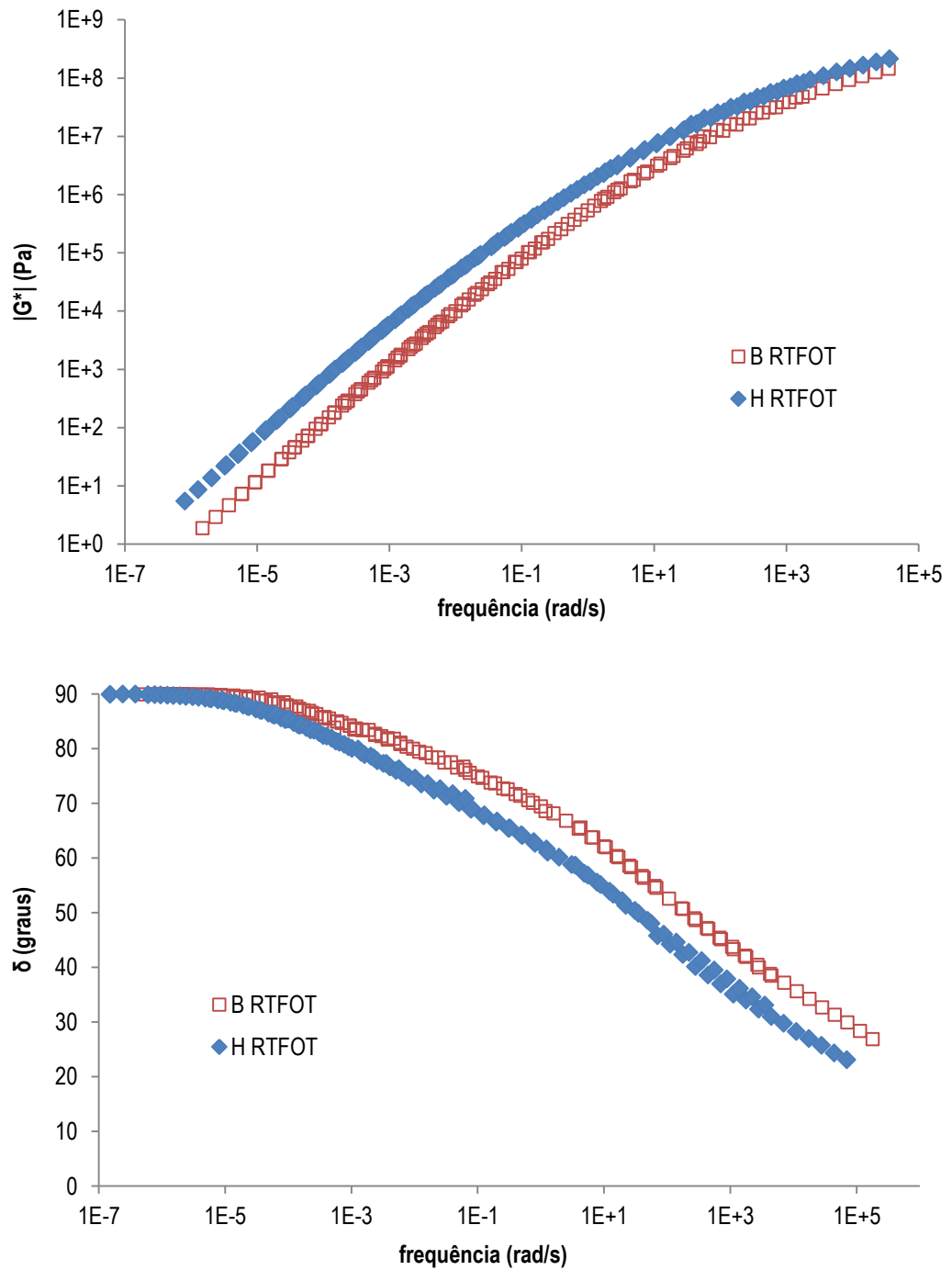


Figura A.52. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

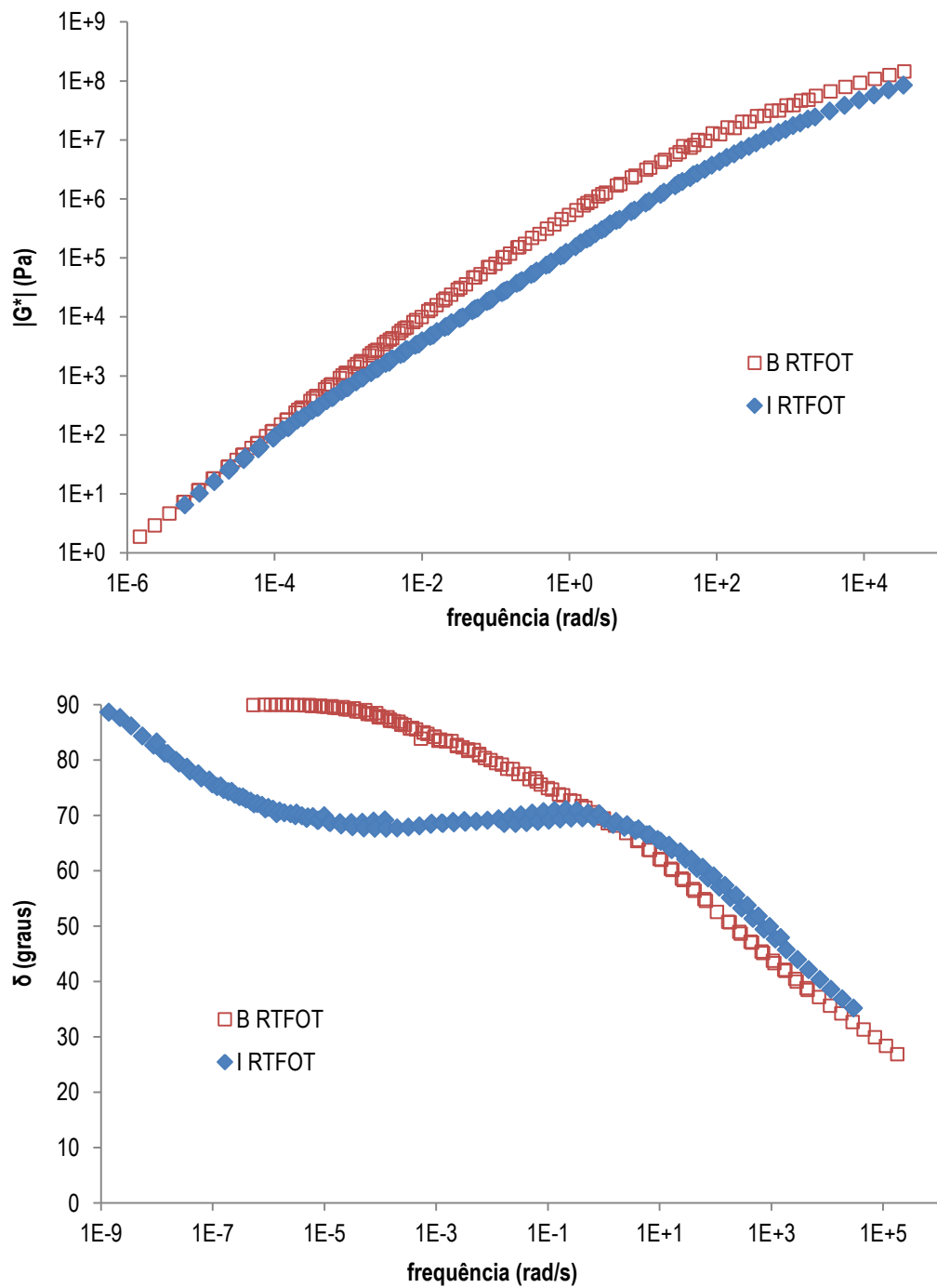


Figura A.53. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

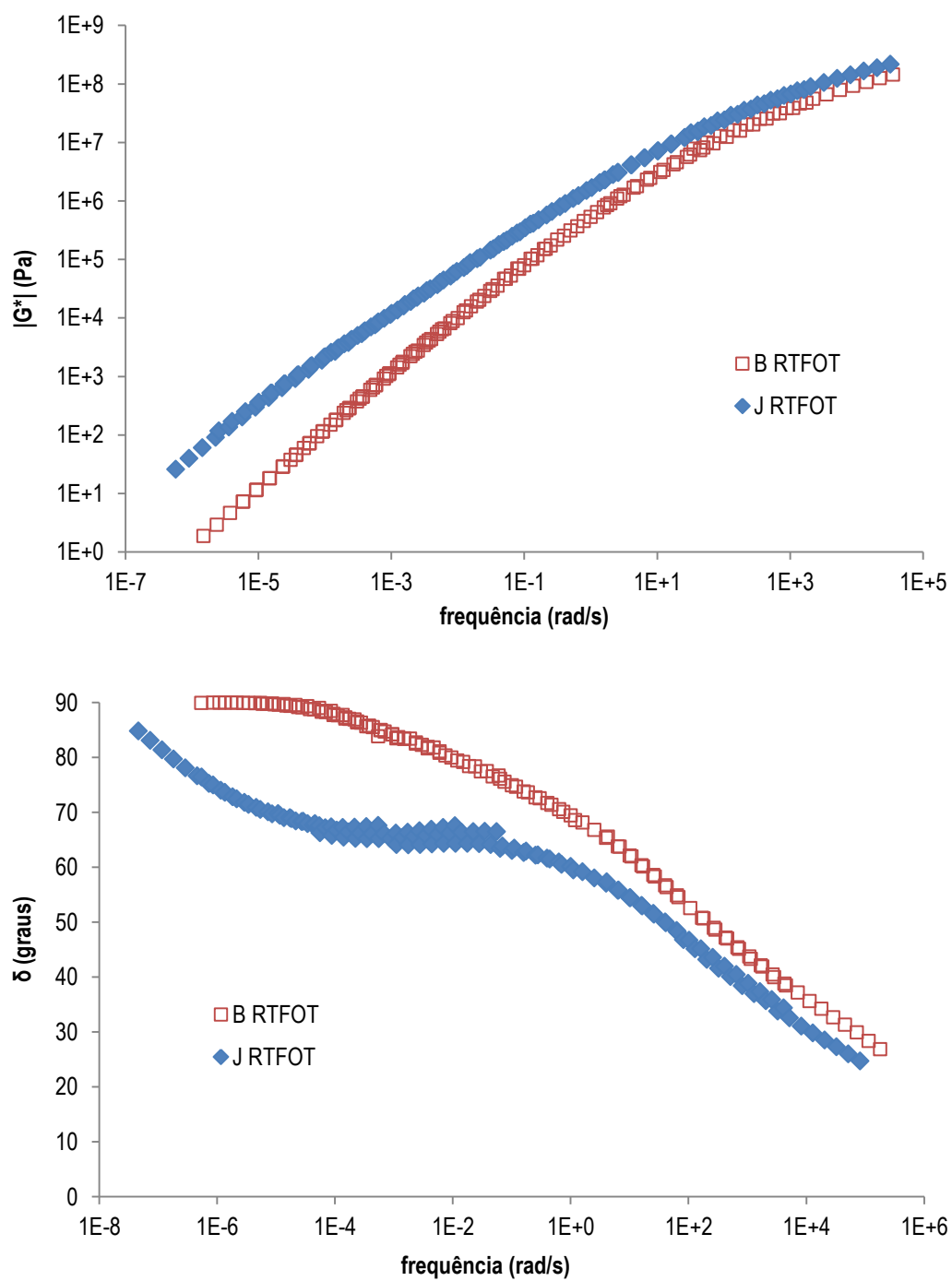


Figura A.54. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

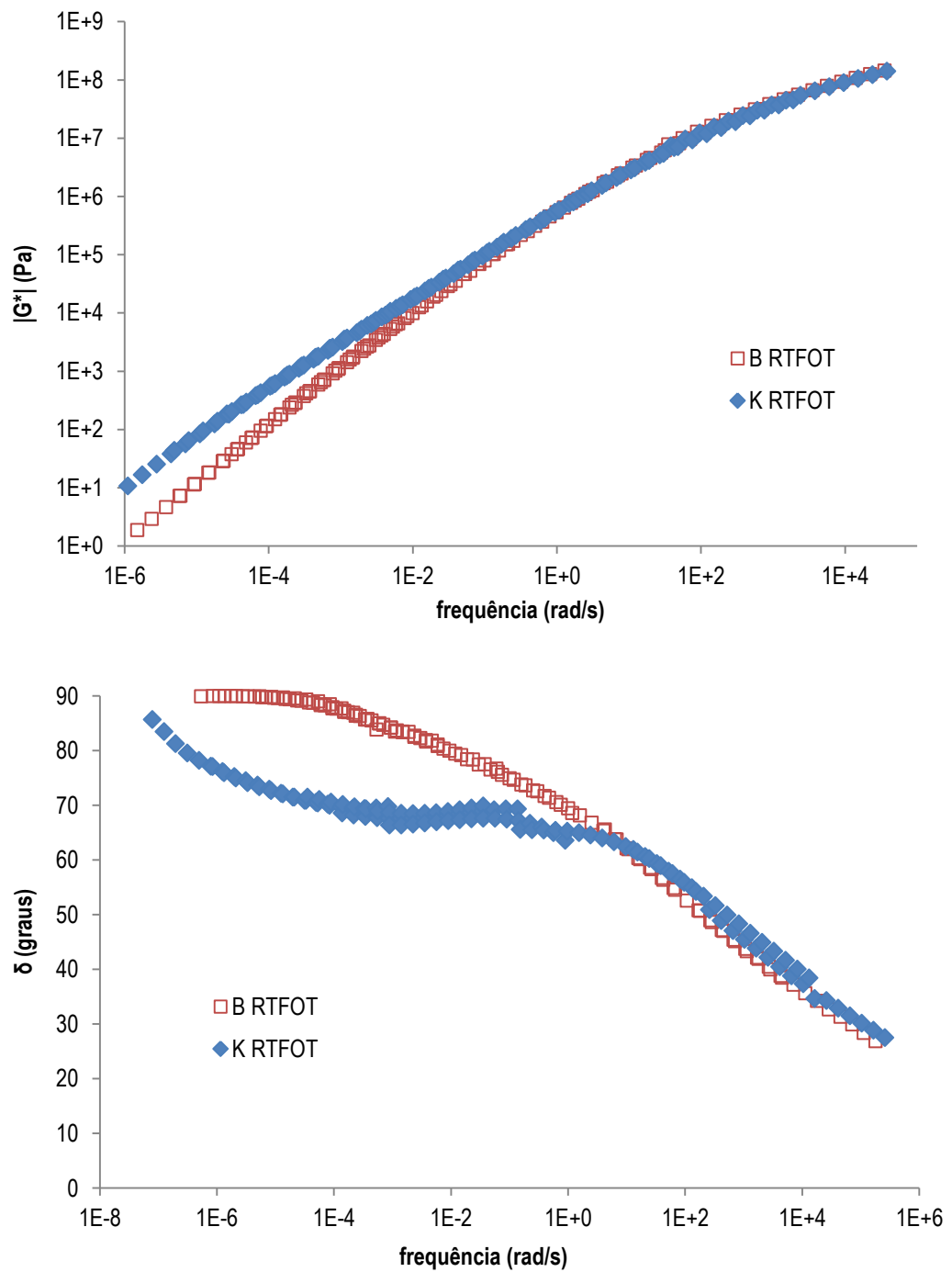


Figura A.55. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e K envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

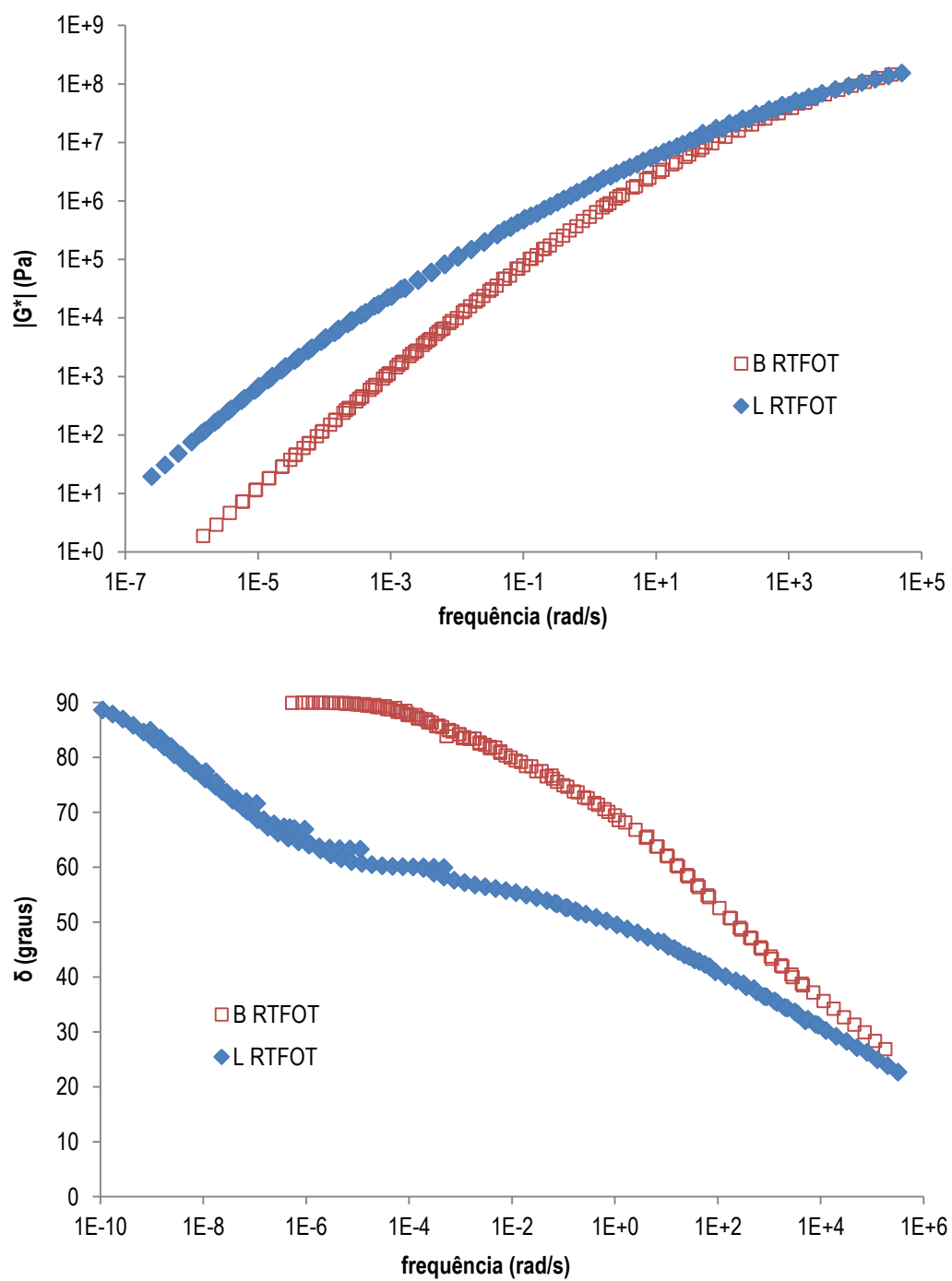


Figura A.56. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e L envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

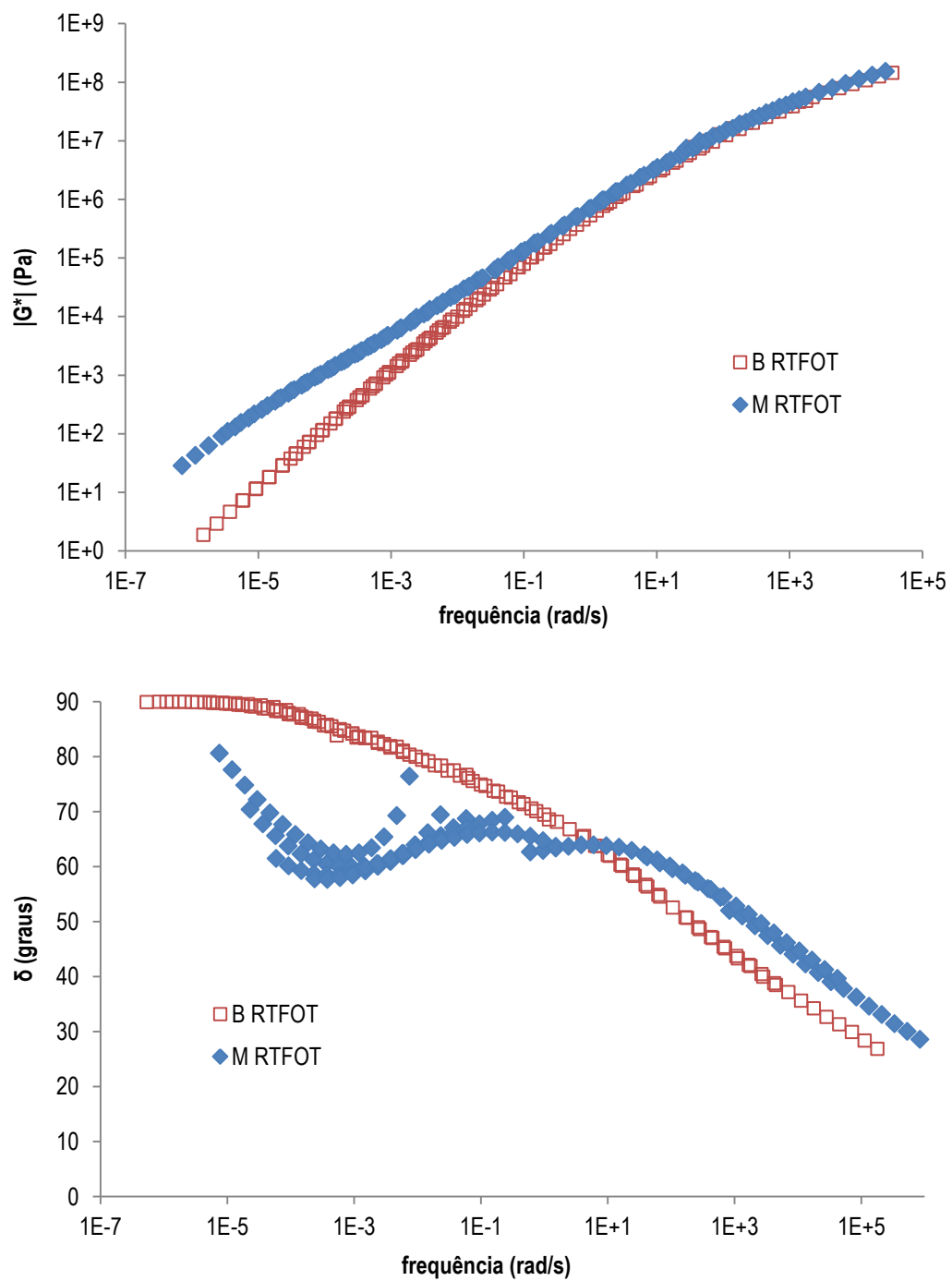


Figura A.57. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e M envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

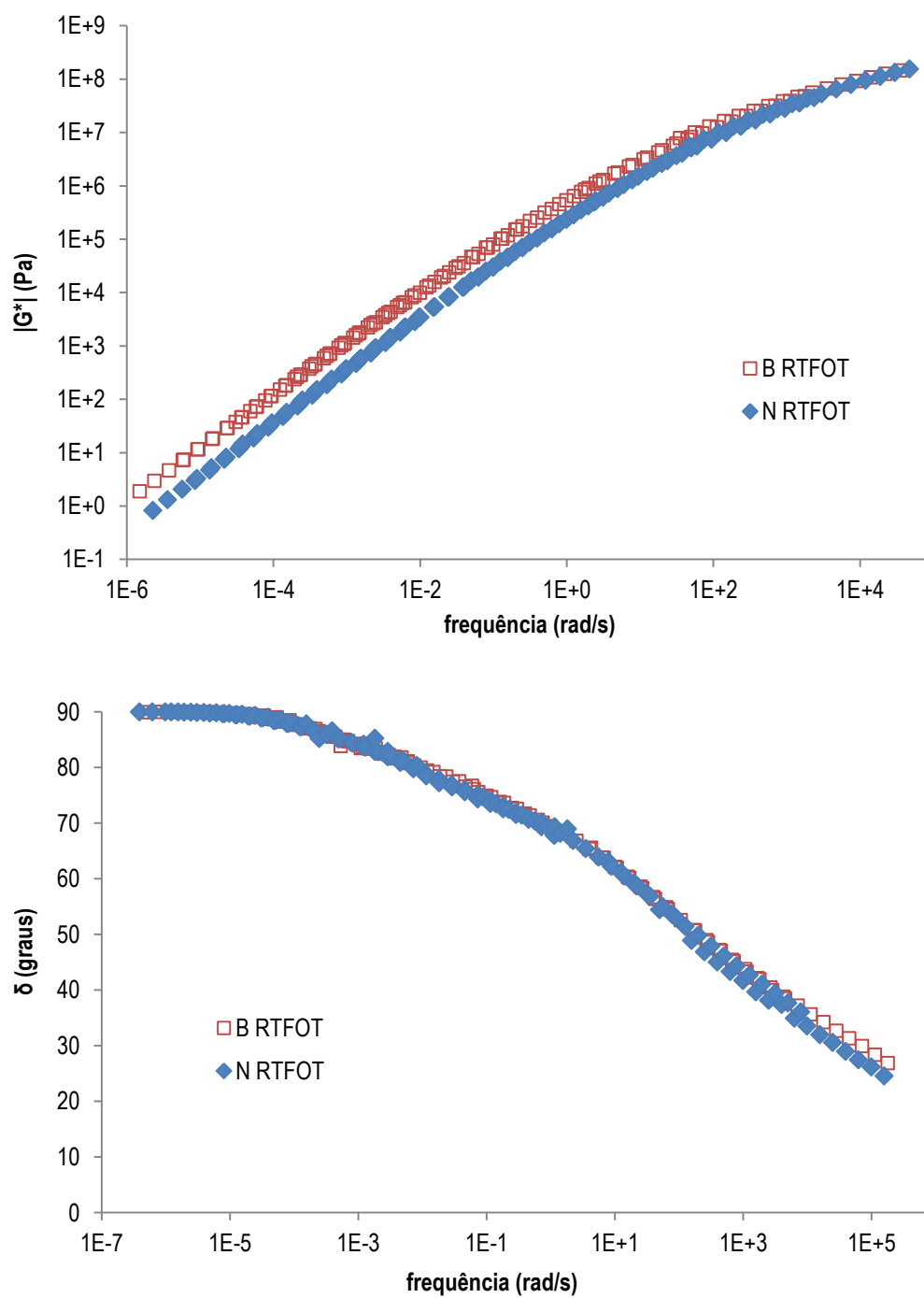


Figura A.58. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e N envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

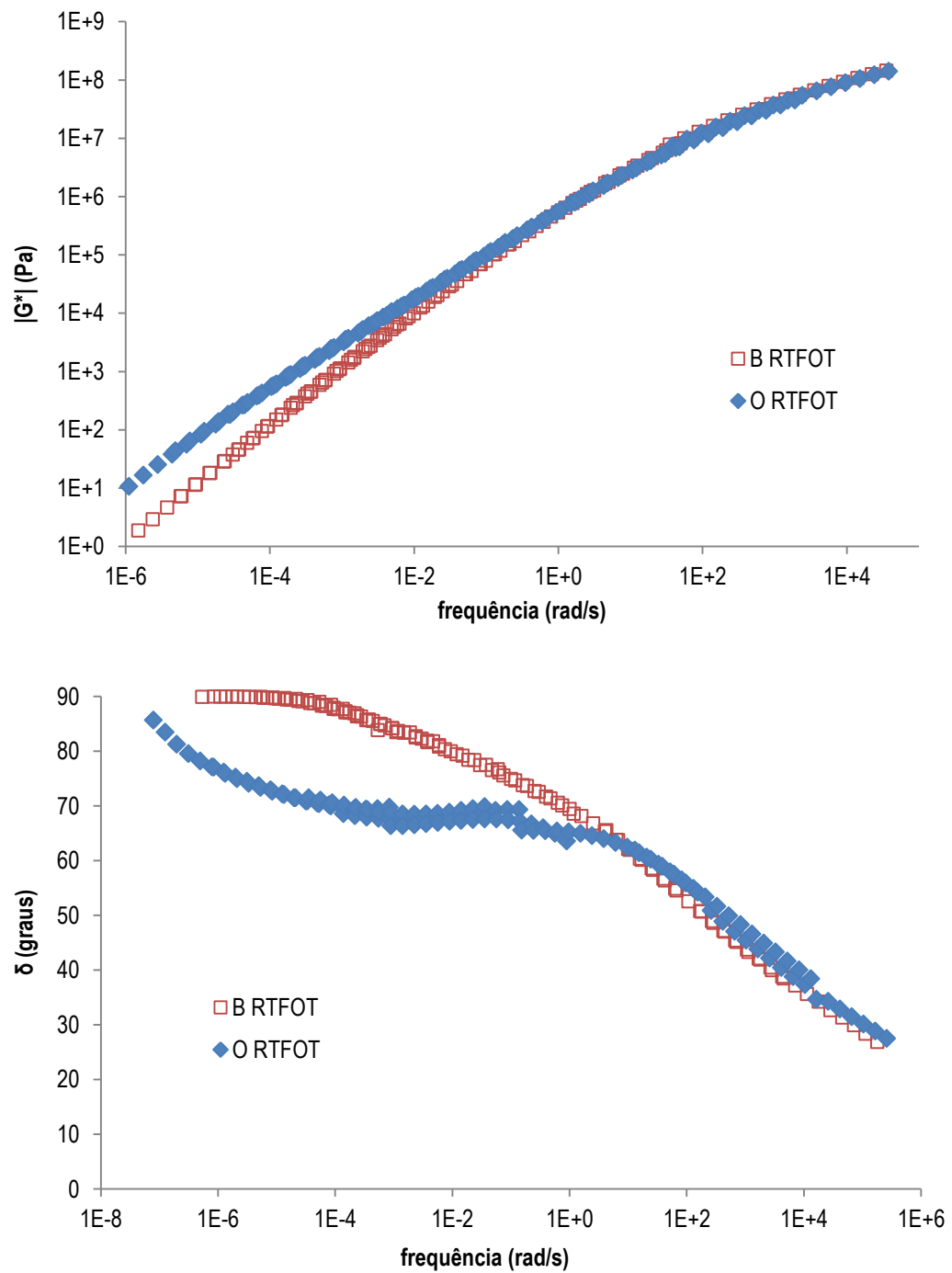


Figura A.59. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e O envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

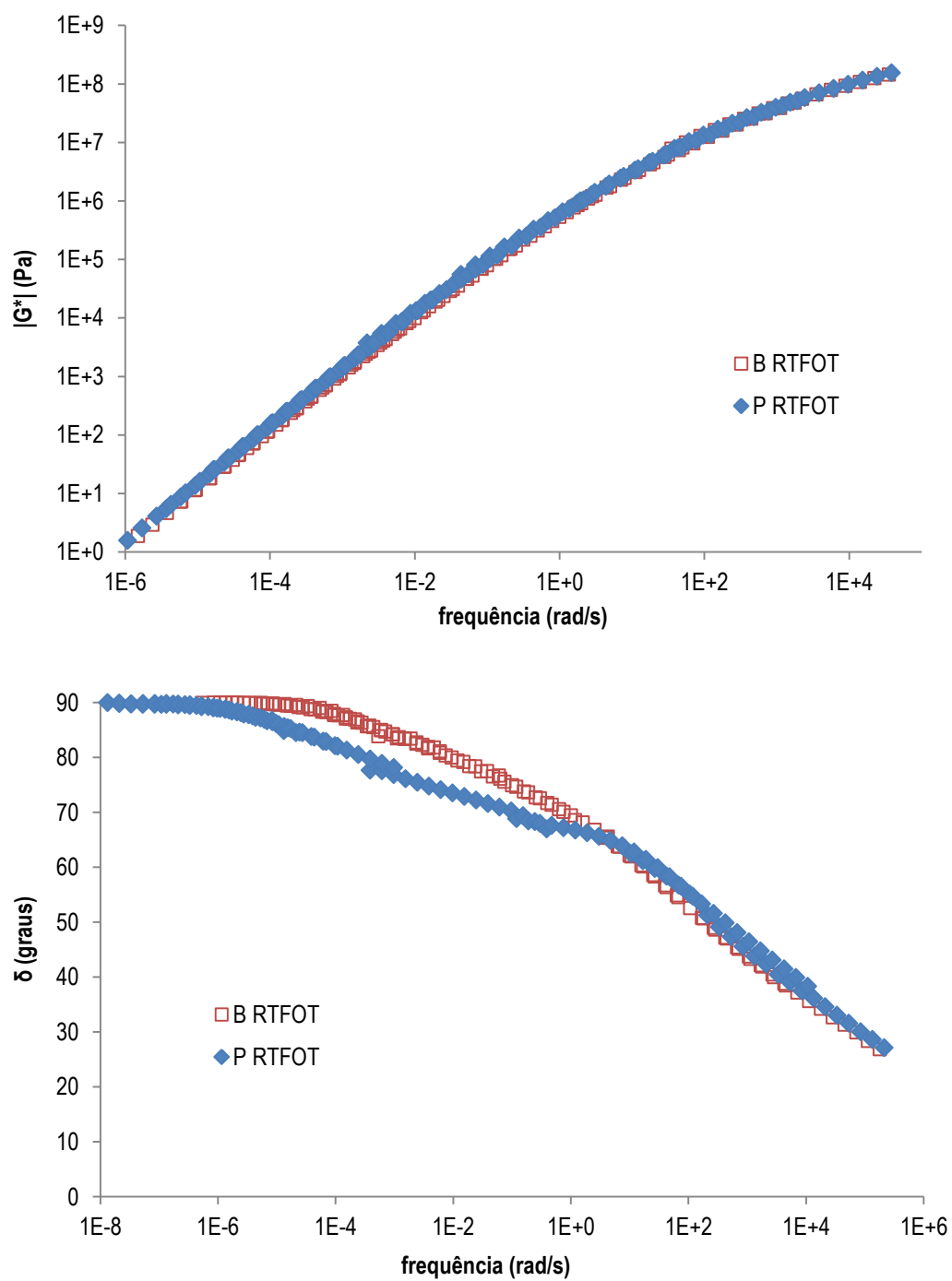


Figura A.60. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e P envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

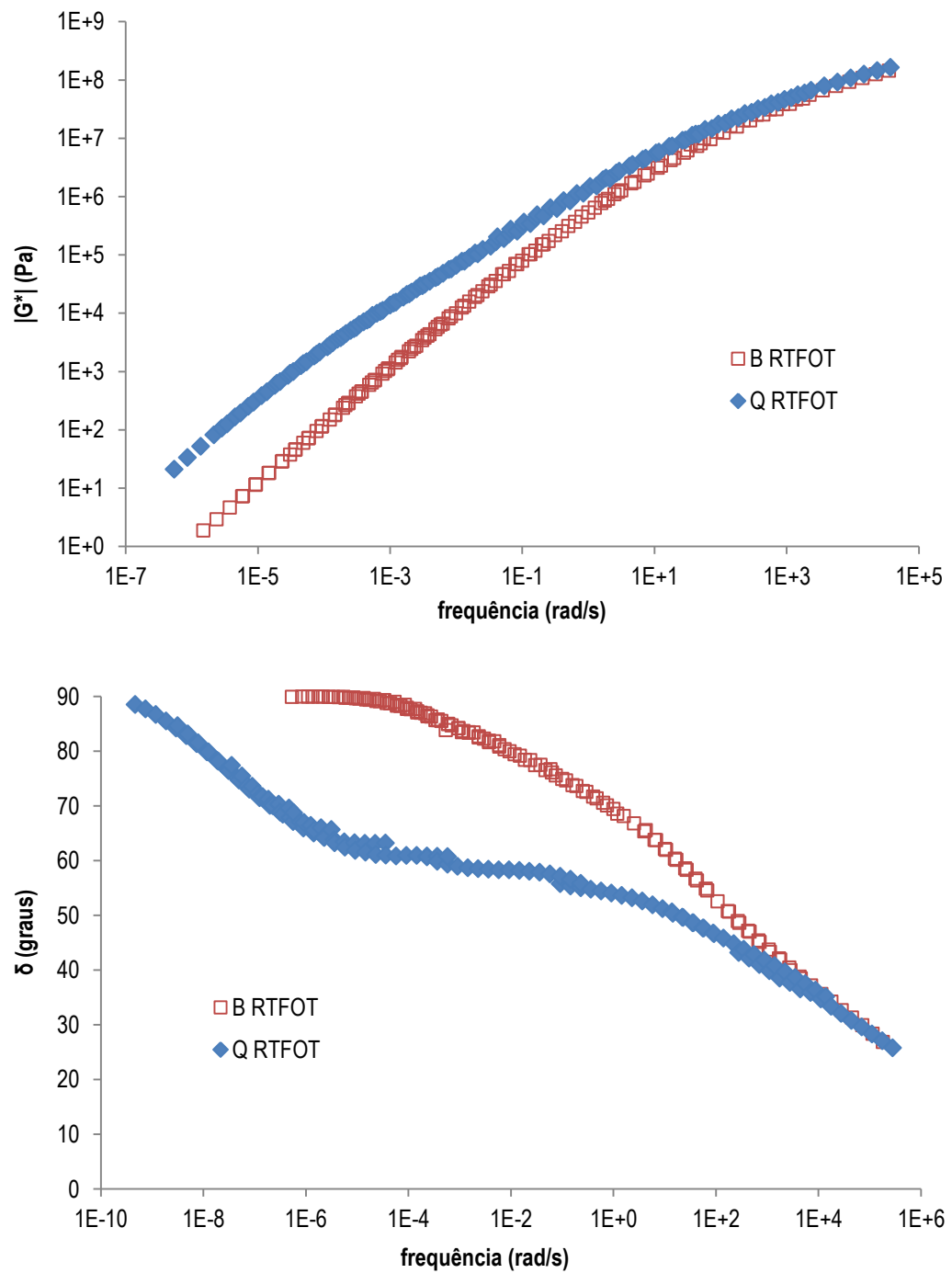


Figura A.61. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e Q envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura A.62. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e R envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

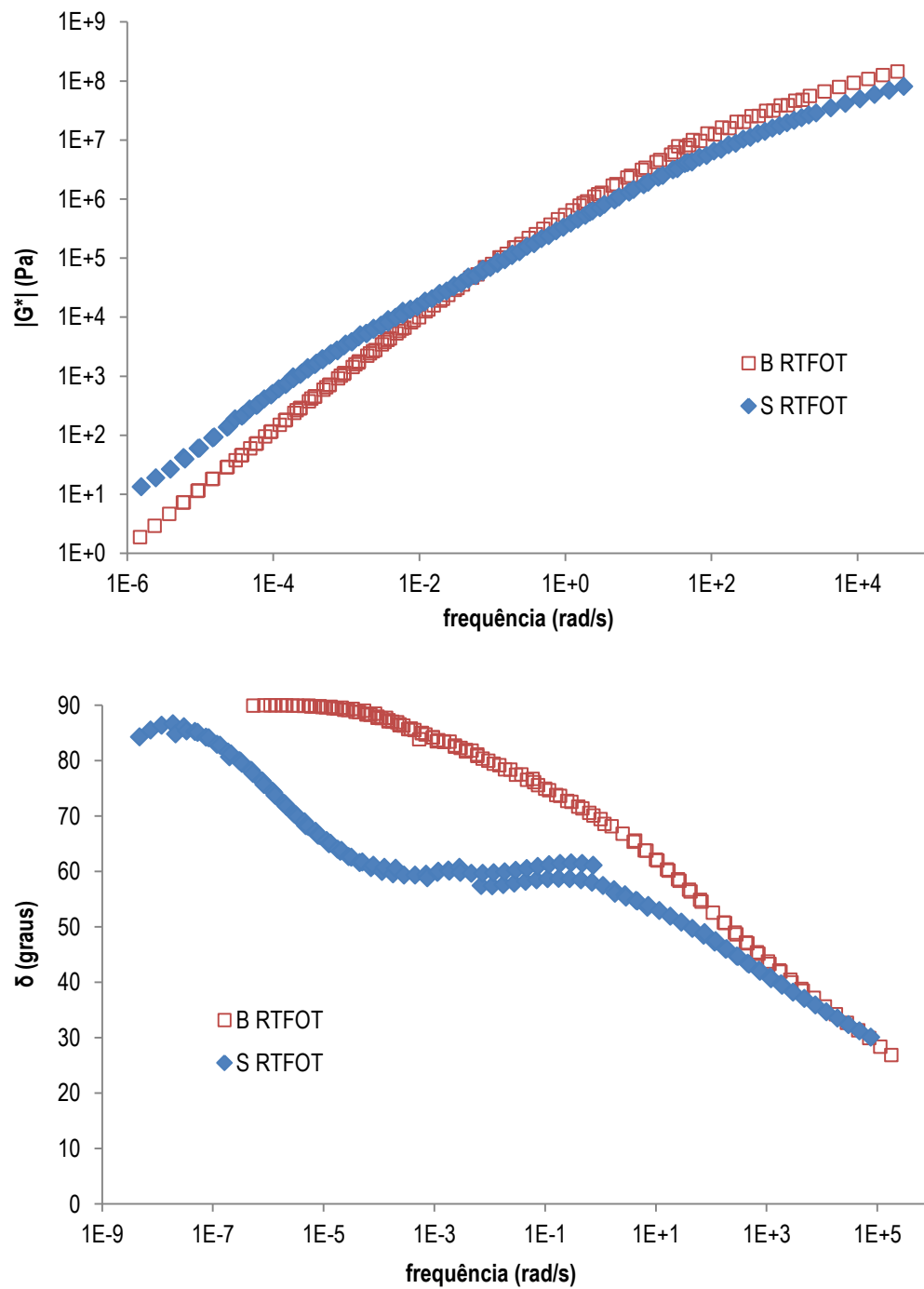


Figura A.63. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e S envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

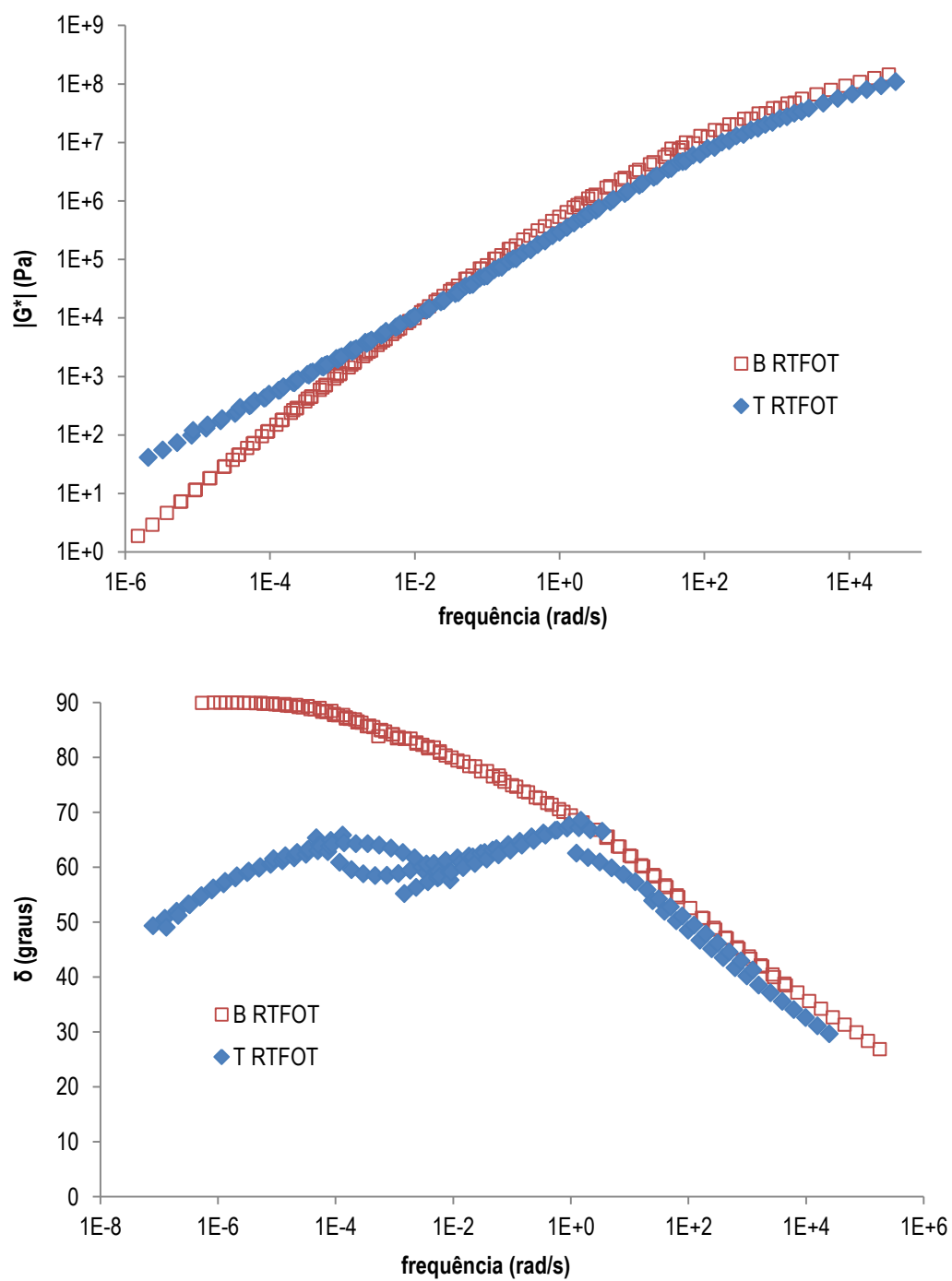


Figura A.64. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e T envelhecidas a curto prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

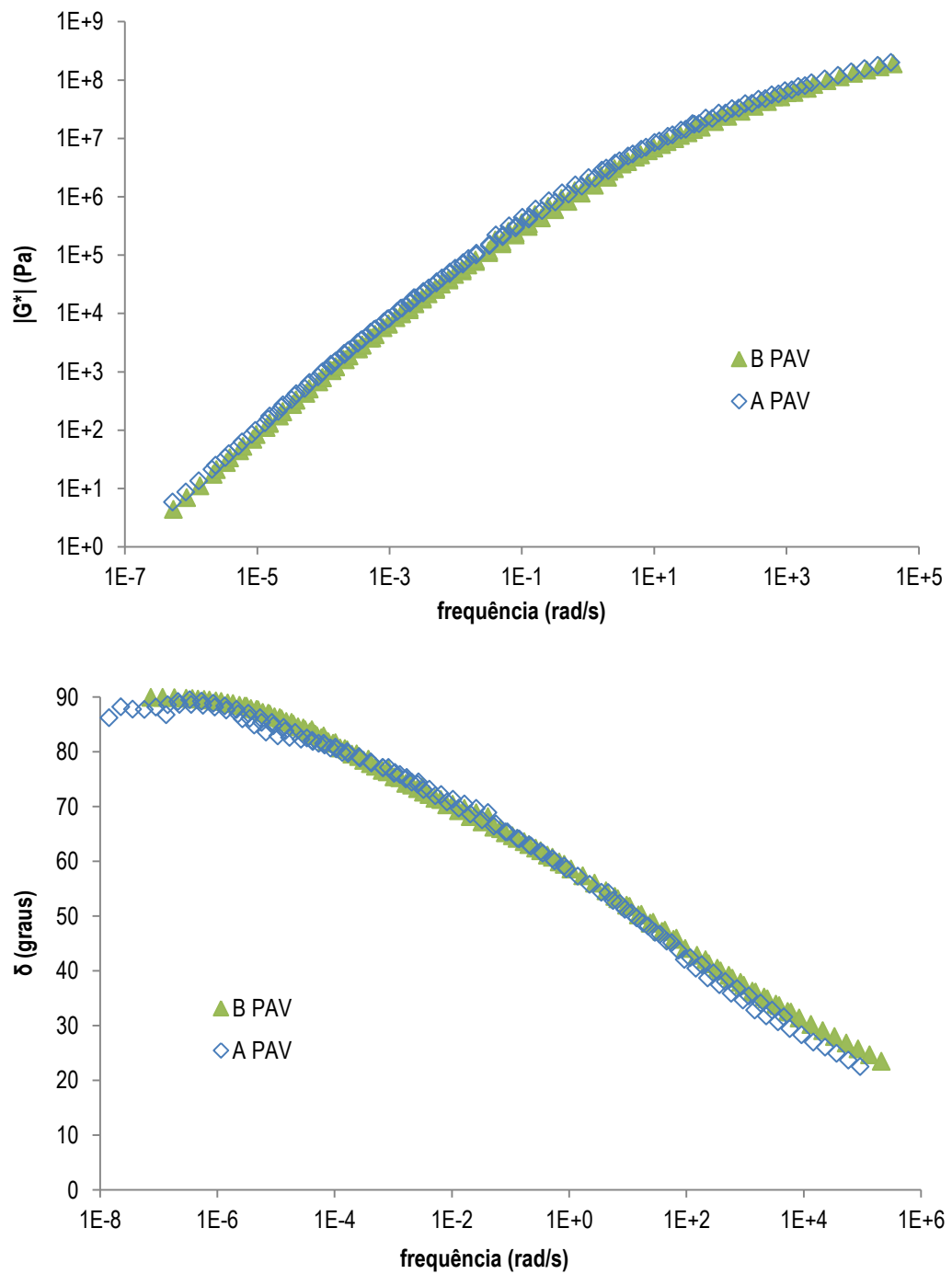


Figura A.65. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e A envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

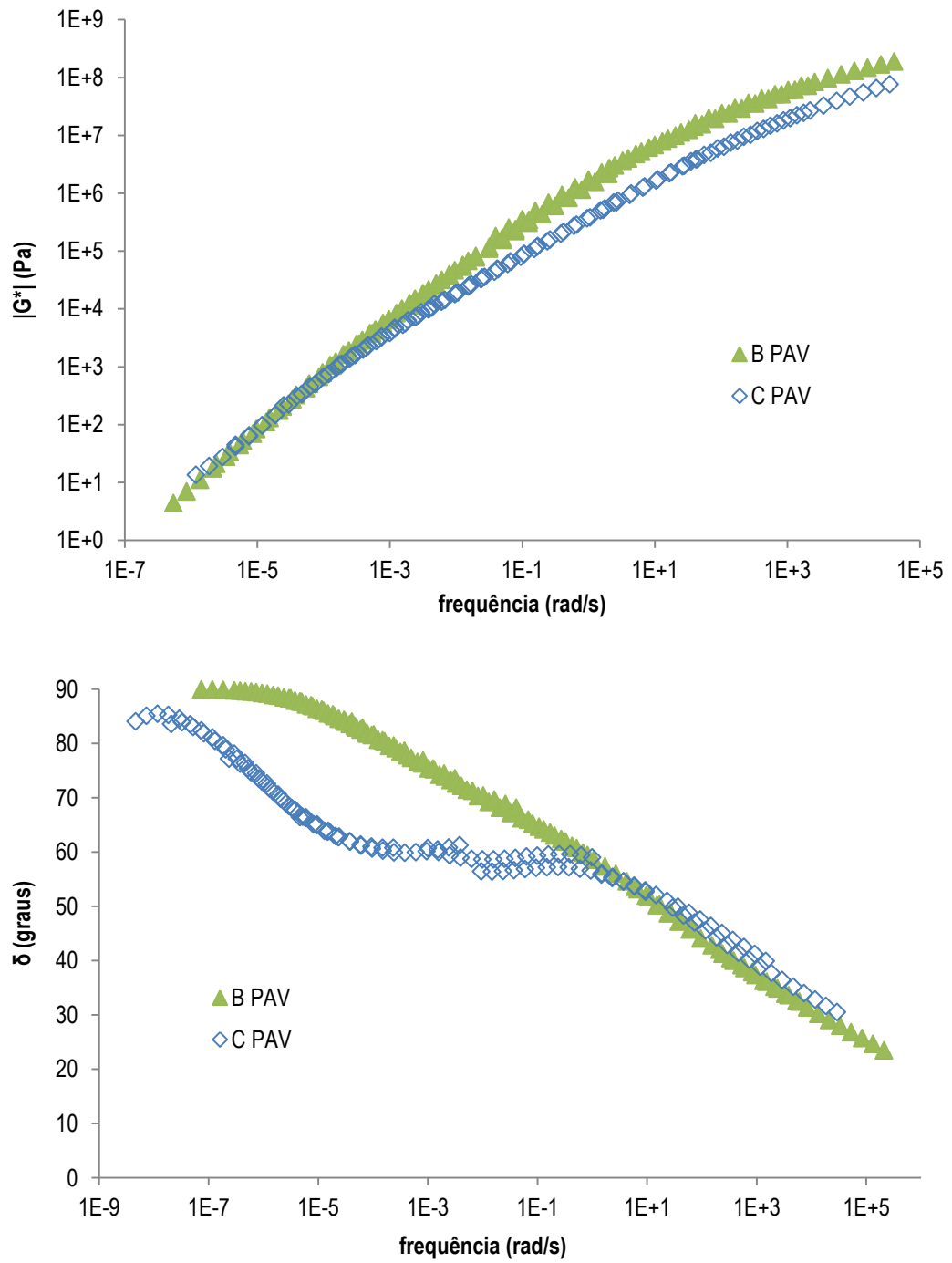


Figura A.66. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e C envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

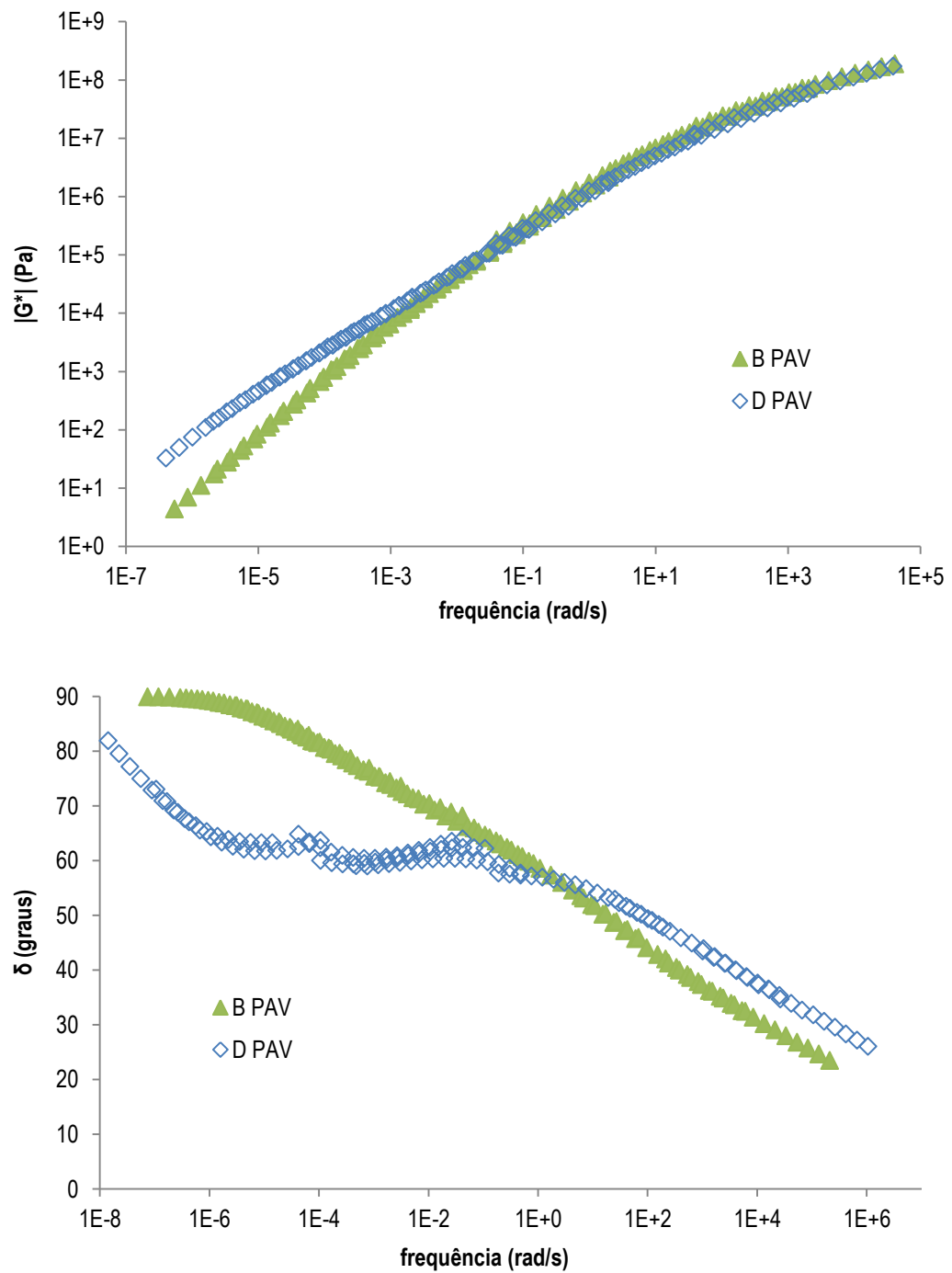


Figura A.67. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e D envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

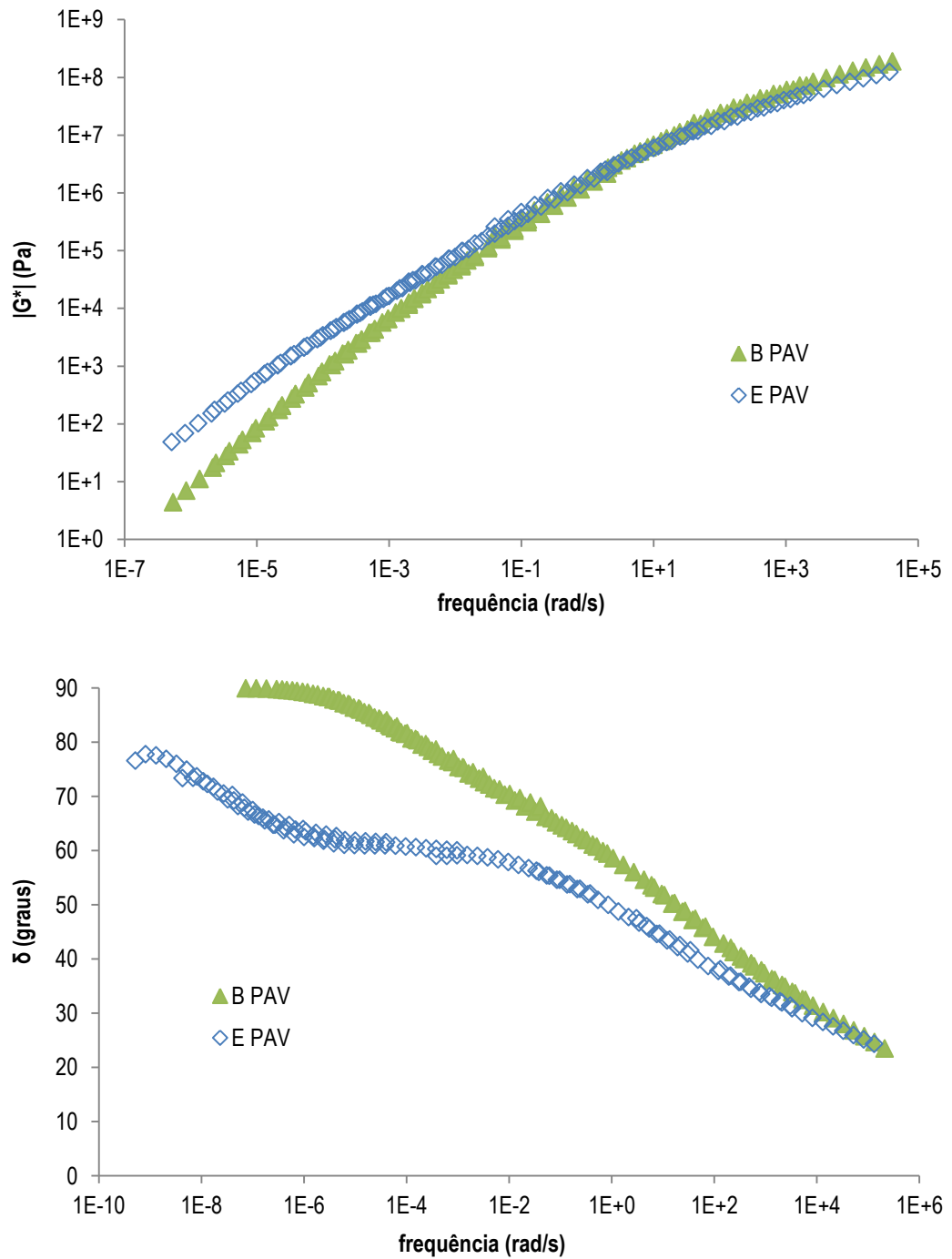


Figura A.68. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e E envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

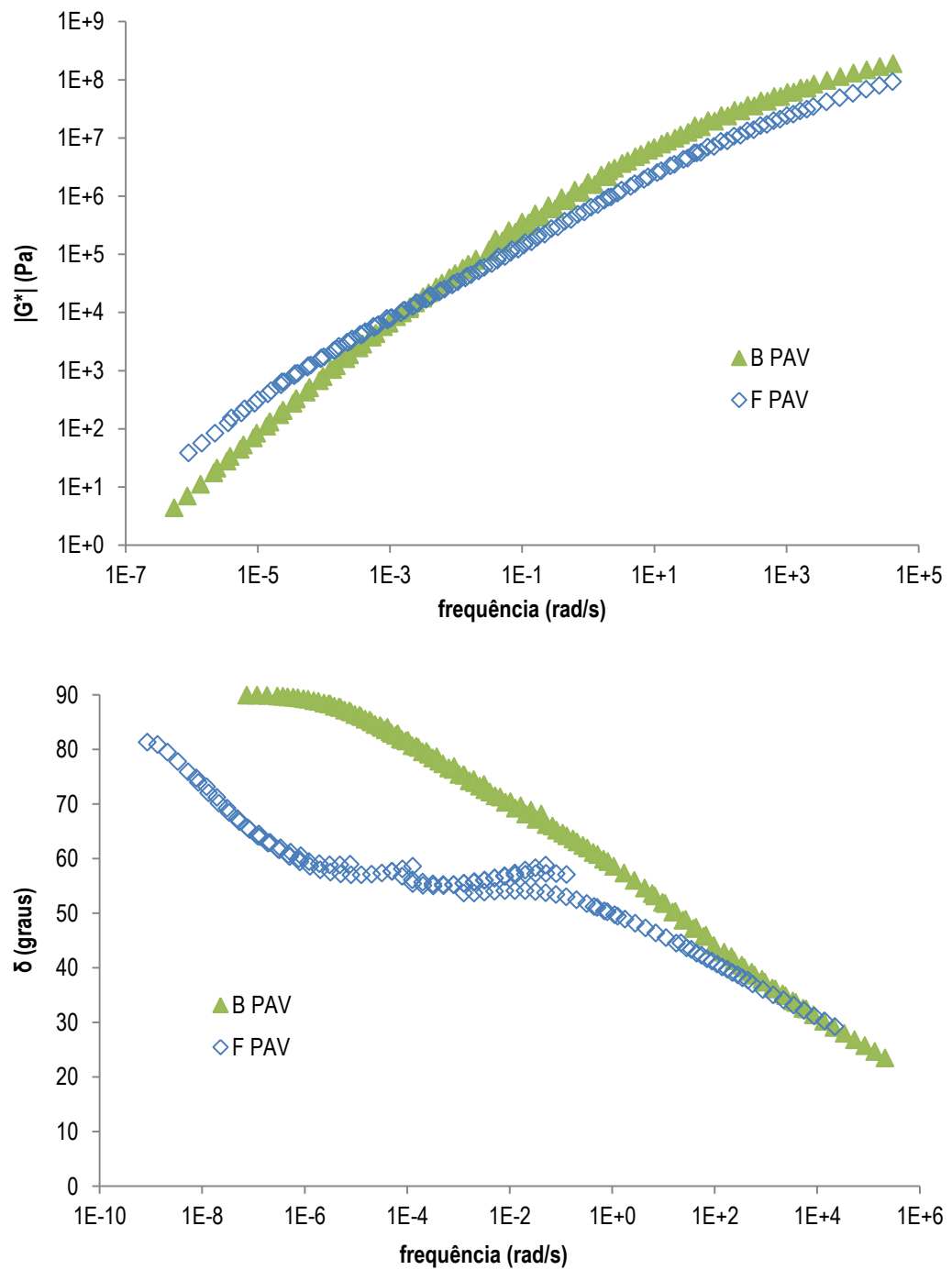


Figura A.69. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e F envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

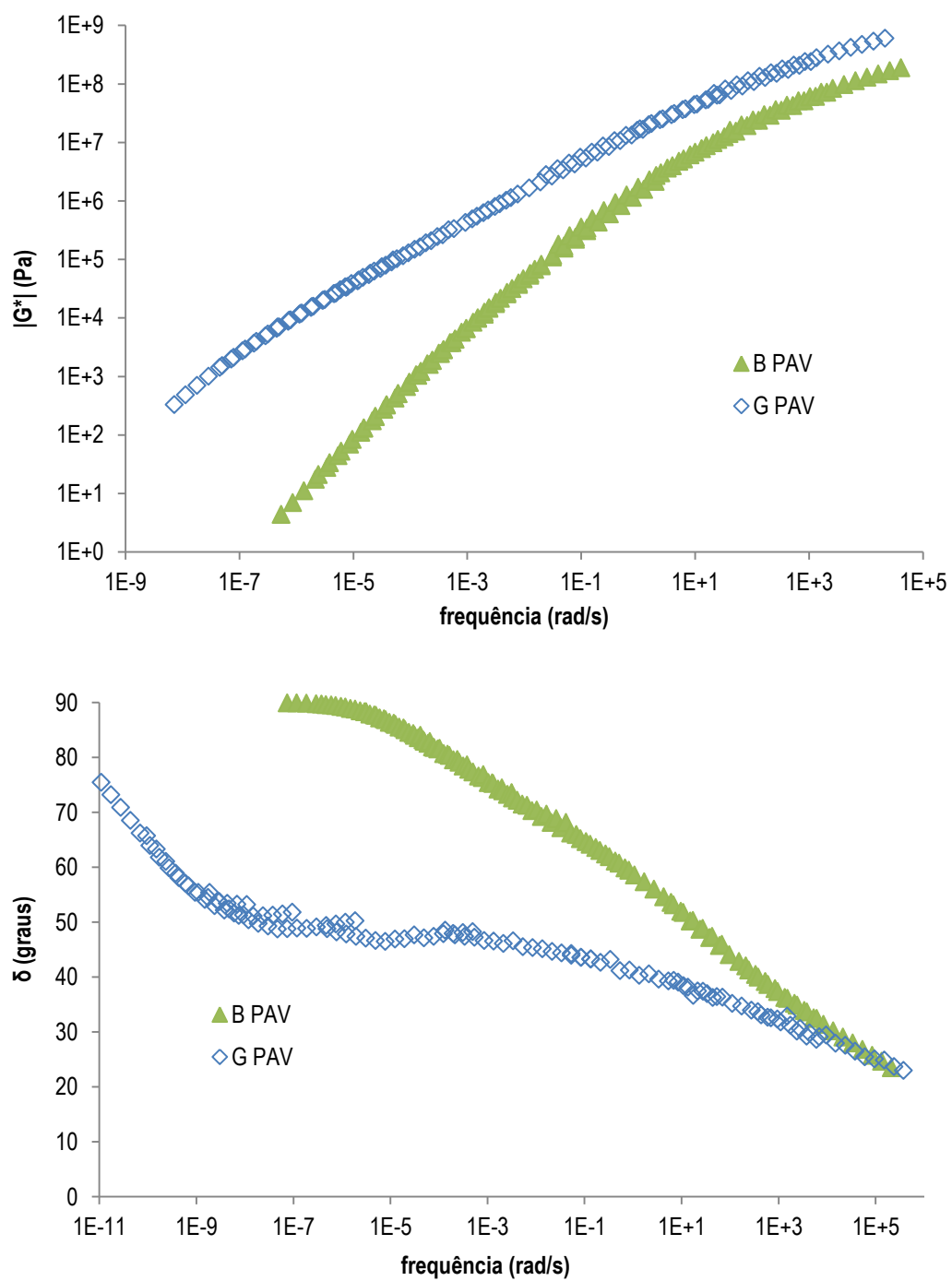


Figura A.70. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e G envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

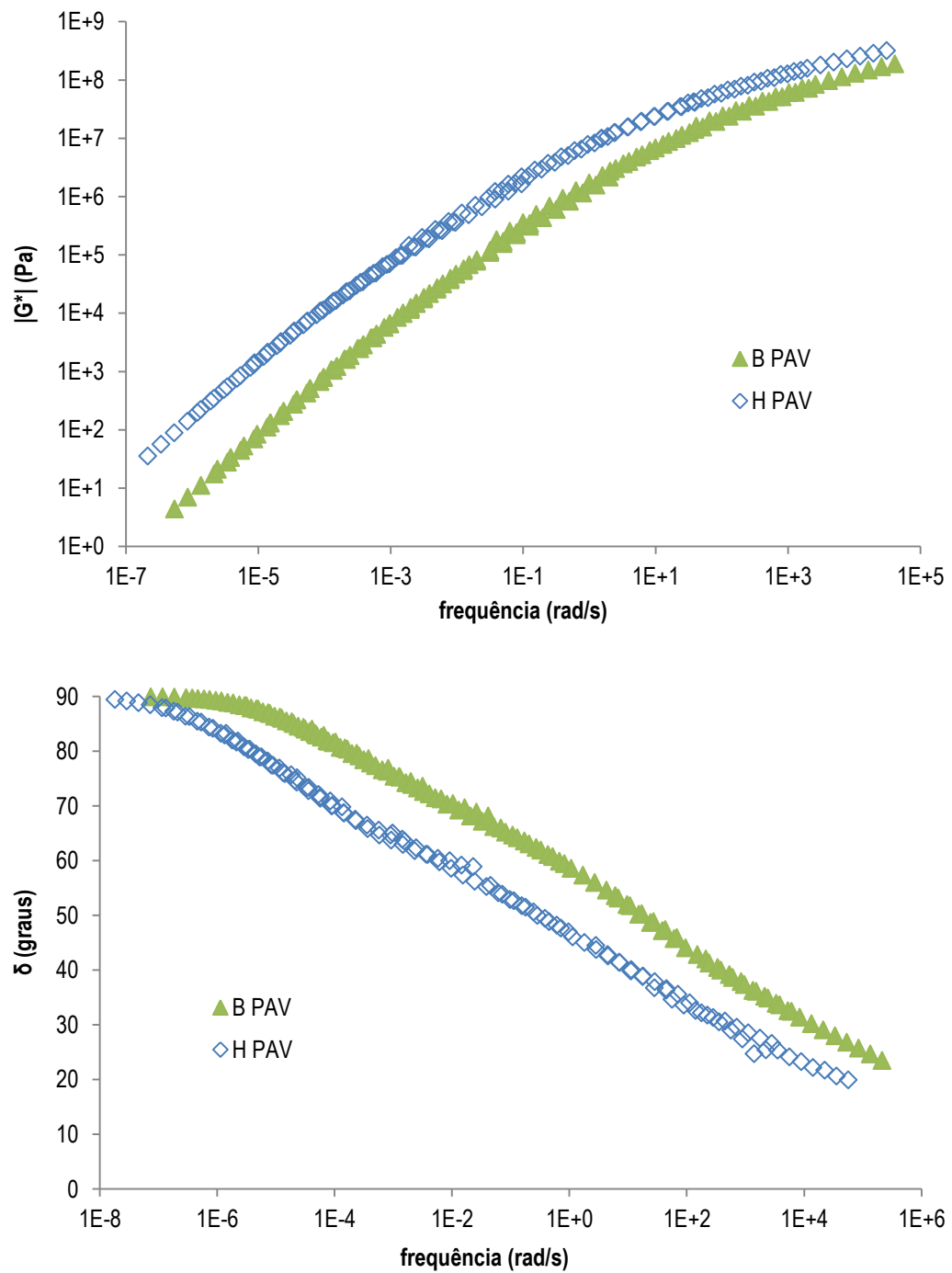


Figura A.71. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e H envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

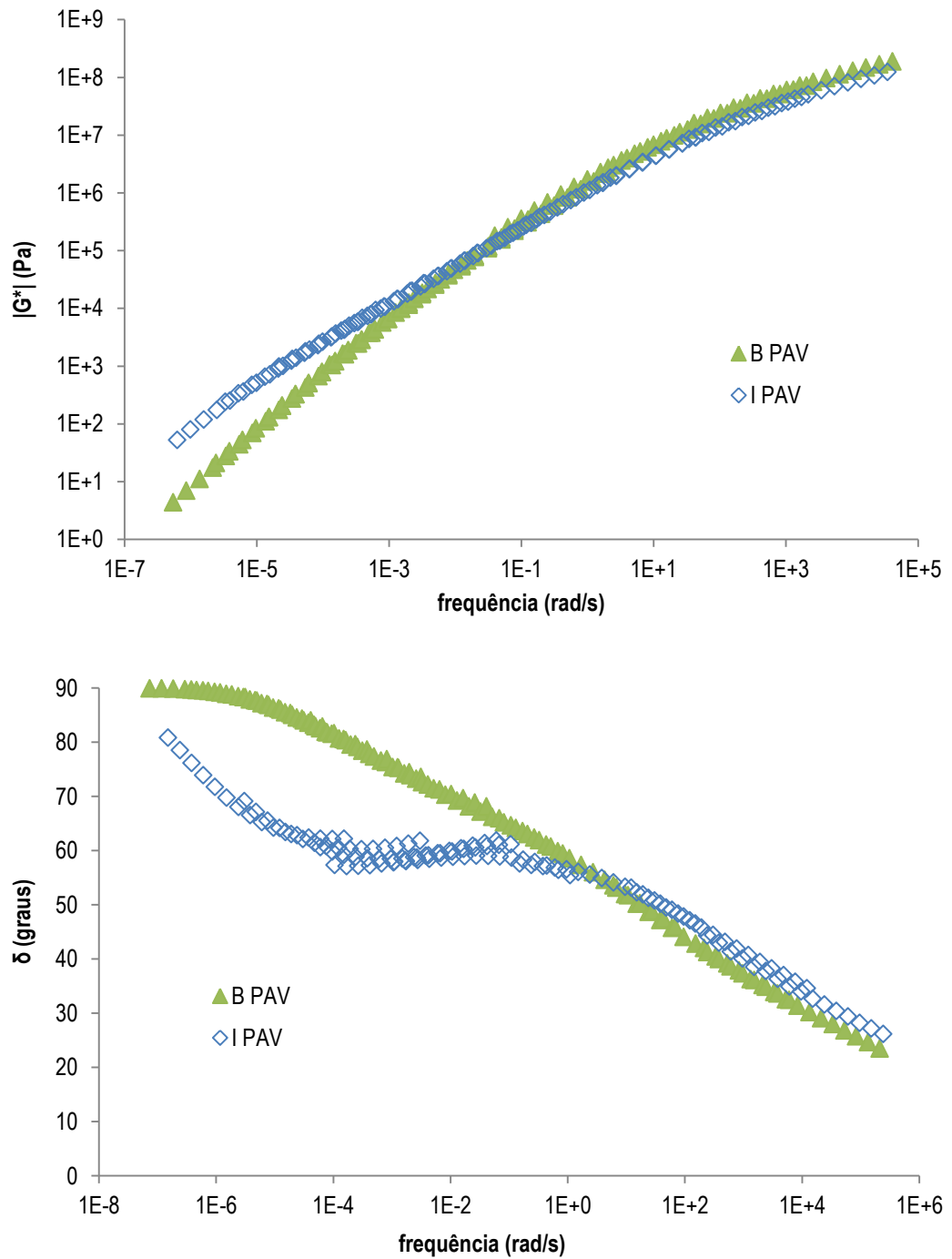


Figura A.72. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e I envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

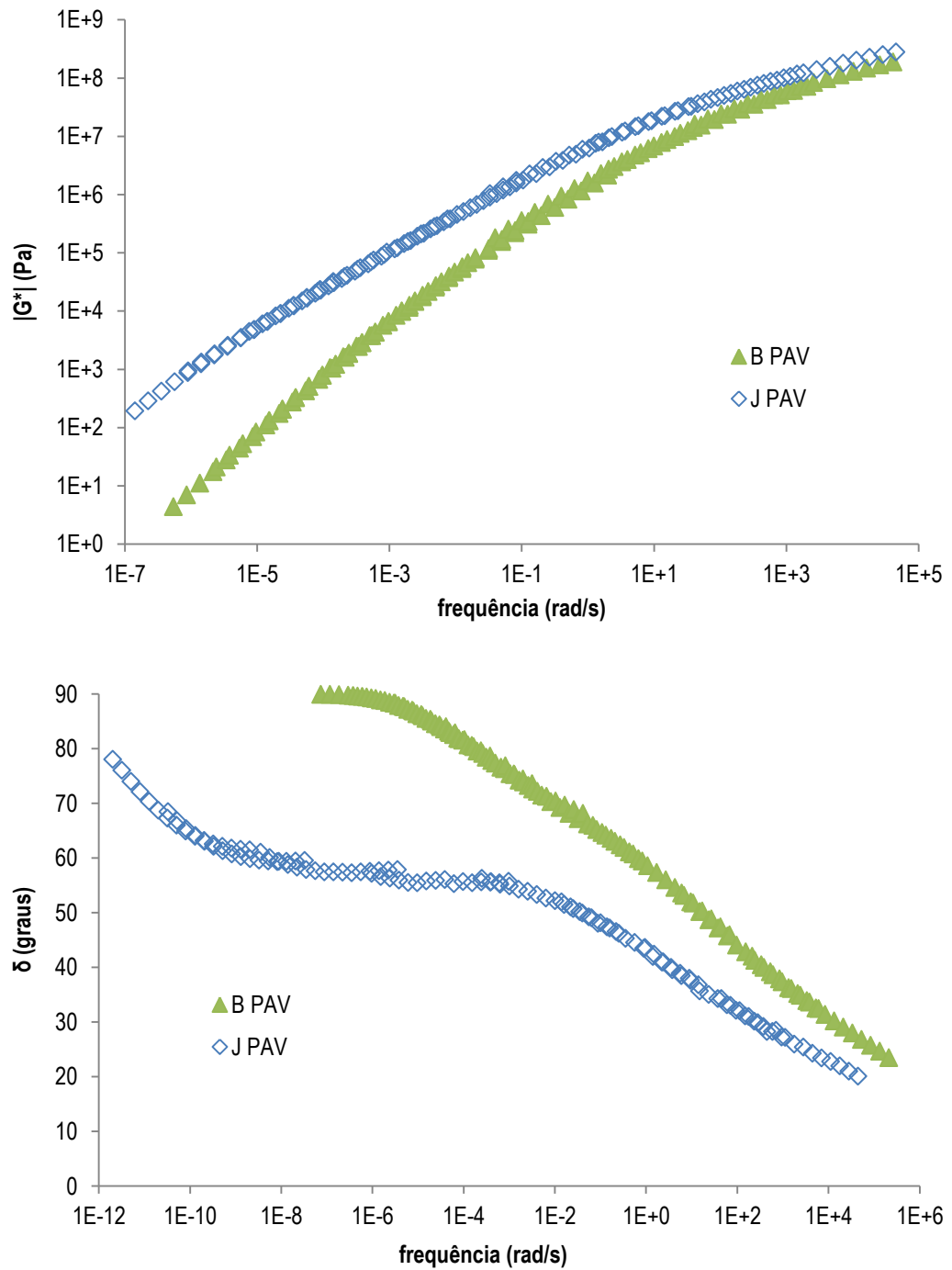


Figura A.73. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e J envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

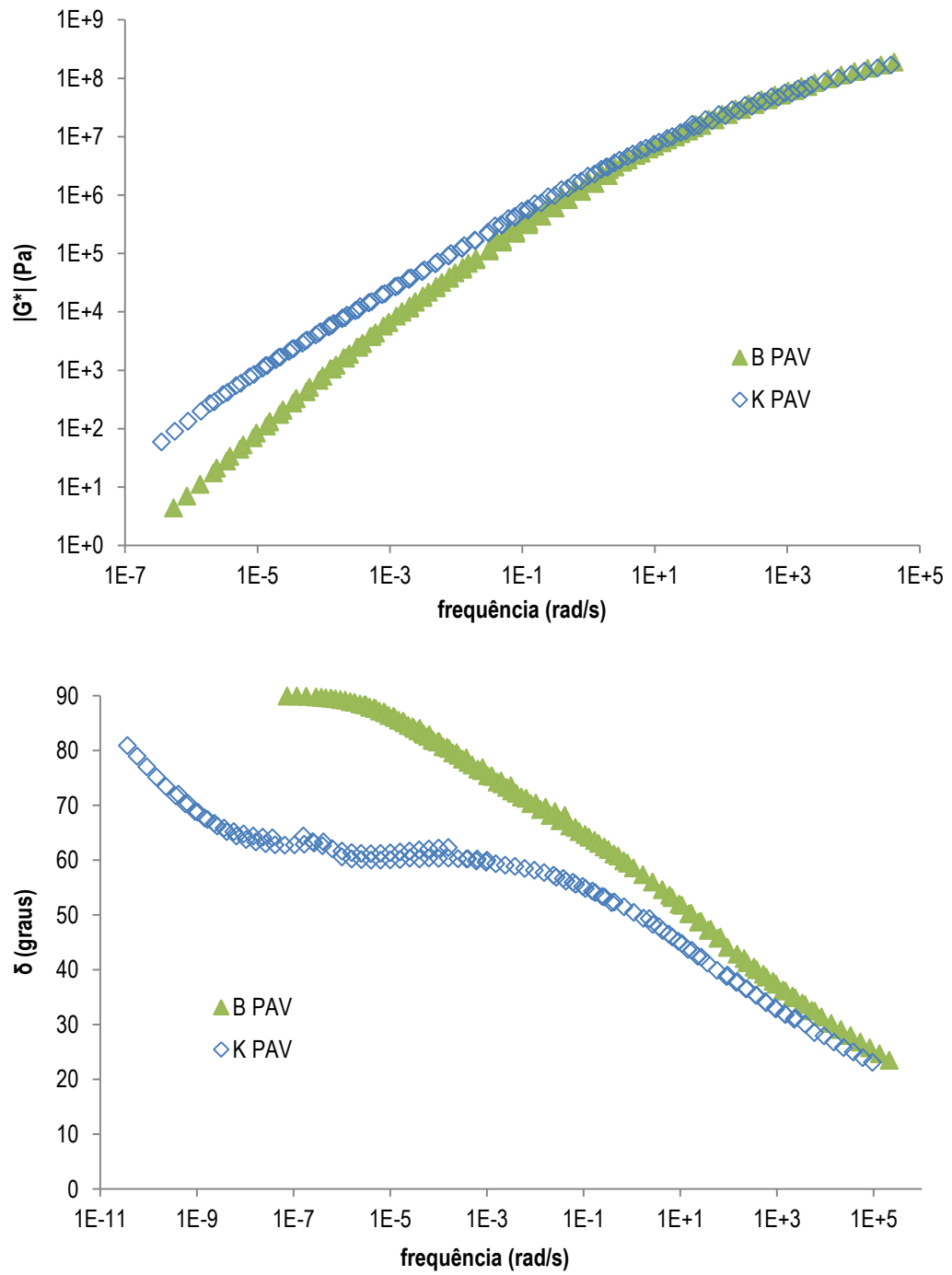


Figura A.74. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e K envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

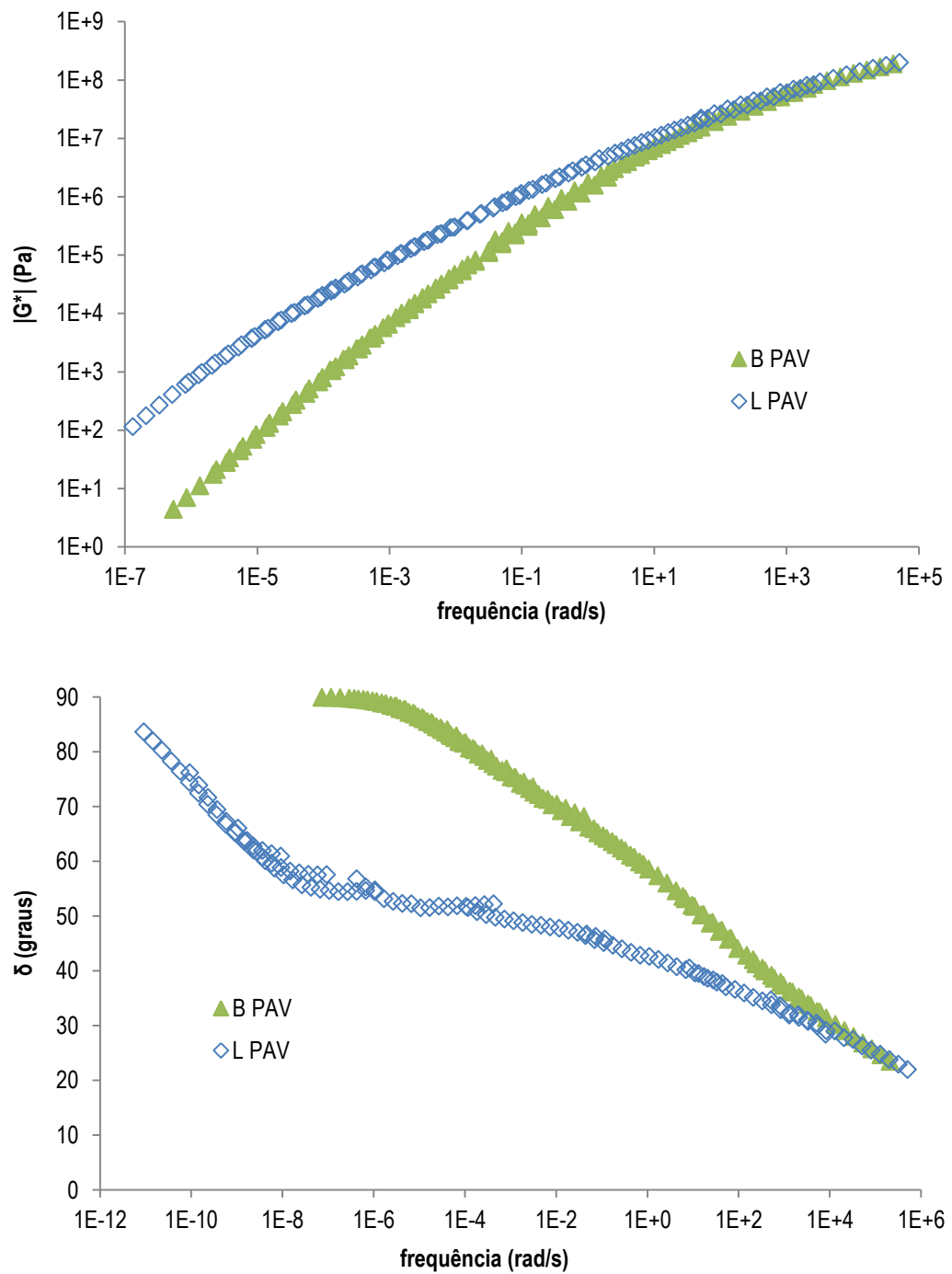


Figura A.75. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e L envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

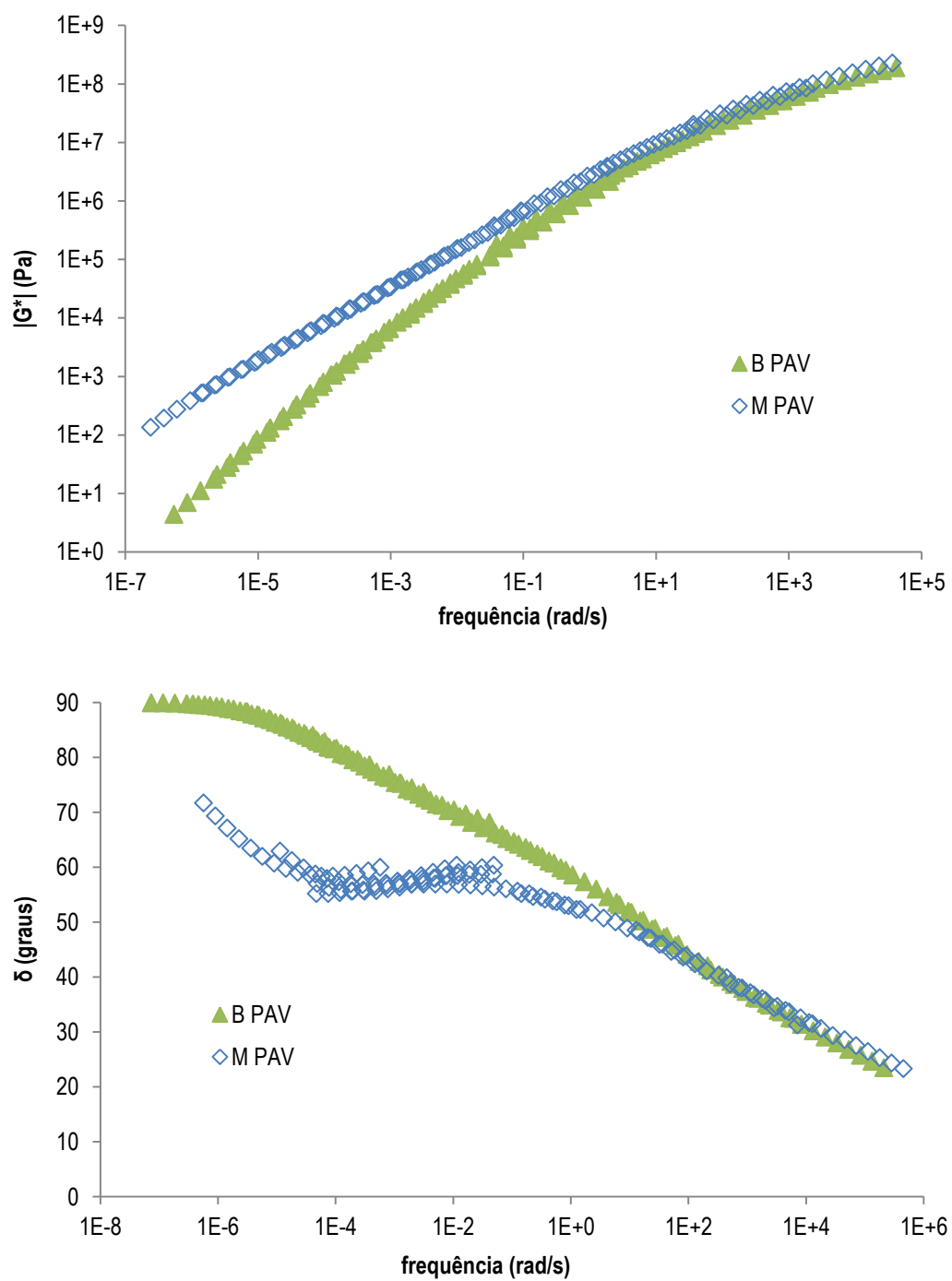


Figura A.76. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e M envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

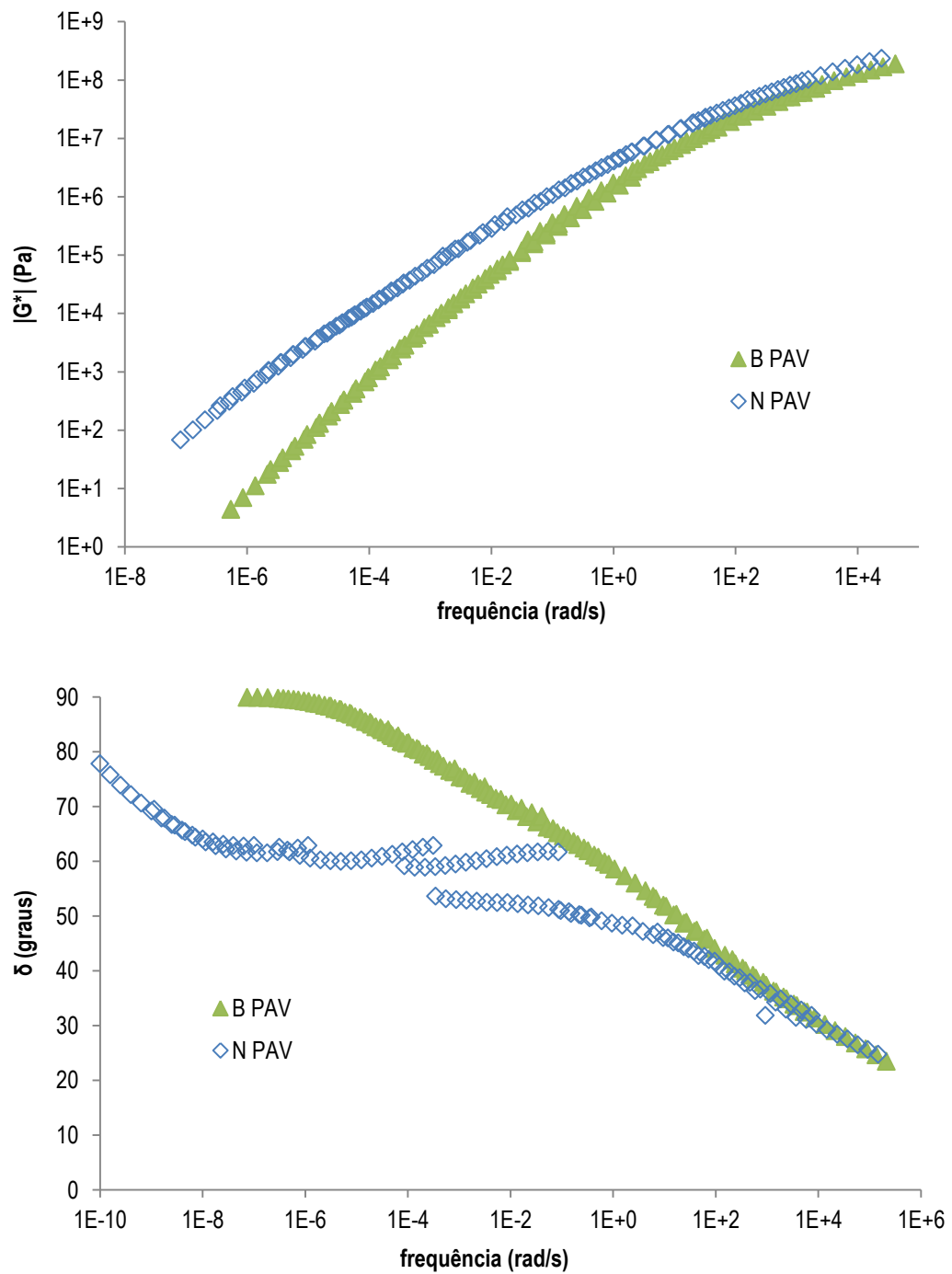


Figura A.77. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e N envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

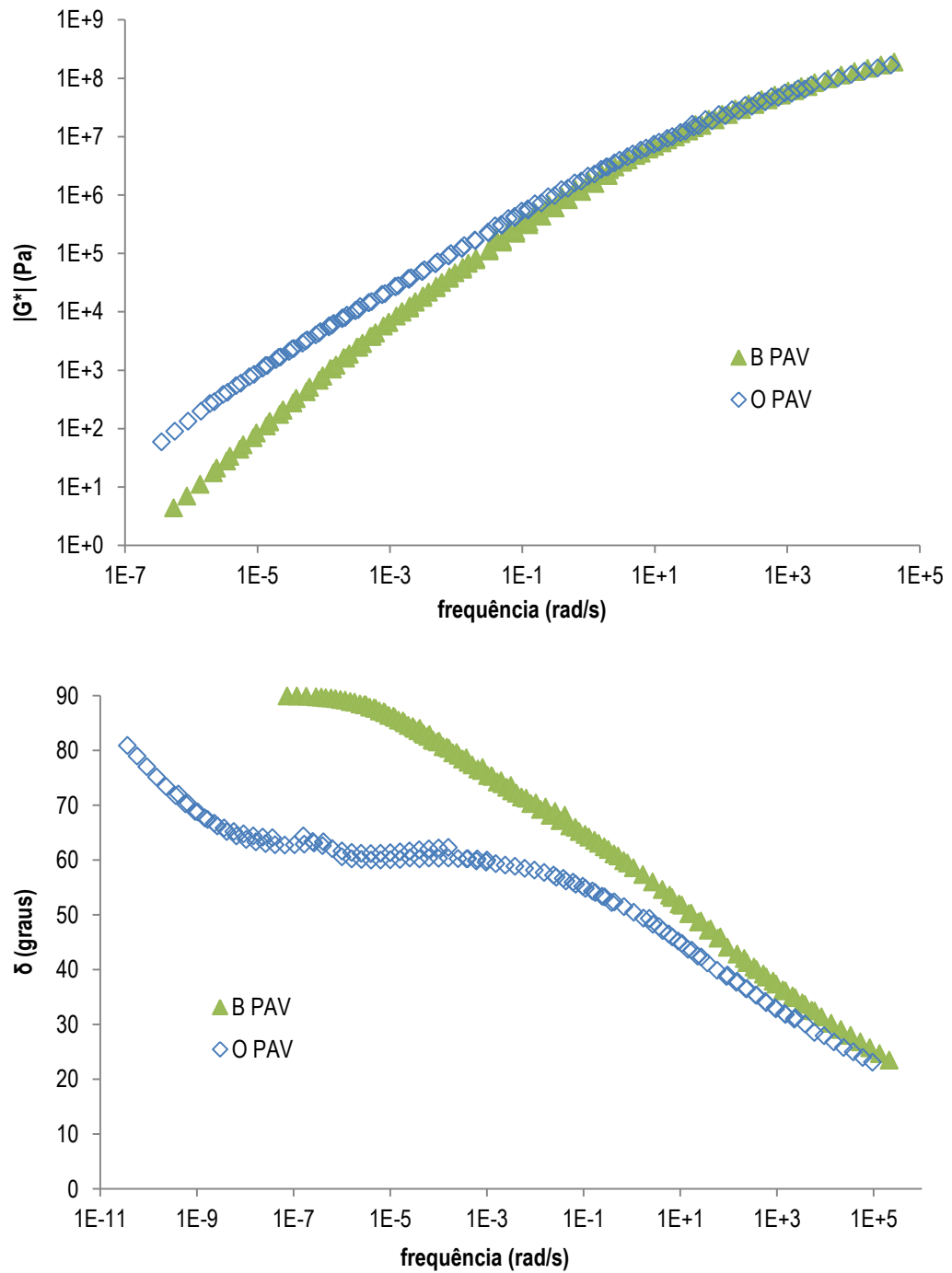


Figura A.78. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e O envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

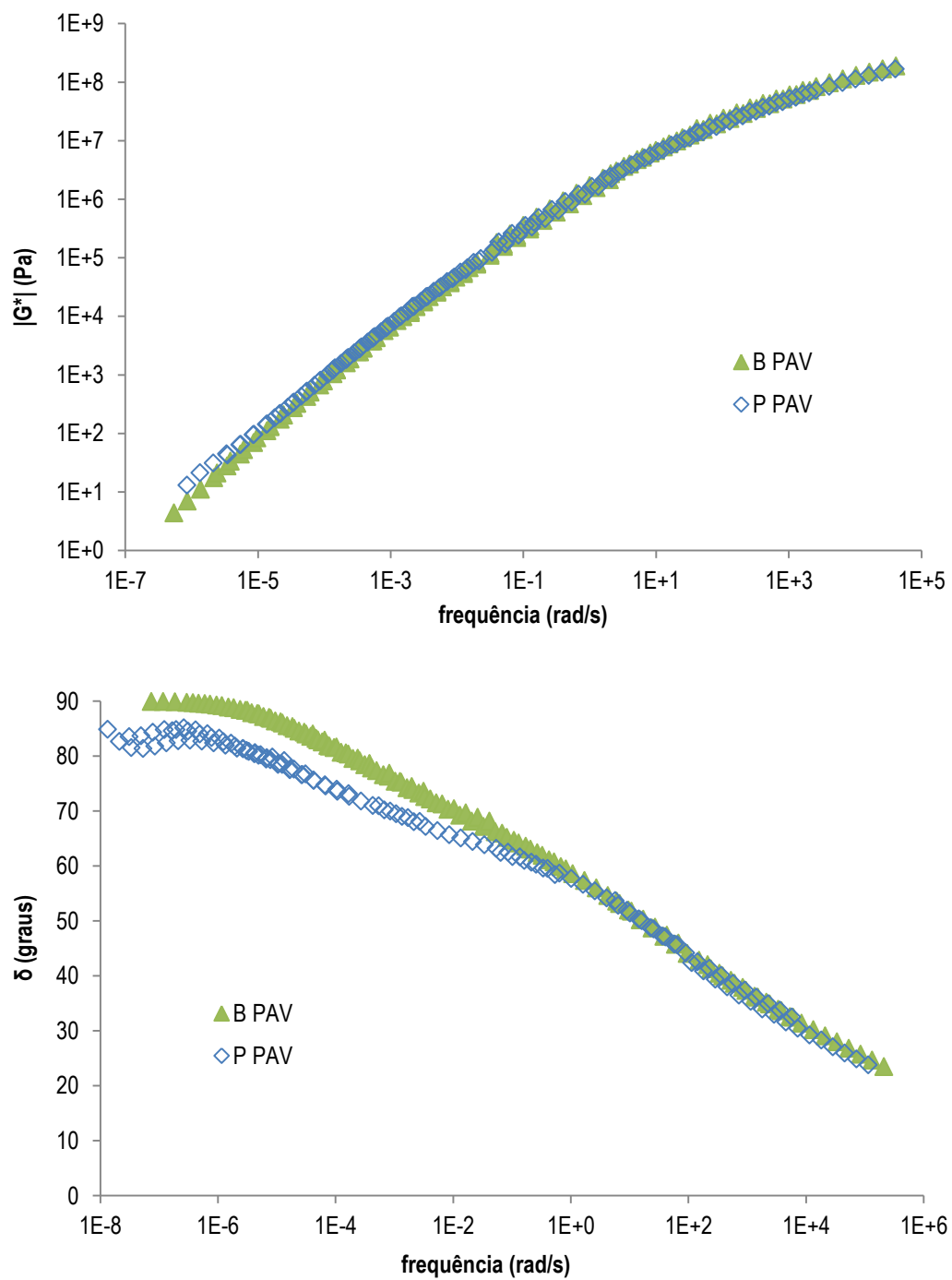


Figura A.79. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e P envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

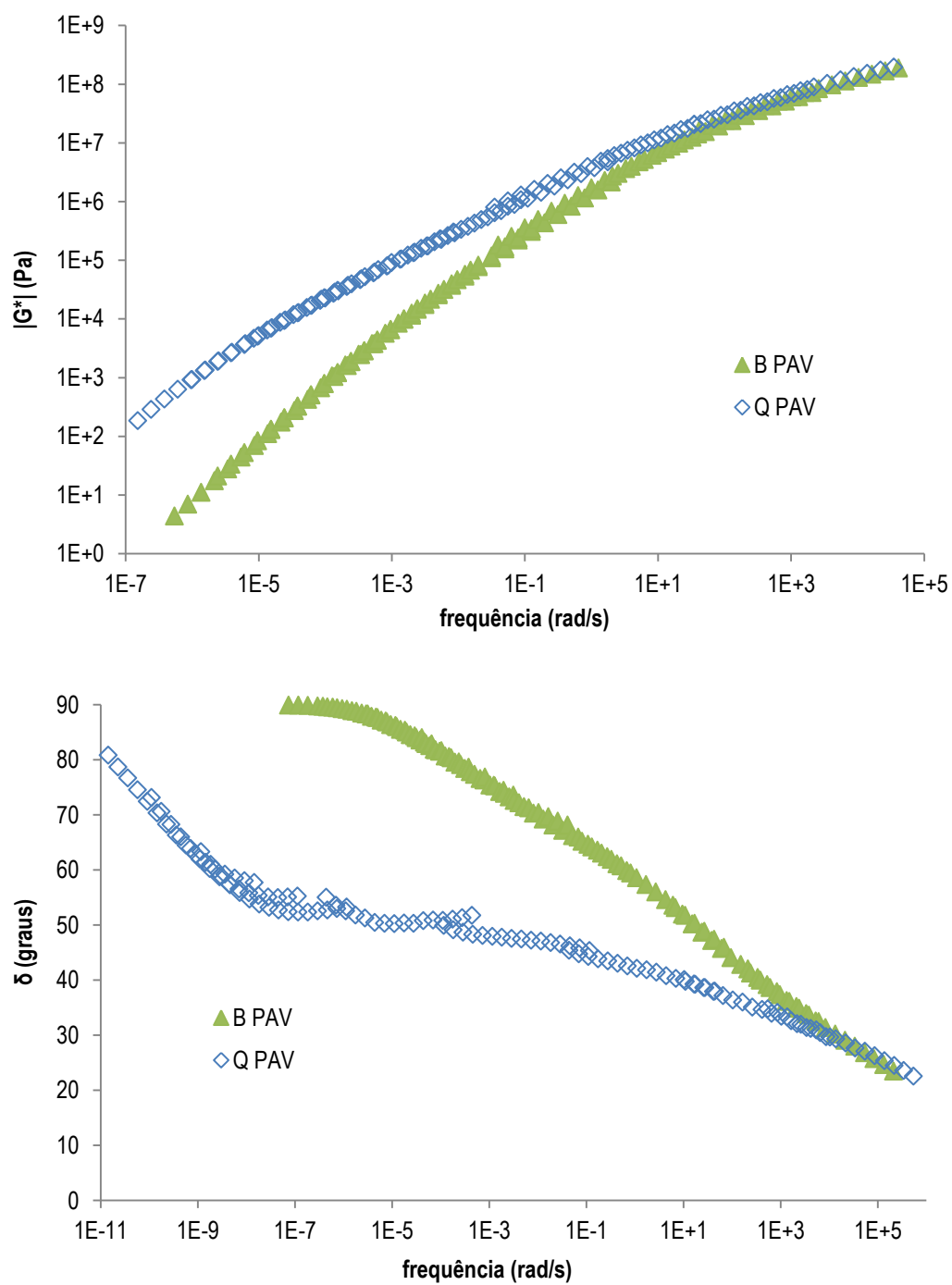


Figura A.80. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e Q envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura A.81. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e R envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

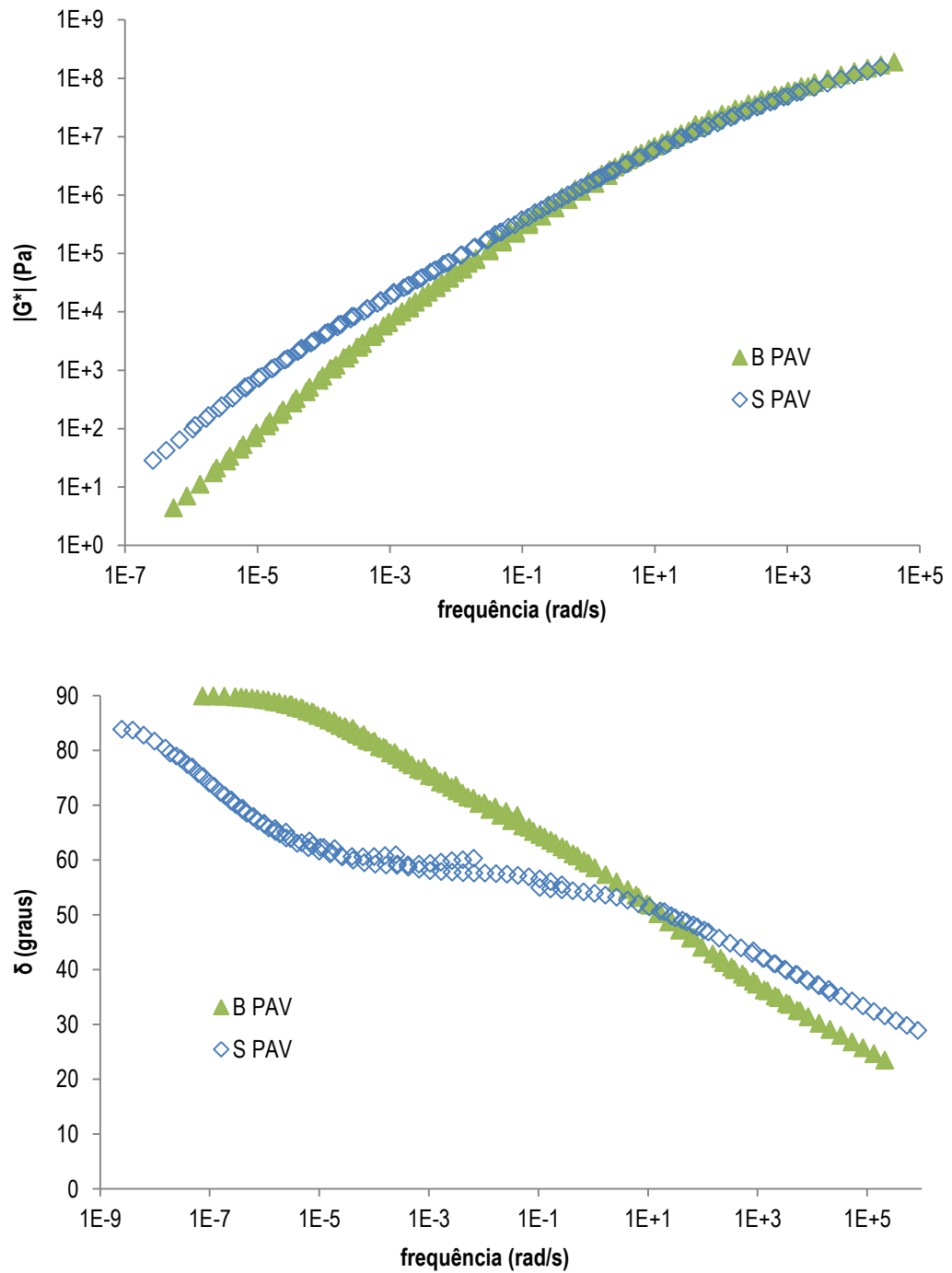


Figura A.82. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e S envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

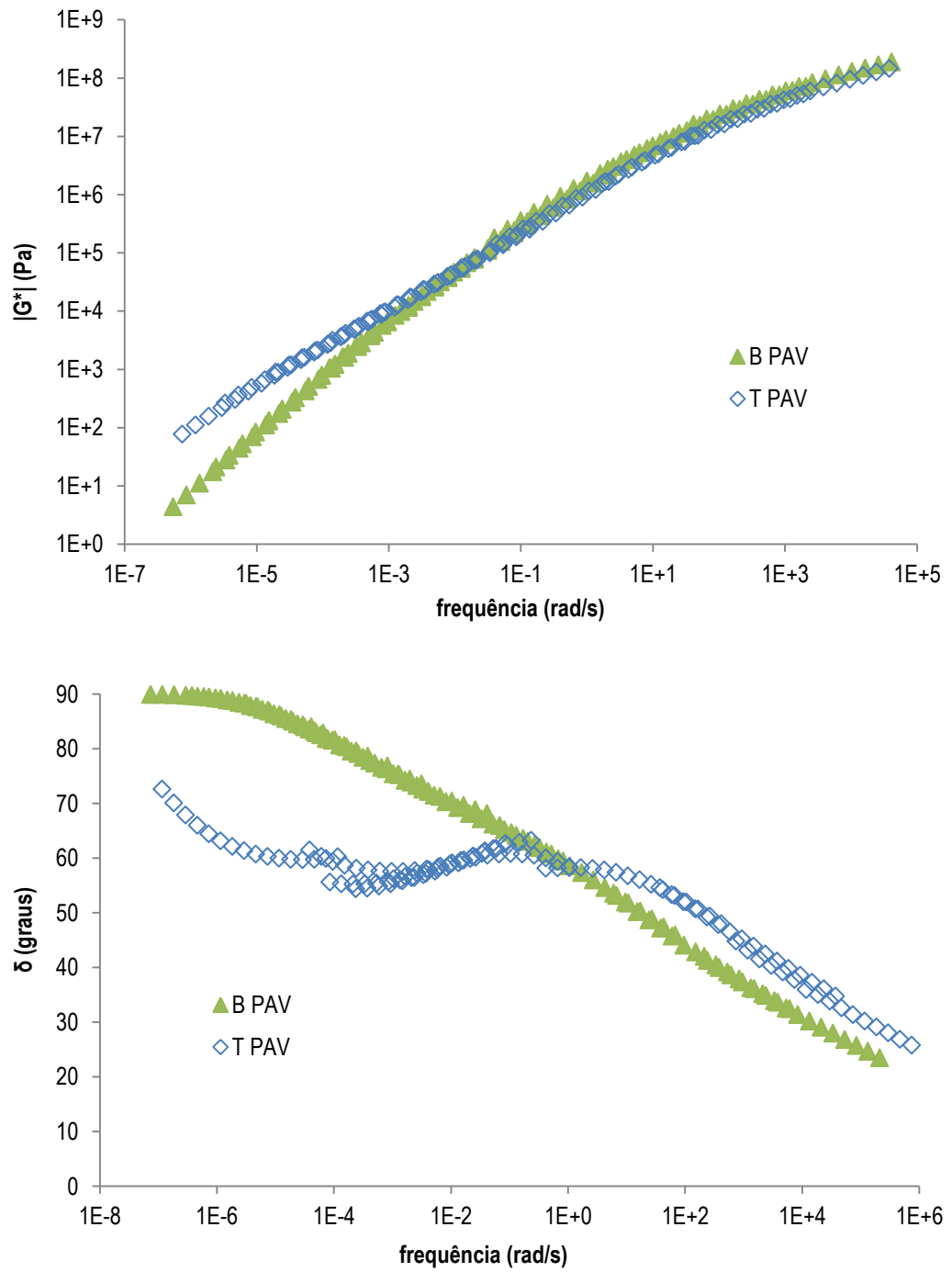


Figura A.83. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ das amostras B e T envelhecidas a longo prazo – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

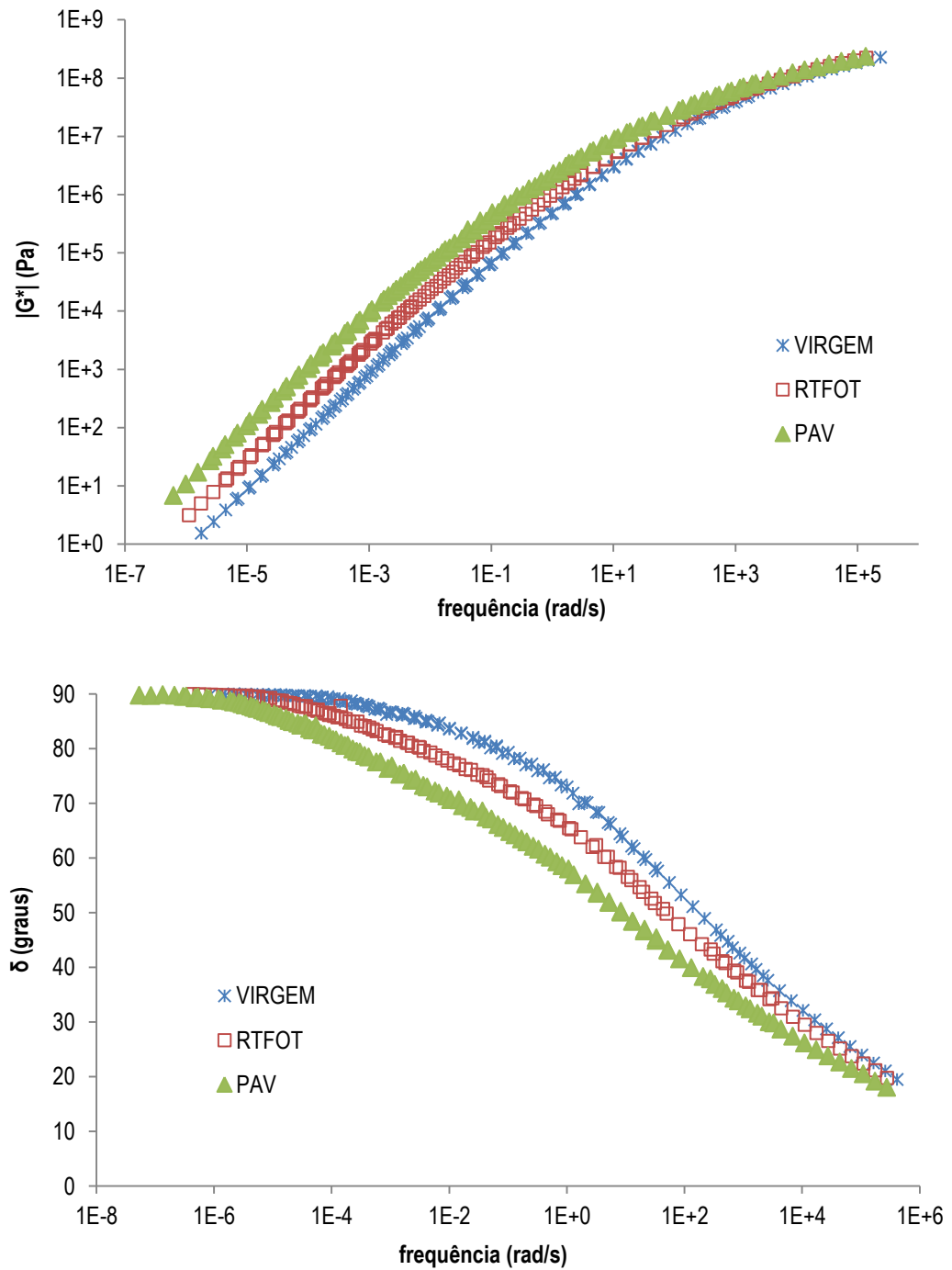


Figura A.84. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra A nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

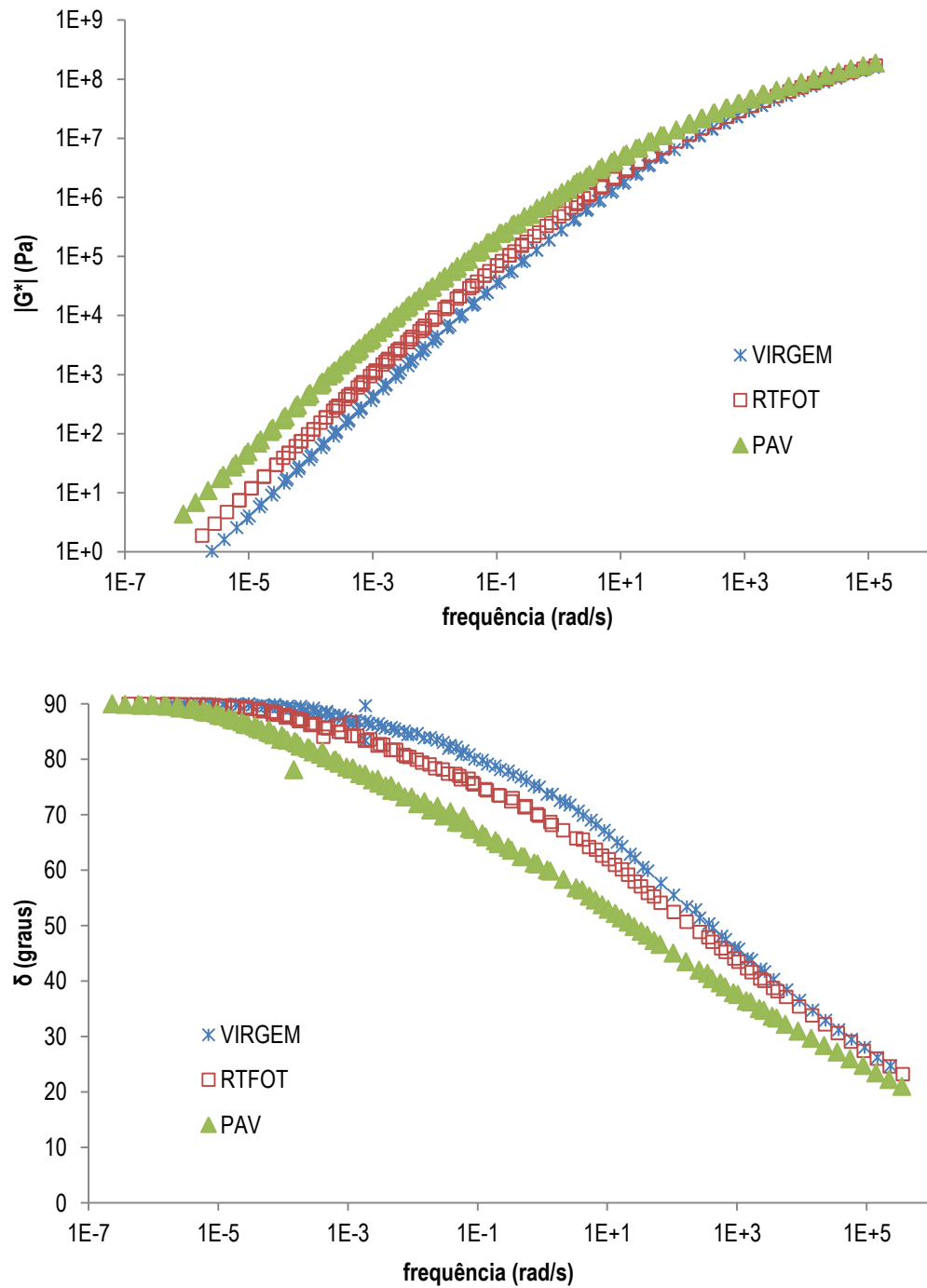


Figura A.85. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra B nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

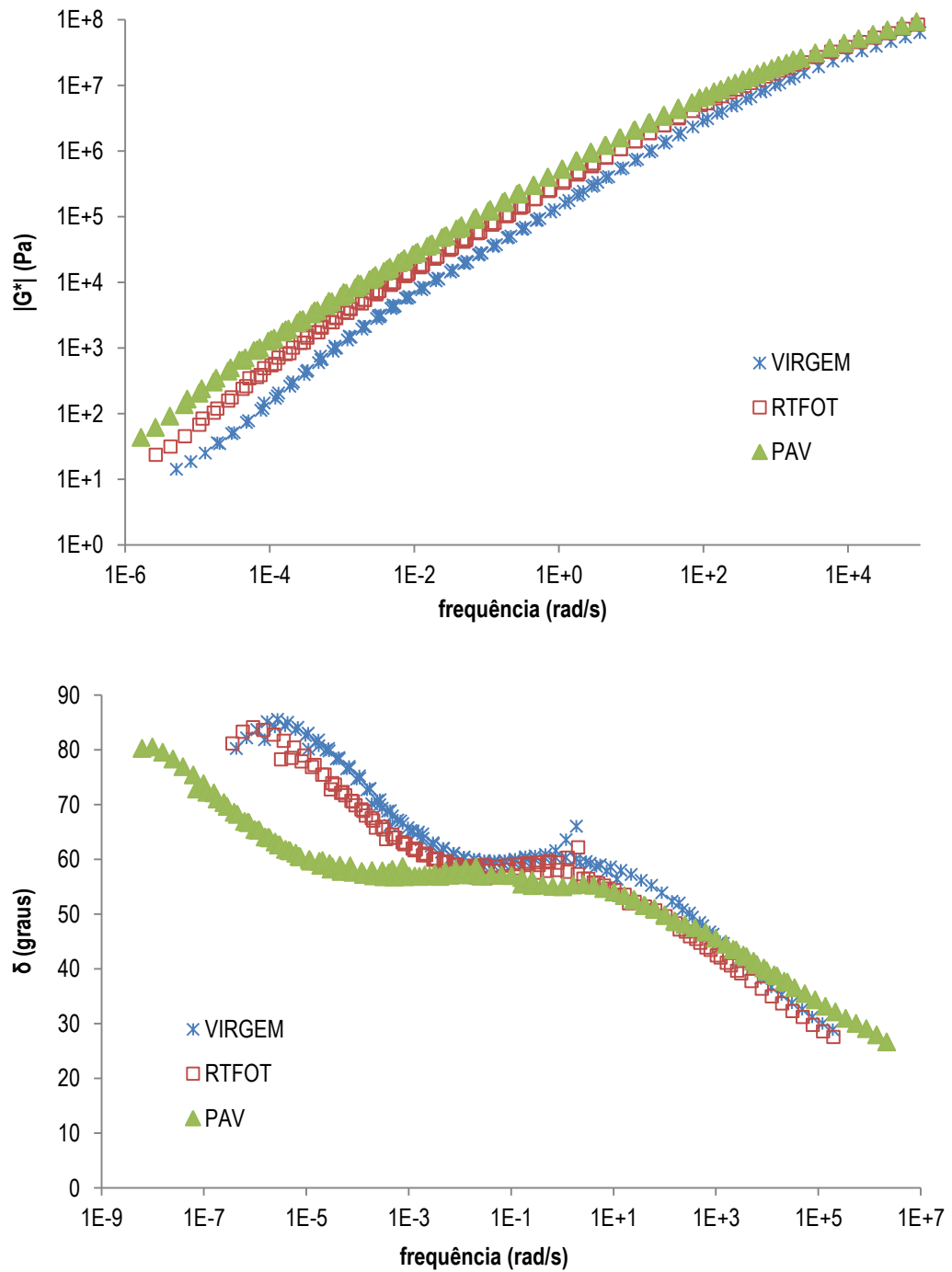


Figura A.86. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra C nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

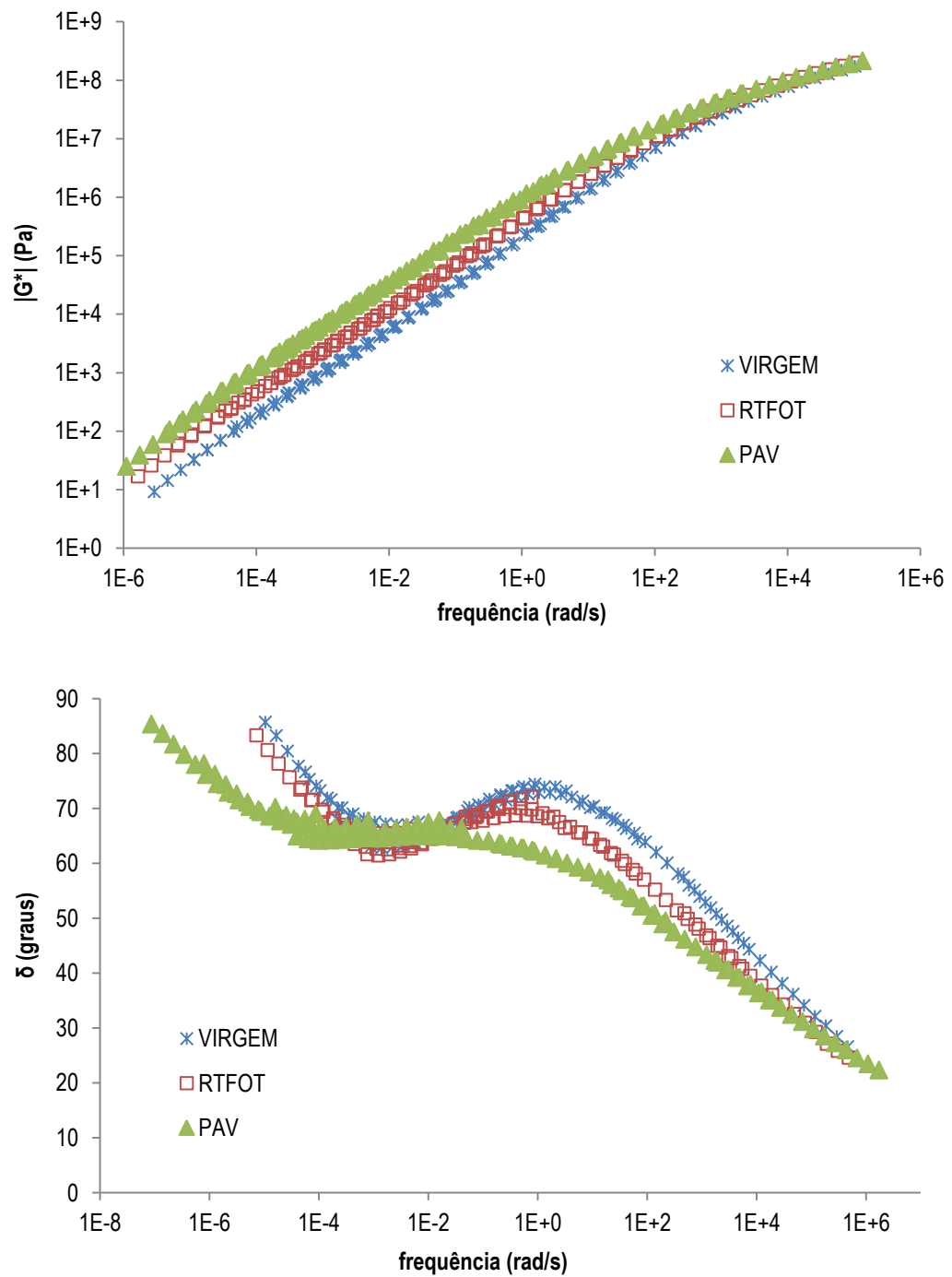


Figura A.87. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra D nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

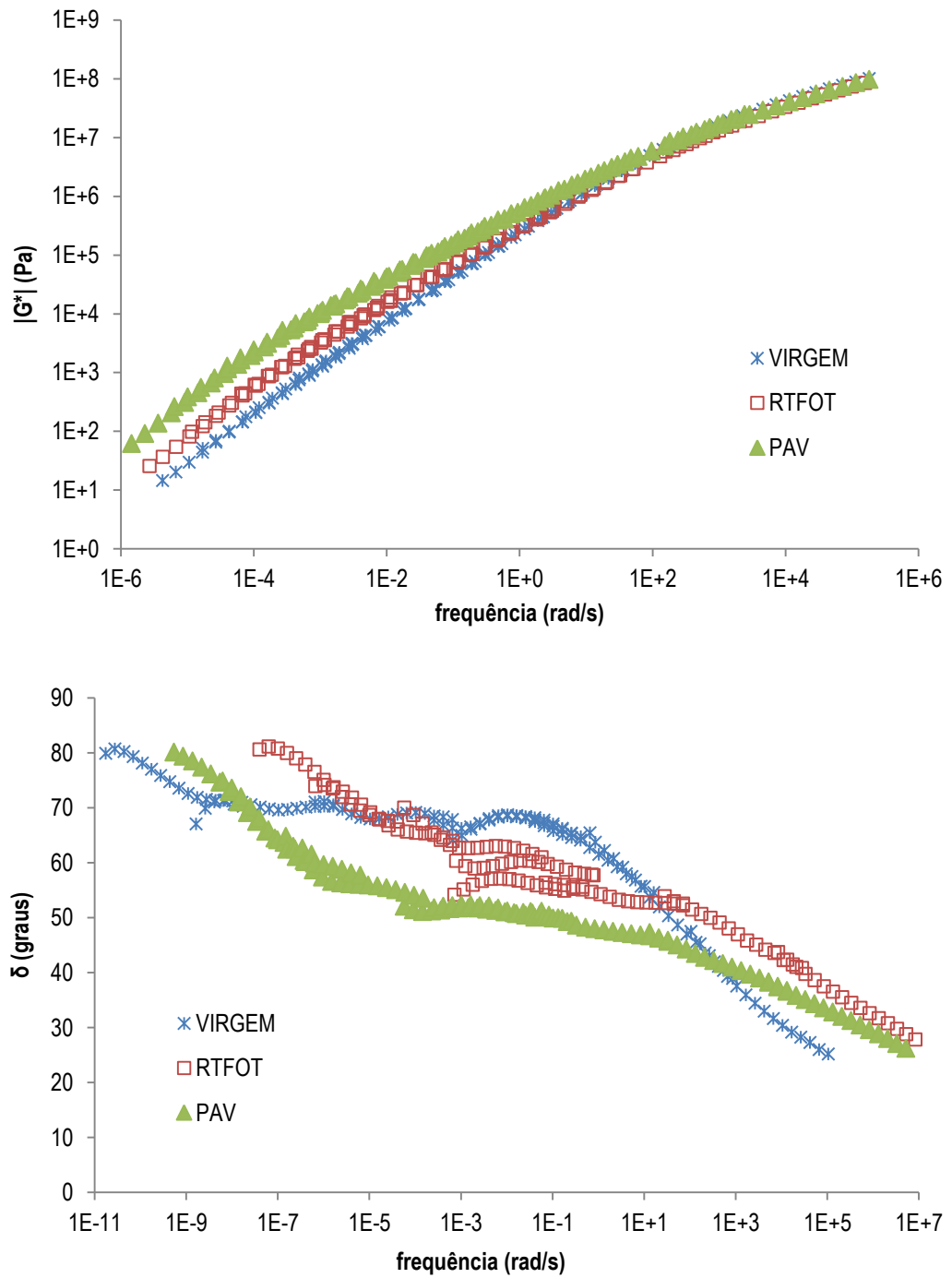


Figura A.88. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra E nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

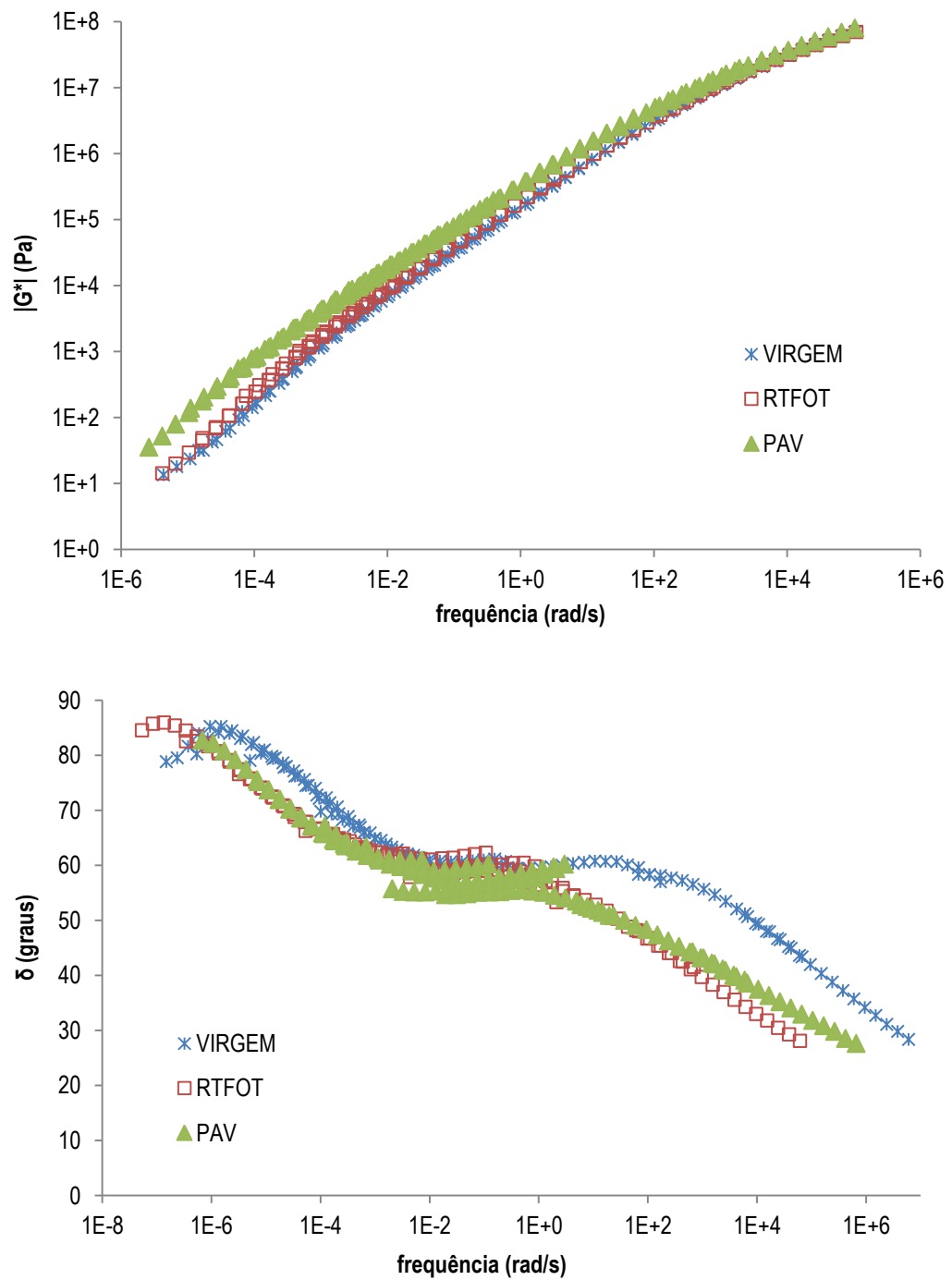


Figura A.89. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra F nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

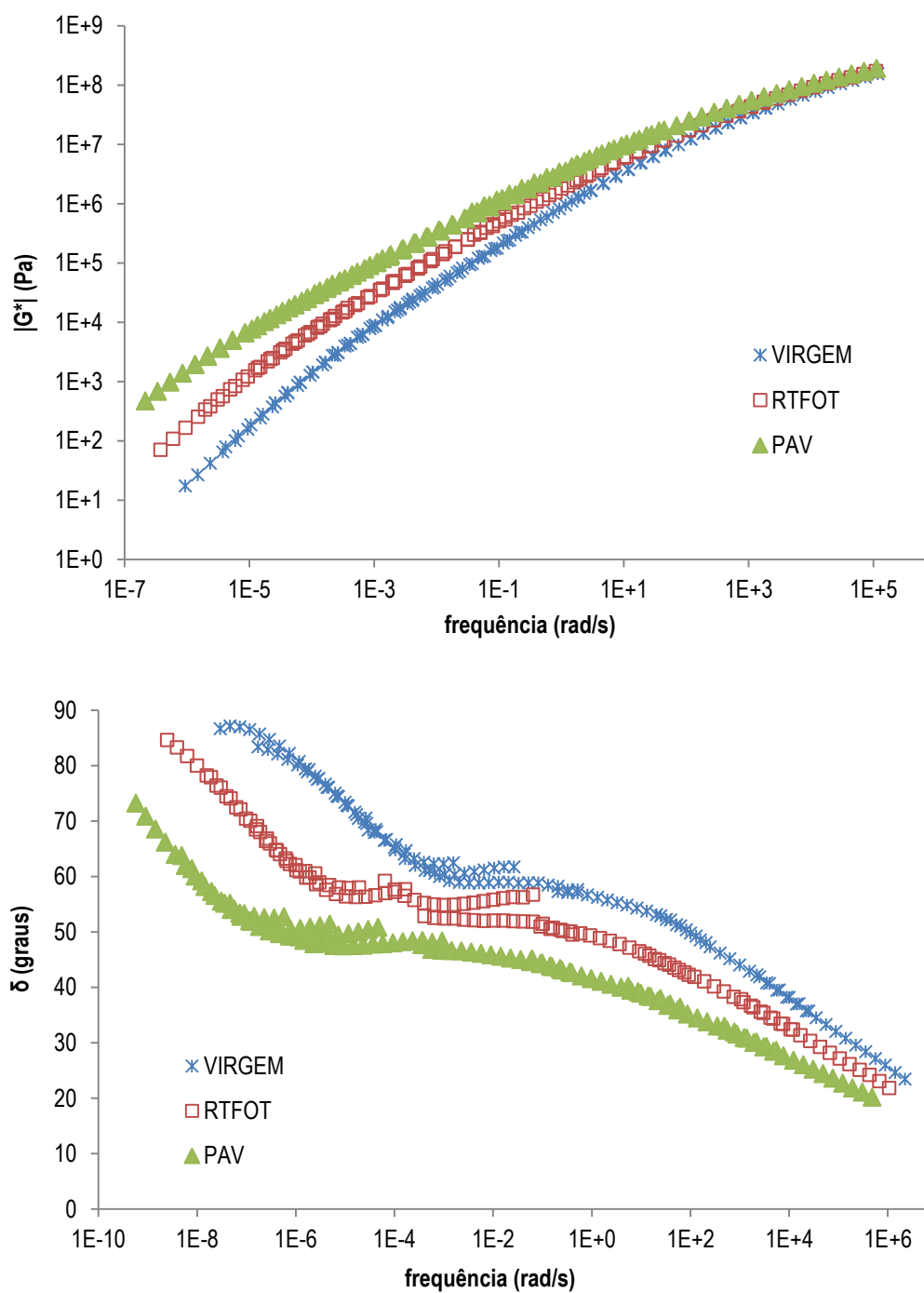


Figura A.90. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra G nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

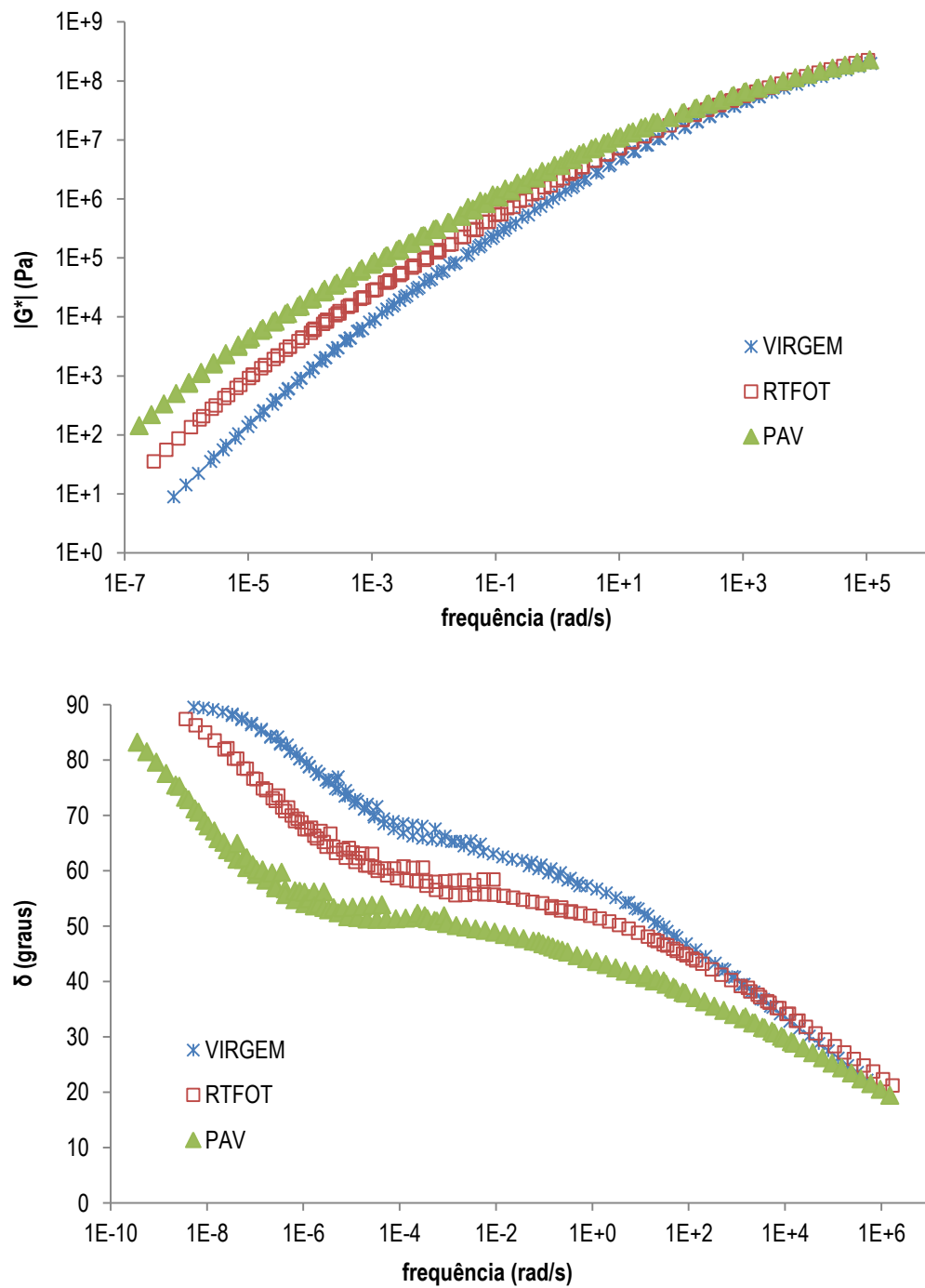


Figura A.91. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra H nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

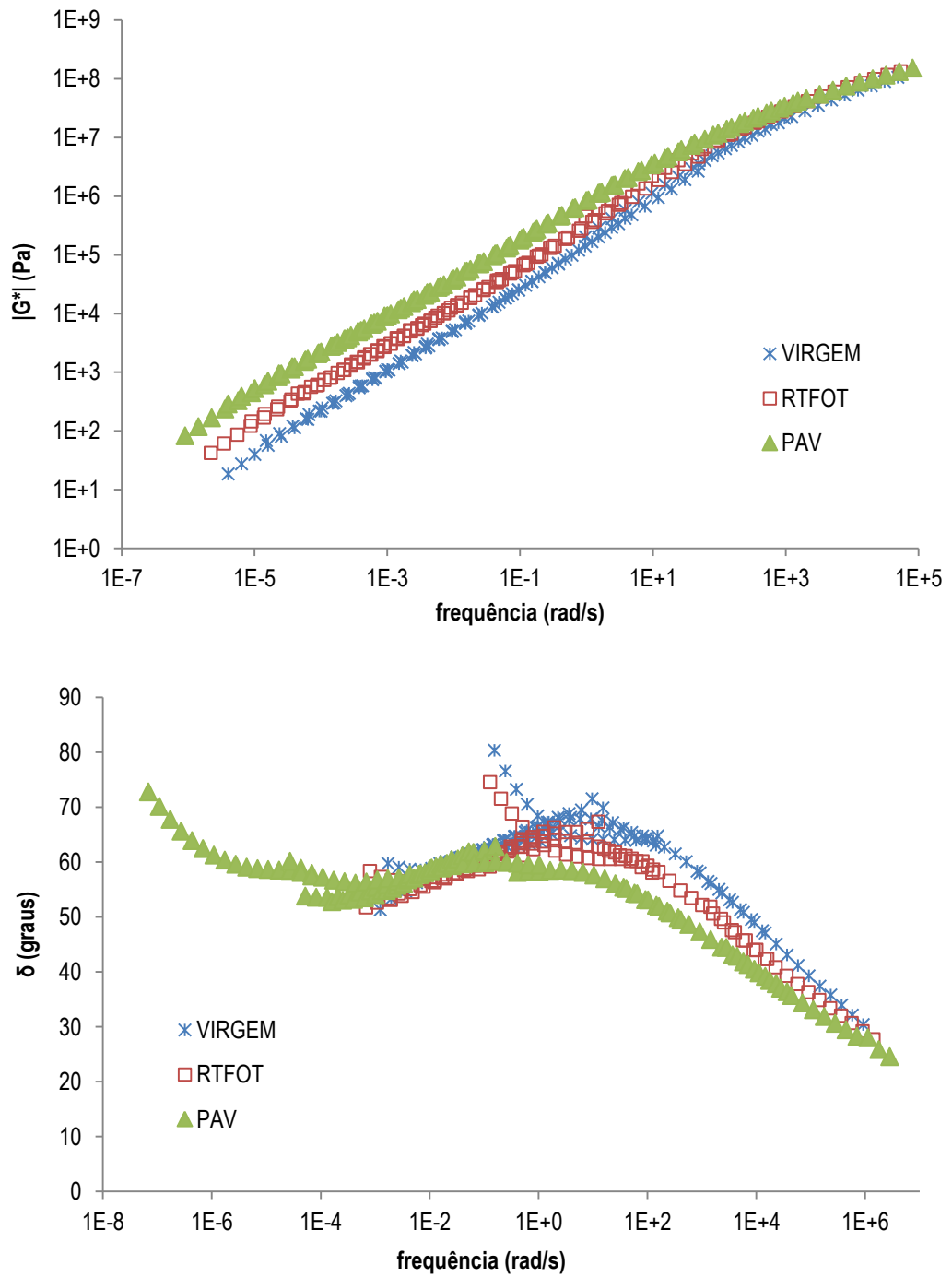


Figura A.92. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra I nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

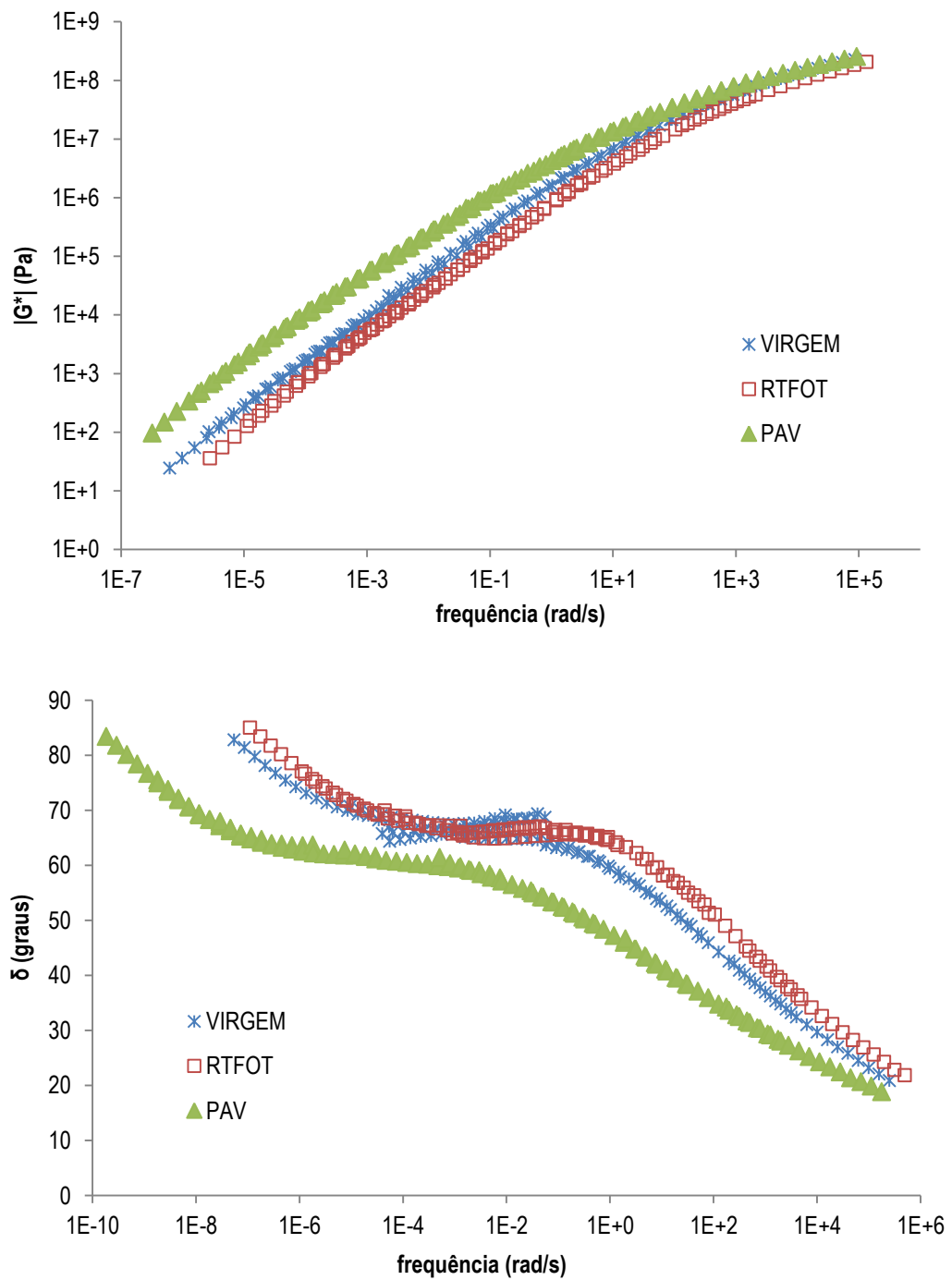


Figura A.93. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra J nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no Laboratório de Estradas da USP-São Carlos

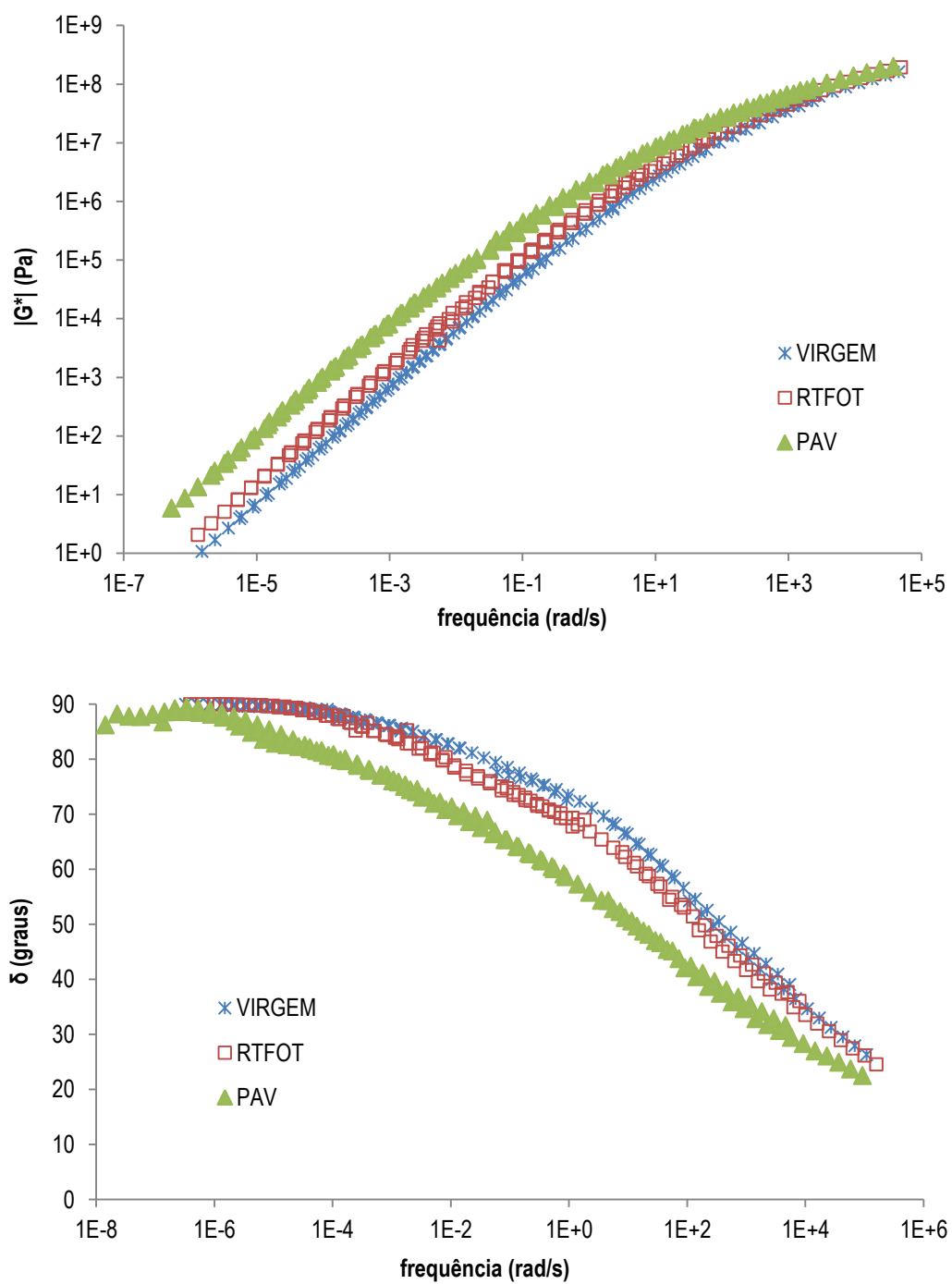


Figura A.94. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra A nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

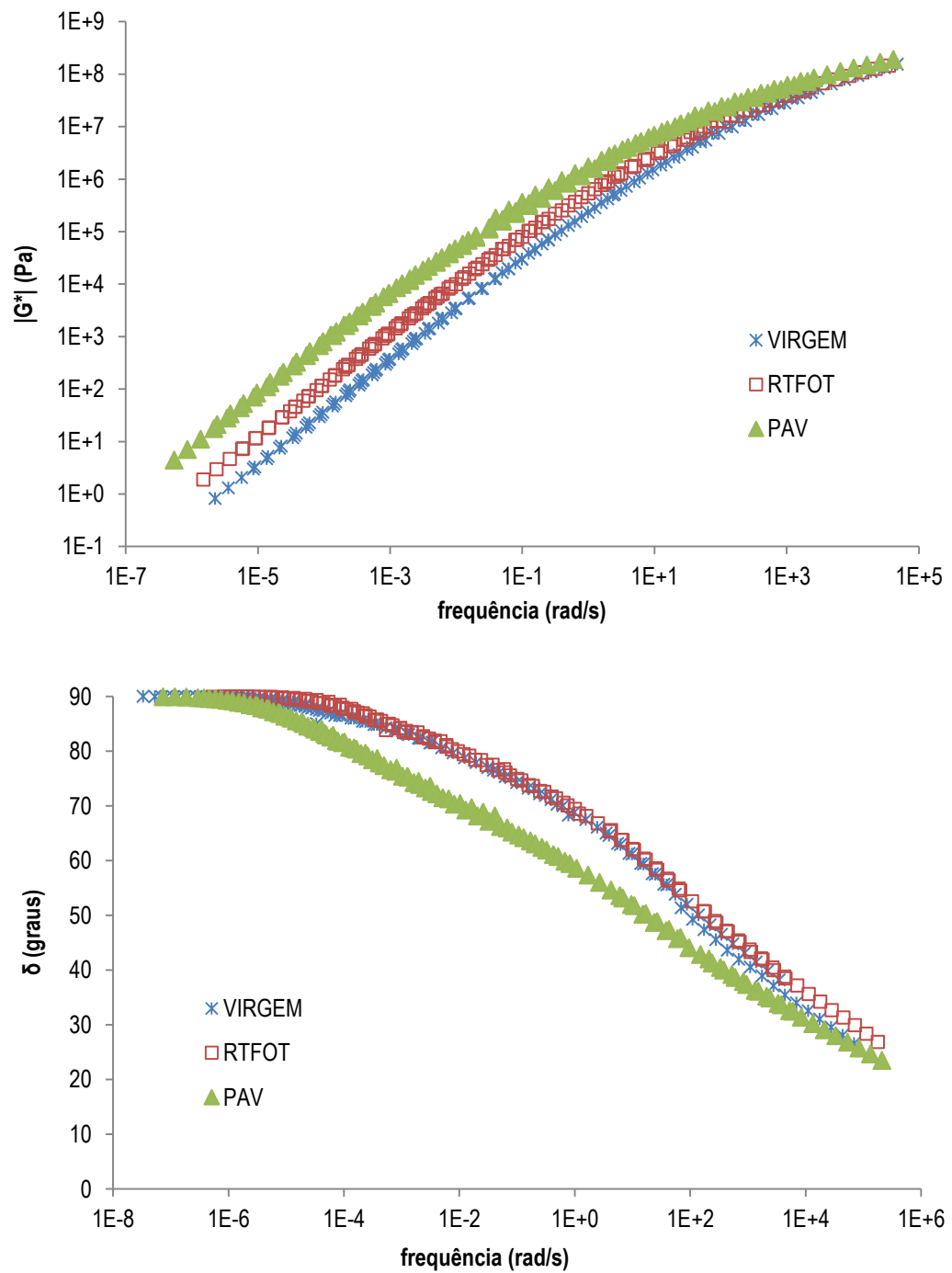


Figura A.95. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra B nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

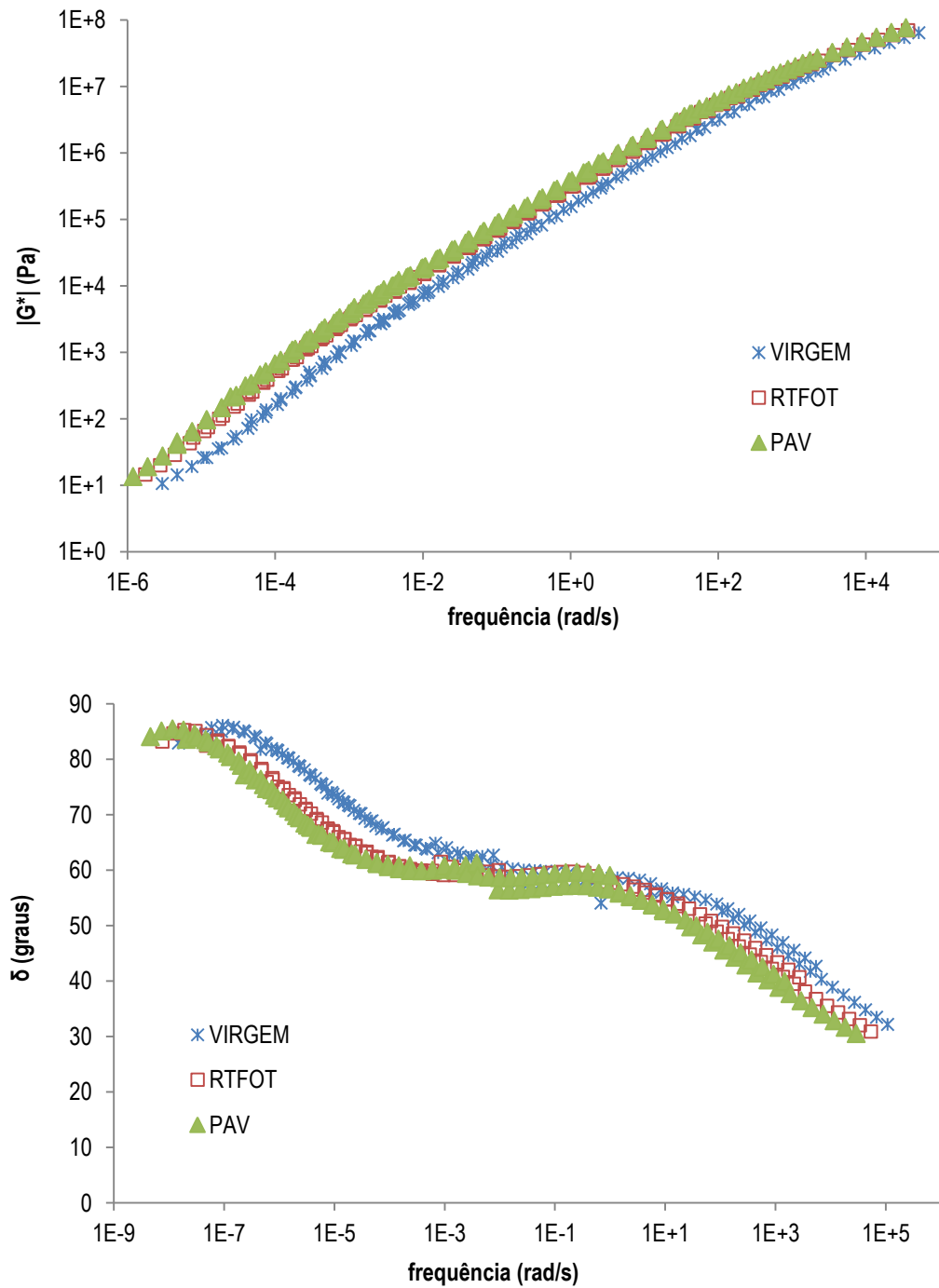


Figura A.96. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra C nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

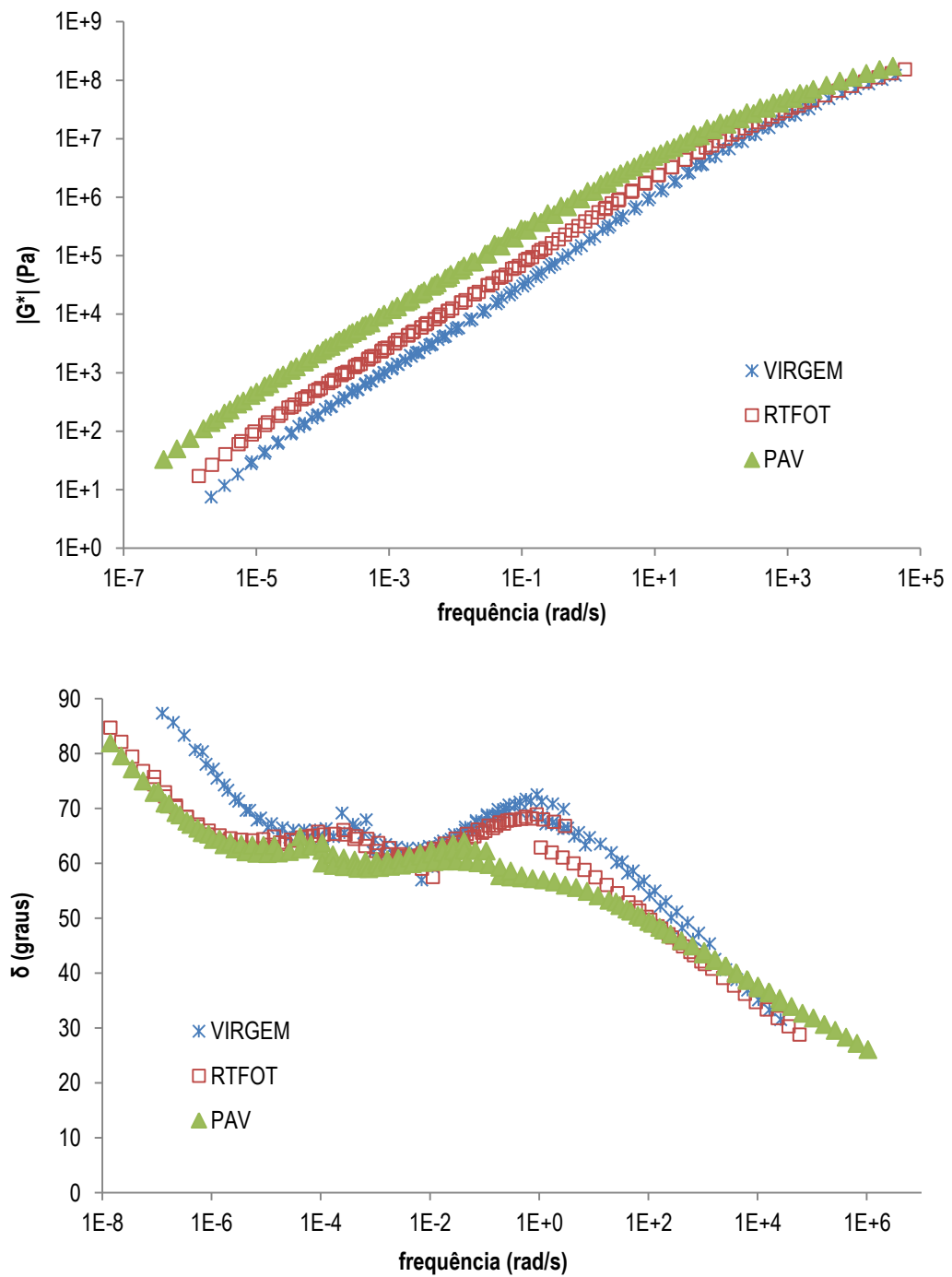


Figura A.97. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra D nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

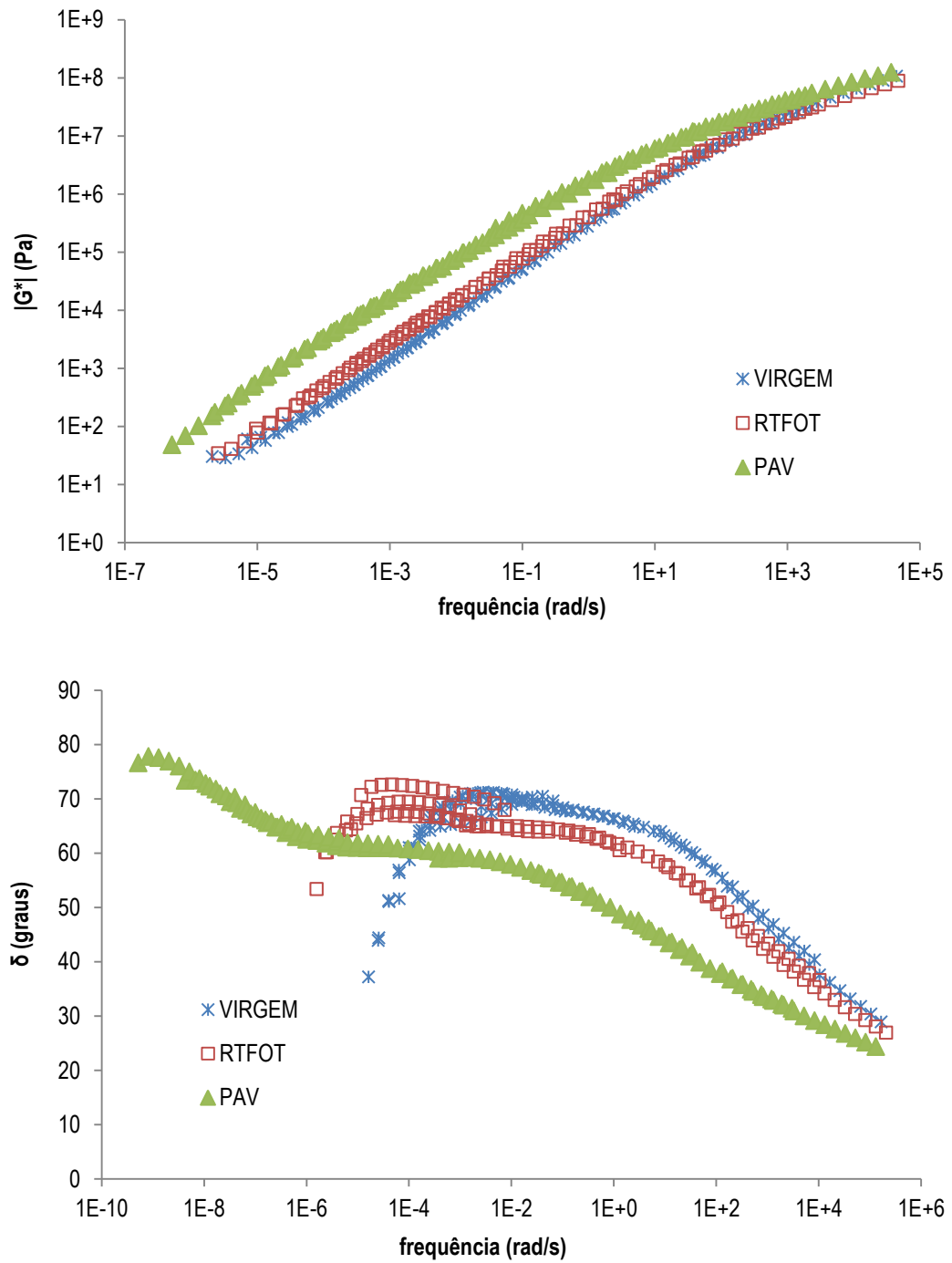


Figura A.98. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra E nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

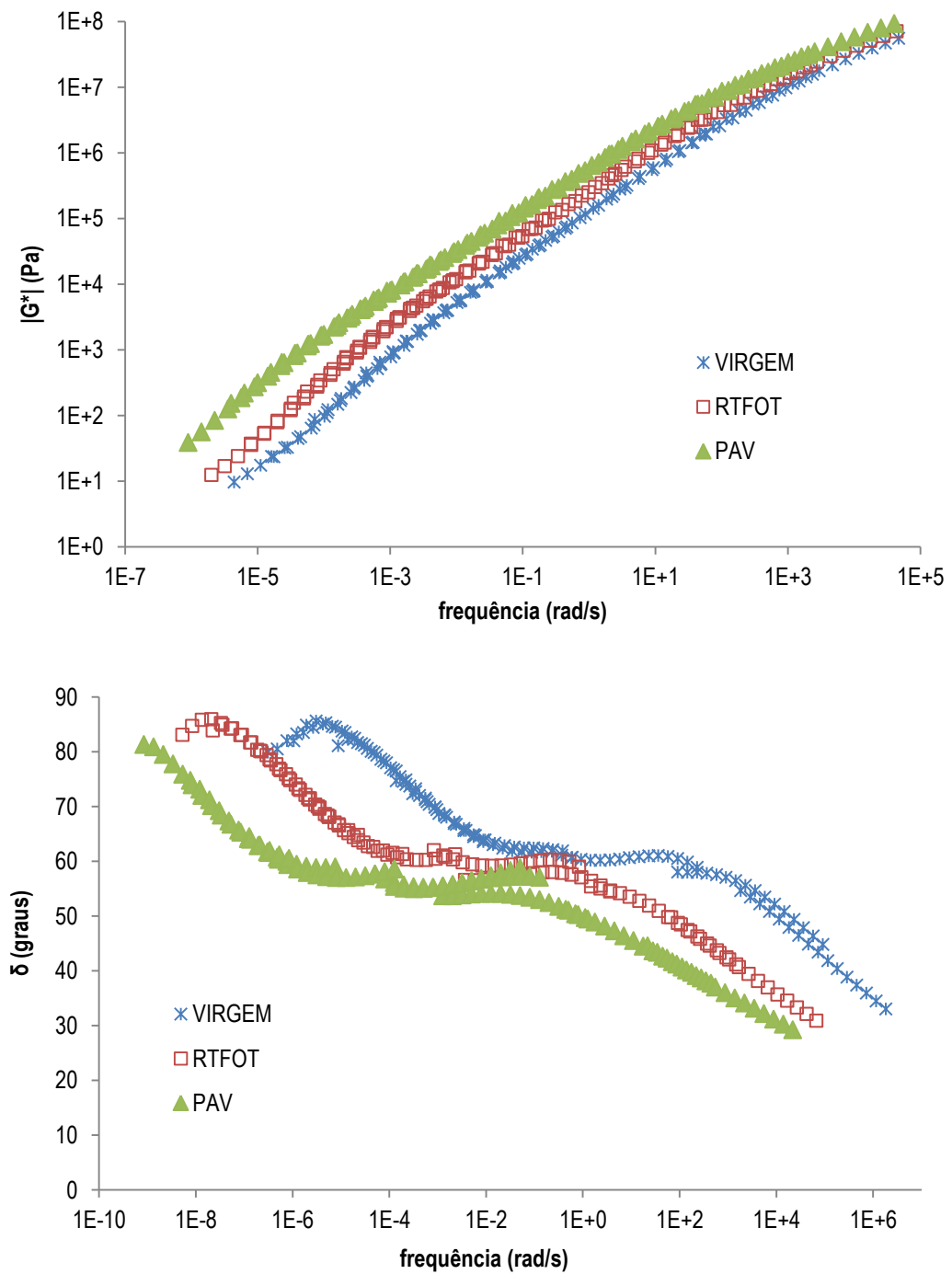


Figura A.99. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra F nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

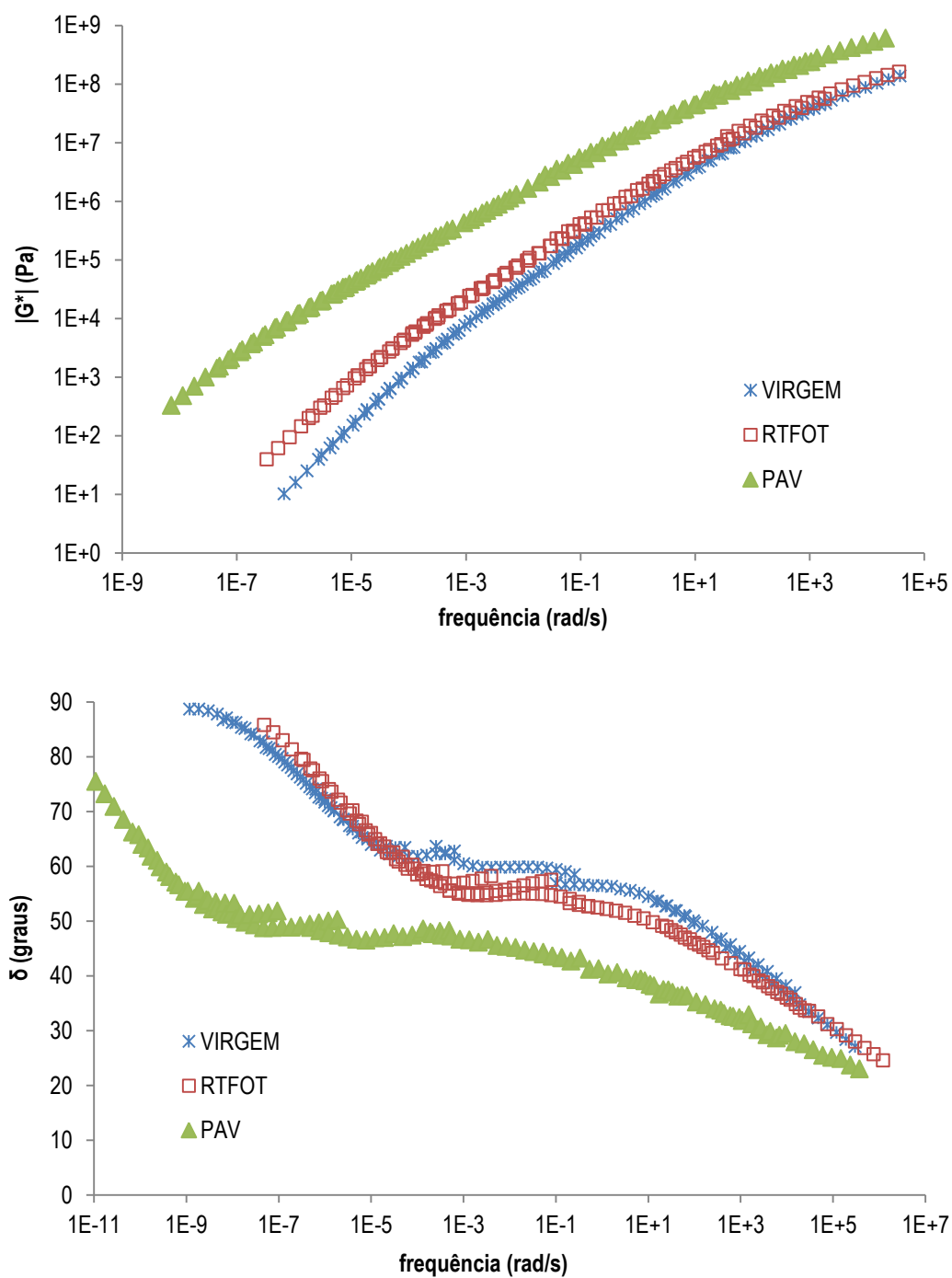


Figura A.100. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra G nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

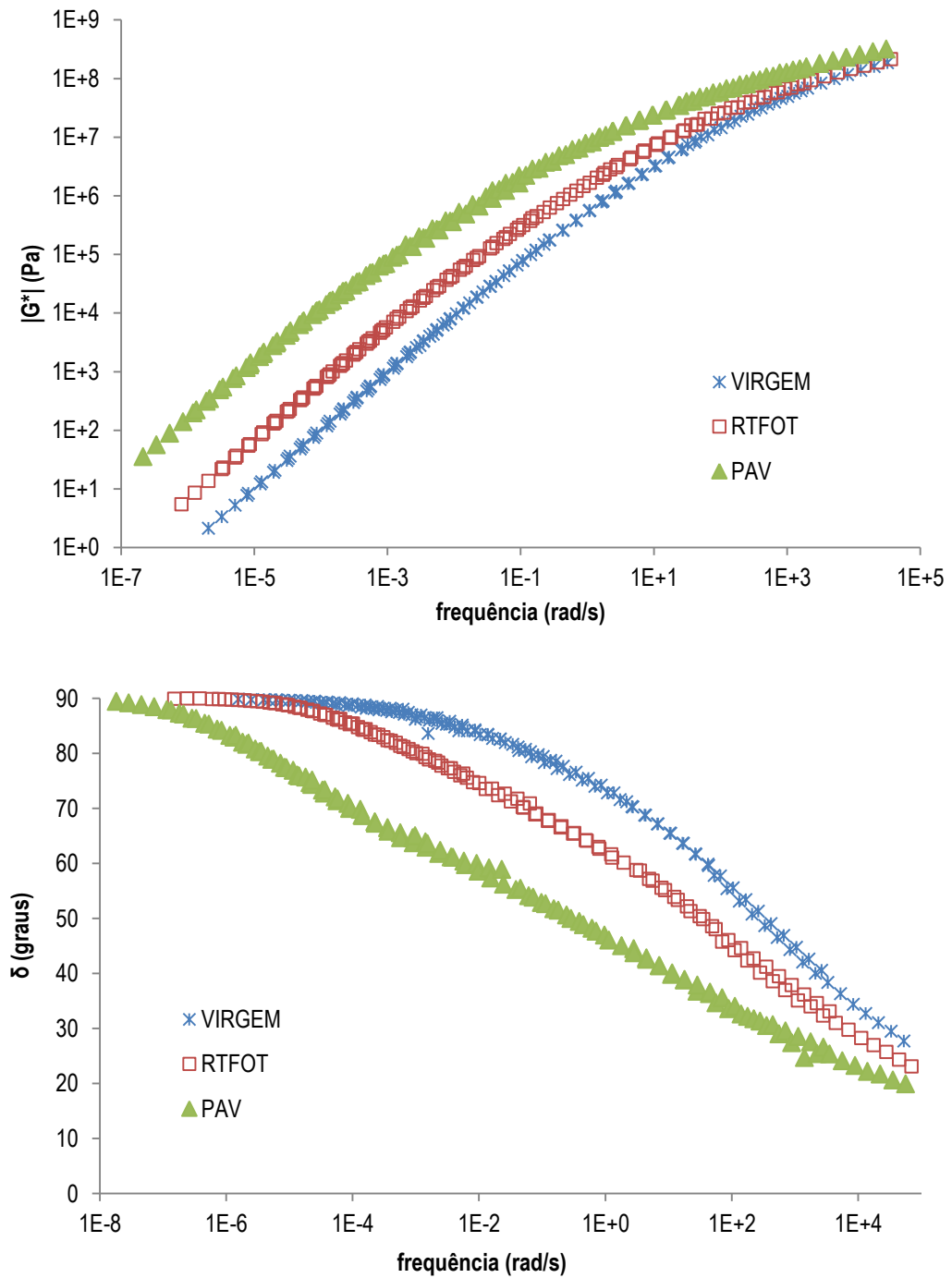


Figura A.101. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra H nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

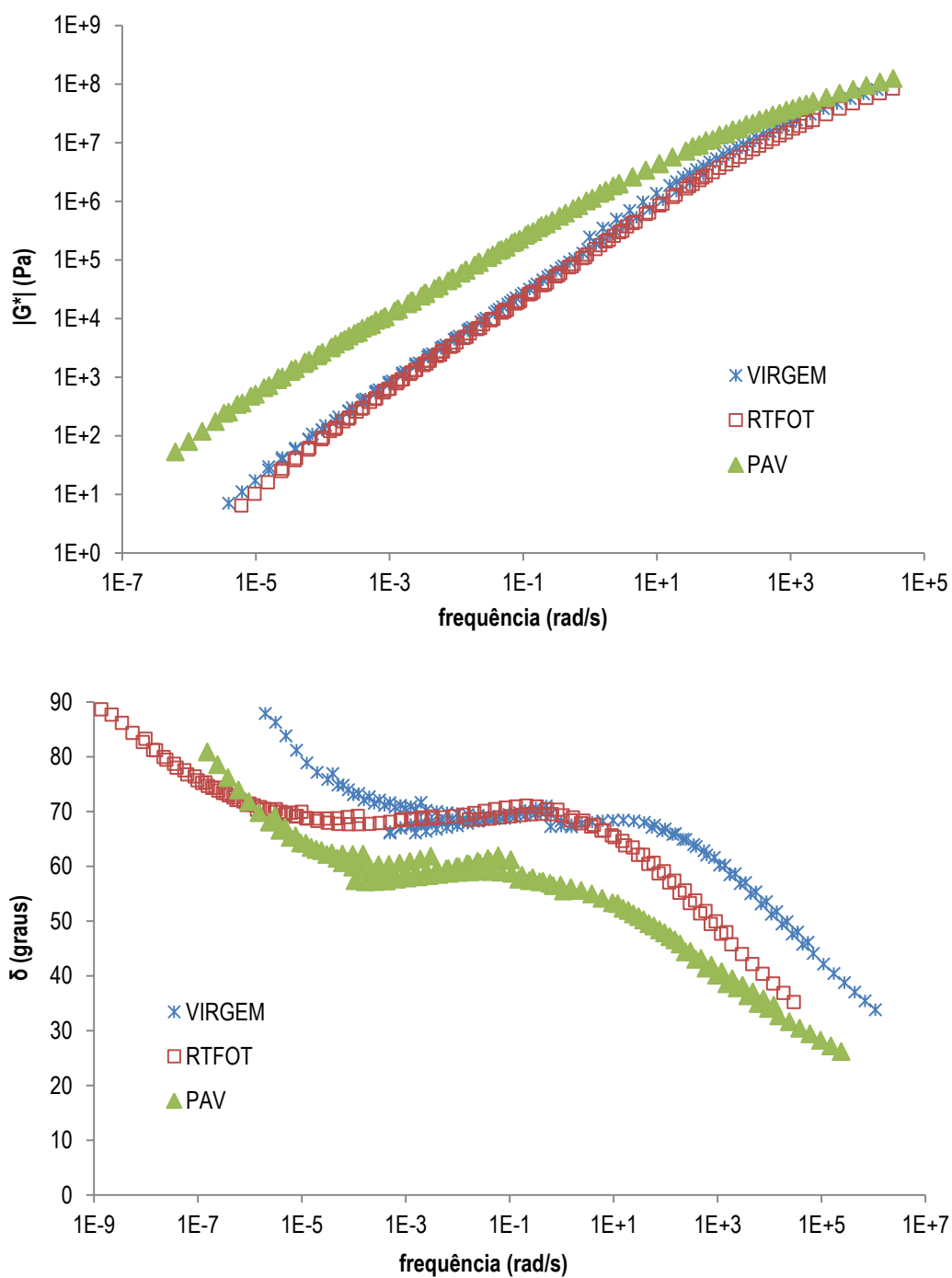


Figura A.102. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra I nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

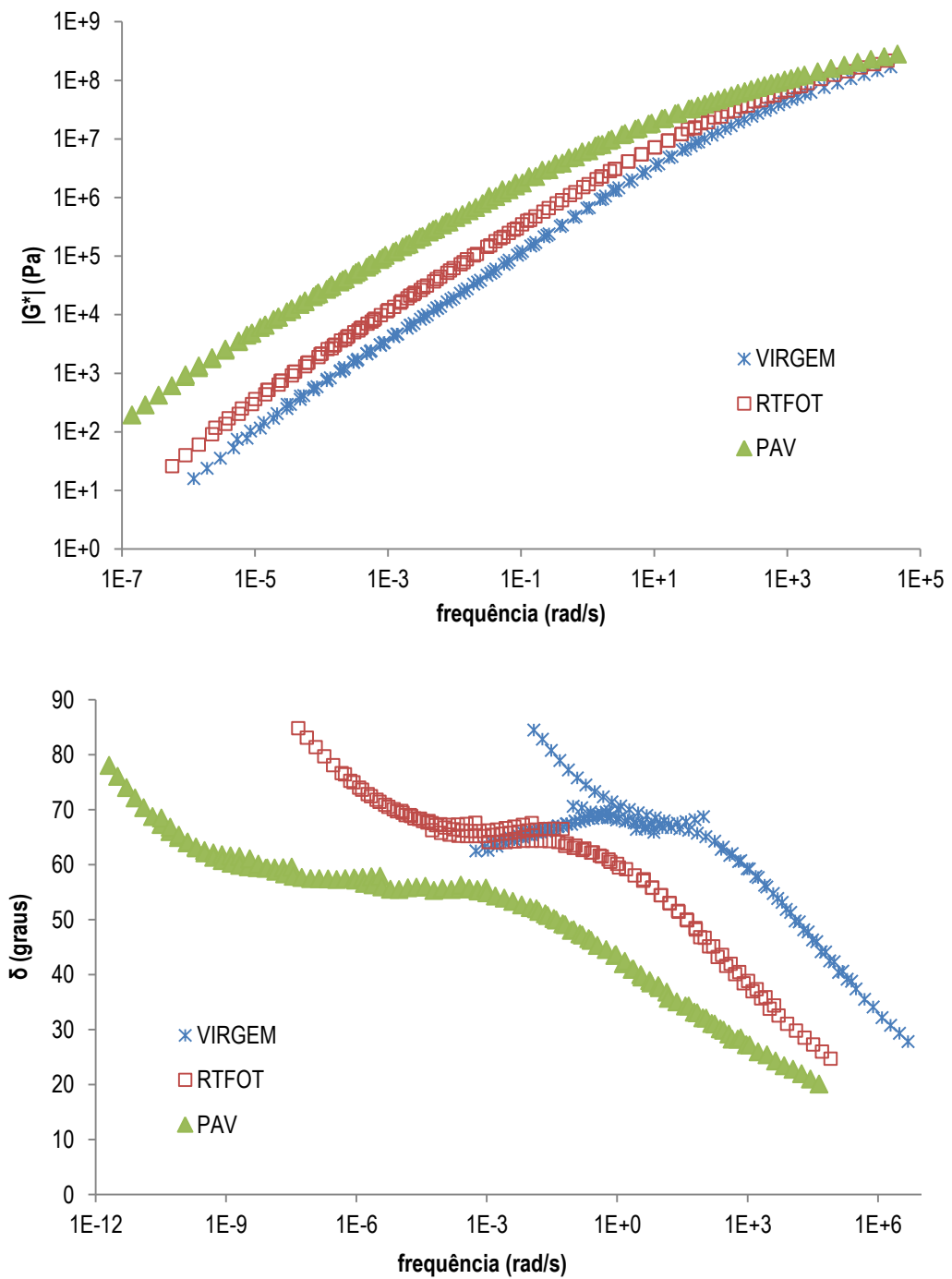


Figura A.103. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra J nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

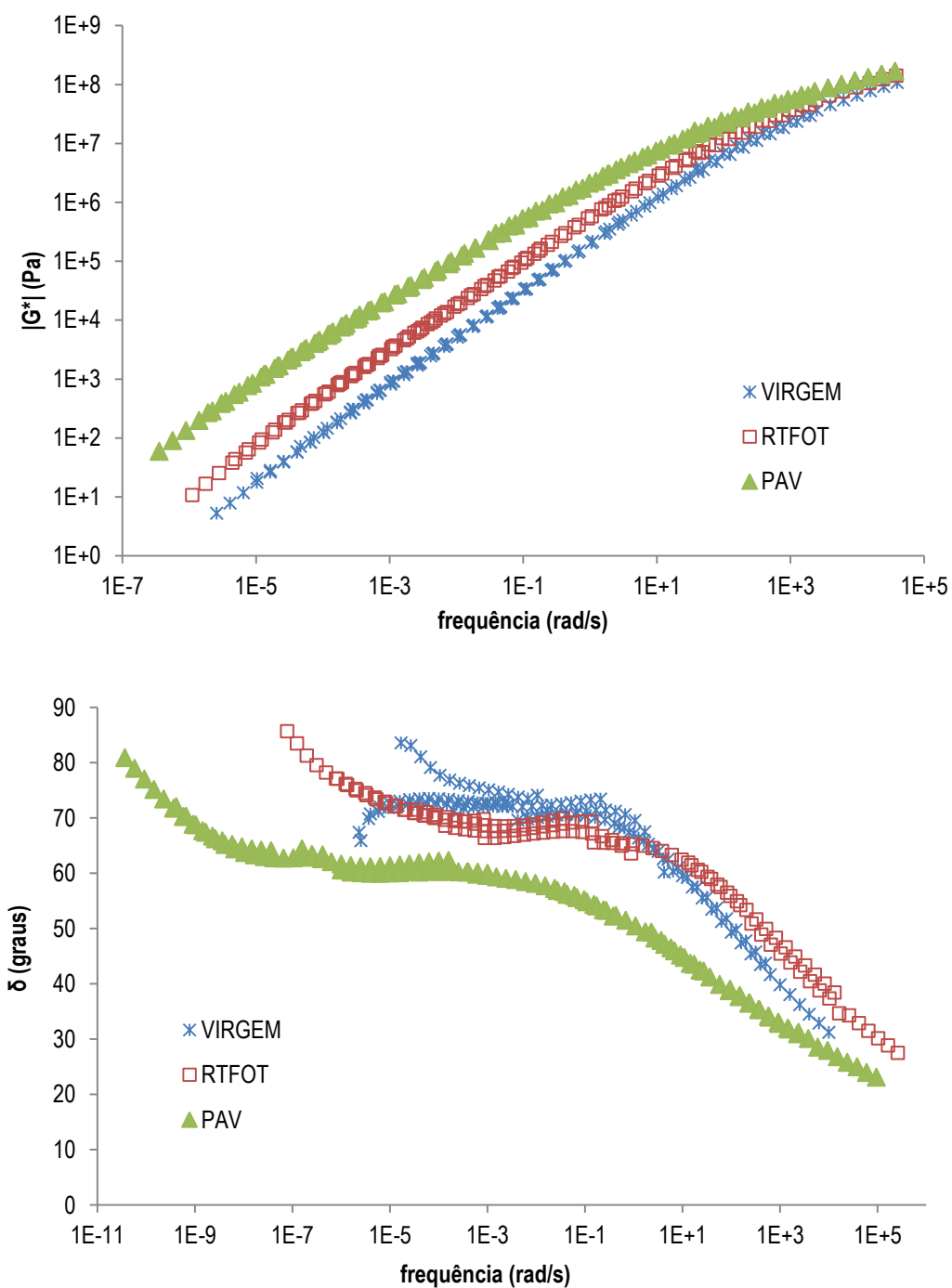


Figura A.104. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra K nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

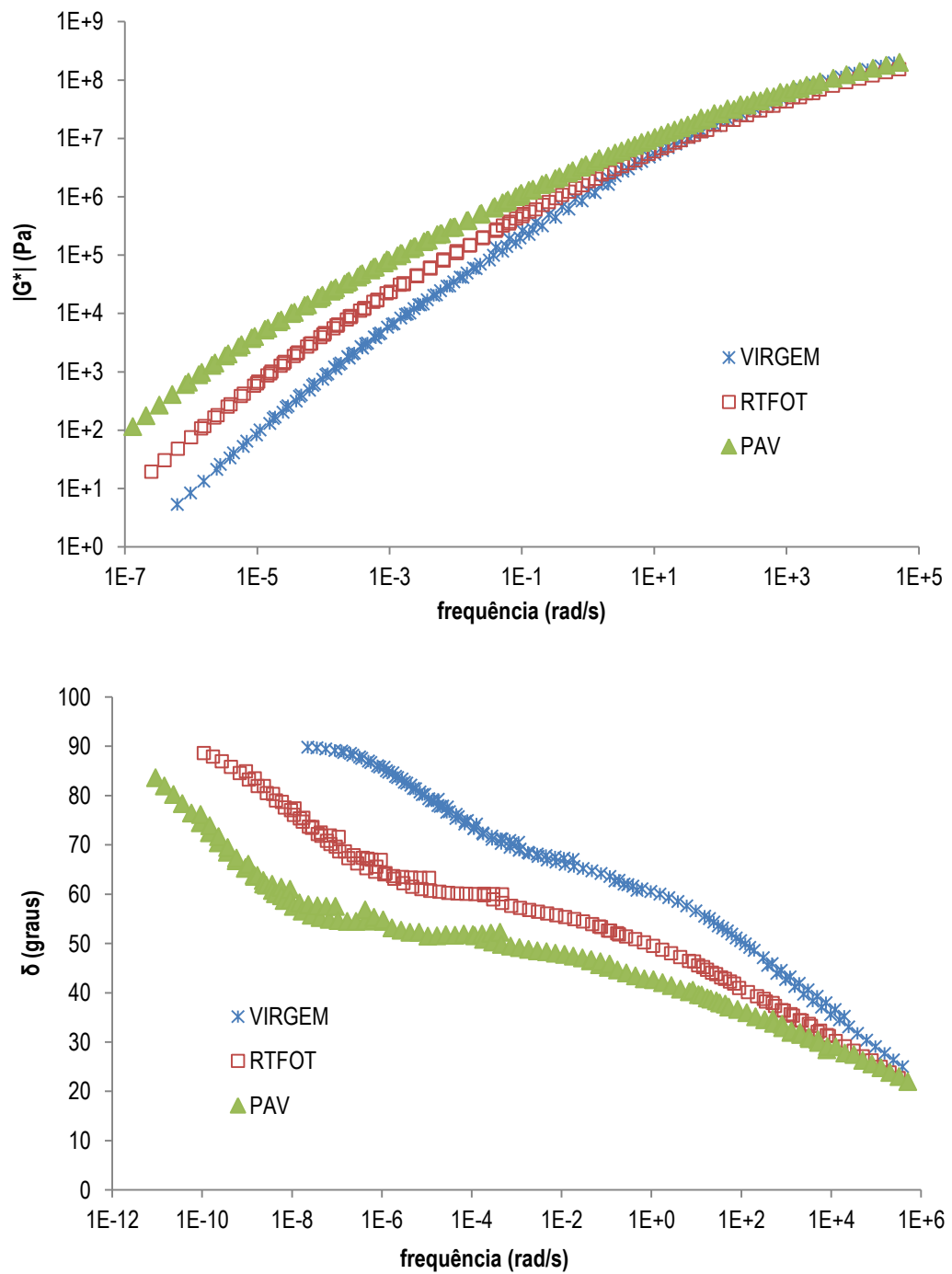


Figura A.105. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra L nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

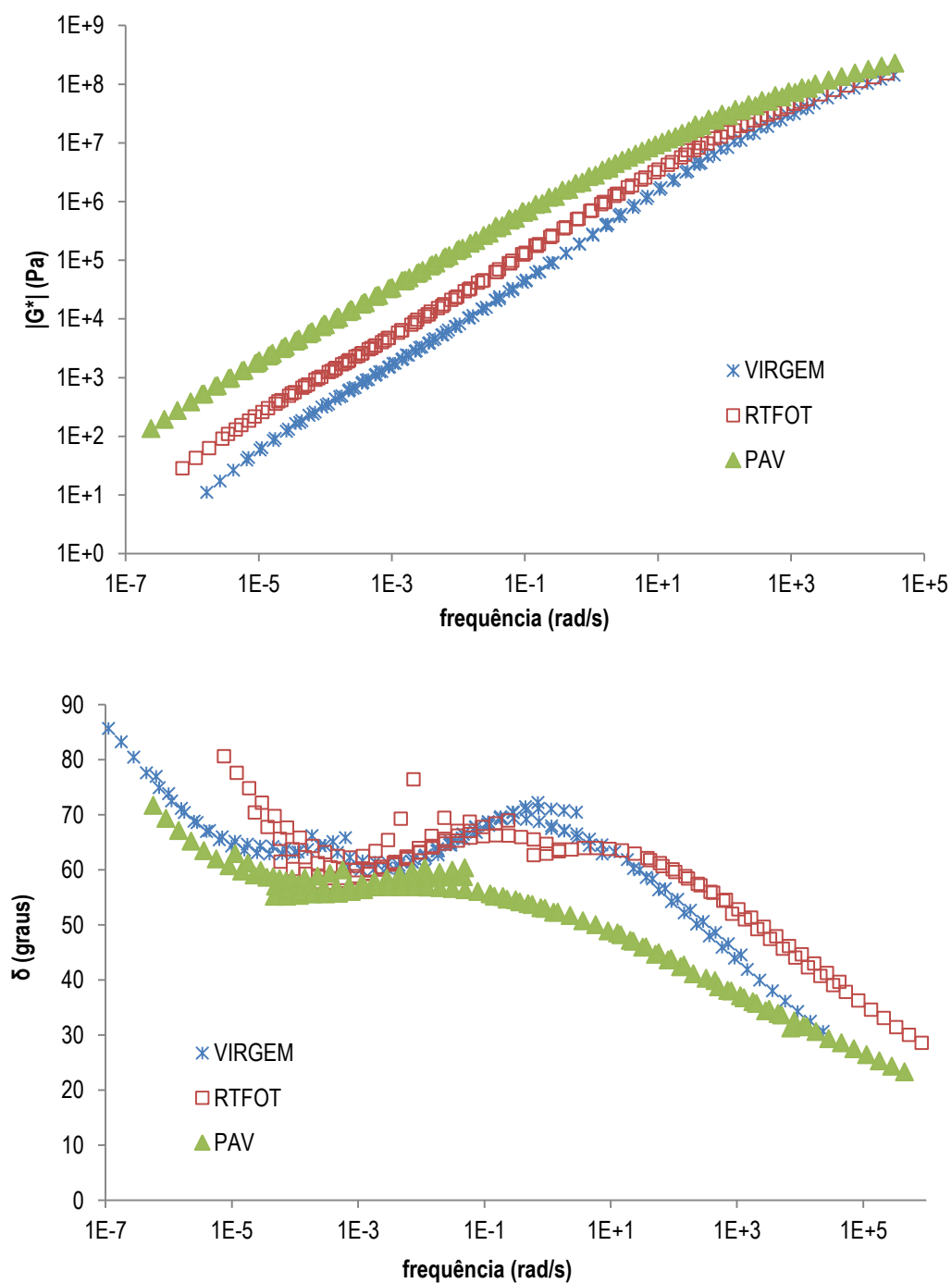


Figura A.106. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra M nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

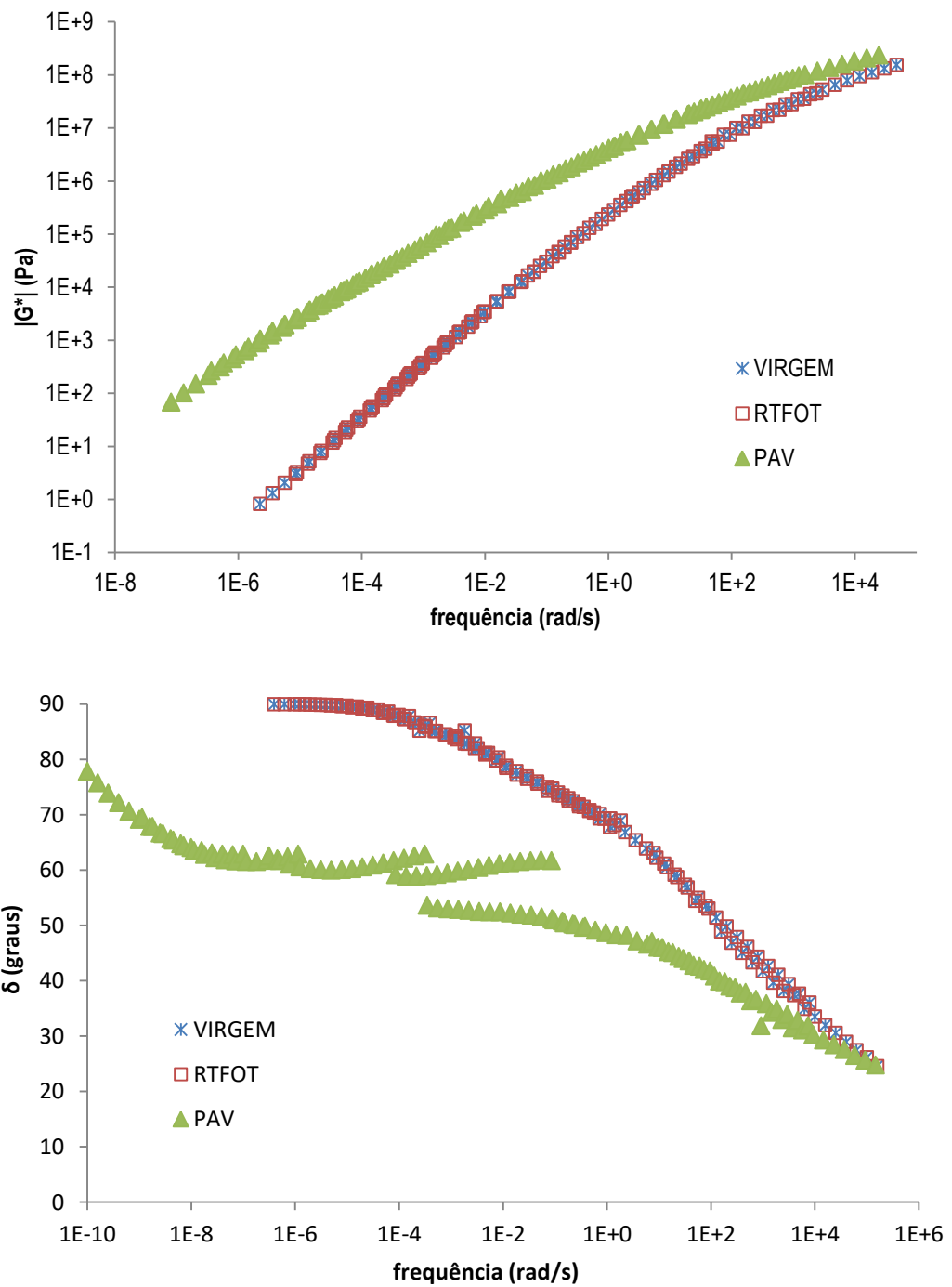


Figura A.107. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra N nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

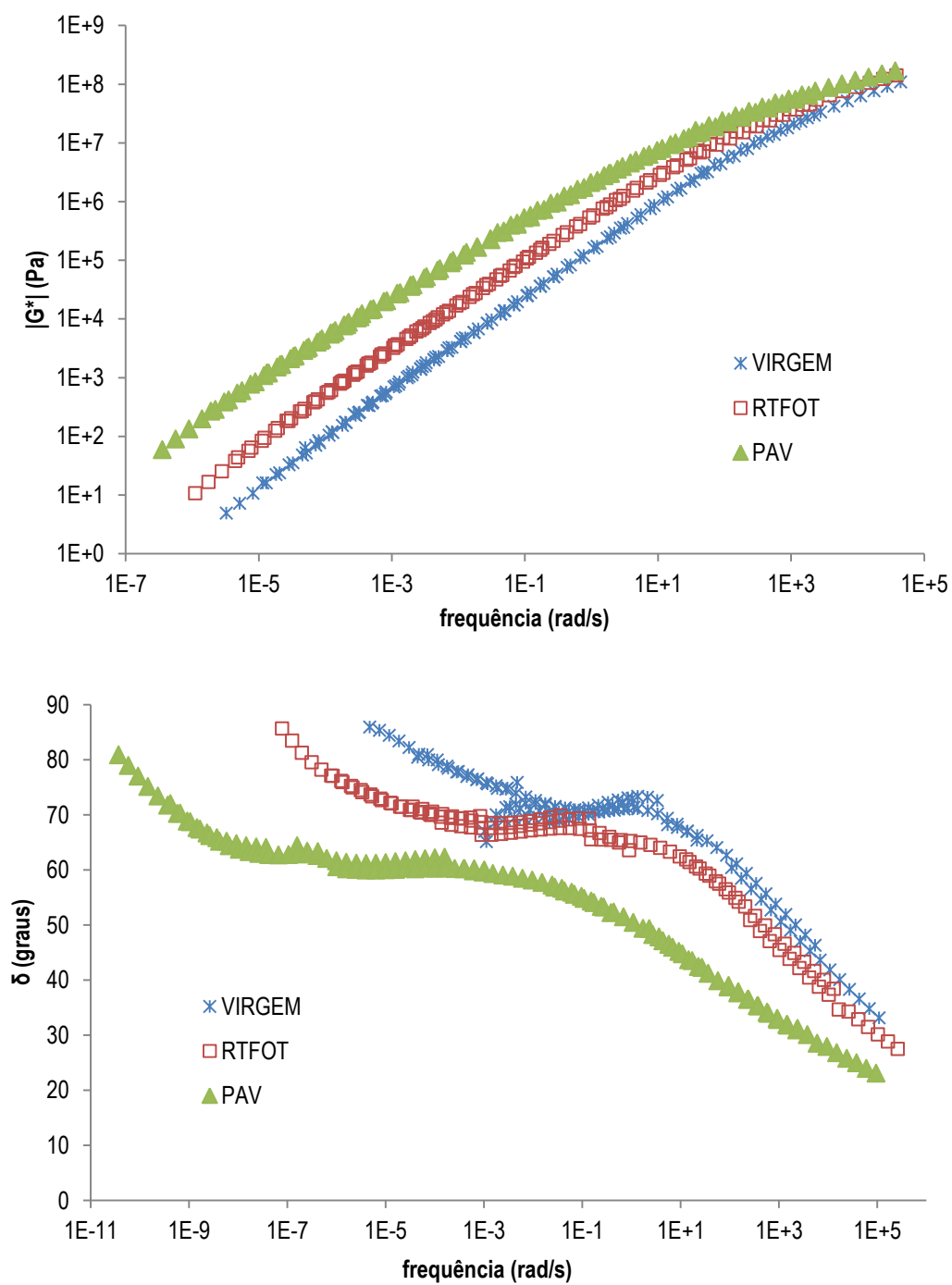


Figura A.108. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra O nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

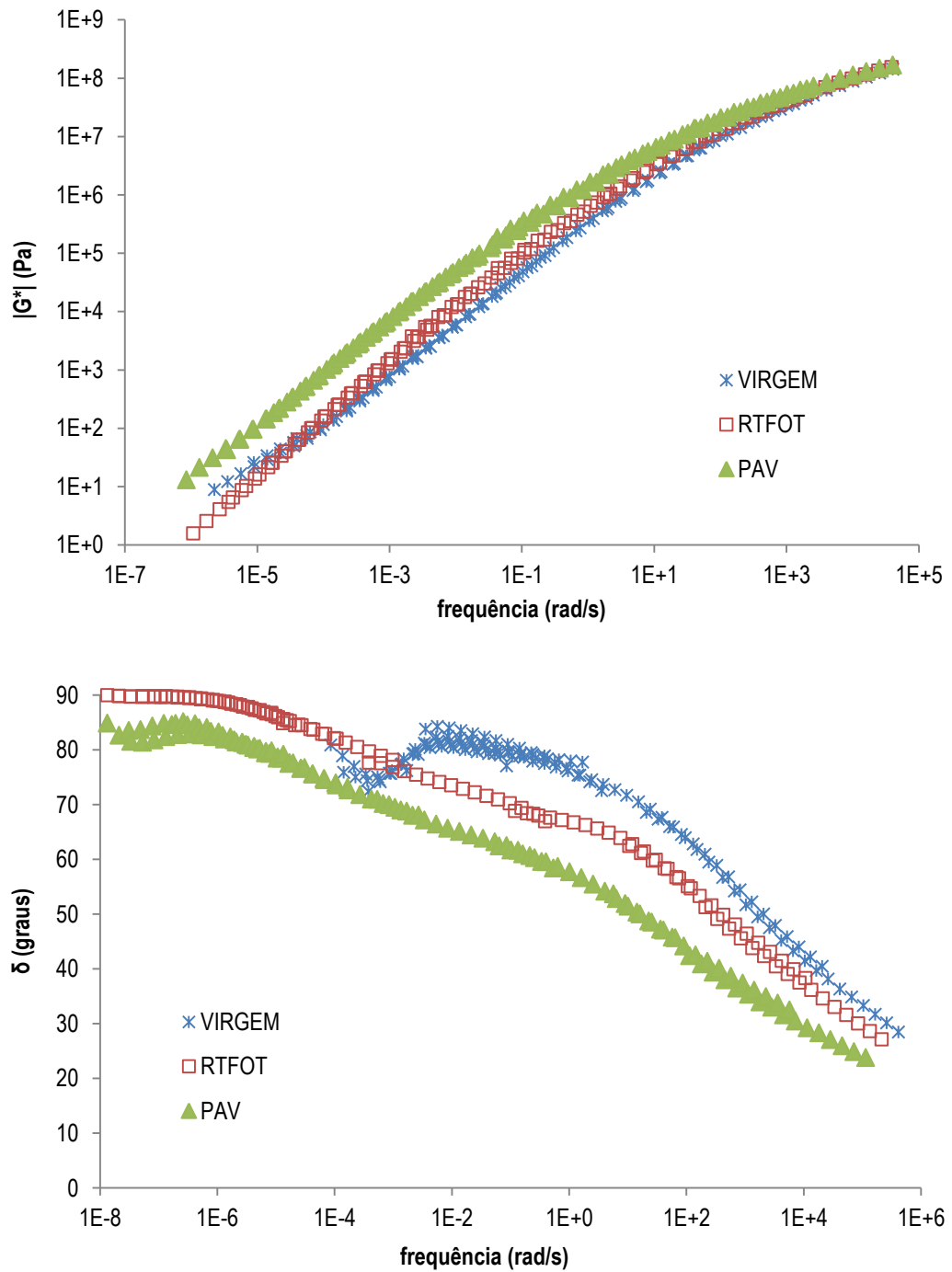


Figura A.109. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra P nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

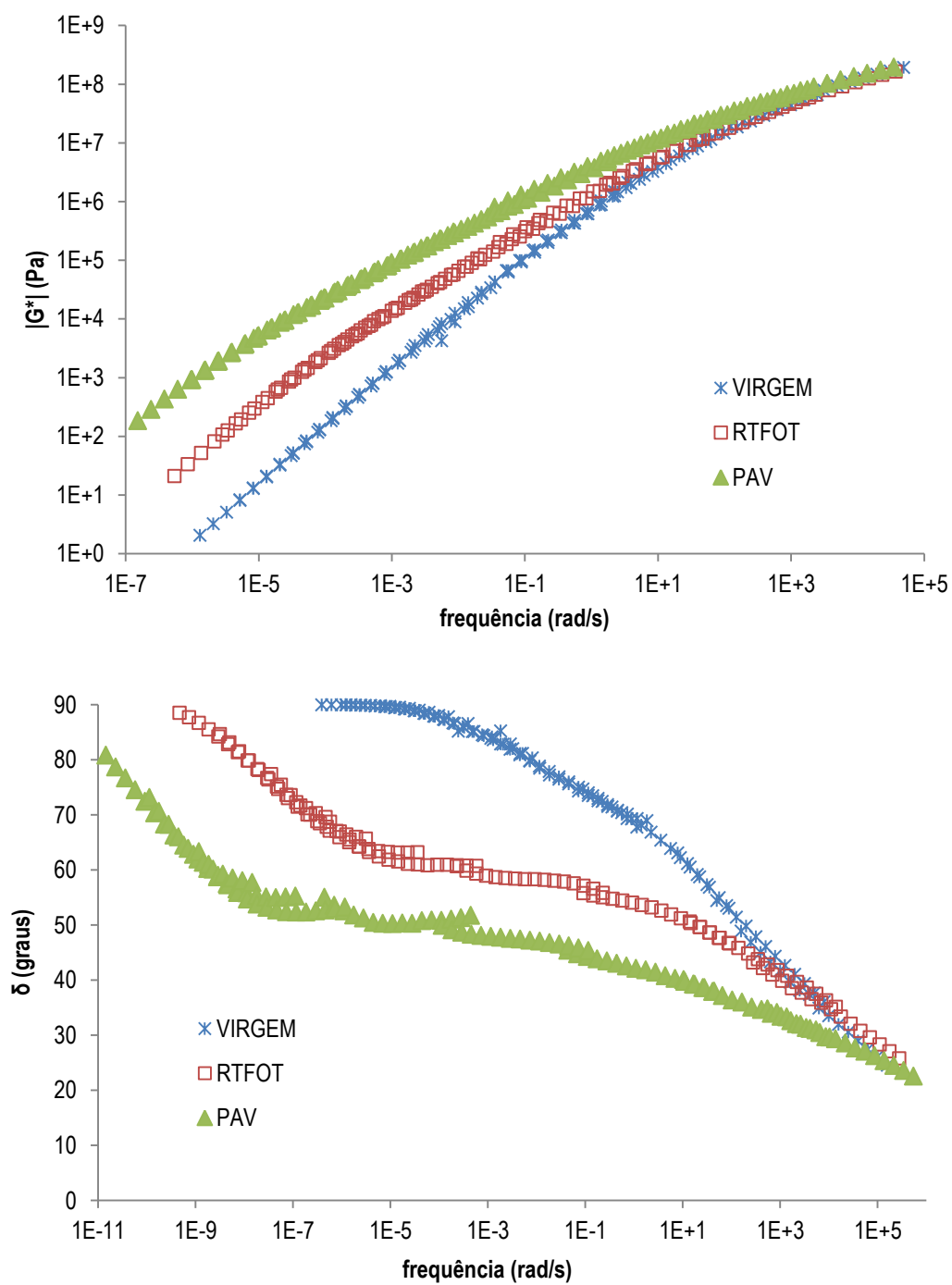


Figura A.110. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra Q nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

Figura A.111. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra R nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

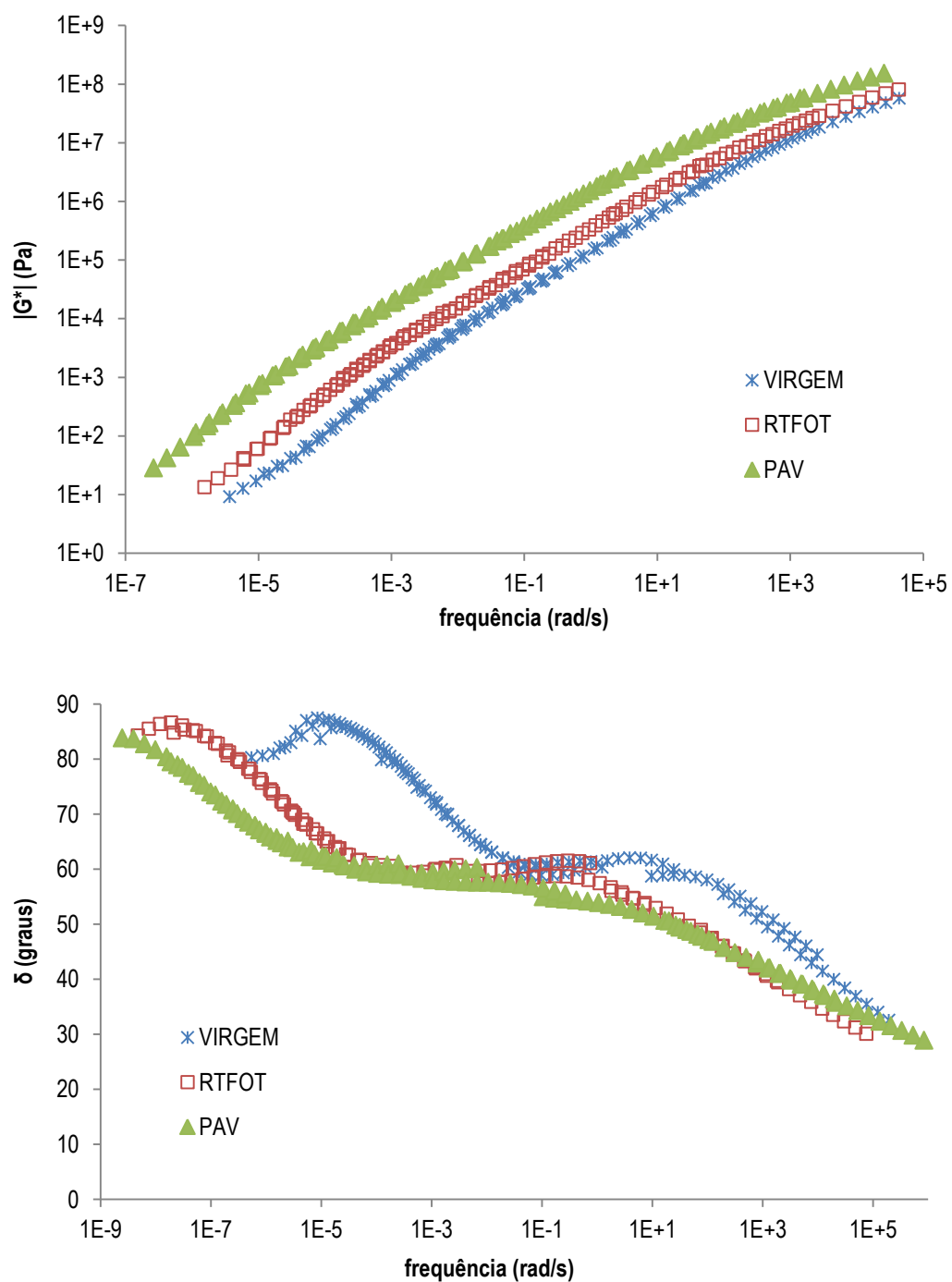


Figura A.112. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra S nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra

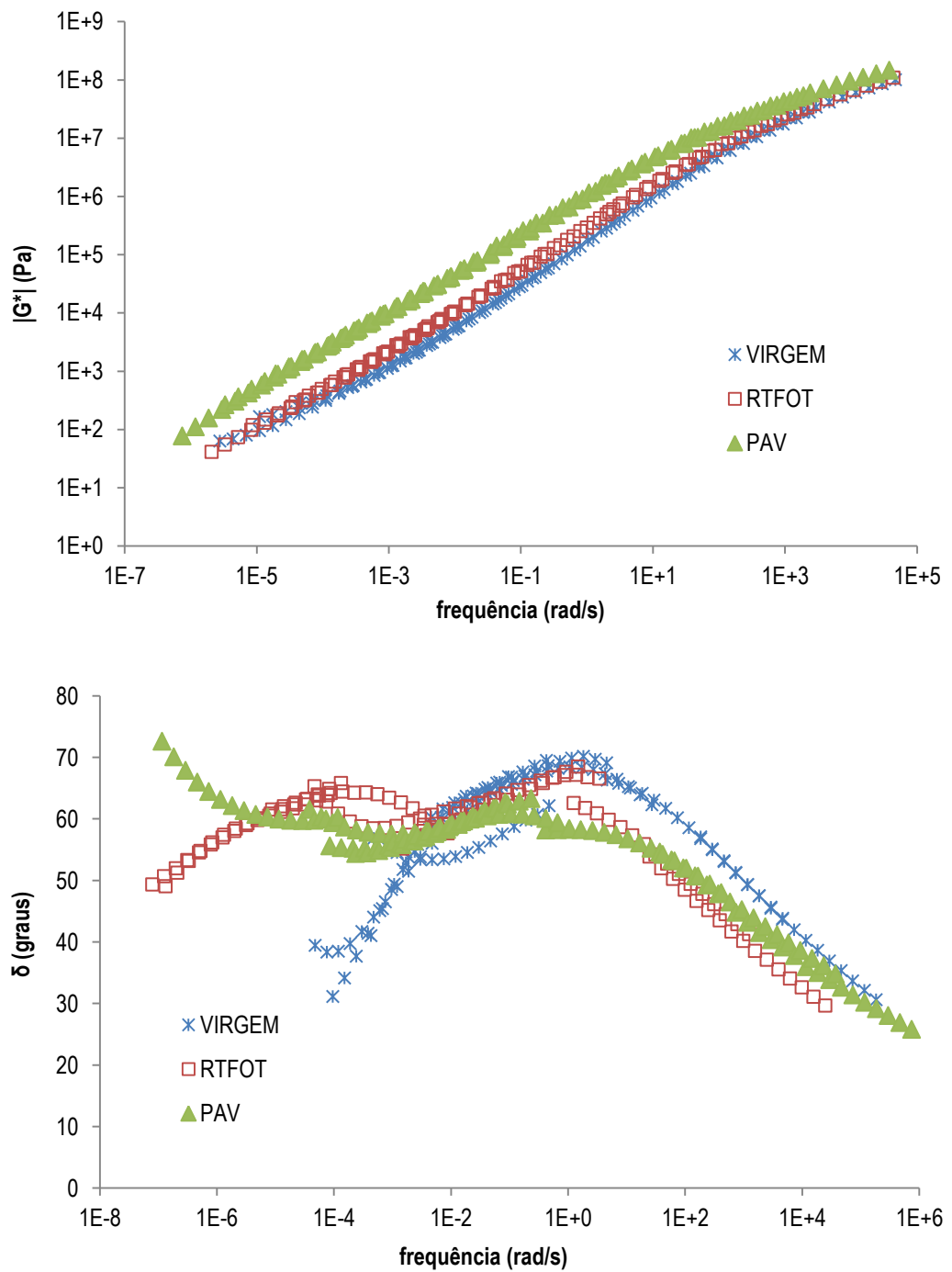


Figura A.113. Comparativo das curvas-mestre de G^* e δ da amostra T nas condições virgem e envelhecidas a curto e a longo prazos – materiais avaliados no laboratório do CPR da CCR Nova Dutra