

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

CAP ALEXANDRE PEDRO FORADINI DE ALBUQUERQUE

**INFLUÊNCIA DA ENERGIA E DA TEMPERATURA DE
COMPACTAÇÃO NOS PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS E NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências em Engenharia de Transportes.

Orientador: Profº. Luis Alfredo Ventrini - D. Sc;

Co-orientador: Profº. Salomão Pinto - D. Sc;

Co-orientador: Profº. Álvaro Vieira - M. Sc.

Rio de Janeiro

2005

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

c2005

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

Praça General Tibúrcio, 80 – Praia Vermelha

Rio de Janeiro – RJ

CEP: 22290-270

Este exemplar é de propriedade do Instituto Militar de Engenharia, que poderá incluí-lo em base de dados, armazenar em computador, microfilmar ou adotar qualquer forma de arquivamento.

É permitida a menção, reprodução parcial ou integral e a transmissão entre bibliotecas deste trabalho, sem modificação de seu texto, em qualquer meio que esteja ou venha a ser fixado, para pesquisa acadêmica, comentários e citações, desde que sem finalidade comercial e que seja feita a referência bibliográfica completa.

Os conceitos expressos neste trabalho são de responsabilidade do(s) autor(es) e do(s) orientador(es).

A345i Albuquerque, Alexandre Pedro Foradini

Influência da energia e da temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos e nas propriedades mecânicas dos concretos asfálticos/ Alexandre Pedro Foradini de Albuquerque – Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2005.

p.: il., tab.

Dissertação (mestrado) – Instituto Militar de Engenharia – Rio de Janeiro, 2005.

1. Concreto asfáltico. 2. Energia e temperatura de compactação. 3. Densidade aparente. 4. Módulo de resiliência. 5. Fadiga. I. Instituto Militar de Engenharia. II. Título.

CDD 625.84

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

CAP ALEXANDRE PEDRO FORADINI DE ALBUQUERQUE

**INFLUÊNCIA DA ENERGIA E DA TEMPERATURA DE
COMPACTAÇÃO NOS PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS E NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências em Engenharia de Transportes.

Orientador: Profº. Luis Alfredo Ventorini - D. Sc;
Co-orientador. Profº. Salomão Pinto - D. Sc;
Co-orientador: Profº. Álvaro Vieira - M. Sc.

Aprovada em 15 de fevereiro de 2005 pela seguinte Banca Examinadora:

Profº. Luis Alfredo Ventorini – D. Sc. do IME - Presidente

Profº. Luiz Antônio Silveira Lopes – D. Sc. do IME

Profº. Salomão Pinto – D. Sc. do IPR/IME

Profª. Laura Maria Goretti da Motta – D. Sc. da COPPE/UFRJ

Profº. Álvaro Vieira – M. Sc. do IME

Rio de Janeiro

2005

À minha mãe Glória Regina, ao meu pai Carlos, ao meu avô Amaro, minhas avós Edméa e Maria (*in memoriam*), meu irmão Marcelo e minha esposa Cristina, por todo o esforço, incentivo e apoio fornecidos durante toda a minha vida e, em especial, nesses últimos dois anos.

AGRADECIMENTOS

À DEUS por ter me dado saúde e força para sempre buscar a materialização dos meus sonhos e metas traçados ao longo da vida, principalmente nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, Carlos e Glória, por todos os esforços dispensados à minha educação, que sem dúvida foi a melhor possível, e pelo apoio incondicional em todos os momentos da minha vida.

À minha esposa Cristina pelo seu companheirismo, dedicação e compreensão durante todo o período do curso, sem falar nos inúmeros finais de semana que precisamos passar em casa para a realização da redação da dissertação.

Ao Exército Brasileiro pela minha excelente graduação no Instituto Militar de Engenharia e por me conceder dois anos em período integral, sem nenhuma outra atribuição, para a realização da minha dissertação de mestrado e conseqüentemente, meu crescimento profissional.

A todos os professores do Departamento de Engenharia de Fortificação e Construção do IME que participaram da minha formação acadêmica e, portanto, responsáveis por parte do meu sucesso. A todos os demais professores, o meu reconhecimento pelo agradável convívio e transmissão de conhecimentos adicionais.

A todos os professores da Pós Graduação em Engenharia de Transportes do IME pelos ensinamentos transmitidos durante a fase de créditos e pela indispensável experiência e conselhos passados durante os seminários visando a preparação para o grande dia: a defesa da dissertação.

A todos os professores que foram favoráveis a minha matrícula no curso de mestrado, com destaque especial para os professores José Carlos César Amorim e Marcelo Leão que ao preencherem minha ficha de conceito universitário demonstraram absoluta confiança em mim e no meu trabalho.

Ao Professor e Orientador D. Sc. Luis Alfredo Ventorini por sua grande participação e companheirismo durante todo o ano de dissertação, sempre me orientando nos momentos mais importantes e me alertando contra possíveis erros e descuidos. Sua participação na organização e estruturação do texto foi decisiva para a boa organização apresentada no trabalho.

Ao Professor e Co-orientador D. Sc. Salomão Pinto pelo incansável esforço e dedicação apresentados desde a fase de defesa da proposta da dissertação até as últimas correções do texto. Se hoje eu chego ao final da minha dissertação de mestrado plenamente realizado com o que estudei e com muito mais conhecimento do que imaginava, devo muito ao Professor Salomão Pinto que além de sugerir o título da dissertação, foi muito mais um companheiro de pesquisa do que um professor orientador. Tudo seria mais difícil se eu não tivesse contado com o enorme conhecimento e vivência prática deste professor, que nunca deixou uma pergunta sem resposta. Não poderia esquecer de agradecer também ao Professor Salomão por sua grande rapidez e objetividade na correção do texto e pelo enorme tempo dispensado à minha orientação, inclusive em suas horas de folga. Por último, credito ao Professor Salomão Pinto toda a facilidade que encontrei na fase experimental da pesquisa, pois com sua ajuda e seus contatos pude realizá-la no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) com todos os equipamentos necessários e com o apoio de laboratoristas de alto nível técnico. Muito Obrigado, Mestre!

Ao Professor e Co-orientador M. Sc. Álvaro Vieira pelo agradável convívio e por todos os conhecimentos transmitidos na graduação, na cadeira de Mecânica dos Pavimentos e ao longo do período de dissertação. Agradeço ao Professor Álvaro Vieira também, o incansável trabalho de revisão do texto que serviu com certeza para diminuir os erros cometidos pelo autor, além de todo o apoio recebido para que os resultados desta pesquisa fossem publicados nos dois principais congressos sobre infra-estrutura de transportes do país: 35ª RAPv e XVIII ANPET. Muito Obrigado, Mestre!

A Professora D. Sc. Laura Maria Goretti da Motta, não só pelo tempo dedicado à apreciação desta dissertação, mas também pelos valiosos conhecimentos transmitidos na cadeira de Materiais de Pavimentação e ao longo do período de dissertação. Destaco na Professora Laura a sua incomparável paciência e boa vontade com seus alunos (aos quais me incluo) e suas intermináveis perguntas. Muito Obrigado, Professora!

Ao Prof. D. Sc. Luiz Antônio Silveira Lopes pelo tempo dedicado à apreciação desta dissertação, pelos conhecimentos transmitidos durante o ano de créditos e por toda a ajuda prestada na solução dos mais variados problemas encontrados ao longo do curso.

Ao amigo Lima pelo convívio e ajuda mútua nesses dois anos de trabalhos, apresentações, congressos e ensaios de laboratório.

A todos os amigos do 1º e 2º ano, além dos companheiros de fortificação e construção Chagas, Veiga, Fernando e Dilermando, pela amizade e companheirismo demonstrados ao longo de todo o curso.

Ao Dr. Chequer Jabour Chequer pela autorização do uso das instalações do laboratório do IPR para a moldagem dos corpos-de-prova utilizados na pesquisa e demais ensaios necessários.

Às Eng^a. do IPR, Dilma e Luciana, por toda a ajuda prestada.

Ao laboratorista do IPR, André Paixão, pela grande ajuda na coleta dos agregados e nos demais ensaios.

Ao laboratorista do IPR, Sérgio Romário, pela imprescindível ajuda nos ensaios e na moldagem dos corpos-de-prova. A dedicação e o zelo deste laboratorista durante a execução dos serviços impressionaram bastante, demonstrando tratar-se de um excelente profissional. Pela sua dedicação e por se tratar de uma pessoa sincera e agradável, tenho hoje o laboratorista Sérgio Romário como um grande amigo.

Aos demais integrantes da equipe do IPR pelo excelente convívio durante o tempo em que trabalhamos juntos.

À Concessionária Rio-Teresópolis pelo fornecimento dos agregados empregados na pesquisa.

À Professora Leni Leite pelo fornecimento do CAP 20 da REDUC/RJ empregado na pesquisa.

Aos amigos Álvaro e Gil do laboratório de geotecnia da COPPE pela orientação e dicas fornecidas antes da realização dos ensaios no equipamento de compressão diametral por carregamento repetido do IME.

À empresa Probitec pela realização do ensaio Saybolt-Furol em seu laboratório.

Ao Sgt Mozeika, Sgt Araújo e FC Wanderlei pela ajuda dos ensaios desenvolvidos no laboratório do IME.

Às bibliotecas do IPR, IME, ABPv e da COPPE por toda a bibliografia consultada durante a dissertação.

“O futuro tem muitos nomes. Para os fracos, é o inatingível. Para os temerosos, o desconhecido. Para os valentes, é a oportunidade”

VICTOR HUGO

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	16
1.1 Considerações iniciais.....	16
1.2 Objetivos.....	18
1.3 Estrutura da dissertação.....	19
 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	 21
2.1 Introdução.....	21
2.2 Revestimentos betuminosos.....	21
2.3 Misturas asfálticas à quente.....	23
2.4 Dosagem de misturas asfálticas.....	25
2.4.1 Considerações iniciais.....	25
2.4.2 Parâmetros característicos da dosagem Marshall.....	27
2.4.2.1 Densidade teórica da mistura: é a densidade da mistura sem vazios, isto é, a massa total dividida pela soma dos volumes ocupados pelos materiais, ou seja:.....	27
2.4.2.2 Densidade aparente: é o quociente da massa total da mistura pela massa de água correspondente ao volume total ocupado pela mistura considerada a água 25°C, ou seja:.....	28
2.4.2.3 Porcentagem de vazios: é o volume de vazios existente na mistura, expresso como a porcentagem do volume total da mistura, ou seja:.....	28
2.4.2.4 Porcentagem de vazios do agregado mineral: é a soma dos vazios da mistura com os vazios ocupados pelo betume, ou seja:.....	28
2.4.2.5 Porcentagem de vazios cheios com betume:.....	28
2.4.2.6 Relação betume-vazios: indica que porcentagem de vazios do agregado é preenchida pelo asfalto, ou seja:.....	29
2.4.2.7 Estabilidade Marshall: é a carga expressa em kgf que produz a ruptura diametral de um corpo de prova de mistura asfáltica em condições padronizadas de ensaio. O ASPHALT INSTITUTE (1989) define estabilidade como sendo a capacidade das misturas asfálticas de resistirem à deformação imposta pelas cargas. Para SANTANA & GONTIJO (1984), a estabilidade é a característica de uma mistura asfáltica em resistir às deformações permanentes (plásticas).....	29
2.4.3 Projeto de dosagem Marshall.....	30

2.5 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas.....	33
2.5.1 Considerações iniciais.....	33
2.5.2 Resistência à tração estática.....	35
2.5.3 Módulo de resiliência.....	37
2.5.3.1 Considerações iniciais.....	37
2.5.3.2 Alguns estudos sobre o módulo de resiliência.....	40
2.5.4 Fadiga.....	47
2.5.4.1 Considerações iniciais.....	47
2.5.4.2 Ensaio para avaliação da resistência à fadiga.....	50
2.5.4.3 Alguns estudos sobre a fadiga.....	57
2.6 Compactação de misturas asfálticas.....	61
2.6.1 Considerações iniciais.....	61
2.6.2 Objetivo da compactação.....	62
2.6.3 Fatores relacionados à má compactação.....	67
2.6.4 Controle tecnológico.....	72
2.6.5 Efeitos da densidade e da porcentagem de vazios	77
2.6.6 Influência da energia e da temperatura de compactação.....	86
2.6.6.1 Considerações iniciais.....	86
2.6.6.2 Estudos sobre os efeitos da energia e da temperatura de compactação nas propriedades das misturas asfálticas.....	92
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	135
3.1 Considerações iniciais.....	135
3.2 Materiais empregados.....	136
3.2.1 Agregados.....	136
3.2.2 A FIG. 3.1 indica o ponto da pedreira de onde foram extraídas as pedras pulmão para britagem.....	136
3.2.4 Foram coletadas para a pesquisa amostras de brita (agregado graúdo) e pó de pedra (agregado miúdo). Os materiais britados foram inicialmente depositados nos silos frios da usina de asfalto da CRT. Posteriormente a usina foi colocada em operação para que os agregados fossem aquecidos no tambor secador e transportados para a unidade graduadora, onde sofreram separação em frações e armazenamentos nos silos quentes (SQ1, SQ2 e SQ3). Em seguida, essas frações	

foram pesadas no silo balança em quantidades suficientes para todo o plano experimental e finalmente transportadas para o laboratório do IPR. O procedimento para a coleta das amostras objetivou, sobretudo, a obtenção dos agregados de forma semelhante ao utilizado rotineiramente na construção de revestimentos flexíveis.. 138

3.2.5 As FIG. 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 indicam, respectivamente, o esquema geral de uma usina de asfalto do tipo gravimétrica, os silos frios, o tambor secador e os silos quentes da usina de asfalto da CRT. É importante notar na FIG. 3.4, a tubulação responsável pelo retorno do material fino que fica em suspensão durante a passagem do agregado pelo tambor secador. Esta tubulação impede o lançamento do pó na atmosfera e possibilita a recuperação de uma parcela dos finos que são retirados dos agregados no secador..... 138

3.2.7 FIG. 3.3: Conjunto de silos frios da CRT. FIG. 3.4: Tambor secador da CRT. 139

3.2.9 Ligante asfáltico..... 143

3.3 Dosagem das misturas..... 144

3.3.1 Considerações iniciais..... 144

3.3.2 Temperaturas de mistura e de compactação..... 147

3.3.3 Teores ótimos..... 147

3.5 Energias e temperaturas de compactação investigadas..... 149

3.5.1 Considerações iniciais..... 149

3.5.2 Moldagem dos corpos-de-prova..... 150

3.6 Ensaios mecânicos realizados..... 151

3.7 Degradação Marshall..... 161

O método de ensaio DNER – ME 401/99 propõe dois procedimentos distintos: com ou sem ligante. No método com ligante é realizada a moldagem de corpos-de-prova de concreto asfáltico com teor de ligante e granulometria dos agregados fixos. O teor de ligante adotado é de 5%, em peso, os agregados obedecem a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 1” (25 mm), 3/4” (19 mm), 3/8” (9,5 mm), N°4 (4,8 mm), N°10 (2 mm), N°40 (0,42 mm) e N°200 (0,075 mm) e a energia de compactação empregada é de 50 golpes do soquete Marshall, por face. O procedimento sem ligante prevê a compactação das amostras com a mesma energia, porém sem o uso de ligante como o nome já

indica e conseqüentemente, sem a moldagem de corpos-de-prova. Por motivos óbvios, adotou-se o procedimento com ligante para a análise da degradação Marshall dos corpos-de-prova moldados.....	162
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	168
4.1 Considerações iniciais.....	168
4.2 Parâmetros volumétricos.....	169
4.3 Propriedades Mecânicas.....	180
4.3.1 Resistência à tração por compressão diametral.....	180
4.3.2 Módulo de resiliência por compressão diametral.....	185
4.3.3 Fadiga por compressão diametral.....	191
4.4 Degradação dos agregados pela compactação Marshall.....	199
5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS.....	202
5.1 Considerações iniciais.....	202
5.2 Sistema de carregamento e perfis de pavimentos analisados.....	202
5.3 Deflexão na superfície do revestimento.....	203
5.3.1 Módulo de resiliência do subleito: 100 MPa.....	203
5.3.2 Módulo de resiliência do subleito: 50 MPa.....	207
5.4 Vida de fadiga.....	214
5.4.1 Módulo de resiliência do subleito: 100 MPa.....	214
5.4.2 Módulo de resiliência do subleito: 50 MPa.....	220
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	229
6.1 Conclusões.....	229
6.2 Recomendações para estudos futuros.....	231
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	233
8 APÊNDICES.....	245
8.1 APÊNDICE 1: Caracterização dos corpos-de-prova moldados.....	246
8.2 APÊNDICE 2: Indicadores do comportamento estrutural dos perfis de pavimentos calculados pelo programa ELSYM5.....	247

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

RESUMO

A obtenção de bons resultados na execução de revestimentos asfálticos exige um eficiente e rigoroso controle tecnológico do grau e da temperatura de compactação da mistura. Infelizmente, são freqüentes a não observância dos limites de temperatura previstos nas especificações e a compactação inadequada da mistura na pista. É comum observar em campo, também, a tentativa de “compensar” a baixa temperatura de compactação através do aumento da energia (maior número de rolagens do rolo compactador).

Esta dissertação de mestrado apresenta os resultados de um estudo experimental sobre o efeito da variação da energia e da temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos e nas propriedades mecânicas dos concretos asfálticos.

Foram moldados corpos-de-prova de concreto asfáltico com diferentes combinações de energia e temperatura de compactação e analisados seus efeitos nos parâmetros volumétricos (densidade aparente, vazios e grau de compactação) e em suas propriedades mecânicas (resistência à tração, módulo de resiliência e resistência à fadiga). As misturas projetadas, segundo o método Marshall, obedeceram às faixas B e C do DNIT, sendo considerada a combinação de 60 golpes por face e temperatura de 140°C como a de referência ou de projeto. Utilizou-se o CAP-20 da Reduc-RJ e agregados típicos da região sudeste do país. Na moldagem dos corpos-de-prova variou-se tanto o número de golpes por face (30, 60 e 90) quanto as temperaturas de compactação (90°C, 140°C e 160°C).

Os resultados obtidos em laboratório possibilitaram avaliar a influência da energia e da temperatura de compactação no comportamento mecânico dos concretos asfálticos. Finalmente, com o auxílio do programa ELSYM5, é apresentada uma aplicação dos resultados na análise de diversos perfis de pavimentos típicos, verificando-se como cada combinação de moldagem se comportou quanto à deflexão e a vida de fadiga.

ABSTRACT

The obtaining of goods results in asphalt paving services demands an efficient and rigorous technological control of the mix compaction degree and temperature. Unfortunately, it is not frequently the observance of the temperature limits prescribed in the specifications and the inadequate mix compaction in the place. It's common to observe the attempt to compensate the low compaction temperature through an increase of the compaction energy.

This Master degree thesis presents the results of an experimental study about the effect of the variation of the compaction energy and temperature in the volumetric parameters and mechanical properties of asphalt concretes.

There were molded sample tests of asphalt concrete at different combinations of compaction energy and temperature. It was analyzed the effects in the volumetric parameters (apparent density, air voids and compaction degree) and in the mechanical properties (tensile strength, resilient modulus and fatigue life). The mixes were designed by the Marshall method and obeyed the B and C DNIT's graduation limits. It was considered the 60 blows per face and 140°C combination as reference or project. It was used CAP-20 from Reduc-RJ and typical aggregates from Brazil's southeast area.

In the molding process it was varied not only the number of blows per face (30, 60 and 90), but also the compaction temperatures (90°C, 140°C and 160°C).

This study shows the influence of compaction energy and temperature in the mechanical behavior of asphalt concretes. Finally, with the aid of the program ELSYM5, it was accomplished an application of the results that consists of verifying, for several typical pavements profiles, as each molding combination has been behaved for the deflection and fatigue life.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Atualmente, os dois aspectos mais importantes no controle tecnológico na execução de misturas asfálticas são o controle do grau de compactação (GC) e a temperatura de compactação. A especificação DNIT ES – 031/2004 exige um GC mínimo de 97% e intervalo de temperatura de compactação como sendo aquela na qual o ligante apresenta viscosidade entre 140 ± 15 SSF.

Supõe-se que estes dois parâmetros, energia e temperatura de compactação, além de possuírem grande influência nos parâmetros volumétricos, afetem de maneira significativa algumas das principais propriedades mecânicas dos concretos asfálticos: resistência à tração, módulo de resiliência e resistência à fadiga.

A compactação é o estágio final da construção com mistura asfáltica à quente. É o estágio em que a resistência plena da mistura é desenvolvida e que a textura adequada do revestimento são atingidos. Por este motivo, durante o processo de compactação, as pessoas envolvidas devem ser particularmente experientes e competentes.

Segundo BELL et al. (1984), para uma mistura asfáltica apresentar um bom desempenho ela deve possuir várias propriedades dentre as quais as mais importantes são: rigidez, resistência à fadiga, resistência à deformação permanente e durabilidade.

Para CHADBOURN et al. (1998), o objetivo principal da compactação é alcançar a densidade ótima de compactação, pois segundo os autores, isto ajuda a garantir que o pavimento terá a capacidade necessária para suportar as cargas do tráfego esperado e durabilidade para resistir às condições do tempo.

Segundo HUGHES (1984), uma compactação inadequada resulta em um pavimento menos rígido, com menor vida de fadiga, envelhecimento acelerado e durabilidade reduzida do que um outro acabado com a compactação certa..

Segundo BELL et al. (1984), variações na operação dos rolos, projeto da mistura, controle da temperatura da massa durante a mistura, transporte, lançamento e compactação podem resultar numa variação significativa do teor de vazios em relação ao valor de projeto.

O maior problema na etapa de construção de um revestimento asfáltico reside na compactação da massa asfáltica fora da faixa de temperatura estipulada pelas especificações. Quando ocorre a compactação fora das temperaturas ideais torna-se muito difícil alcançar a densidade prevista no projeto através dos equipamentos de compactação.

A compactação a baixas temperaturas resulta invariavelmente numa elevada porcentagem de vazios devido à dificuldade de compactação da mistura. PARKER (1960) observou que para uma energia de 50 golpes por face, uma mistura compactada a 65°C apresentou uma porcentagem de vazios quatro vezes maior do que uma mistura compactada a 135°C.

CHADBOURN et al. (1998) afirmam que a temperatura da mistura é o fator mais importante para que o pavimento alcance a compactação apropriada. Se a temperatura está muito alta, a massa não suporta o peso do rolo e escorrega devido à baixa viscosidade do ligante. Se a temperatura está muito baixa, a resistência à compactação aumenta muito devido à alta viscosidade do ligante. Nestes dois casos, não ocorre densificação da massa. Por esse motivo, a compactação deve ser executada numa temperatura ótima que proporcione a máxima densificação possível.

Segundo CLYNE et al. (2001), a trabalhabilidade da mistura aumenta com o aumento da temperatura. Segundo os pesquisadores, o limite máximo para a temperatura de compactação é de aproximadamente 150°C e o limite mínimo para uma compactação efetiva é de aproximadamente 85°C. Temperaturas acima de 150°C podem resultar em danos ao asfalto devido ao rápido envelhecimento, enquanto que para temperaturas abaixo de 85°C um elevado esforço de compactação é necessário para ganhar pequeno acréscimo de densidade na mistura.

BROWN (1984) afirma que temperaturas acima de 155°C podem causar problemas na compactação (movimento lateral da massa) e aumento da oxidação do ligante o que pode resultar em pavimentos duros e quebradiços.

CABRERA (1991) mostrou que temperaturas de compactação inadequadas podem reduzir a resistência à tração e o módulo de resiliência dos concretos asfálticos.

HADLEY et al (1970) concluíram que de 7 fatores estudados (tipo de agregado, graduação dos agregados, ligante asfáltico, teor de asfalto, temperatura de mistura, temperatura de compactação e temperatura de cura), a temperatura de compactação foi o parâmetro que mais influenciou os resultados dos ensaios de tração indireta.

Estudos de KENNEDY et al. (1984)² mostraram que baixas temperaturas de compactação tiveram um efeito adverso nas propriedades mecânicas dos concretos asfálticos, principalmente na resistência à tração, modulo de resiliência e estabilidade Marshall.

A preocupação quanto à execução do controle tecnológico não baseado apenas em parâmetros volumétricos tais como: densidade, GC e vazios, mas também em função de resultados de ensaios mecânicos já se faz presente na especificação DNIT ES – 031/2004 que exige uma resistência à tração mínima de 0,65 MPa à 25°C. Lamentavelmente, é bem provável que, inicialmente, esta exigência seja cumprida apenas durante a elaboração do projeto de dosagem em laboratório, uma vez que não é raro deparar-se com serviços de pavimentação que sequer realizam extrações de corpos-de-prova da pista para controle da densidade. Esta pesquisa poderá reforçar a necessidade da avaliação das propriedades mecânicas no controle tecnológico dos concretos asfálticos.

1.2Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo avaliar os efeitos da energia e da temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos e nas propriedades mecânicas dos concretos asfálticos. Foram moldados corpos-de-prova com três níveis de energia de compactação: 30, 60 e 90 golpes por face e três temperaturas de compactação: 90°C, 140°C e 160°C, sendo considerada como a de referência ou de projeto, a combinação de moldagem com energia de 60 golpes por face e

temperatura de 140°C. Para tentar simular um atraso na compactação da massa, algo muito freqüente no campo, foi escolhida a temperatura de 90°C por ser uma temperatura muito inferior à considerada como referência para o ligante utilizado na pesquisa. Parte dos corpos-de-prova moldados a 90°C, recebeu uma elevada energia de compactação (90 golpes por face) na tentativa de verificar uma possível compensação nos parâmetros investigados, devido à baixa temperatura de compactação empregada. Por último, experimentou-se também, uma temperatura acima da temperatura de projeto. A moldagem de corpos-de-prova com temperatura de 160°C tentou reproduzir algo também bastante comum em serviços de pavimentação: a massa sair da usina para o campo em temperaturas bastante elevadas.

O estudo realizado em laboratório tentou reproduzir a compactação da massa em campo com energias e temperaturas de compactação impróprias segundo as especificações vigentes. É importante ressaltar que os resultados apresentados referem-se ao comportamento das misturas em laboratório e, portanto, não necessariamente representam o comportamento das misturas em campo, conforme observado por GOETZ (1989).

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está estruturada em 6 capítulos e 2 apêndices que tratam dos seguintes assuntos:

Capítulo 1 – Introdução. São apresentados o objetivo da dissertação, a justificativa para a realização do estudo e a sua estruturação;

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica. São apresentados conceitos fundamentais sobre a dosagem Marshall, propriedades mecânicas e compactação das misturas asfálticas. São apresentadas também pesquisas enfocando a influência da variação da energia e/ou temperatura de compactação na moldagem de corpos-de-prova em laboratório ou na execução de misturas asfálticas em campo;

Capítulo 3 – Programa Experimental. São apresentados os materiais utilizados (agregados e ligante), os projetos de dosagem das misturas nas faixas B e C, as energias e temperaturas de compactação investigadas, os ensaios mecânicos

realizados e os métodos de ensaio e especificações seguidos em cada etapa da pesquisa;

Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados. São apresentados, para cada combinação de energia e temperatura de compactação, os resultados dos parâmetros volumétricos (densidade aparente, vazios e “GC”) e das propriedades mecânicas (resistência à tração, módulo de resiliência e vida de fadiga) investigadas. Concomitantemente à apresentação dos resultados, é realizada a análise dos mesmos tendo-se como parâmetro de comparação a combinação de referência ou projeto (60 golpes e 140°C). Por fim, são apresentados os resultados dos índices de degradação Marshall calculados para cada combinação após compactação e extração de ligante, bem como suas respectivas curvas granulométricas;

Capítulo 5 – Aplicação dos Resultados. É realizada uma aplicação dos resultados obtidos com o auxílio do programa ELSYM5 em diversos perfis de pavimentos. Com o módulo de resiliência de cada combinação de energia e temperatura de compactação, foram determinadas as deflexões esperadas no topo do revestimento e as diferenças de tensões na fibra inferior do mesmo. A partir das curvas de fadiga obtidas, foram obtidas as vidas de fadigas estimadas. Por último, é realizada, para cada perfil de pavimento adotado, uma comparação entre as deflexões e as vidas de fadiga apresentadas por cada combinação de moldagem.

Capítulo 6 – Conclusões e Recomendações. São apresentadas as conclusões do estudo realizado e algumas recomendações e sugestões para estudos futuros nessa mesma linha de pesquisa;

Apêndices – No apêndice 1 encontra-se a caracterização dos corpos-de-prova moldados e no apêndice 2 os indicadores do comportamento estrutural dos perfis de pavimentos calculados pelo programa ELSYM5.

Em um CD-ROM, disponível no Instituto Militar de Engenharia, encontra-se o texto completo desta dissertação de mestrado, além de várias planilhas úteis para a caracterização de agregados, ligantes e elaboração de projetos de dosagem de misturas asfálticas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas considerações gerais sobre as misturas asfálticas e suas propriedades mecânicas (resistência à tração, módulo de resiliência e vida de fadiga), além de peculiaridades da dosagem Marshall. É mostrada também a importância da compactação e sua influência na densidade, vazios, resistência, estabilidade, impermeabilidade e durabilidade. Por último, são apresentadas pesquisas realizadas enfocando a influência da variação da energia e da temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos e nas propriedades mecânicas de corpos-de-prova moldados em laboratório ou extraídos do campo.

2.2 Revestimentos betuminosos

A NBR-7207/82 define revestimento como uma camada bastante impermeável com a missão de receber diretamente a ação do rolamento dos veículos e simultaneamente, melhorar as condições do rolamento quanto ao conforto e a segurança e resistir aos esforços horizontais atuantes tornando a superfície de rolamento mais durável.

Segundo PINTO (1997), os revestimentos têm os seguintes objetivos principais:

- Suportar as cargas provenientes do tráfego;
- Proteger as camadas subjacentes do pavimento;
- Apresentar boa condição de rolamento;
- Proporcionar flexibilidade ao pavimento;
- Resistir à ação abrasiva do tráfego;
- Resistir às intempéries do clima.

Para SENÇO (2001), os esforços atuantes sobre os revestimentos são a pressão de impacto e os esforços tangenciais, longitudinais e transversais.

PINTO (1997) ensina que os revestimentos betuminosos podem ser subdivididos em dois grandes grupos: por penetração e por mistura. A TAB. 2.1 apresenta a classificação usual das misturas betuminosas considerando o método construtivo.

TAB. 2.1: Classificação dos revestimentos betuminosos

MISTURAS BETUMINOSAS	POR PENETRAÇÃO	DIRETA INVERTIDA	MACADAME BETUMINOSO		
			TRATAMENTO SUPERFICIAL	SIMPLES	
				DUPLO	
	TRIPLO				
	POR MISTURA	EM USINA	A QUENTE	CONCRETO BETUMINOSO	
				PRÉ MISTURADO	DENSO
					ABERTO
			AREIA ASFALTO		
			A FRIO	PRE MISTURADO	DENSO
				ABERTO	
AREIA ASFALTO					
NA ESTRADA		MISTURAS GRADUADAS			

Fonte: PINTO, 1997.

Os materiais betuminosos usados em pavimentação classificam-se em alcatrões e asfaltos. Devido ao fato de serem prejudiciais à saúde, os alcatrões estão em desuso no Brasil há mais de 25 anos. Portanto, atualmente faz mais sentido usar o termo asfáltico(a) para revestimentos e misturas invés de betuminoso(a).

HUNTER (1994) afirma que a primeira mistura asfáltica foi produzida em 1870 na cidade de Paris e já no início do século XX, em 1903, a empresa americana Worswich Company asfaltava ruas na Califórnia.

Segundo BIRMAN (1992), os serviços de pavimentação betuminosa no Brasil tiveram seu início na década de 30, com a construção de um revestimento tipo macadame betuminoso na antiga União e Indústria (Rio-Juiz de Fora). Na década de 40, começou-se a produção de concreto asfáltico na antiga rodovia Rio-São Paulo. Entretanto, pode-se afirmar que o início efetivo de serviços de concreto asfáltico, em âmbito federal, aconteceu com a construção da rodovia Presidente Dutra (Rio-São Paulo, hoje BR-116 – RJ/SP), no início da década de 50.

MEDINA (1997) assegura que a partir do desenvolvimento da indústria de refinação do petróleo houve o surto dos pavimentos asfálticos já que o resíduo betuminoso tornara-se abundante.

2.3 Misturas asfálticas à quente

2.3.1 Considerações iniciais

O ASPHALT INSTITUTE (1989) define mistura asfáltica à quente como uma combinação de agregado uniformemente misturado e recoberto com asfalto. Com a finalidade de secar o agregado e conseguir fluidez suficiente do cimento asfáltico para uma boa mistura e trabalhabilidade, tanto o agregado quanto o asfalto devem ser aquecidos antes de serem misturados. Por isso o nome de mistura asfáltica à quente.

Na execução das misturas asfálticas, os agregados e o asfalto são combinados numa instalação misturadora com o objetivo de aquecer todos os materiais constituintes. Após a usinagem, a mistura quente é transportada para o local do serviço e espalhada com o auxílio de uma acabadora de asfalto segundo uma camada uniforme e de superfície regular, conforme mostra a FIG. 2.1.



FIG. 2.1: Acabadora de asfalto (CIFALLI, 2005).

Após essa etapa, com a massa ainda quente, passa-se à fase de compactação com os rolos compactadores mecânicos apropriados para cada tipo de serviço.

As misturas asfálticas à quente podem ser produzidas a partir de várias combinações diferentes de agregados, cada uma com suas características adequadas à dosagem específica e à construção.

Segundo PINTO & PREUSSLER (2002), as misturas asfálticas à quente são recomendadas para uso em rodovias de tráfego de moderado a elevado, pois são mais duráveis, menos sensíveis à ação da água e menos sujeitas ao desgaste do que as misturas asfálticas a frio.

2.3.2 Concreto asfáltico

O concreto asfáltico pode ser definido como uma mistura constituída de agregado graúdo, agregado miúdo, material de enchimento (fíler) e cimento asfáltico, misturados à quente em usina apropriada, devendo ser espalhados e compactados à quente. Quanto ao uso de fíler comercial nos concretos asfálticos, PINTO (1997) afirma que se a mistura de agregados satisfizer à curva granulométrica desejada ele pode ser dispensado, uma vez que vários serviços de concreto asfáltico executados no Brasil sem fíler comercial apresentaram bons desempenhos. A rodovia Niterói-Manilha (BR-101) é um dos exemplos de revestimento em concreto asfáltico bem sucedido sem emprego de fíler comercial.

PINTO & PREUSSLER (2002) afirmam que misturas do tipo concreto asfáltico devem atender às características de estabilidade, vazios e relação betume-vazios, conforme as especificações.

Quanto ao emprego, o concreto asfáltico pode ser utilizado, em ordem decrescente de nobreza, como camada de rolamento (capa), camada de ligação (binder), camada de nivelamento e camada de base.

As curvas granulométricas dos concretos asfálticos devem ser contínuas e bem graduadas. As faixas granulométricas normalmente adotadas nos traços de concreto asfáltico são as faixas A, B e C do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), sendo que a faixa B responde por cerca de 90% dos traços dos

concretos asfálticos projetados no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Recentemente, o Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT) estabeleceu, através da DNIT ES – 031/2004, os novos limites para a faixa C que foram aprovados pela equipe do IPR. A TAB. 2.2 apresenta a nova faixa C.

TAB. 2.2: Nova faixa C do DNIT

Peneiras	% em peso, passando
2"	-
1 1/2"	-
1"	-
3/4"	100
1/2"	80 – 100
3/8"	70 – 90
Nº4	44 – 72
Nº10	22 – 50
Nº40	8 – 26
Nº80	4 – 16
Nº200	2 – 10

Fonte: DNIT ES – 031/2004

A nova faixa C é mais estreita que a antiga, eliminando assim a possibilidade de engenheiros menos experientes adotarem uma composição granulométrica passando entre as regiões central e superior que costumam trazer problemas quanto ao desempenho da mistura.

2.4 Dosagem de misturas asfálticas

2.4.1 Considerações iniciais

O sucesso do revestimento asfáltico depende da obtenção de uma mistura com uma ótima graduação de agregados e do teor ótimo de ligante asfáltico, de modo a ser durável, resistente a fraturas e desagregações, sem se tornar instável ao tráfego e às condições climáticas. Para obter-se uma mistura com tais características é imprescindível um bom projeto de dosagem em laboratório da mistura.

O objetivo dos projetos de dosagem é escolher o teor apropriado de ligante asfáltico para dar início aos serviços em campo. Observações, em campo, do

desempenho da mistura durante a construção podem indicar necessidade de ajustes no projeto de dosagem original.

Os principais métodos usados em projetos de dosagem de misturas asfálticas são:

- Método Marshall;
- Método Hveen;
- Superpave.

Segundo ROBERTS et al. (1996), a maioria das dosagens de misturas asfálticas à quente produzidas nos Estados Unidos entre 1940 e 1990 foi projetada de acordo com os métodos de Marshall ou Hveen. Eles afirmam ainda que, até 1984 cerca de 75% dos Departamentos Estaduais Rodoviários americanos usavam alguma variação do método Marshall enquanto que os 25% restantes utilizavam o método Hveen.

Segundo SENÇO (1997), até o início da 2ª Guerra Mundial, o Corpo de Engenheiros Militares Americano (USACE) não dispunha de nenhum tipo de ensaio simples para o projeto e controle de campo para serviços de pavimentação betuminosa e nem como determinar o teor ótimo de betume para misturas com finalidade de suportar as enormes cargas dos aviões e viaturas militares. O problema foi resolvido com o desenvolvimento do método de dosagem Marshall.

A primeira versão do método Marshall foi desenvolvida por Bruce Marshall, engenheiro de betumes do Departamento Estadual de Estradas de Rodagem do Mississippi, e aperfeiçoado pelo USACE para a dosagem de misturas, após extensas pesquisas e estudos de correlação que acresceram ao método critérios levando em conta estabilidade, vazios preenchidos e não preenchidos e fluência. Posteriormente, esse método modificado foi adaptado pela American Society for Testing Materials (ASTM) D 1559. No Brasil, o método Marshall é preconizado pelo método brasileiro NBR 1289/93 e pelo método de ensaio DNER – ME 043/95.

A confiabilidade que a pesquisa do USACE conferiu ao método Marshall, aliada à simplicidade, rapidez de execução, baixo custo dos equipamentos requeridos pelo ensaio Marshall e aplicabilidade em projetos de dosagem de pavimentos rodoviários e aeroportuários, geraram a propagação e a adoção do método por diversos órgãos rodoviários no mundo todo, inclusive pelo Brasil. Entretanto, com a introdução dos

princípios da mecânica dos pavimentos no dimensionamento dos pavimentos e dos ensaios de carregamento repetido tais como módulo resiliente, creep e vida de fadiga, os critérios do método de dosagem Marshall passaram a ser largamente criticado pela comunidade científica por não representar o comportamento real da mistura na pista por ocasião da passagem das cargas.

MOTTA et al. (1992) afirmam que embora a tendência mundial possa ser de abandonar o ensaio Marshall, sua ampla divulgação no país, talvez faça com que ainda seja utilizado por muito tempo.

2.4.2 Parâmetros característicos da dosagem Marshall

São apresentados a seguir, os conceitos fundamentais dos parâmetros envolvidos na elaboração do projeto de dosagem dos concretos asfálticos.

2.4.2.1 Densidade teórica da mistura: é a densidade da mistura sem vazios, isto é, a massa total dividida pela soma dos volumes ocupados pelos materiais, ou seja:

$$D_T = \frac{100}{\frac{X}{D_{ef}} + \frac{Y}{D_r} + \frac{Z}{d_r} + \frac{L}{D_b}} \quad \text{EQ. 2.1}$$

Onde:

D_T – Densidade teórica da mistura;

X – Porcentagem do agregado graúdo na mistura;

Y – Porcentagem do agregado miúdo na mistura;

Z – Porcentagem de fíler na mistura;

L – Porcentagem de ligante na mistura;

D_{ef} – Densidade efetiva do agregado graúdo ($D_{ef} = (D_r + D_{ap})/2$);

D_r – Densidade real do agregado miúdo;

d_r – Densidade real do fíler;

D_b – Densidade do cimento asfáltico.

2.4.2.2Densidade aparente: é o quociente da massa total da mistura pela massa de água correspondente ao volume total ocupado pela mistura considerada a água 25°C, ou seja:

$$d_{ap} = \frac{M_{ar}}{M_{ar} - M_i}$$

EQ. 2.2

Onde:

d_{ap} – Densidade aparente da mistura;

M_{ar} – Massa da mistura pesada ao ar;

M_i – Massa da mistura pesada imersa.

2.4.2.3Porcentagem de vazios: é o volume de vazios existente na mistura, expresso como a porcentagem do volume total da mistura, ou seja:

$$\%V = \frac{D_T - d_{ap}}{D_T}$$

EQ. 2.3

Onde:

$\%V$ – Porcentagem de vazios da mistura.

2.4.2.4Porcentagem de vazios do agregado mineral: é a soma dos vazios da mistura com os vazios ocupados pelo betume, ou seja:

$$VAM\% = \%V + VCB\%$$

EQ. 2.4

Onde:

VAM% – Porcentagem de vazios do agregado mineral;

VCB% - Porcentagem de vazios cheios com betume.

2.4.2.5Porcentagem de vazios cheios com betume:

$$VCB\% = \frac{d_{ap} \times \%L}{D_b}$$

EQ. 2.5

2.4.2.6 Relação betume-vazios: indica que porcentagem de vazios do agregado é preenchida pelo asfalto, ou seja:

$$RBV\% = \frac{VCB}{VAM} \times 100 \quad \text{EQ. 2.6}$$

Onde:

RBV% – Relação betume-vazios.

2.4.2.7 Estabilidade Marshall: é a carga expressa em kgf que produz a ruptura diametral de um corpo de prova de mistura asfáltica em condições padronizadas de ensaio. O ASPHALT INSTITUTE (1989) define estabilidade como sendo a capacidade das misturas asfálticas de resistirem à deformação imposta pelas cargas. Para SANTANA & GONTIJO (1984), a estabilidade é a característica de uma mistura asfáltica em resistir às deformações permanentes (plásticas).

h) Fluência: é a deformação diametral de um corpo de prova, expressa em centésimos de polegada, medida no momento da ruptura. MOTTA et al. (1992) define fluência como sendo o valor total da deformação no ponto de carga máxima. CORPS OF ENGINEERS (1948) apud COELHO (1995) interpretam a fluência do ensaio Marshall como sendo uma medida da flexibilidade do concreto asfáltico que está sendo examinado. Ou seja, um baixo valor para fluência pode significar uma mistura seca e quebradiça, enquanto um valor alto indica um material flexível.

Uma das críticas ao método Marshall reside exatamente na determinação da estabilidade Marshall e da fluência. O ROAD RESEARCH LABORATORY (1962) apud COELHO (1995) explica que durante o ensaio Marshall é aplicada uma compressão com confinamento parcial (maior dificuldade de interpretação dos resultados) e, portanto, os parâmetros medidos têm uma correlação muito limitada com as deformações que realmente ocorrem nas pistas nas quais o material trabalha sob confinamento.

2.4.3 Projeto de dosagem Marshall

O projeto de dosagem de concretos asfálticos deve atender às condições previstas na norma DNIT – ES 031/2004 para a porcentagem de vazios, relação betume-vazios, estabilidade Marshall, fluência e resistência à tração.

A determinação do intervalo da temperatura de compactação para a moldagem dos corpos-de-prova em laboratório baseia-se fundamentalmente na relação Viscosidade x Temperatura dos ligantes empregados. Esse mesmo intervalo é tomado como referência para a compactação da mistura em campo.

A ASTM D 1559 recomenda que as temperaturas de mistura e de compactação sejam, respectivamente, as temperaturas nas quais o asfalto apresenta viscosidades cinemáticas de 170 ± 20 e 280 ± 30 centistokes.

Segundo a especificação DNIT ES – 031/2004, a temperatura do cimento asfáltico empregado na mistura deve ser determinada para cada tipo de ligante, em função da relação Viscosidade x Temperatura. A temperatura conveniente é aquela na qual o asfalto apresenta uma viscosidade situada dentro da faixa de 75 a 150 segundos Saybolt-Furol (SSF), preferencialmente entre 75 e 95 SSF (85 ± 10 SSF). Entretanto, a temperatura do ligante não deve ser inferior a 107°C e nem exceder a 177°C . PINTO (1997) afirma que o aquecimento acima da faixa recomendada pode dar origem a defeitos do tipo exsudação (fluimento do ligante para a superfície do revestimento) e degradação do ligante enquanto que, temperaturas abaixo da faixa recomendada resultam no aumento da viscosidade do cimento asfáltico que dificulta a mistura e compactação da mistura.

O método de ensaio DNER – ME 043/95 afirma que a faixa ideal de temperatura de compactação é aquela na qual o ligante apresenta viscosidade entre 140 ± 15 SSF. É prática comum nos laboratórios, a adoção da temperatura média desses intervalos para a moldagem dos corpos-de-prova.

Quanto à energia de compactação a ser empregada no projeto de dosagem da mistura, o ASPHALT INSTITUTE (1997) sugere três níveis de energia em função do tráfego:

- Leve ($EAL < 10^4$): 35 golpes por face;
- Médio (EAL entre 10^4 e 10^6): 50 golpes por face;
- Pesado ($EAL > 10^6$): 75 golpes por face.

Os números de golpes citados anteriormente referem-se à energia aplicada pelo compactador Marshall manual.

BROWN (1990) afirma que para fazer uso do compactador Marshall mecânico, a energia de compactação deve ser calibrada (ajuste do número de golpes) para que a mesma densidade seja obtida em relação ao compactador manual.

McLEOD (1966) afirma que a energia de 75 golpes por face do compactador manual corresponde à aplicação de 60 golpes por face do compactador mecânico. Entretanto, BROWN (1984) afirma que tem sido observada uma grande variação na densidade obtida quando diferentes tipos de compactadores mecânicos são usados na compactação de corpos-de-prova em laboratório. Assim, segundo o pesquisador, o compactador mecânico deve ser calibrado para produzir a mesma densidade obtida com o compactador manual através da compactação de corpos-de-prova com vários números de golpes diferentes e da escolha do número de golpes equivalentes a 50 ou 75 golpes do compactador manual. Esta calibração deve ser feita para cada mistura ensaiada.

BROWN (1984) cita que estudos desenvolvidos nos anos 40 indicaram que a densidade obtida após 1500 coberturas do tráfego era aproximadamente igual a densidade de laboratório obtida com 50 golpes por face com o emprego do compactador Marshall manual. Posteriormente, aeronaves com altas pressões de pneus passaram a produzir densidades, após o tráfego, maiores do que as densidades obtidas com 50 golpes por face. A partir da análise de novos testes, observou-se que as densidades de laboratório obtidas com 75 golpes por face eram iguais as densidades obtidas no campo após a passagem do tráfego dessas aeronaves com altas pressões de pneus.

Baseado nos estudos de U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION (1950), o critério de dosagem do Corpo de Engenheiros Americano passou a exigir que fosse usada uma energia de compactação de 50 golpes por face para pavimentos sujeitos a tráfego com pressão de pneus menor do que 0,69 MPa (100 psi), e uma energia de 75 golpes para pressão de pneus maior do que 0,69 MPa (100 psi).

Embora a dosagem Marshall ainda seja largamente utilizada em nosso país, há uma grande diferença entre a interpretação dada pelo meio técnico nacional e

estrangeiro a respeito da densidade aparente e da porcentagem de vazios determinados no projeto de dosagem.

A prática rodoviária brasileira consiste em fazer com que a mistura atinja, após a fase de construção, valores os mais próximos possíveis da densidade aparente e de vazios indicados pelo projeto de dosagem.

Segundo McLEOD (1966), a densidade obtida para uma mistura compactada com a energia de compactação empregada no laboratório é aproximadamente igual a densidade que essa mesma mistura atingirá após 2 ou 3 anos de passagem do tráfego pesado. Tal fato é endossado pelo ASPHALT INSTITUTE (1997) que afirma que os parâmetros fornecidos pelo projeto de dosagem indicam os valores que a mistura compactada apresentará após ser submetida à ação do tráfego intenso. Assim sendo, os vazios previstos no projeto de dosagem não podem ser alcançados durante a fase de construção.

BROWN & CROSS (1991) realizaram um estudo com o objetivo de investigar as relações entre as densidades das misturas obtidas no projeto de dosagem, após a compactação inicial (corpos-de-prova obtidos após a construção e antes da passagem do tráfego), após a passagem do tráfego e as densidades de amostras re-compactadas em laboratório com energias de 75 golpes por face do compactador manual Marshall e 300 giros do compactador Giratório do Texas (GTM). Os pesquisadores coletaram corpos-de-prova de 18 pavimentos diferentes de 6 estados americanos. Os resultados encontrados comprovaram que houve um aumento na densidade desses pavimentos por ocasião da passagem do tráfego e que 13 deles apresentavam deformações permanentes prematuras devido a redução dos vazios a valores abaixo de 3%.

Entretanto, o efeito da compactação devido à ação do tráfego ainda é muito discutido em nosso país, e nas poucas pesquisas que abordaram esse aspecto não foi observado variação significativa nas densidades aparentes dos revestimentos asfálticos investigados.

Um desses estudos foi realizado por MOTTA & LEITE (2002) que acompanharam, durante dez anos, o desempenho de vários trechos de rodovias brasileiras, dentre elas um pequeno trecho da Rodovia Bandeirantes/SP, de grande volume de tráfego. Através da extração de corpos-de-prova, os pesquisadores concluíram que não houve mudança significativa nos valores das densidades

aparentes, exceto nos trechos que apresentavam deformações permanentes, o que é absolutamente compreensível.

GUAZELLI & CASTRO (1984) realizaram um estudo sobre a dificuldade na compactação de concretos asfálticos produzidos com CAP 50/60 na Avenida Tupiniquins na Baixada Santista. Nesse estudo, os autores compararam os valores das densidades aparentes logo após a conclusão dos serviços com os valores das densidades aparentes após 10 meses de tráfego. Em ambas situações foram extraídas amostras do revestimento. Os autores concluíram que também não houve a densificação da camada por ocasião da passagem do tráfego.

2.5 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

Serão enfocadas as principais propriedades mecânicas das misturas asfálticas que foram investigadas no programa experimental desenvolvido nesta pesquisa.

2.5.1 Considerações iniciais

As principais propriedades mecânicas exigidas para as misturas asfálticas segundo o HIGHWAY RESEARCH BOARD (1955), apud COELHO (1992) são:

- Trabalhabilidade: propriedade referente às operações de misturação e espalhamento da massa, que devem ocorrer sem grandes dificuldades;
- Durabilidade: propriedade referente à resistência das misturas às ações do tempo e do tráfego que depende principalmente de um recobrimento eficiente dos agregados pelo asfalto, de uma compactação eficiente (baixo volume de vazios) e do teor ótimo de ligante;
- Estabilidade: propriedade referente à capacidade da mistura de suportar os carregamentos oriundos do tráfego sem sofrer deformações permanentes e irreversíveis, como já dito anteriormente;
- Flexibilidade: propriedade relacionada com a resistência à fadiga.

Segundo COELHO & SÓRIA (1996), a flexibilidade é a propriedade da mistura de resistir à flexão sob a ação de carga repetida, sem que haja a ocorrência de fissuras, e de se conformar às deformações permanentes da camada de base.

Atualmente, a principal forma de medir a flexibilidade de uma mistura é através da determinação do seu módulo de resiliência. A temperatura tem grande influência na flexibilidade das misturas, uma vez que o aumento da temperatura melhora a flexibilidade enquanto que as temperaturas mais baixas diminuem a flexibilidade tornando a mistura mais rígida e quebradiça.

Segundo GOETZ & WOOD (1960) apud COELHO & SÓRIA (1996), a resistência à derrapagem deve ser incluída como propriedade desejável nas misturas asfálticas. A resistência à derrapagem é a capacidade da superfície de um revestimento asfáltico de oferecer resistência ao escorregamento dos pneus dos veículos. Segundo os pesquisadores, o excesso de ligante ou o seu aquecimento a altas temperaturas conduz ao fenômeno da exsudação superficial desse material, provocando redução da resistência à derrapagem. Por outro lado, uma granulometria adequada dos agregados e o uso de agregados graúdos proporciona uma boa resistência à derrapagem.

Segundo SOUZA et al (1991) apud COELHO (1994), as propriedades mecânicas podem ser avaliadas através dos seguintes ensaios:

- Ensaios de compressão uniaxial com corpos-de-prova cilíndricos, não confinados de carregamento estáticos, repetidos ou dinâmicos;
- Ensaios de compressão triaxial com corpos-de-prova cilíndricos, confinados, com carregamentos estáticos, repetidos ou dinâmicos;
- Ensaios de compressão diametral realizados com corpos-de-prova cilíndricos, com carregamentos estáticos ou repetidos;
- Ensaios de trilhas de rodas realizados com placas moldadas em laboratório ou retiradas do pavimento, através de cargas de roda móvel e repetida.

Os ensaios de compressão diametral estáticos são usados para a determinação da resistência à tração estática (RT) das misturas asfálticas. Este tipo de ensaio é facilmente realizado com o auxílio de uma prensa Marshall. Segundo MEDINA (1997), atribui-se a SCHMIDT (1972), da CHEVRON, Califórnia, a aplicação deste ensaio, sob carregamento repetido, às misturas betuminosas.

Os ensaios de compressão diametral sob carregamento repetido são realizados para a determinação do módulo de resiliência (MR) e resistência à fadiga de

misturas asfálticas. O equipamento usado nos ensaios de compressão diametral sob carregamento repetido é apresentado em detalhes no capítulo 03, bem como os procedimentos necessários para a execução dos referidos ensaios.

Atualmente, a maioria dos laboratórios dos grandes centros de pesquisas (IPR, IME, COPPE, USP, UFRGS, UFC entre outros) utiliza os ensaios de compressão diametral para a avaliação das principais propriedades mecânicas tais como: resistência à tração, módulo de resiliência e resistência à fadiga, devido principalmente, à sua simplicidade de execução.

2.5.2 Resistência à tração estática

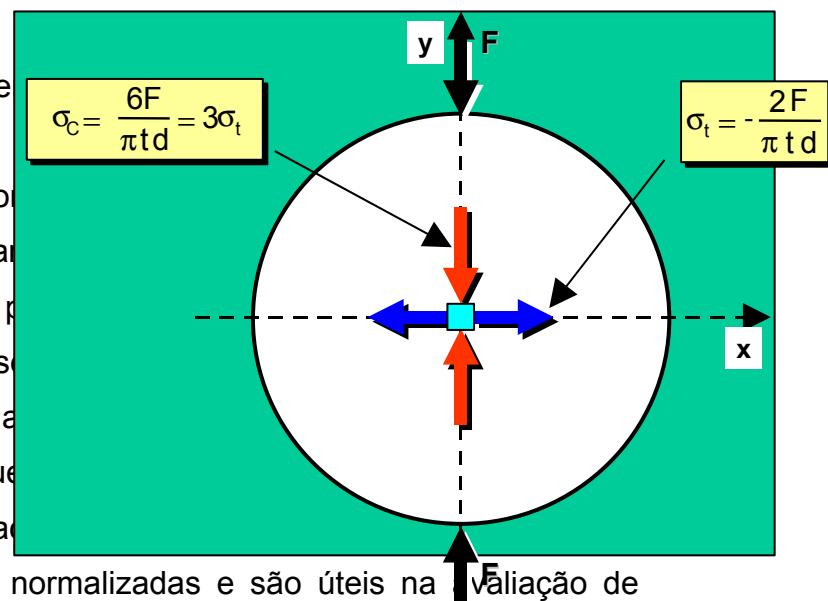
O ensaio de compressão diametral foi desenvolvido pelo Engº Fernando Luiz Lobo B. Carneiro (COPPE/UFRJ) para a determinação da resistência à tração de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de cimento Portland, por solicitação estática. Este ensaio ficou conhecido no exterior como “ensaio brasileiro”.

Esse ensaio consiste na aplicação de uma carga por compressão diametral em amostras cilíndricas do tipo Marshall (10,16 cm x 6,35 cm) que induz um estado de compressão na direção vertical e de tração na horizontal. A FIG. 2.2 ilustra a tensão de tração induzida pela aplicação da carga de compressão.

FIG. 2.2: Esquema do estado de tensão

A resistência à tração é definida como a carga máxima suportada pela ruptura diametral do corpo-de-prova quando submetido a uma solicitação estática paralela ao eixo de ruptura. Os procedimentos para o cálculo da resistência à tração são apresentados no capítulo 3.

Segundo ROBERTS et al. (1996), as equações apresentadas são simplificadas, pois elas consideram que o material é homogêneo, isotrópico e elástico. Essas considerações baseadas nessas simplificações estão normalizadas e são úteis na avaliação de propriedades relativas às misturas asfálticas.



O ensaio de resistência à tração, segundo ROBERTS et al. (1996), é geralmente usado para a avaliação da susceptibilidade das misturas à água. Na susceptibilidade à água, a resistência à tração é determinada, em corpos de provas distintos, antes e após a imersão na água para a determinação da porcentagem de resistência à tração original retida. Um valor alto indica que um bom desempenho é esperado, enquanto um valor baixo sugere um desempenho ruim. A resistência à tração é usada também para ajudar na avaliação do potencial de trincamento de misturas asfálticas.

BRAZ (1997), aplicando a tomografia computadorizada a ensaios de fadiga e calcado nos estudos de RODRIGUES (1991), mostrou que a curva obtida do modelo onde se relacionava os valores de A (constante da lei de Paris) com os valores da resistência à tração dos concretos asfálticos, passa por um mínimo para a resistência entre 7,0 e 9,0 kgf/cm², o que mostra que nesse intervalo é menor a taxa de propagação de trincas ou fissuras.

A resistência à tração tem sido determinada por compressão diametral em prensa Marshall a uma taxa de deformação de 0,85 mm/seg e a 25°C. Outras temperaturas podem ser usadas no ensaio (especialmente baixas temperaturas) para prever o desempenho das misturas sob diferentes condições climáticas. Quando os testes são realizados para baixas temperaturas, os resultados podem ser usados em modelos de previsão de trincas térmicas.

O ensaio de resistência à tração estática pode ser usado também na estimativa do módulo de resiliência de misturas asfálticas. MOTTA & PINTO (1994) recomendam o uso desse ensaio como parâmetro de estimativa (anteprojeto ou projetos de estradas secundárias) do módulo de resiliência para laboratórios que não possuem o equipamento de compressão diametral sob carregamento repetido. Os autores apresentam a correlação obtida entre o MR e a RT (n=96 pontos e R² = 0,55), EQ. 2.7, para várias misturas ensaiadas na COPPE/UFRJ.

$$MR = 343 + 4028RT \qquad \text{EQ. 2.7}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em kgf/cm²;

RT – Resistência à tração estática, kgf/cm².

A resistência à tração por compressão diametral a 25°C de concretos asfálticos ensaiados por PREUSSLER (1983), PINTO (1991) e MOTTA et al. (1993), variaram entre 5,0 e 19,0 kgf/cm² para módulos de resiliência entre 20.000 e 146.000 kgf/cm².

2.5.3 Módulo de resiliência

2.5.3.1 Considerações iniciais

Nos meados dos anos 70, com a crescente tendência dos engenheiros projetistas de pavimentos rodoviários e aeroportuários em adotar métodos de dimensionamento de pavimentos baseados na teoria de sistemas de camadas elásticas, o conhecimento dos módulos de resiliência das misturas asfálticas brasileiras tornou-se indispensável para o desenvolvimento da mecânica dos pavimentos no país.

Segundo MAMLOUK & SAROFIM (1988), as misturas asfálticas quando submetidas a carregamento repetitivo apresentam de maneira geral, após muitas repetições, deformação predominantemente recuperável, e, portanto, aproximadamente linear.

Na mecânica dos pavimentos, chama-se de resiliente a deformação recuperável ou elástica dos materiais e das estruturas de pavimentos sob a ação de cargas repetidas. A repetição das deformações resilientes nas camadas asfálticas provocam deterioração gradual por fadiga e, conseqüentemente, o aparecimento de trincas.

Os ensaios de compressão diametral sob a ação de carregamento repetido têm sido amplamente utilizados na determinação dos módulos de resiliência para utilização nos programas desenvolvidos para a análise de estruturas de pavimentos, como sistemas elásticos lineares ou não lineares.

QUEIRÓZ & VISSER (1978) ressaltam que os materiais elásticos ideais apresentam sempre o mesmo módulo de elasticidade, independente do tipo de ensaio, obtido pela razão entre a tensão aplicada e a deformação unitária correspondente. Entretanto, os materiais constituintes da estrutura de um pavimento comportam-se aproximadamente do modo elástico e se aproximam melhor deste

comportamento quando submetidos a carregamentos repetidos, de curta duração e tensões relativamente baixas. As condições citadas são bastante semelhantes às existentes em um pavimento sob a ação do tráfego, e o módulo de elasticidade determinado no laboratório, com o uso de equipamento especial que simule tais condições, denomina-se módulo de resiliência.

PINTO & PREUSSLER (1980) afirmam também que os materiais que constituem a estrutura de um pavimento quando submetidos a carregamentos repetidos, de curta duração e sob tensões muito abaixo de sua plastificação apresentam comportamento aproximadamente elástico, não necessariamente linear.

SCHMIDT et al. (1972), apud PINTO & PREUSSLER (1980) mostraram que o ensaio de tração indireta por compressão diametral é o mais indicado para a avaliação das características resilientes de misturas asfálticas, pois este simula o comportamento mecânico do revestimento asfáltico do pavimento na zona onde ocorrem as deformações específicas de tração, responsáveis pela fadiga da camada de revestimento.

GONZALEZ et al. (1975) realizaram um estudo na Universidade do Texas para avaliar os métodos mais aplicáveis e utilizados no laboratório para a determinação das propriedades fundamentais dos materiais. Os pesquisadores consideraram 4 tipos de ensaios: módulo complexo (dinâmico), módulo de resiliência com carga axial, módulo à flexão e módulo à tração indireta (dinâmica ou estática). Dentre os ensaios analisados verificou-se que o ensaio de tração indireta é o mais conveniente para a determinação das características elásticas resilientes das misturas asfálticas devido aos seguintes aspectos:

- Relativa simplicidade de execução do ensaio;
- O uso de amostras do tipo Marshall;
- A ruptura não é seriamente afetada pelas condições superficiais;
- A ruptura inicia-se em uma região de tensão de tração relativamente uniforme;
- O coeficiente de variação dos resultados dos ensaios é baixo comparado com outros métodos;
- O ensaio pode ser feito com uma carga estática (até a ruptura) ou cargas repetidas;

- O ensaio pode fornecer informações sobre a resistência à tração, módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, características de fadiga e de deformações permanentes;
- O ensaio simula o estado de tensão na parte inferior da camada asfáltica de um pavimento (zona de tração).

O módulo de resiliência é definido analiticamente segundo a EQ. 2.8:

$$MR = \frac{\sigma_T}{\epsilon_T} \quad \text{EQ. 2.8}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência;

σ_T – Tensão de tração induzida;

ϵ_T – Deformação específica resiliente de tração.

A FIG. 2.3 ilustra esquematicamente a atuação da tensão de tração (σ_T) e a deformação específica de tração (ϵ_T) na fibra inferior do revestimento por ocasião da passagem do tráfego.

ROBERTS et al. (1996) explicam que o ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral sob carregamento repetido tem-se tornado mais rotineiro dentro de muitos laboratórios devido a ênfase que vem sendo dada à medida das propriedades fundamentais dos materiais. Os autores ressaltam ainda que não há correlação satisfatória entre o módulo de resiliência e a deformação permanente, mas os módulos de resiliência obtidos em ensaios a baixas temperaturas relacionam-se com o trincamento. Tem sido mostrado que misturas rígidas sob baixas temperaturas tendem a trincar antes do que misturas mais flexíveis.

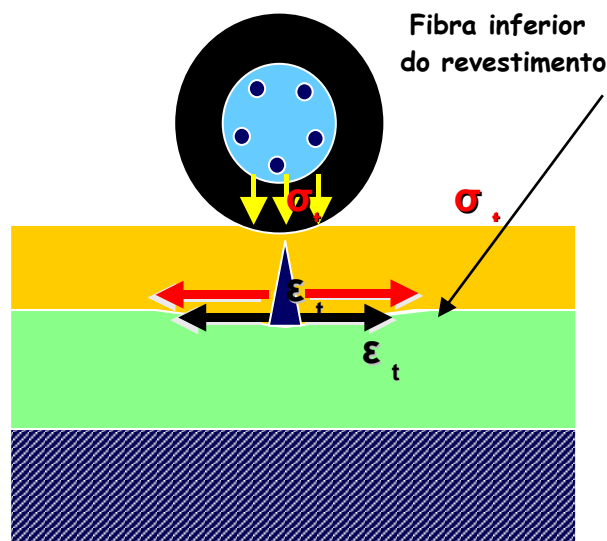


FIG. 2.3: Estado de tensão e deformação na fibra inferior do revestimento (VIEIRA, 2004).

MOTTA et al. (2002) ressaltam que o módulo de resiliência, de uma forma geral, varia com a granulometria da mistura sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada; varia com o ligante asfáltico sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade; não sendo muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem. Os pesquisadores ressaltam que outros fatores influenciam o módulo de resiliência tais como a relação asfalto/fíler e a própria natureza do fíler e, portanto, torna-se muito difícil a obtenção de uma relação de previsão que considere todos os aspectos da mistura.

2.5.3.2 Alguns estudos sobre o módulo de resiliência

PINTO & PREUSSLER (1980) desenvolveram estudos sobre módulos de resiliência de misturas do tipo concreto asfáltico projetadas no laboratório do IPR e executadas em revestimentos de pavimentos rodoviários federais. Os pesquisadores usaram agregados provenientes de rocha metamórfica do tipo gnaiss, gnaiss granitóide e fíler calcário como material de enchimento. Os ligantes utilizados foram o CAP 50/60 e 85/100 das refinarias Duque de Caxias e Paulínea, respectivamente. As misturas foram projetadas nas três faixas granulométricas do DNER (A, B e C)

para concretos asfálticos utilizados como binder e capa de rolamento. Os ensaios foram realizados à 25°C.

Os resultados obtidos mostraram que não houve influência marcante da faixa granulométrica nos valores dos módulos de resiliência e da resistência à tração. Os autores puderam identificar intervalos de variação de módulos de resiliência independentemente das faixas granulométricas dos agregados:

- CAP 50/60: 27.000 – 49.000 kgf/cm²;
- CAP 85/100: 19.000 – 30.000 kgf/cm².

Os pesquisadores estudaram também amostras com vários teores de ligante para os projetos de capa e binder. As faixas de variação dos módulos de resiliência observadas foram:

- CAP 50/60: Capa: 27.000 – 43.000 kgf/cm²;
Binder: 27.000 – 49.000 kgf/cm²;
- CAP 85/100: Capa: 19.000 – 30.000 kgf/cm²;
Binder: 22.000 – 30.000 kgf/cm²;

A variação dos teores de ligante permitiu aos pesquisadores concluir que, na maioria dos casos, os maiores valores de módulo de resiliência e resistência à tração corresponderam às amostras moldadas nos teores ótimos de ligante definidos pelo método Marshall. Os módulos de resiliência, no teor ótimo de ligante, apresentaram os seguintes valores médios:

- CAP 50/60: Capa e Binder: 40.000 ± 5.000 kgf/cm²;
- CAP 85/100: Capa e Binder: 25.000 ± 5.000 kgf/cm².

QUEIRÓZ & VISSER (1978) determinaram os módulos de resiliência de concretos asfálticos existentes em Goiás, Distrito Federal, Minas Gerais e São Paulo. As amostras ensaiadas foram extraídas com perfuratriz portátil dotada de broca rotativa e tinham aproximadamente 10 cm de diâmetro. As amostras com alturas superiores a 7,5 cm foram serradas enquanto as demais foram ensaiadas com suas alturas originais. Os pesquisadores selecionaram os trechos para a extração das amostras de modo a garantir uma ampla gama de condições existentes (idade, tráfego, revestimentos originais e recapeados).

Os valores dos módulos de resiliência médios das amostras ensaiadas à 20°C e 30°C são apresentados na TAB. 2.3.

TAB. 2.3: Valores dos módulos de resiliência

Temperatura do Ensaio (°C)	Módulo de Resiliência (kgf/cm ²)
20	58.623
30	25352

Fonte: QUEIRÓZ & VISSER, 1978.

QUEIRÓZ & VISSER (1978) tentaram ainda obter uma correlação entre o módulo de resiliência e a porcentagem de vazios. Para isso, foram ensaiadas 12 amostras obtidas em revestimentos de concretos asfálticos de rodovias do Distrito Federal. As EQ. 2.9 e 2.10 apresentam as correlações obtidas para as temperaturas de ensaio de 30°C e 40°C, respectivamente.

$$\text{Log MR} = (3,3456 + 0,2499V - 0,0160V^2) \quad \text{EQ. 2.9}$$

$$\text{Log MR} = (2,7372 + 0,3643V - 0,0266V^2) \quad \text{EQ. 2.10}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em kgf/cm²;

V – Porcentagem de Vazios do concreto asfáltico.

GONTIJO & SANTANA (1989) apontaram variações do módulo de resiliência de concretos asfálticos entre 2.650 e 4.800 MPa (com emprego de CAP 50/60) e valores entre 1.865 a 2.945 MPa (com de CAP 85/100).

MOTTA et al (2002) apresentaram regressões para a estimativa dos módulos de resiliência para anteprojetos. As misturas estudadas foram todas obtidas no laboratório da COPPE/UFRJ e ensaiadas pelo método de compressão diametral com tempo de aplicação de carga de 0,1 s e frequência de 1 Hz. A EQ. 2.11 apresenta a regressão obtida ($n = 78$ e $R^2 = 0,74$) para CBUQ tipo capa e binder de misturas recém compactadas e com o uso de ligantes convencionais.

$$MR = \left(\begin{aligned} &7568,92 - 39,82P + 527,56V + 71,91RBV - 243A + 112,63P_{3/4} - \\ &189,06P_{3/8} + 136,71P_4 - 169,91P_{200} - 423,57T - 0,2499V - 0,0160V^2 \end{aligned} \right) \text{EQ. 2.11}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em MPa;

P – Penetração do ligante a 25°C, em 0,1mm;

V – Vazios, em %;

RBV – Relação betume- vazios, em %;

A – % de asfalto;

P_{3/4} – % de agregado passante na peneira 3/4", em relação ao agregado total;

P_{3/8} – % de agregado passante na peneira 3/8", em relação ao agregado total;

P₄ – % de agregado passante na peneira N°4, em relação ao agregado total;

P₂₀₀ – % de agregado passante na peneira N°200, em relação ao agregado total;

T – Temperatura do ensaio de módulo, em °C.

Os limites das variáveis empregadas são: MR – 487 a 14900 MPa, Penetração – 27 a 92, Vazios – 1,6 a 9,6 (%), RBV – 44 a 88 (%), Asfalto – 3,0 a 9,0 (%), P_{3/4} – 75,5 a 100 (%), P_{3/8} – 50 a 99,4 (%), P₄ – 37 a 79,3(%) e P₂₀₀ – 3 a 8 (%).

MOTTA et al. (2002) resolveram também atualizar o catálogo de curvas de fadiga divulgados pela ABPv, fruto do trabalho de PINTO & MOTTA (1995). As características das 56 misturas estudadas para a obtenção de modelo de estimativa do módulo de resiliência em função da resistência à tração, penetração do CAP, densidade aparente, % de vazios e da faixa granulométrica são apresentadas na TAB. 2.4.

TAB. 2.4: Características dos concretos asfálticos considerados no modelo de estimativa do módulo de resiliência

Mistura	CAP	Pen	Faixa	% CAP	Dap	% V	RBV %	RT 25°C	MR 25°C
---------	-----	-----	-------	----------	-----	-----	----------	------------	------------

								(MPa)	(MPa)
1	50/60	54	A	5,0	2,40	5,50	68,2	0,56	3700
2	50/60	54	C	6,0	2,37	3,70	79,6	0,86	3900
3	85/100	92	C	5,5	2,37	3,30	78,5	0,64	2100
4	85/100	92	A	4,7	2,42	5,80	64,4	0,47	2300
5	85/100	92	B	5,3	2,44	3,40	78,6	0,59	2800
6	85/100	92	B	4,6	2,42	4,30	72,4	0,52	2500
7	50/60	54	B	5,1	2,43	2,80	81,7	0,70	3400
8	50/60	54	B	4,5	2,42	3,97	73,9	0,77	3600
9	50/60	56	B	5,8	2,43	3,95	77,6	0,65	4000
10	50/60	56	C	7,2	2,37	4,40	79,0	0,57	2300
11	50/60	52	B	5,7	2,45	3,70	78,4	0,64	4100
12	30/45	31	B	5,9	2,45	3,70	78,7	1,06	6070
13	20/45	21	B	6,1	2,43	3,95	78,0	1,91	14610
14	55	41	B	6,1	2,42	3,97	78,3	1,08	5250
15	20	60	B	5,6	2,44	3,94	77,3	0,83	3600
16	55	27	VA	6,4	2,40	3,90	79,0	1,04	6050
17	55	27	VA	4,0	2,47	5,40	64,0	1,55	9000
18	RASF	37	C	6,4	2,35	3,0	-	1,28	4654
19	3%SBS	28	C	5,5	2,37	4,0	-	1,32	4156
20	5%SBS	72	C	5,4	2,37	4,0	-	0,60	2055
21	7%SBS	63	C	5,5	2,38	4,0	-	0,67	2416
22	Betuflex	-	Dersa	5,1	2,40	3,6	-	1,52	5222
23	20	-	C	4,8	2,32	5,6	68,0	1,03	4502
24	20	-	C	5,3	2,30	5,6	65,0	0,88	3153
25	50/60	56	C	5,4	2,34	4,4	73,0	0,95	2516
26	50/60	56	C	6,3	2,33	4,5	72,0	1,07	3511
27	50/60	56	C	6,0	2,34	3,9	77,0	0,98	1328

TAB. 2.4: Características dos concretos asfálticos considerados no modelo de estimativa do módulo de resiliência (Continuação).

28	50/60	56	B	4,0	2,29	4,6	69,0	0,81	2708
29	50/60	56	B	4,0	2,36	4,3	68,0	0,96	3262
30	40	32	IVC	5,8	2,35	4,0	76,0	1,54	8370
31	I	65	IVC	5,8	2,35	3,7	78,5	0,68	2165
32	II	89	IVC	5,8	2,34	3,7	78,5	0,52	1507
33	40	35	B	5,2	2,35	4,31	73,95	2,09	5968
34	20	59	B	5,2	2,36	3,50	78,20	1,49	5667
35	Plus 102	52	B	5,2	2,36	3,70	77,00	0,83	7229
36	Plus 104	52	B	5,2	2,36	3,70	77,00	1,39	3191
37	Flex (3%SBS)	76	B	5,2	2,36	3,60	77,80	1,28	4132
38	30/45	34	C	5,8	2,34	3,60	79,00	1,09	3628
39	50/60	54	C	5,9	2,33	3,70	78,30	0,89	3033
40	85/100	87	C	5,5	2,35	3,70	77,60	0,44	1488
41	30/45	34	B	5,2	2,36	3,60	77,20	0,82	5105
42	50/60	54	B	5,3	2,36	3,70	77,30	0,73	4425

43	85/100	87	B	5,3	2,37	3,20	79,90	0,23	1654
44	30/45	34	A	4,3	2,37	4,90	67,0	0,78	3313
45	50/60	54	A	4,4	2,37	4,40	69,80	0,68	3198
46	85/100	87	A	4,2	2,37	4,60	67,90	0,21	1682
47	50/60	56	C	-	-	-	-	0,78	3567
48	50/60	56	B	-	-	-	-	0,71	3807
49	20	-	C	5,0	2,34	-	-	0,70	3603
50	CAPPLUS	44	C	5,4	2,42	3,00	81,00	0,83	4362
51	20	52	C	5,4	2,43	2,90	81,00	0,82	4125
52	20	54	B	4,7	2,42	4,00	70,10	0,93	4743
53	20	54	B	4,6	2,46	3,20	76,00	0,93	5207
54	20+4%SBS	-	SHRP	5,6	2,36	4,00	74,60	0,60	2145
55	40	-	IVA	6,0	2,27	3,50	75,00	1,81	5911
56	50/60	56	C	9,0	2,10	-	-	0,33	1200

Fonte: MOTTA et al., 2002.

A EQ. 2.12 apresenta a estimativa do módulo de resiliência ($R^2 = 0,66$) de concretos asfálticos a partir dos dados de dosagem da TAB. 2.4, obtida através do programa estatístico SPSS.

$$MR = \left(\frac{-7119,35 + 1702,45RT - 33,07Pen - 152,69\%CAP + 5317,22Dap -}{200,7\%V + 104,17Faixa} \right) \quad \text{EQ. 2.12}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em MPa;

RT – Resistência à tração, em MPa;

Pen – Penetração do ligante a 25°C, em 0,1mm;

%CAP – Porcentagem de CAP;

Dap – Densidade aparente

%V – Porcentagem de vazios;

Faixa – Faixa granulométrica da mistura (Faixa A = 1, B = 2, C = 3, VA = 4, IVA = 5 e IVC = 6).

MOTTA et al. (2002) apresentaram ainda interessantes correlações entre o módulo de resiliência e algumas propriedades físicas e mecânicas das misturas. As FIG. 2.4, 2.5 e 2.6 apresentam as correlações obtidas com a resistência à tração, densidade aparente e a porcentagem de vazios, respectivamente.

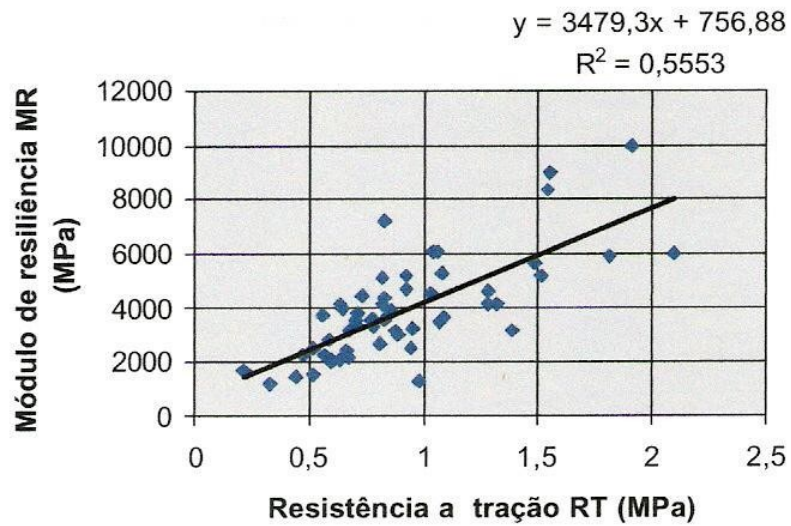


FIG. 2.4: Correlação geral entre o módulo de resiliência e a resistência à tração (MOTTA et al., 2002).

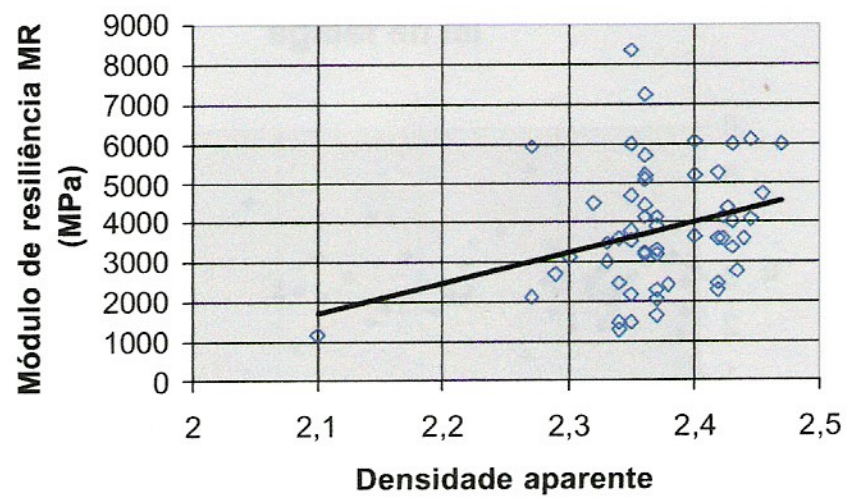


FIG. 2.5: Correlação geral entre o módulo de resiliência e a densidade aparente (MOTTA et al., 2002).

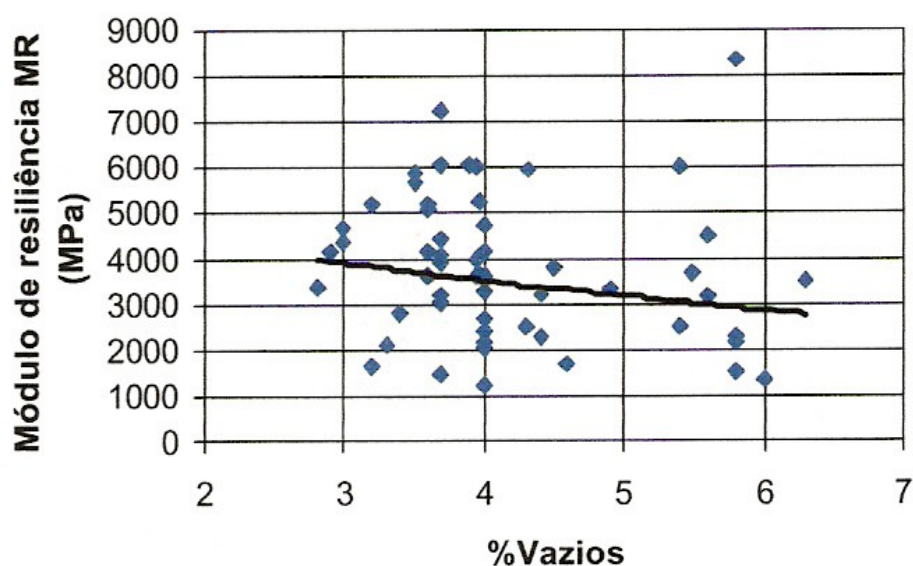


FIG. 2.6: Correlação geral entre o módulo de resiliência e os vazios (MOTTA et al., 2002)

2.5.4 Fadiga

2.5.4.1 Considerações iniciais

PINTO & PREUSSLER (2002) definem fadiga como um processo de deterioração estrutural que um material sofre quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, resultando em trincas ou fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente pela ação de uma carga.

A repetição da aplicação das cargas oriundas do tráfego gera micro-fissuras no revestimento que acabam resultando na fadiga dos revestimentos asfálticos e

conseqüentemente na perda de rigidez das estruturas. Ao longo do tempo, as microfissuras vão se acumulando até a ruptura total do revestimento.

O primeiro estudo de laboratório relativo às propriedades de fadiga de misturas asfálticas no país foi realizado pelos professores PREUSSLER, PINTO & MEDINA (1981) cujos resultados foram apresentados na 16ª Reunião Anual de Pavimentação, em Recife/PE. Os pesquisadores apresentaram, na ocasião, os primeiros modelos de fadiga de concretos asfálticos contribuindo assim, em caráter pioneiro, para o conhecimento do mecanismo de fadiga das misturas asfálticas brasileiras.

Segundo PINTO (1991), os mais severos defeitos dos revestimentos asfálticos são de dois tipos de solicitação mecânica: flexão repetida que é responsável pela fadiga e trincamento do revestimento e compressão simples que conduz ao acúmulo de deformações permanentes. O trincamento é o início de uma fase de deterioração estrutural que modifica o estado de tensões e de deformações do sistema estratificado e, assim, o seu desempenho.

PINTO & PREUSSLER (2002) afirmam que o trincamento por fadiga é o principal defeito dos pavimentos flexíveis brasileiros. BALBO & RODOLFO (1998) garantem que esse fato ocorre devido ao fato do dimensionamento da estrutura do pavimento, até pouco tempo atrás, não levar em consideração esse fenômeno uma vez que o método utilizado no dimensionamento da maior parte das rodovias construídas era baseado no método do CBR, onde o critério de ruptura é por cisalhamento do subleito e das camadas granulares que viriam a causar o aparecimento de afundamentos de trilhas de rodas.

O trincamento por fadiga pode tanto iniciar nas fibras inferiores da camada do revestimento asfáltico, propagando-se por toda a espessura até o surgimento das trincas na superfície, quanto pelo topo da camada do revestimento asfáltico, devido ao surgimento de tensões críticas na fibra superior da camada, agravadas pelo enrijecimento ocasionado pelo envelhecimento, dependendo também da espessura da camada.

Segundo AYRES (1997), o trincamento inicia em pontos críticos, onde as tensões são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada, permitindo a passagem de água da superfície para a estrutura do pavimento. Este fenômeno enfraquece e reduz o

desempenho global do pavimento, consistindo em um dos principais processos de ruptura dos pavimentos.

As trincas interligadas conhecidas como “couro de jacaré” ou “couro de crocodilo” são resultantes do processo de fadiga do revestimento que num estágio mais crítico acabam formando blocos sem transmissão de carga entre si. A FIG. 2.7 apresenta o aspecto das trincas do tipo “couro de jacaré” visíveis na superfície do revestimento.



FIG. 2.7: Trinca do tipo “couro de jacaré” (PINTO & PREUSSLER, 2002).

FRANCO (2004) lembra que a fadiga das misturas asfálticas é considerada um importante fator para o bom dimensionamento de estruturas de pavimentos, e, portanto, seu comportamento deve ser bem conhecido e caracterizado através de ensaios de laboratório.

2.5.4.2 Ensaio para avaliação da resistência à fadiga

Segundo PINTO (1991), a estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas pode ser realizada através de ensaios laboratoriais que procurem simular as condições de solicitação de uma rodovia e pelos que procuram uma aproximação fundamentada. O primeiro tipo é executado em placas ou vigas apoiadas em suportes que visam representar as camadas subjacentes ao revestimento enquanto que nos ensaios aproximados são utilizados corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos, submetidos a níveis de tensões ou deformações de modo a simular a condição de solicitação no campo.

Os ensaios para a estimativa da vida de fadiga podem ser classificados em função do carregamento atuante:

- Condição de carga: Estática ou Dinâmica;
- Tipo de carga: Compressão simples, compressão diametral, tração, flexão simples ou em balanço, triaxial e rotativa.

Atualmente, os ensaios mais utilizados para a estimativa de fadiga são os de compressão diametral e flexão. Os ensaios de compressão diametral têm a seu favor:

- Simplicidade de execução;
- Maior proximidade das condições de solicitação produzidas nas fibras inferiores dos revestimentos (estado biaxial de tensões);
- Uso de amostras do tipo Marshall moldadas em laboratório ou extraídas do campo com sondas rotativas.

O ensaio de flexão consiste em submeter uma vigota retangular simplesmente apoiada a duas cargas simétricas em relação ao centro da vigota, que produzem um estado de tração uniforme na parte central do bordo inferior da vigota, abaixo da linha neutra, entre os dois pontos da carga. O ensaio de flexão alternada é também, um dos que mais se aproximam do modo de carregamento a que os revestimentos asfálticos estão submetidos no campo, além de serem bastante utilizados em grandes laboratórios do exterior. A FIG. 2.8 apresenta um ensaio de fadiga por flexão alternada.

MONISMITH (1998) apud FRANCO (2004), analisou diversos procedimentos de ensaio (viga retangular, trapezoidal, tensão direta e indireta) e concluiu que o ensaio de flexão alternada é mais compatível com o conceito de propagação de trincas e com os modelos de trincamento por fadiga desenvolvidos no projeto do Strategic Highway Research Program (SHRP).

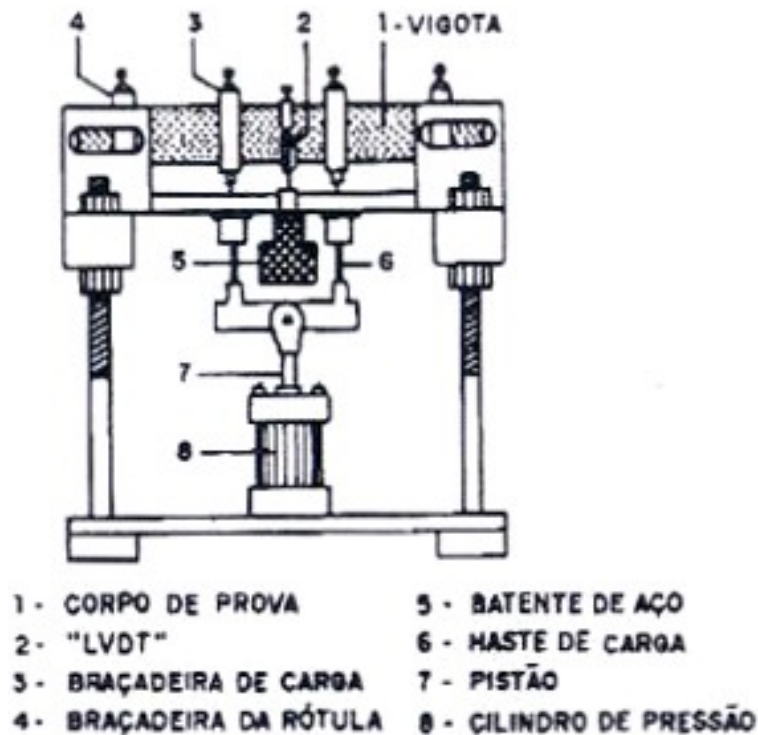


FIG. 2.8: Ensaio de fadiga por flexão alternada (MEDINA, 1997).

Os ensaios de fadiga podem ser realizados sob o regime de tensão controlada (TC) ou deformação controlada (DC).

No ensaio de fadiga à tensão controlada, a carga é mantida constante (σ_T) enquanto que as deformações resultantes da contínua aplicação das tensões vão aumentando ao longo do ensaio até a ruptura completa do corpo-de-prova. O critério

de parada do ensaio de fadiga à tensão controlada é a fratura completa do corpo-de-prova. Atualmente, os equipamentos de ensaio de fadiga por compressão diametral no Brasil são todos preparados para ensaios à tensão controlada.

No ensaio de deformação controlada ocorre uma diminuição da carga aplicada ao longo do ensaio de maneira a manter a deformação recuperável do corpo de prova constante até o final do ensaio. MEDINA (1997) afirma que este ensaio é de execução mais difícil, pois o equipamento destinado ao ensaio necessita de um servo-mecanismo retro-alimentador que permita ajustar a força aplicada em função dos desvios da deformação medida. Como não ocorre a ruptura do corpo-de-prova no ensaio à deformação controlada, considera-se que o ensaio termina quando uma queda da rigidez inicial pré-estabelecida do mesmo for atingida. PINTO (1991) realizou ensaios de flexão alternada à DC adotando como critério de parada o momento em que a carga necessária para manter a deformação constante reduzisse a 40% da inicialmente aplicada. A FIG. 2.9 apresenta esquematicamente os tipos de carregamento utilizados nos ensaios de fadiga.

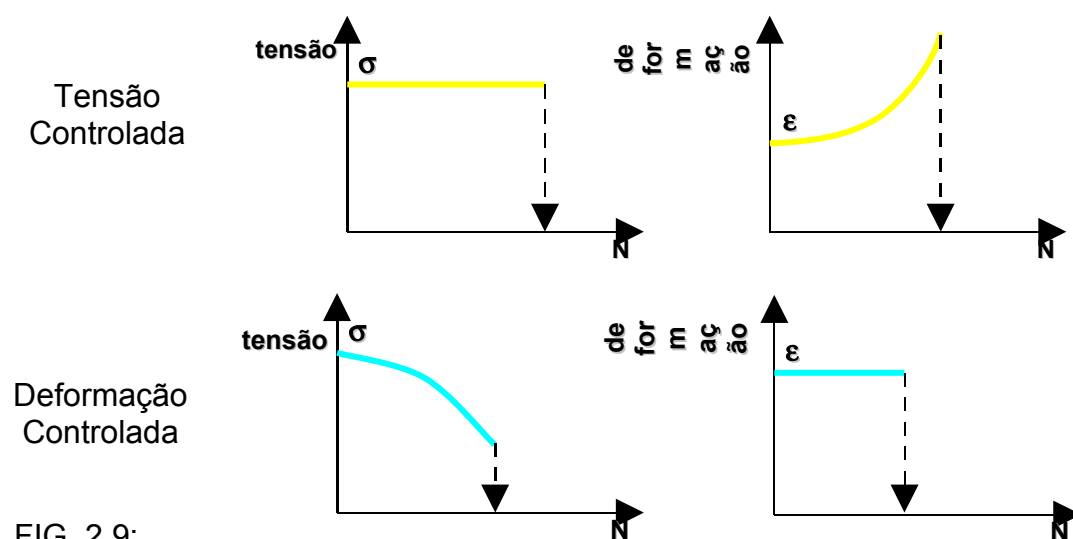


FIG. 2.9:
Representação

esquemática dos ensaios de fadiga à tensão e deformação controlada (PINTO, 1991).

Segundo MEDINA (1997), a tensão controlada é a que ocorre em pavimentos de revestimento asfáltico muito mais rígido do que a camada de base enquanto que

a deformação controlada é a que ocorre em pavimentos de revestimentos delgados e fracos em relação à base.

PINTO & PREUSSLER (2002) afirmam que em revestimentos delgados (espessura < 6cm), as deformações na fibra inferior do revestimento não são tão influenciadas pela temperatura e pelo módulo elástico e, portanto, a fadiga à deformação controlada é a mais indicada para análise. Para revestimentos espessos (espessura > 10cm), o ensaio à tensão controlada é o mais indicado.

A FIG. 2.10 mostra a comparação entre a vida de fadiga no ensaio à tensão controlada e à deformação controlada, na qual é possível verificar que o ensaio à tensão controlada é mais severo do que o de deformação controlada.

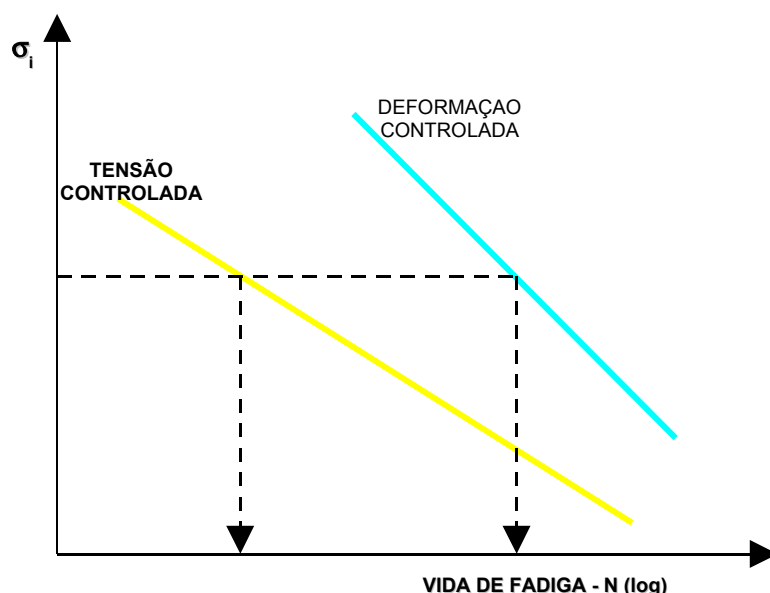


FIG. 2.10: Influência do modo de carregamento na vida de fadiga (PINTO, 1991).

A TAB. 2.5 apresenta a influência dos parâmetros da mistura na vida de fadiga de concretos asfálticos, segundo PINTO (1991).

TAB. 2.5: Fatores que afetam a rigidez e o comportamento à fadiga

Fator	Variação do fator	Efeito de variação do fator		
		Na rigidez	Fadiga à tensão controlada	Fadiga à deformação controlada
Penetração do asfalto	Decresce	Aumenta	Aumenta	Decresce

Teor de asfalto	Aumenta	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Tipo de agregado	Aumenta a rugosidade e angularidade	Aumenta	Aumenta	Decresce
Granulometria do agregado	Aberta a densa	Aumenta	Aumenta	Decresce
Vazios	Decresce	Aumenta	Aumenta	Decresce
Temperatura	Decresce	Aumenta	Aumenta	Decresce

Fonte: PINTO, 1991.

PINTO & MOTTA (1995) relacionam os fatores que afetam a vida de fadiga das misturas, destacando a temperatura como o principal, da seguinte forma:

- Fatores de carga: magnitude do carregamento, tipo do carregamento (tensão ou deformação controlada), frequência, duração e intervalo de tempo entre carregamentos e outros;
- Fatores da mistura: tipo, forma e textura do agregado, penetração do asfalto, teor do asfalto, relação filler-betume, temperatura de mistura e vazios;
- Fatores ambientais: temperatura e umidade.

A FIG. 2.11 mostra a grande influência da temperatura de ensaio na vida de fadiga de uma mistura com CAP-30/45 ensaiada por PINTO (1991). Foram ensaiadas as temperaturas de 10°C, 25°C, 30°C e 35°C.

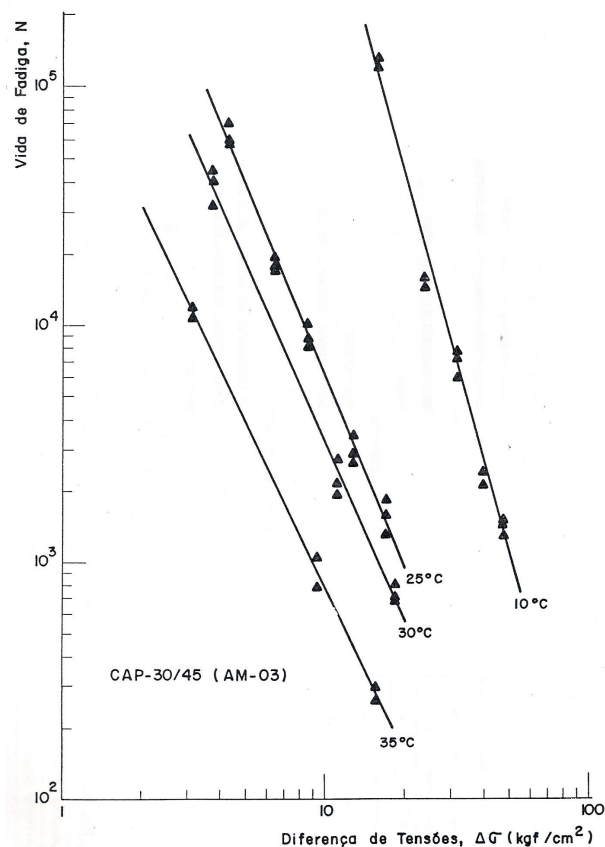


FIG. 2.11: Vida de fadiga para diferentes temperaturas de ensaio (PINTO, 1991).

A redução da vida de fadiga em função do aumento da temperatura de ensaio ocorre devido à diminuição do módulo de resiliência ou da resistência à tração do material. PINTO (1991) verificou que uma mistura com CAP 30/45 e módulo 6.071 MPa apresentou para 10°C, uma vida de fadiga cerca de 870 vezes superior à vida de fadiga para 35°C.

Atualmente, a temperatura adotada para os ensaios de vida de fadiga em quase todos os laboratórios nacionais é de $25^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$.

Tradicionalmente, a vida de fadiga expressa pelo número N de solicitações necessárias para a conclusão do ensaio tem sido modelada em termos da deformação específica de tração, da diferença de tensões (estado biaxial de tensões) e da tensão de tração conforme mostram as EQ. 2.13. 2.14 e 2.15, respectivamente.

$$N = K \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^n \quad \text{EQ. 2.13}$$

$$N = K \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \quad \text{EQ. 2.14}$$

$$N = K \left(\frac{1}{\sigma_T} \right)^n \quad \text{EQ. 2.15}$$

Onde:

N – Vida de fadiga expressa em número de solicitações da carga;

ε_i – Deformação específica resiliente inicial;

$\Delta\sigma$ – Diferença de tensões ($\Delta\sigma = \sigma_c - (-\sigma_T) = 4\sigma_T$);

σ_T – Tensão de tração;

K, n – Parâmetros de fadiga determinados experimentalmente.

Segundo PORTER & KENNEDY (1975) apud PINTO et al. (1983), o modelo de fadiga em função da diferença de tensões possibilita comparar resultados obtidos a partir de diferentes tipos de ensaios.

Para transpor os dados do laboratório para o campo, PINTO (1991) propôs a adoção de um fator laboratório-campo (Shift Factor), ou seja, o número N de golpes deve ser multiplicado por este fator para que seja obtido o número de passagens do eixo padrão na rodovia. PINTO (1991) sugere um fator de 10^4 para os concretos asfálticos de tal forma que ao se atingir esse número, a área trincada seria de, no máximo, 20%. Em termos de deformação específica de tração, o pesquisador sugere um fator de 10^5 .

2.5.4.3 Alguns estudos sobre a fadiga

Um dos primeiros trabalhos sobre fadiga de misturas asfálticas foi realizado por PREUSSLER (1983). Este pesquisador preparou misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico (binder e capa) com CAP 50/60 e 85/100 segundo o método Marshall de dosagem obedecendo as faixas A, B e C do DNER. A TAB. 2.6 apresenta as características das misturas ensaiadas.

TAB. 2.6: Características dos concretos asfálticos ensaiados à fadiga

Amostra	Tipo	Faixa	CAP	Teor (%)	M _R (kgf/cm ²)	σ _R (kgf/cm ²)
01	Binder	A	50/60	5,0	37.000	5,6
02	Capa	C	50/60	5,1	39.000	8,6
03	Capa	C	85/100	5,5	21.000	6,4
04	Binder	A	85/100	4,7	23.000	4,7
05	Capa	B	85/100	5,3	28.000	5,9
06	Binder	B	85/100	4,6	23.000	5,2
07	Capa	B	50/60	5,1	34.000	7,0
08	Binder	B	50/60	4,5	36.000	7,7

Fonte: PREUSSLER, 1983.

PREUSSLER (1983) agrupou as amostras em diferentes intervalos de módulos de resiliência, independentemente da composição da mistura, e traçou suas curvas de fadiga conforme apresentado na FIG. 2.12.

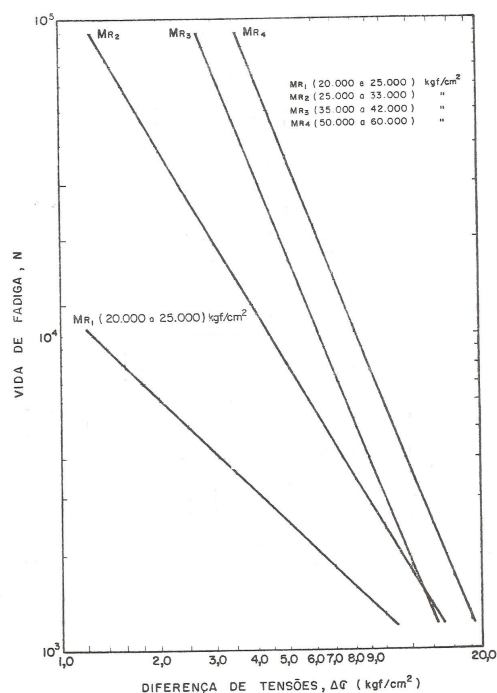


FIG. 2.12: Vida de fadiga para faixas de módulos de resiliência
(PREUSSLER, 1983).

PINTO (1991) realizou ensaios de fadiga em seis misturas do tipo concreto asfáltico na faixa B do DNER de uma brita biotita gnaiss de uma pedreira de Nova Iguaçu-RJ. A TAB. 2.7 apresenta os resultados dos ensaios de fadiga à tensão controlada por compressão diametral das seis misturas estudadas, enquanto a FIG. 2.13 apresenta as curvas de fadiga obtidas.

TAB. 2.7: Resultados dos ensaios de fadiga

AM	CAP	Petróleo	MR (kgf/cm ²)	S (kgf/cm ²)	RT (kgf/cm ²)	S (kgf/cm ²)	N = K (1/Δσ) ⁿ		
							K	n	r ²
1	50/60	Bachaquero	40.000	2780	6,46	0,37	6,8x10 ⁵	2,77	0,97
2	50/60	Mistura	41.000	3393	6,37	0,33	1,51x10 ⁶	2,86	0,96

3	30/45	Árabe leve	60.713	3964	10,63	0,02	$2,65 \times 10^6$	2,65	0,99
4	20/45	Árabe leve	146.139	19916	19,10	0,54	$4,27 \times 10^7$	2,88	0,94
5	55	Mistura	52.472	4166	10,83	1,03	$7,85 \times 10^5$	2,32	0,97
6	20	Mistura	35.908	2930	8,26	0,46	$5,63 \times 10^5$	2,61	0,98

Obs: S – Desvio padrão; RT – Resistência à tração; MR – Módulo de resiliência; $\Delta\sigma$ em kgf/cm²

Fonte: PINTO, 1991.

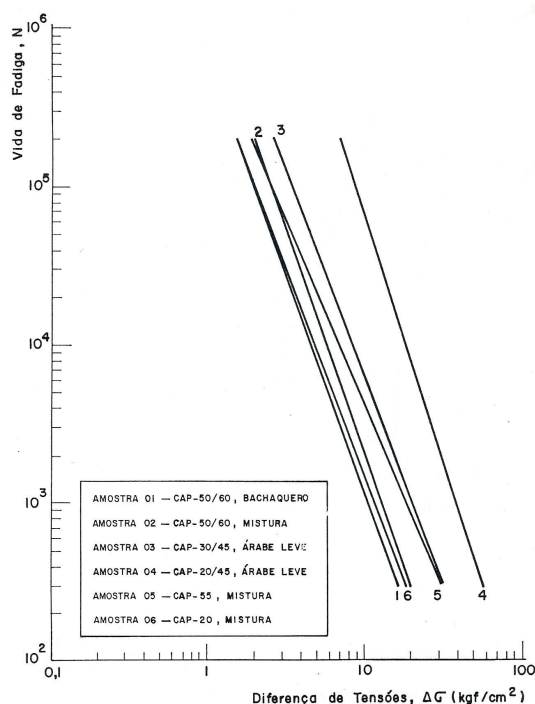


Fig.6.14 – Vida de Fadiga x Diferença de Tensões

FIG. 2.13: Vida de fadiga x diferença de tensões (PINTO, 1991).

No ensaio à tensão controlada, o módulo de resiliência decresce com o aumento do número de repetições do carregamento. Assim, PINTO (1991) determinou o módulo nas primeiras aplicações do carregamento, para cada nível de carregamento, e expressou a vida de fadiga em função da deformação resiliente inicial (ϵ_i) a que o material está submetido. Portanto, a partir da relação entre o

módulo de resiliência médio de cada mistura e a tensão de tração induzida, PINTO (1991) calculou as deformações específicas resilientes iniciais para todas as misturas ensaiadas e obteve uma correlação genérica (82 pontos e $R^2 = 0,96$) apresentada na EQ. 2.16.

$$N = 1,21 \times 10^{-8} \left(\frac{1}{\epsilon_i} \right)^{2,66} \quad \text{EQ. 2.16}$$

Onde:

N – Vida de fadiga expressa em número de solicitações da carga;

ϵ_i – Deformação específica resiliente inicial, cm/cm;

A partir desse estudo, constatou-se a possibilidade de definir um único modelo como representativo da vida de fadiga de misturas do tipo concreto asfáltico, com os ligantes produzidos no Brasil.

PINTO (1991) apresentou também, neste mesmo estudo, outros modelos representativos para a vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros conforme indicado nas EQ. 2.17 e 2.18.

$$N = 9,07 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\epsilon_i} \right)^{2,65} \cdot \left(\frac{1}{M_R} \right)^{-0,033} \quad \text{EQ. 2.17}$$

$$N = 5,63 \times 10^5 \left(\frac{1}{\Delta \sigma} \right)^{2,61} \quad \text{EQ. 2.18}$$

Onde:

N – Vida de fadiga expressa em número de solicitações da carga;

M_R – Módulo de resiliência, em kgf/cm²;

ϵ_i – Deformação específica resiliente inicial, cm/cm;

$\Delta \sigma$ – Diferença de tensões, kgf/cm².

2.6 Compactação de misturas asfálticas

2.6.1 Considerações iniciais

O processo de compactação de materiais asfálticos torna-se hoje em dia cada vez mais importante, tendo em vista o aumento da carga por roda e a elevação do custo dos materiais e mão de obra. Uma compactação eficiente aliada a um projeto de dosagem adequado são os principais responsáveis diretos pela vida útil de um pavimento.

O ASPHALT INSTITUTE (1992) define a compactação como sendo um processo mecânico de compressão da mistura asfáltica à quente num volume menor de massa mais densa, que ocorre devido à acomodação das partículas revestidas de asfalto e pelo acréscimo de densidade.

O desempenho estrutural de um revestimento de concreto asfáltico depende de dois importantes fatores: um adequado projeto de dosagem e uma boa compactação. Estes fatores por si só não podem garantir uma vida útil satisfatória do pavimento sem um bom dimensionamento da espessura. No entanto, considerando-se apenas o aspecto do revestimento, pode-se fazer as seguintes considerações:

- A compactação deficiente irá causar reduções na resistência do revestimento independentemente da qualidade do projeto de dosagem;
- A compactação eficiente pode diminuir os danos causados à vida útil de um revestimento por ocasião de um projeto de dosagem inadequado.

LINDEN & VAN DER HEIDEN (1989) afirmam que misturas bem dosadas e produzidas possuem maior durabilidade e melhores propriedades mecânicas quando bem compactadas.

Segundo DE SOMBRE et. al (1998), pavimentos compactados insuficientemente podem apresentar problemas de deformação permanente, fadiga, descolamento e desprendimento enquanto que pavimentos super compactados podem apresentar deformação permanente e exsudação.

A redução dos vazios a um nível aceitável durante a construção proporciona à mistura estabilidade, durabilidade, resistência à deformação, resistência à umidade e impermeabilidade. Por tais motivos, HUGHES (1989) afirma que a compactação é o fator que mais influencia no desempenho dos revestimentos asfálticos.

MARKER (1967) apud CLYNE et. al (2001) afirma que ao menos que o esforço de compactação tenha colocado as partículas suficientemente próximas umas das outras, a resistência à tração da mistura não pode ser desenvolvida pela coesão dos filmes de asfalto que recobrem cada partícula.

PINTO & PREUSSLER (2002) afirmam que os tipos de defeitos mais freqüentemente relacionados à compactação são: afundamento nas trilhas de rodas (deformação permanente), desagregação e deterioração estrutural devido ao excesso de infiltração de água. Infelizmente, a maior parte dos problemas observados nos revestimentos asfálticos originam-se durante a etapa de compactação do processo construtivo devido a não observância dos limites de temperatura previstos nas especificações e pela utilização inadequada dos equipamentos de compactação.

2.6.2 Objetivo da compactação

A finalidade da compactação é a densificação do pavimento asfáltico. A resistência à deformação de cisalhamento não pode ser desenvolvida sem o contato próximo das partículas de agregado da mistura. Este contato próximo permite o desenvolvimento da fricção entre grãos para resistir aos deslocamentos da mistura quando submetida à ação do tráfego.

Segundo SOARES et al. (2001), a compactação é uma etapa crucial da construção de qualquer camada de um pavimento, tendo por finalidade aumentar a densidade da massa asfáltica fazendo com que a mesma alcance os valores previstos no projeto de dosagem e ofereça uma superfície de rolamento suave ao usuário. HUGHES (1989) afirma que o aumento da densidade e a redução dos vazios nos concretos asfálticos são determinantes para que a mistura se comporte conforme projetada.

A compactação deve proporcionar também à mistura um alto grau de impermeabilidade. Essa característica é de fundamental importância, pois, vários estudos têm demonstrado que a durabilidade do pavimento está diretamente relacionada com a permeabilidade (quantidade de água e ar que penetra na mistura).

A compactação visa os seguintes objetivos, segundo o ASPHALT INSTITUTE (1989):

- Maior estabilidade e resistência do pavimento devido ao aumento da área superficial comum e o atrito entre as partículas;
- O revestimento torna-se impermeável devido à redução dos vazios ao nível ótimo. Numa mistura mal compactada ocorre a intrusão de ar e água na estrutura do revestimento causando a oxidação do ligante asfáltico. Essa situação é extremamente danosa ao pavimento, pois o mesmo poderá sofrer trincas com a passagem das cargas de tráfego, descolamento do asfalto ou dos agregados e enfraquecimento da base e dos solos das demais camadas sob o revestimento.

Para HARTMAN et al. (2001), a principal intenção do processo de compactação é otimizar o acondicionamento dos agregados e a distribuição uniforme do asfalto e dos vazios de forma que a eficiência desse processo proporcione à mistura um aumento da resistência à deformação, maior durabilidade e redução do risco de penetração de água.

O ASPHALT INSTITUTE (1989) afirma que o revestimento apresenta, após a passagem da acabadora, uma porcentagem de vazios compreendida entre 15% e 20%, enquanto os rolos compactadores se encarregam de reduzir este valor para menos de 8%, dependendo da porcentagem de vazios prevista no projeto de dosagem da mistura.

A FIG. 2.14 apresenta a compactação de um concreto asfáltico com o uso de um rolo pneumático e ao fundo o rolo liso para a fase de acabamento do serviço de compactação.



FIG. 2.14: Compactação no campo (PINTO, 2004).

KARI (1967) explica como no campo, a rolagem dos revestimentos asfálticos fornece um meio para a aplicação de pressão vertical e ação de misturação, permitindo que a densificação ocorra. O processo de compactação é apresentado na FIG. 2.15. O rolo compactador penetra na mistura asfáltica até que a área de contato seja larga o suficiente para reduzir a pressão de contato até, aproximadamente, a capacidade de suporte da mistura. O movimento do rolo causa forças de cisalhamento no interior da massa asfáltica. As forças de cisalhamento horizontais desenvolvidas na parte da frente e na parte de trás do rolo criam zonas de descompactação no revestimento. As forças de cisalhamento verticais desenvolvidas diretamente sob o rolo criam zonas de compactação.

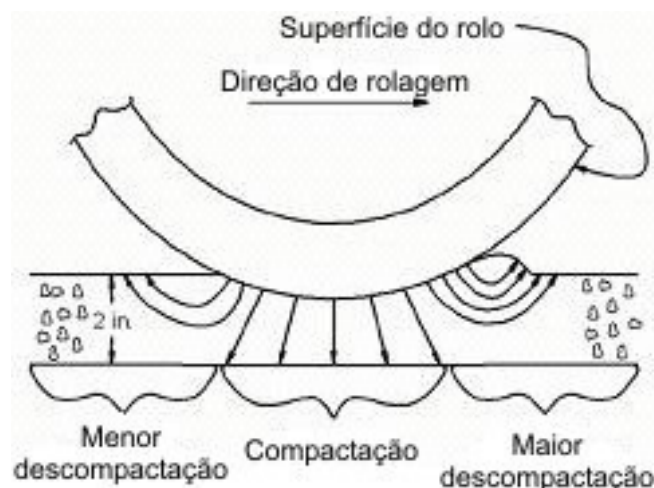


FIG. 2.15: Processo de compactação (KARI, 1967).

Segundo ainda o ASPHALT INSTITUTE (1989), dentre os vários fatores que influenciam diretamente a compactação das misturas asfálticas, três merecem especial destaque: propriedades da mistura (agregado, asfalto e temperatura da mistura), efeitos ambientais e espessura da camada:

- a) Propriedades da mistura: As propriedades da mistura têm um efeito acentuado na trabalhabilidade das misturas. A fim de se escolher o melhor procedimento de compactação deve ser levado em conta os tipos de agregados da mistura, o tipo de ligante e a temperatura da mistura.
- Agregados: A trabalhabilidade é cada vez menor para tamanhos máximos de agregados e também para porcentagens de agregado grãos cada vez maiores. E, portanto, maiores energias de compactação são necessárias. Assim também ocorre para texturas superficiais mais rugosas.
 - Asfalto: O ligante funciona como um lubrificante durante a compactação. Portanto, quando a mistura esfria o asfalto perde a fluidez (torna-se menos viscoso) tornando a compactação mais difícil. Se a temperatura da mistura estiver acima da ideal, o asfalto perde parte de sua viscosidade dificultando também a compactação. A quantidade de ligante na mistura também afeta a trabalhabilidade. O aumento do teor de ligante, até um certo limite, aumenta a espessura da película de asfalto nas partículas de agregado facilitando assim a compactação da mistura.
 - Temperatura de compactação da mistura: É sem dúvida um dos fatores mais importantes durante a compactação de misturas asfálticas. A melhor temperatura para o início da rolagem é aquela mais alta dentro da faixa, que não provoca deslocamentos horizontais da mistura.
- b) Efeitos ambientais: Efeitos ambientais tais como temperatura ambiente, umidade, vento e temperatura da superfície sob a mistura são capazes de diminuir o intervalo de tempo disponível para a compactação, tornando-a mais difícil.
- c) Espessura da camada: Camadas mais espessas conseguem manter o calor armazenado por mais tempo prolongando assim o tempo disponível para a compactação. Por este motivo, é mais fácil obter a densidade desejada nas camadas mais espessas de concreto asfáltico do que nas mais finas.

Segundo o ASPHALT INSTITUTE (1980), os fatores que podem influenciar o processo de compactação estão reproduzidos na TAB. 2.8:

TAB. 2.8: Fatores que influenciam a compactação

FATORES	EFEITOS	CORREÇÕES
AGREGADOS		
SUPERFÍCIE LISA	ATRITO INTERGRANULAR BAIXO	USAR ROLOS LEVES
		TEMPERATURA DE MISTURA MAIS BAIXA
SUPERFÍCIE RUGOSA	ATRITO INTERGRANULAR ALTO	USAR ROLOS PESADOS
INSTÁVEL	QUEBRA SOB ROLOS LISOS	USAR AGREGADO ESTÁVEL
		USAR ROLOS PNEUMÁTICOS
ABSORVENTE	SECA A MISTURA – DIFÍCIL COMPACTAÇÃO	AUMENTAR O ASFALTO NA MISTURA
ASFALTO		
VISCOSIDADE GRANDE	MOV. DAS PARTÍCULAS RESTRITO	USAR ROLOS PESADOS
		AUMENTAR A TEMPERATURA
VISCOSIDADE PEQUENA	PARTÍCULAS MOVEM-SE FACILMENTE DURANTE A COMPACTAÇÃO	USAR ROLOS LEVES
		DIMINUIR A TEMPERATURA
GRANDE QUANTIDADE	INSTÁVEL E PLÁSTICO SOB O ROLO	DIMINUIR O ASFALTO NA MISTURA
PEQUENA QUANTIDADE	LUBRIFICAÇÃO DIMINUÍDA	AUMENTAR O ASFALTO NA MISTURA
	DIFICULTADA COMPACTAÇÃO	USAR ROLOS PESADOS
MISTURA		
EXCESSO DE AGREGADO GRAÚDO	MISTURA ÁSPERA – DIFÍCIL COMPACTAÇÃO	USAR ROLOS PESADOS

TAB. 2.8: Fatores que influenciam a compactação (Continuação)

EXCESSO DE AREIA	DEMASIADAMENTE TRABALHÁVEL – DIFÍCIL COMPACTAÇÃO	REDUZIR AREIA NA MISTURA
		USAR ROLOS LEVES
EXCESSO DE FÍLER	ENRIJECE A MISTURA – DIFÍCIL COMPACTAÇÃO	REDUZIR FÍLER NA MISTURA
		USAR ROLOS PESADOS
FALTA DE FÍLER	COESÃO PEQUENA – A MISTURA PODE SE DESAGREGAR	AUMENTAR FÍLER NA MISTURA
TEMPERATURA DA MISTURA		
ELEVADA	DIFÍCIL DE COMPACTAR – FALTA COESÃO À MISTURA	DIMINUIR TEMPERATURA DA MISTURA
BAIXA	DIFÍCIL DE COMPACTAR – MISTURA MUITO RIJA	AUMENTAR TEMPERATURA DA MISTURA
ESPESSURA DA CAMADA		
GRANDE	RETÉM CALOR – MAIS TEMPO	ROLAGEM NORMAL

	PARA COMPACTAR	
PEQUENA	PERDE CALOR – MENOS TEMPO PARA COMPACTAR	ROLAGEM ANTES QUE A MISTURA ESFRIE OU AUMENTAR A TEMPERATURA DA MISTURA
CONDIÇÕES ATMOSFÉRICAS		
BAIXA TEMPERATURA DO AR	ESFRIA A MISTURA DEPRESSA	ROLAGEM ANTES QUE A MISTURA ESFRIE
BAIXA TEMPERATURA DA SUPERFÍCIE	ESFRIA A MISTURA DEPRESSA	AUMENTAR TEMPERATURA DA MISTURA
VENTO	ESFRIA A MISTURA – CROSTA SUPERFICIAL	AUMENTAR A ESPESSURA DA CAMADA SOLTA

Fonte: ASPHALT INSTITUTE, 1980.

2.6.3 Fatores relacionados à má compactação

Segundo SCHEROCMAN & MARTENSON (1984), as causas de uma compactação ineficiente ou um baixo nível de densidade alcançado podem ser divididas em duas partes. A primeira refere-se a problemas com o projeto de dosagem da mistura. Qualquer deficiência da mistura que contribui para o escorregamento, a exsudação e a fissuração da massa também influenciará na capacidade do equipamento de compactação em atingir o nível de densidade desejado. Uma mistura que é instável devido a um teor excessivo de ligante, um alto teor de umidade, uma graduação não uniforme dos agregados ou a vários outros motivos apresentará grande dificuldade na compactação no campo. Para que seja obtida uma densidade uniforme é necessário que o projeto de dosagem seja adequado e que a mistura colocada na acabadora de asfalto apresente boa consistência e qualidade com variações mínimas em suas características e propriedades.

A segunda causa refere-se à operação dos equipamentos de compactação. As variáveis que afetam a capacidade dos rolos compactadores em atingir a densidade desejada são os tipos de rolos, a velocidade de operação, o plano de rolagem, a distância entre o rolo e a acabadora de asfalto, espessura da camada e as condições atmosféricas.

BROWN (1984) afirma que uma adequada graduação de agregados e um apropriado teor de ligante são necessários para garantir que a mistura ao ser compactada atinja as exigências das especificações. O pesquisador afirma que as experiências do Corpo de Engenheiros Americano têm mostrado que a quantidade

de material passante na peneira N°200 influencia significativamente a densidade. O aumento da quantidade de material passante na peneira N°200 reduz a quantidade de vazios da mistura, tornando-se necessário a redução do teor de asfalto. O aumento de fíler e a redução do teor de asfalto tornam a mistura mais rígida e de difícil compactação.

Ainda segundo BROWN (1984), quando a quantidade de material passante na peneira N°200 excede 6% ou 7%, torna-se difícil compactar a mistura a 98% da densidade obtida com energia de compactação de 75 golpes.

Se o teor de asfalto é baixo, a mistura torna-se rígida e de difícil compactação. Em um grande número de pavimentos foi observado um acréscimo significativo na densidade com o aumento de 0,2 a 0,3% do teor de asfalto. O ajuste do teor de asfalto não deve ser feito arbitrariamente, mas serve para ilustrar a dificuldade na obtenção da densidade desejada quando o teor de asfalto é baixo.

KANDHAL & KOEHLER (1984) estudaram 8 (oito) reforços de pavimento em concreto asfáltico projetados entre 1974 e 1977 na Pennsylvania, EUA. Os pesquisadores notaram deterioração prematura dos pavimentos na forma de perda de finos e desprendimento dos agregados. Foi concluído que a causa principal da deterioração observada foi a falta de compactação adequada atribuída a um ou mais motivos a seguir: condição atmosférica durante a construção, procedimentos inadequados de compactação e excesso de material passante na peneira N°200.

KARI (1967) cita duas condições de compactação desfavoráveis: “understressed” (alta resistência à compactação) e “overstressed” (baixa resistência à compactação). A mistura está na condição “understressed” quando a capacidade de suporte da mistura é maior do que a pressão de contato aplicada pelo rolo, ou seja, o rolo entra em contato apenas com o topo da mistura sem proporcionar compactação. A mistura está na condição “overstressed” quando não consegue suportar o peso do rolo, ou seja, o rolo penetra fundo na mistura resultando em espalhamento e fissuração severa sem aumentar a densificação. A FIG. 2.16 mostra, esquematicamente, tais condições.

CHADBOURN et. al (1998) afirmam que quando a mistura, na hora da compactação, está muito fria a mesma encontra-se na condição “understressed” e quando está muito quente encontra-se na condição “overstressed”.

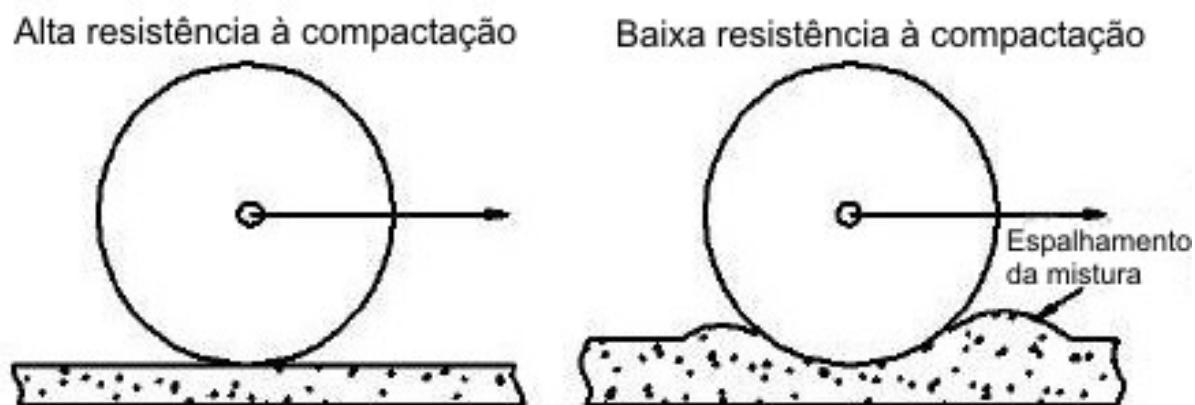


FIG. 2.16: Condições desfavoráveis de compactação (KARI, 1967).

SCHEROCKMAN & MARTENSON (1984) afirmam que a mistura instável normalmente não suporta o peso do rolo compactador até que a temperatura esfrie o suficiente para que a viscosidade do cimento asfáltico aumente e torne a mistura mais rígida. Apesar da temperatura da mistura diminuir até este valor, o nível de densidade desejado pode não ser obtido, pois a mistura perde sua trabalhabilidade.

Ainda segundo os autores, a mistura deve, ao mesmo tempo, ser fluida o suficiente para garantir a trabalhabilidade e rígida o suficiente para suportar o peso dos equipamentos de compactação sem escorregar, fissurar ou exsudar.

Outro problema recentemente detectado pelo Departamento de Transporte do estado de Washington (WSDOT) foi a formação de diferenciais térmicos na massa asfáltica durante a compactação. Os diferenciais térmicos são formados durante o transporte da massa asfáltica e podem resultar em temperaturas de compactação inferiores às desejáveis. A FIG. 2.17 mostra, com o auxílio de uma câmera de infravermelho, o resfriamento da massa asfáltica durante o transporte em caminhão.

A massa asfáltica resfriada durante o transporte é lançada na pista e forma áreas concentradas de baixa temperatura que tenderão resistir à compactação adequada. A FIG. 2.18 apresenta várias áreas de baixa temperatura contidas na massa espalhada pela vibroacabadora. Estas áreas concentradas de material resfriado geralmente apresentam elevado teor de vazios e superfície de textura

aberta, sendo portanto, mais susceptíveis às deteriorações causadas pelo tráfego e pela natureza.

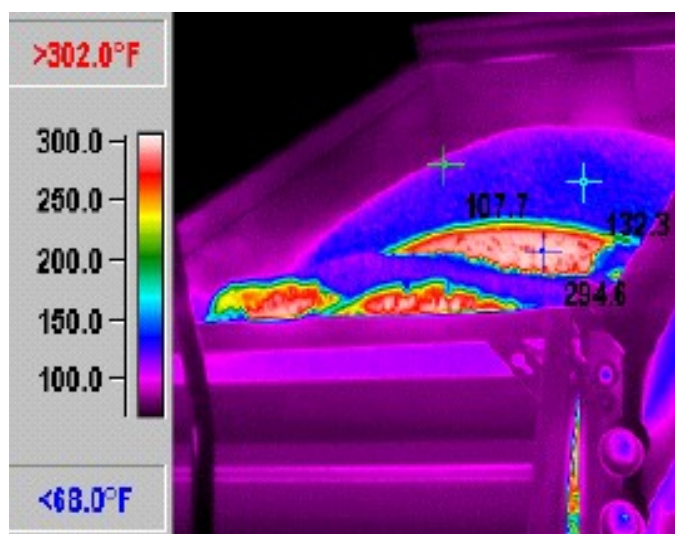


FIG. 2.17: Temperatura da massa asfáltica na caçamba do caminhão (WSDOT 2001).

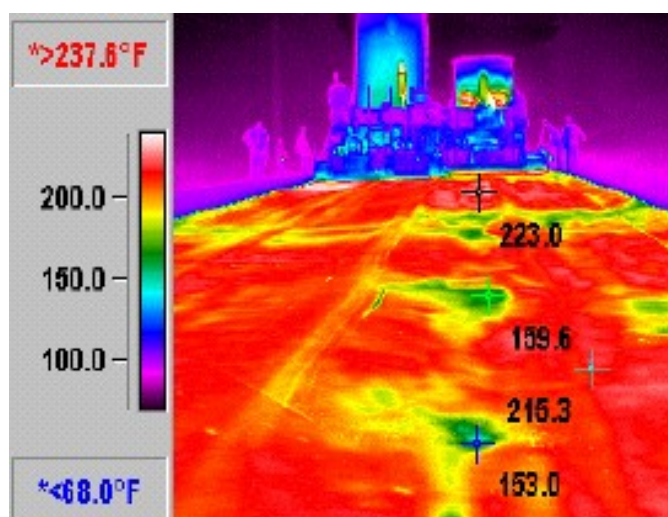


FIG. 2.18: Áreas resfriadas ao longo da massa asfáltica espalhada (WSDOT 2001).

A utilização de densímetros nucleares mostrou que as áreas resfriadas da massa asfáltica apresentavam densidades inferiores às do resto da camada espalhada.

O Departamento de Transportes do Estado de Washington descobriu que para uma diferença de temperatura maior do que 25°F (14°C), os vazios aumentavam aproximadamente 2%.

WILLOUHBY et al. (2001) mostram, através da FIG. 2.19, diferenciais térmicos (maiores do que 25°F) que ocorreram em alguns pontos de uma rodovia durante a sua pavimentação. A FIG. 2.20 mostra esta mesma rodovia após aproximadamente 1,5 ano de sua execução, e ilustra o efeito que os diferenciais térmicos causaram no revestimento.

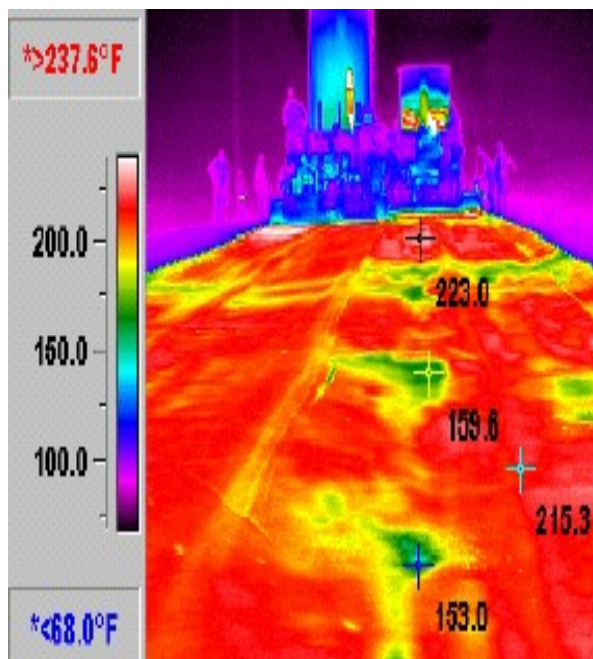


FIG 2.19: Imagem em infravermelho



FIG 2.20: Pontos com baixa densidade

WILLOUHBY et al. (2001)

O estudo mostrou também que a quantidade de vazios diminui (a) quando a mistura é homogeneizada (re-misturação) em um equipamento especial (veículo de transferência de material) antes do lançamento, conforme indicado na FIG. 2.21, (b) com temperaturas de mistura mais altas e (c) com altas temperaturas atmosféricas.



FIG. 2.21: Veículo de transferência de material (WILLOUHYBY et al.,2001).

2.6.4 Controle tecnológico

Uma preocupação permanente de quem atua em serviços de engenharia é a qualidade da obra. E como se pode verificar esta qualidade? Segundo BIRMAN (1992), duas respostas são possíveis: através de um controle efetivo durante a fase de execução ou aguardar o término do período da vida de projeto.

Obviamente, esta segunda hipótese é descabida, pois não se concebe, em hipótese alguma, que uma obra seja executada sem o seu devido controle tecnológico.

BIRMAN (1992) sugere que para garantir a boa qualidade na execução de serviços de pavimentação asfáltica todo controle tecnológico deve prever sanções e bonificações a fim de não se tornar ineficaz ou ineficiente.

No controle tecnológico dos serviços de pavimentação asfáltica, especialmente na compactação, os dois aspectos mais importantes são: o controle do Grau de Compactação (GC) e a temperatura inicial de compactação.

Segundo BIRMAN (1992), estudos já demonstraram que pavimentos onde o GC era da ordem de 90 a 92%, a deterioração do revestimento se iniciou após dois anos de execução e, onde o GC era da ordem de 96 a 98%, somente após dez anos notou-se o início de tal deterioração.

Apesar de durante a execução da compactação sempre se procurar obter o maior grau de compactação possível, ROBERTS et al. (1996) lembram que muitas agências americanas proíbem GC superiores a 100% com o objetivo de evitar que o aparecimento prematuro de deformações permanentes diminuam a vida útil do revestimento.

BUZATTI (1986) ensina que durante a fase de controle, a medida do GC pode ser feita por três processos:

- a) Comparando-se a densidade aparente “in situ” (dis) com a densidade aparente de projeto (dp), conforme a EQ. 2.19:

$$GC \% = \frac{dis}{dp} \times 100 \quad \text{EQ. 2.19}$$

- b) Comparando-se a densidade aparente “in situ” (dis) com a densidade aparente de corpos-de-prova (dq), conforme a EQ. 2.20::

$$GC \% = \frac{dis}{dq} \times 100 \quad \text{EQ. 2.20}$$

- c) Comparando-se a densidade aparente “in situ” (dis) com a densidade máxima teórica (dt), conforme a EQ. 2.21::

$$GC \% = \frac{dis}{dt} \times 100 \quad \text{EQ. 2.21}$$

A densidade aparente “in situ” (dis) refere-se à densidade dos corpos-de-prova extraídos da pista ou por métodos não destrutivos. Para a extração, utilizam-se brocas rotativas como mostrado na FIG. 2.22. A densidade aparente de projeto (dp) refere-se à densidade prevista no projeto de dosagem Marshall realizado para a mistura. E finalmente, a densidade aparente dos corpos-de-prova (dq) refere-se à densidade dos corpos-de-prova moldados no campo com a mistura asfáltica da pista, ou seja, com o uso do soquete Marshall.



FIG. 2.22: Extração de corpo-de-prova (MOTTA et al., 2002-A).

BROWN (1990) afirma que são três os métodos usados para o controle da densidade da mistura compactada no campo:

- Densidade especificada como uma porcentagem da densidade de laboratório;
- Densidade especificada como uma porcentagem da densidade teórica;
- Densidade especificada como uma porcentagem da densidade da pista experimental.

A densidade especificada como uma porcentagem da densidade de laboratório refere-se ao GC usado no Brasil, ou seja, estabelece-se que a densidade da mistura compactada deve atingir um valor mínimo da densidade obtida em laboratório.

Na densidade especificada como uma porcentagem da densidade teórica, a mistura deve ser compactada até que a sua densidade seja igual a uma certa porcentagem da densidade teórica da mistura, ou seja da mistura sem vazios. Por exemplo, a mistura compactada a 96% da densidade teórica apresentará 4% de vazios. Este tipo de controle exige que a densidade teórica da mistura seja medida rotineiramente durante a construção.

A densidade especificada em função da densidade da pista experimental necessita que seja construída uma pista experimental antes do início dos serviços. Normalmente, essa pista é compactada com uma certa porcentagem mínima da densidade teórica. Este método de controle de densidade é provavelmente o menos desejável dos três métodos discutidos. O aspecto mais negativo deste método é que para a fiscalização torna-se muito difícil saber em quais circunstâncias a pista experimental foi construída e, portanto, alguns fatores como a temperatura de compactação, a demora no início de rolagem, a temperatura do ar entre outros podem afetar a densidade da pista experimental construída.

Atualmente, pode-se contar com importantes aliados tecnológicos no controle da qualidade da compactação. A aplicação de medidores nucleares portáteis no controle de compactação das diversas camadas dos pavimentos é uma técnica já consagrada em todo o mundo e que, apesar de sua pequena utilização no atual contexto das obras nacionais, tem-se mostrado imensamente competitiva e vantajosa, tanto em termos técnicos quanto econômicos. Com estes aparelhos é possível medir as densidades com extrema precisão e rapidez permitindo que os técnicos envolvidos possam orientar os trabalhos em campo de forma a obter o GC exigido em projeto.

BIRMAN (1979) propôs que o GC calculado como a razão das densidades aparentes dos corpos-de-prova extraídos da pista com as densidades de projeto fosse maior que 97% e não mais 95%, desde que a compactação fosse executada a uma temperatura entre 107°C e 177°C. Esta última exigência demonstra a preocupação com o controle da temperatura de compactação que é, sem dúvida, o fator que mais influencia no valor da densidade de uma mistura asfáltica.

Tal mudança se justificava, segundo BIRMAN (1979), pois é impossível a manutenção perfeita do teor de betume e da granulometria da mistura de agregados, e assim sendo, variações nos valores da densidade de cerca de 0,02 ou 0,03 em relação a densidade de projeto são possíveis. Como tais variações podem ocasionar em diferenças de 1 a 3% aproximadamente nos valores do GC, conclui-se que em determinadas situações, um serviço de compactação que atendesse a um GC mínimo de 95% poderia na verdade estar atendendo a um GC efetivo de 92%, o que evidentemente é baixo.

POWEL & LISTER (1978) apud KHAN et al. (1998), afirmam que um alto GC melhora a rigidez dos concretos asfálticos e conseqüentemente, a capacidade da massa asfáltica em distribuir de maneira mais eficiente as cargas do tráfego sobre as demais camadas do pavimento e do subleito.

McLEOD (1966) afirma que os concretos asfálticos de graduação densa devem ser dosados de forma a apresentar uma porcentagem de vazios entre 3% e 5%. Caso essas misturas sejam compactadas com GC igual a 95%, a porcentagem de vazios pode atingir até 10% após a conclusão da rolagem, e até 12, 14 ou 16% em temperaturas mais frias. Por esta razão, McLEOD (1966) sugere que todos os revestimentos asfálticos devem ser compactados de forma que seja alcançado no mínimo 100% da densidade obtida em laboratório (GC=100%), apesar de muitas especificações exigirem graus de compactação entre 95 e 97%. Para o pesquisador, um elevado teor de vazios acelera razoavelmente a taxa de envelhecimento do ligante podendo provocar uma diminuição substancial na vida de serviço do pavimento.

Atualmente, a norma em vigor é a DNIT ES – 031/2004 que fixa um valor mínimo de 97% e um valor máximo de 101% para o grau de compactação dos concretos asfálticos, tomando-se como referência a densidade aparente obtida em laboratório.

2.6.5 Efeitos da densidade e da porcentagem de vazios

BROWN & CROSS (1991) afirmam que a densidade é um importante componente de um revestimento asfáltico bem dosado e construído.

Segundo SCHEROCMAN (1996), o fator mais importante que afeta a durabilidade dos revestimentos asfálticos é a densidade. Durante a compactação, a densidade da mistura aumenta e a porcentagem de vazios decresce e vice-versa.

Para BROWN (1984), a falta de uma maior densificação durante a construção de pavimentos de concretos asfálticos têm resultado em um pobre desempenho de muitos pavimentos. A baixa densidade geralmente resulta em deteriorações a longo prazo tais como trincas e desprendimento da massa.

BROWN (1990) afirma que a quantidade de vazios é provavelmente o fator mais importante que interfere no desempenho ao longo da vida do pavimento e que é controlada pelo teor de asfalto, pela energia de compactação durante a construção e o efeito da compactação após a passagem do tráfego.

A especificação DNIT ES – 031/2004 fixa os vazios entre 3 e 5% para camada de capa e entre 4 e 6% para camada de ligação. BROSSEAUD et al. (1993) apud MOMM & DOMINGUES (1998) afirmam que os concretos asfálticos com vazios entre 3 e 7% são mais estáveis.

KANDHAL & KOEHLER (1984) afirmam que a deterioração prematura dos revestimentos (desprendimento dos agregados e perda de finos) pode ser eliminada se a densidade for mantida em torno de 92% da densidade teórica (8% Vazios). A FIG. 2.23 mostra a variação do grau de deterioração com os vazios de oito projetos de reforço em concreto asfáltico avaliados pelos pesquisadores. É possível observar que para uma quantidade de vazios inferior a 8%, o grau de deterioração foi praticamente inexistente.

porcentagem de vazios (superiores a 8%) podem causar desagregação e uma baixa resistência à oxidação e ao trincamento.

FORD (1988) apud BROWN (1990) mostrou em um estudo realizado no estado de Arkansas, EUA, que as misturas asfálticas devem ser projetadas e construídas de forma que seus vazios fiquem acima de 2,5%. O pesquisador mostrou que, para vazios acima de 2,5%, a profundidade da trilha de rodas não foi superior a 10/32 polegadas, conforme indicado na FIG. 2.24.

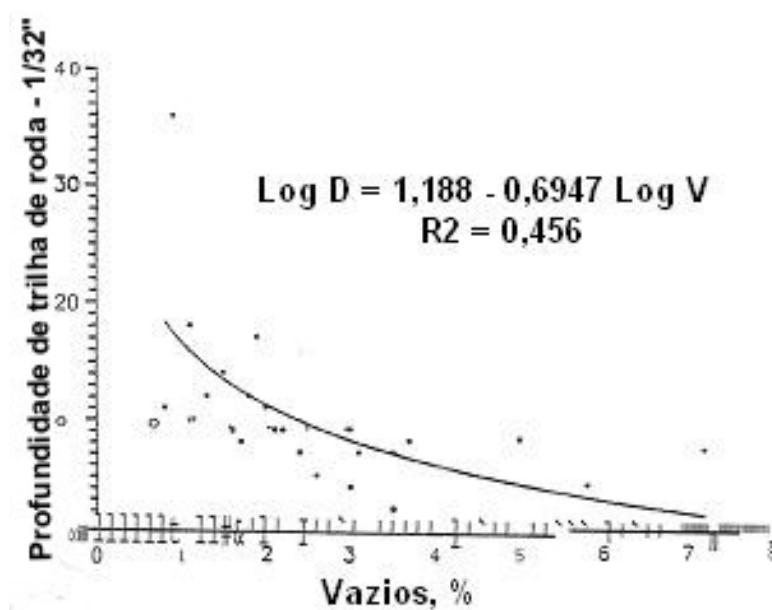


FIG. 2.24: Profundidade de trilha de roda x vazios (FORD, 1988).

BROWN et. al (1989) apud BROWN (1990) apresentaram um estudo sobre segregação de misturas mostrando que as misturas asfálticas com vazios inferiores à aproximadamente 8% eram impermeáveis à água. Para valores acima de 8%, a permeabilidade aumentou rapidamente conforme indicado na FIG. 2.25.

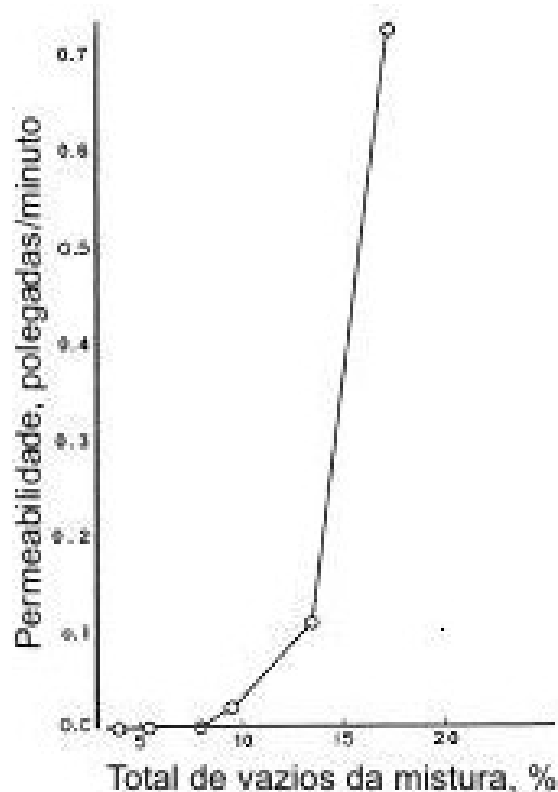


FIG. 2.25: Permeabilidade x total de vazios da mistura (BROWN et. al, 1989).

U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION (1953) apud BROWN (1984) afirma que a permeabilidade das misturas asfálticas dobra para cada redução de 1% na densidade.

O ASPHALT INSTITUTE (1989) afirma que não se deve compactar o revestimento até um nível muito abaixo de vazios (inferiores a 2%), pois estes últimos são responsáveis por permitir a expansão térmica, sem causar exsudação e instabilidade da mistura. A FIG. 2.26 apresenta o efeito dos vazios na durabilidade do pavimento. Quando os vazios se aproximam de zero a estabilidade da mistura decresce e a coesão aumenta. Revestimentos executados com uma porcentagem

de vazios extremamente baixa são geralmente caracterizados por grande fluência, que pode ou não vir associada com fissuramentos. Quando os vazios se aproximam de 10% a coesão da mistura decresce, enquanto a estabilidade cresce. Quando os vazios se tornam ainda maior, a mistura perde a coesão, tendendo à ruptura e finalmente perdendo sua estrutura ao desagregar-se.



FIG. 2.26: Durabilidade do pavimento x vazios (ASPHALT INSTITUTE, 1989).

O ASPHALT INSTITUTE (1992) afirma que a compactação inadequada pode resultar em uma porcentagem de vazios ou muito alta ou muito baixa. Um grande volume de vazios permite que a umidade penetre na mistura asfáltica e pode causar descolamento ou desprendimento da superfície enquanto que um baixo volume de vazios não permitirá expansões térmicas e pode causar exsudação e escorregamento da mistura asfáltica.

BUZATTI (1976) reforça a necessidade de um mínimo de vazios na mistura para compensar a expansão ou a retração do asfalto na mistura, já que o mesmo apresenta uma taxa de expansão volumétrica cerca de 20 vezes maior do que a do

agregado. Como a temperatura do revestimento pode atingir mais de 40°C nos dias quentes, um valor mínimo de vazios deve estar presente para evitar a fluência demasiada e a instabilidade.

BROWN (1990) sugere que as misturas asfálticas devem ser construídas com uma porcentagem inicial de vazios aproximadamente inferior a 8% e que, após a ação do tráfego, a porcentagem final de vazios deve ser aproximadamente superior a 3%.

BELL et al. (1984) afirmam que o módulo de resiliência é muito sensível à variação dos vazios na mistura. Segundo os pesquisadores, estudos de VAN DER POEL (1954), HEUKELOM (1964) e VAN DRAAT (1965) apresentam valores de módulos de resiliência calculados pelos procedimentos da SHELL para três teores de vazios representativos, respectivamente de uma compactação pobre, boa e excelente de uma mistura típica de concreto asfáltico. A TAB. 2.9 mostra que o módulo de resiliência diminuiu em torno de 135% quando a compactação passou de uma condição excelente para uma condição pobre.

TAB. 2.9: Efeito dos vazios no módulo de resiliência

Condição de compactação	Teor de vazios, %	Módulo de resiliência, MPa
Excelente	4	3.370
Boa	8	2.060
Pobre	12	1.430

Obs: Ligante AR-4000, teor de asfalto 6% e temperatura de ensaio 18°C.

Fonte: VAN DER POEL, 1954; HEUKELON, 1964; VAN DRAAT, 1965.

SCHEROCMAN (1996) afirma que a vida de fadiga, a deformação permanente, a oxidação, a umidade e a desagregação estão relacionadas com os vazios das misturas asfálticas. Se os vazios na mistura diminuem, a vida de fadiga ou o número de repetições da carga que provoca a ruptura da mistura aumenta. Estudos experimentais têm mostrado que reduzindo os vazios de 8% para 5%, a vida de fadiga do revestimento pode dobrar.

MOTTA et al. (1993) afirmam que para prevenir a deformação permanente necessita-se dosar misturas com altos teores de agregados angulosos, baixa porcentagem de ligante pouco susceptível à temperatura e altos teores de vazios. Entretanto, para a fadiga, que é comandada pela deformação elástica repetida,

quanto menor o teor de vazios melhor. Portanto, é necessário compatibilizar o teor ótimo de vazios para cada mistura considerando os dois aspectos: estabilidade (afundamento da trilha de roda) e fadiga (trincamento progressivo).

VERSTRAETEN & FRANCKEN (1979) apud MOTTA et. al (1993) apresentam a FIG. 2.27 que mostra o efeito dos vazios na vida de fadiga e na deformação permanente da mistura.

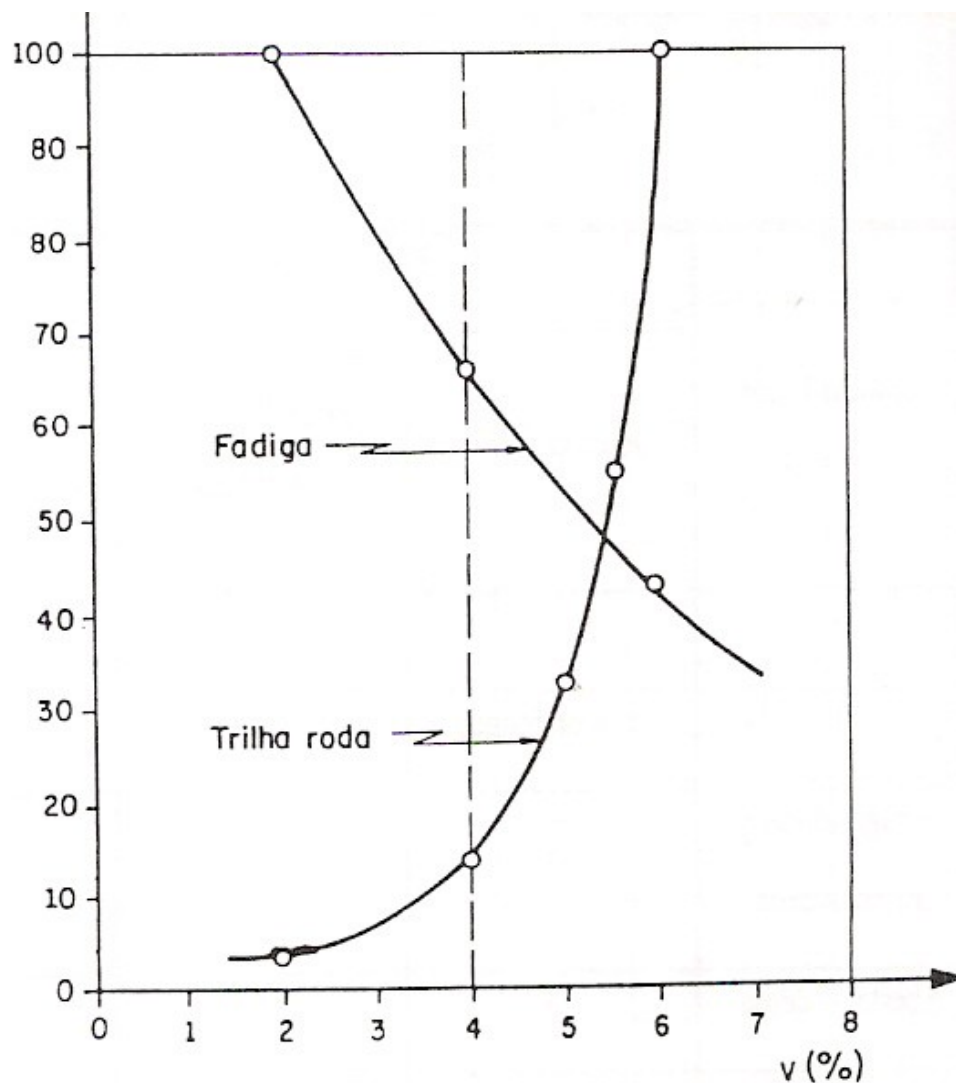


FIG. 2.27: Vida útil em termos de fadiga ou trilha de roda x vazios (VERSTRAETEN & FRANCKEN, 1979).

WAMBURA et al. (1999) estudaram as deformações permanentes ocorridas nas rodovias do Quênia e suas possíveis causas. Para isso foram extraídos corpos-de-prova das trilhas de rodas de seções que recebiam o mesmo tráfego, porém, apresentavam condições de superfície de revestimento diferentes. A profundidade da trilha de roda foi medida para cada local de extração de corpo-de-prova. A FIG. 2.28 apresenta a forte relação entre os vazios da mistura (VIM – voids in mix) e a profundidade da trilhas de roda.

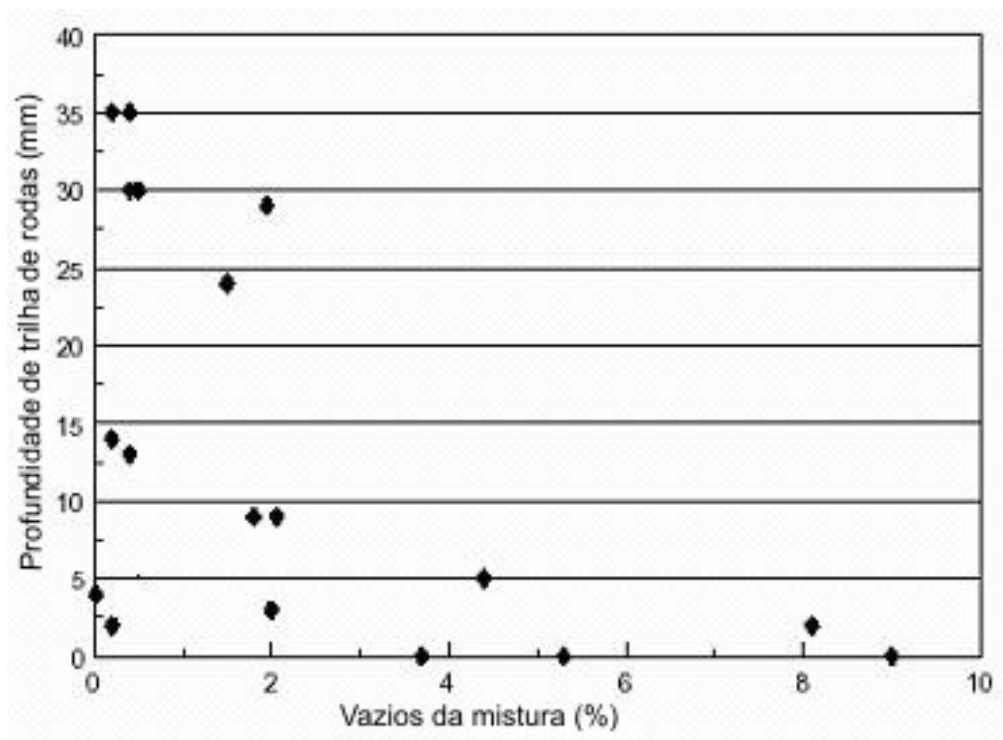


FIG. 2.28: Profundidade de trilha de rodas x vazios (WAMBURA et al., 1999).

TONS & KROKOSKY (1963) apud HUGHES (1989) afirmam que a presença de vazios no concreto asfáltico tem dois efeitos na resistência à tração. Primeiro, um elevado teor de vazios reduz a seção transversal efetiva sujeita à tensão de tração conduzindo assim a uma menor resistência. Segundo, os vazios induzem a concentrações de tensão elevada, reduzindo novamente a resistência à tração.

LINDEN et al. (1989) afirmam que estudos de FINN & EPPS (1980), EPPS & MONISMITH (1971) e PUANGCHIT et al. (1982) mostraram que cada aumento de 1% nos vazios além do valor de projeto pode provocar uma perda de 10 a 30% na vida de fadiga do revestimento. Por exemplo, se a porcentagem de vazios desejada na construção é de 7%, porém, após a construção a porcentagem de vazios ficou em 11%, pode-se esperar uma redução de pelo menos 40% na vida útil da superfície do pavimento.

SHOOK et al. (1982) apud BELL et al. (1984) acharam também um efeito da mudança da rigidez e do teor de vazios na vida de fadiga conforme mostra a FIG. 2.29. Embora a diminuição da rigidez aumente a vida de fadiga, o fator dominante são os vazios.

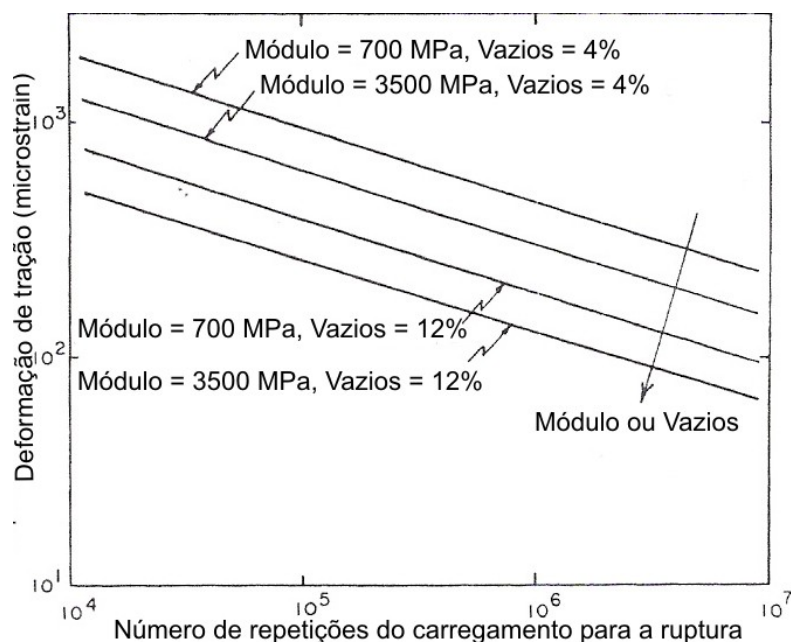


FIG. 2.29: Variação da fadiga com os vazios e com o módulo (SHOOK et al., 1982).

HARVEY et al. (1995) afirmam que um baixo índice de vazios tem pelo menos dois efeitos que provavelmente contribuem para vida de fadiga mais longa. Primeiro, porque o ar transmite pouca ou nenhuma tensão e a substituição de parte desse volume por asfalto e agregados reduz o nível de tensão nestes componentes. Segundo, porque um baixo índice de vazios cria uma estrutura asfalto-agregados mais homogênea e com uma distribuição de vazios mais uniforme, resultando em uma menor concentração de tensão na interface crítica sólido-ar.

HARVEY et al. (1995) realizaram ensaios de fadiga à deformação controlada (ensaio em vigas) em concretos asfálticos para estudar o efeito do teor de asfalto e da porcentagem de vazios na vida de fadiga das misturas asfálticas. Os pesquisadores concluíram que o controle da porcentagem de vazios é mais importante do que o controle do teor de asfalto, pois para uma mistura, por exemplo, com um teor ótimo de asfalto de 5% e uma porcentagem de vazios também igual a 5%, a vida de fadiga sofreria redução de 30% se a porcentagem de vazios excedesse em 1% o valor desejado, mas apenas 12% de redução se o teor de asfalto ficasse a 1% do previsto. Caso fossem combinados os dois efeitos acima, o decréscimo da vida de fadiga seria ainda maior, 39%. Por fim, se durante a execução do revestimento ocorresse um decréscimo de 1% no teor de asfalto e um acréscimo de 3% na porcentagem de vazios desejada, a vida de fadiga poderia sofrer uma redução de até 70%.

2.6.6 Influência da energia e da temperatura de compactação

2.6.6.1 Considerações iniciais

BROWN & CROSS (1991) afirmam que a seleção do nível de compactação apropriado durante a fase de dosagem da mistura é fundamental para o desempenho adequado do pavimento.

Segundo o ASPHALT INSTITUTE (1997), para um mesmo teor de asfalto tanto a porcentagem de vazios quanto os vazios do agregado mineral (VAM) diminuem com o aumento da energia de compactação. A FIG. 2.30 mostra que não apenas os

valores de VAM mudam como também os teores de asfalto relativos aos valores mínimos de VAM para cada nível de compactação (35, 50 e 75 golpes por face). Por exemplo, se a mistura é projetada ligeiramente à esquerda do valor mínimo do VAM para um nível de compactação de 50 golpes e de fato ela é submetida a um tráfego mais pesado do que o esperado (perto do nível de compactação de 75 golpes) então, para 75 golpes e o mesmo teor de asfalto, a mistura passa a situar-se do lado direito ou “úmido” da curva de VAM mínimo. O resultado disso é uma mistura susceptível a formação de trilhas de roda.

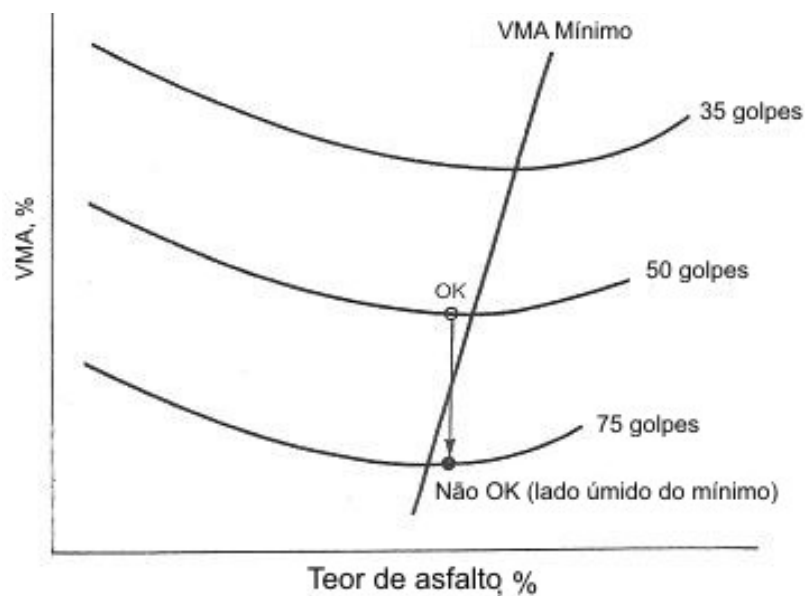


FIG. 2.30: Efeito da energia de compactação no VAM (ASPHALT INSTITUTE, 1997).

Com relação aos vazios, o ASPHALT INSTITUTE (1997) afirma que se uma mistura projetada para um nível de compactação de 75 golpes por face, um pavimento sujeito a um volume de tráfego muito inferior ao esperado, a porcentagem de vazios final será consideravelmente maior do que a planejada, uma vez que alguns pesquisadores admitem que os vazios diminuem após alguns anos de passagem do tráfego. A consequência desta situação é uma mistura que envelhece prematuramente tornando-se quebradiça ou cujos agregados desprendem-se da

mistura devido à perda de adesão do asfalto. Por esta razão, é importante que a energia de compactação empregada para simular o tráfego de projeto esperado no pavimento seja selecionada adequadamente em laboratório. A FIG. 2.31 apresenta a variação dos vazios com o nível de compactação empregado.

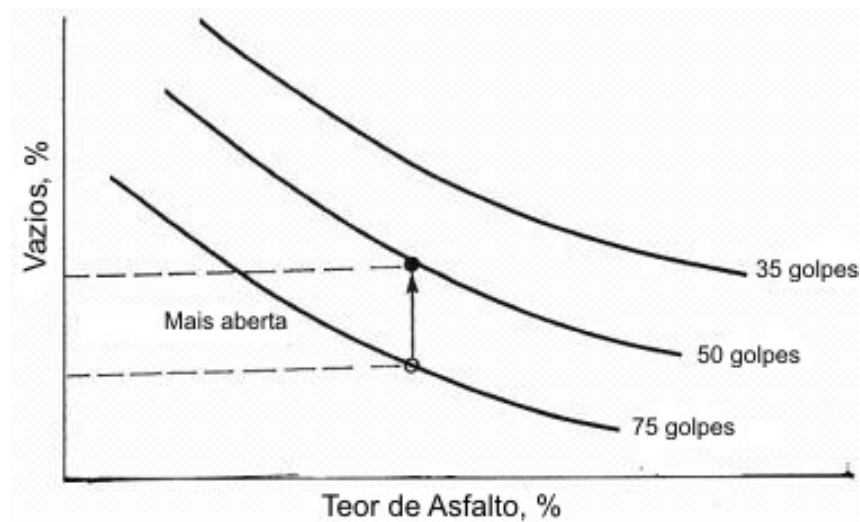


FIG. 2.31: Efeito da energia de compactação nos vazios
(ASPHALT INSTITUTE, 1997).

ROBERTS et al. (1996) afirmam que a eficiência da compactação de misturas asfálticas em campo depende de diversas variáveis, como suporte da base, temperatura do ar, umidade ambiente, nível de radiação solar, espessura da camada asfáltica e a temperatura inicial da mistura no momento da compactação. A temperatura da mistura tem grande importância, pois a resistência à compactação é um efeito combinado do agregado e do ligante. De maneira geral quanto mais viscoso estiver o ligante no momento da compactação maior será a resistência oferecida à compactação.

BIRMAN (1979) afirma que a temperatura da massa é o elemento mais importante e que mais influencia no valor da densidade aparente. Para esse

pesquisador, quase todos os problemas de execução dos concretos asfálticos estariam resolvidos, caso fosse possível obrigar que os mesmos fossem espalhados e comprimidos dentro da faixa de temperatura especificada. Entretanto, duas situações são bastante comuns no campo. Às vezes a massa chega à pista em temperatura mais alta que a projetada e não se espera que ela decline para a realização do serviço, por razões de rendimento. Outras vezes, a massa chega à pista com temperatura inferior à projetada e aí nada pode ser feito visto que, estando a uma temperatura acima de 107°C, ela pode ser espalhada e comprimida.

Segundo AZARI et al. (2003), a seleção de um intervalo apropriado de temperatura de compactação é um importante aspecto da preparação de corpos-de-prova em laboratório e de lançamento de misturas asfálticas, porque a temperatura afeta o teor ótimo de asfalto, o grau de envelhecimento e a absorção do asfalto, a estrutura do agregado e a densidade da mistura compactada, que por sua vez afetam o desempenho da mistura asfáltica. Os pesquisadores afirmam ainda que, as propriedades mecânicas parecem ser mais sensíveis às mudanças de temperatura de compactação do que a densidade.

DE SOMBRE (1998) afirma que o controle das temperaturas de compactação torna-se ainda mais importante quando os revestimentos são construídos durante períodos de baixas temperaturas. A mistura esfria muito mais rapidamente nestas condições, deixando um intervalo de tempo muito pequeno para que a compactação ocorra efetivamente.

KENNEDY et al. (1984)² afirmam que naquela época havia uma tendência das usinas de asfalto de operar com baixas temperaturas de mistura. Essas temperaturas baixas resultam principalmente do desejo de economizar energia durante a produção das misturas. O resultado imediato de uma baixa temperatura de mistura é uma baixa temperatura de compactação.

Segundo DE SOMBRE et al. (1998), o conhecimento do intervalo de temperatura no qual o esforço de compactação é maximizado ajuda a assegurar a conformidade com as especificações de compactação. A otimização do intervalo de temperatura de compactação da mistura é uma forma eficiente de diminuir a coesão do ligante e o ângulo interno de atrito entre as partículas do agregado.

O ASPHALT INSTITUTE (1989) afirma que entre 85°C e 150°C o asfalto é suficientemente fluído para que possa atuar como lubrificante no processo de

compactação facilitando o movimento dos agregados das misturas para uma configuração densa. Para temperaturas abaixo desse valor, o asfalto torna-se muito rijo (mais viscoso) e é extremamente difícil a densificação adicional da mistura e, portanto, a compactação deve ser completada antes que a temperatura da massa alcance 85°C.

Segundo o ASPHALT INSTITUTE (1980), a viscosidade do asfalto tem grande influência na compactação. A viscosidade alta tende a segurar o movimento das partículas dos agregados durante a rolagem. Se a viscosidade é muito baixa, as partículas movem-se facilmente durante a compactação, mas não ocorre coesão suficiente para manter as partículas na posição, uma vez completada a compactação. Portanto, é fundamental que a mistura asfáltica seja compactada dentro da faixa de temperatura adequada.

De maneira geral, quanto mais quente a mistura, mais fluido o asfalto e menos resistente é a mistura à compactação. Segundo o ASPHALT INSTITUTE (1989), o limite superior de temperatura de mistura é aproximadamente 150°C, pois, temperaturas maiores podem causar danos ao asfalto pela aceleração do envelhecimento. Assim sendo, a melhor temperatura para iniciar a rolagem (compactação) é a máxima temperatura entre 85° e 150°C na qual a mistura suporte o rolo compactador sem deslocamentos horizontais ou fissuramento.

Asfaltos classificados por penetração em uma mesma categoria podem, entretanto, apresentar viscosidades bastante diferentes. Essa diferença de viscosidade pode influenciar bastante na compactação da mistura.

McLEOD (1967) apresenta na FIG. 2.32 a influência da viscosidade de um asfalto CAP 85/100 na facilidade de compactação das misturas asfálticas. A figura indica que para uma dada temperatura de compactação, um asfalto de baixa viscosidade atingirá uma certa densidade e que aumentando a temperatura de compactação de um asfalto de alta viscosidade, este poderá alcançar a mesma densidade observada para o asfalto de baixa viscosidade. Assim, para uma mesma temperatura e uma mesma energia de compactação, a mistura com asfalto menos viscoso apresentará menor resistência à compactação e conseqüentemente, uma maior densidade.

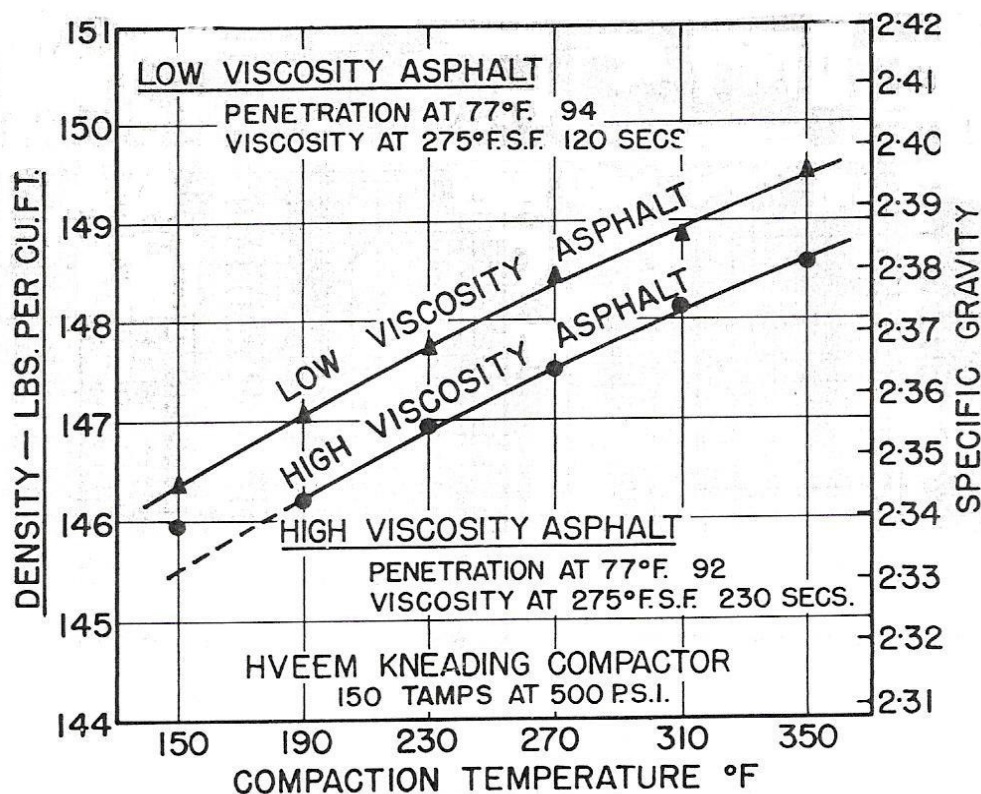


FIG. 2.32: Influência da viscosidade do asfalto na compactação de misturas asfálticas (McLEOD, 1967).

PINTO (1997) assegura que o início da compactação deve se dar a mais alta temperatura que a mistura suportar sem fissurar ou se deslocar, tomando-se por base a relação Viscosidade x Temperatura determinada no laboratório, como indicativo das temperaturas de aquecimento do ligante, do agregado e de compactação da mistura.

O ASPHALT INSTITUTE (1994) afirma que dependendo da graduação da mistura (teor de finos), tipo da usina e do tempo de mistura, a temperatura de mistura apropriada para o adequado recobrimento dos agregados pode ser de 10°C

a 30°C menor do que a temperatura indicada pelo laboratório. A temperatura de compactação de campo encontra-se geralmente dentro do intervalo de temperatura indicado pelo laboratório e geralmente é ajustada para compensar um ou mais fatores que possam influenciar na compactação, tais como: temperatura do ar, temperatura da base, velocidade do vento, tipo de rolagem, distância de transporte e etc.

2.6.6.2 Estudos sobre os efeitos da energia e da temperatura de compactação nas propriedades das misturas asfálticas

O efeito da temperatura de compactação foi extensivamente estudado por PARKER (1960). Inicialmente, o pesquisador tentou estudar esse efeito a partir de corpos-de-prova retirados de seções do pavimento compactadas em várias temperaturas diferentes. Entretanto, devido às dificuldades encontradas, o estudo foi realizado através da moldagem de corpos-de-prova Marshall em laboratório já que, segundo o próprio pesquisador, o revestimento quando compactado sob condições ideais (incluindo qualidade da mistura, condições atmosféricas ideais, uso de equipamentos apropriados e bons operadores) apresenta densidade aproximadamente igual a densidade obtida pelo método Marshall de compactação.

As temperaturas de mistura não foram inferiores à 250°F (121°C). Após as misturas serem introduzidas nos moldes, ambos foram levados à temperatura de compactação desejada e então compactadas com energia de 50 golpes por face. Os resultados obtidos para as várias temperaturas de compactação investigadas (entre 100°F ou 38°C e 350°F ou 177°C) foram expressas em porcentagens dos valores encontrados para a temperatura de 275°F (135°C), considerada a temperatura ideal de compactação. Foram determinadas as densidades aparentes, os vazios, os vazios cheios de betume, as Estabilidades e Fluências Marshall.

Foram estudadas misturas do tipo capa/rolamento e camada de ligação. As composições destas misturas atenderam as especificações do estado do Maine/EUA e são apresentadas na TAB. 2.10.

A FIG. 2.33 indica que houve uma rápida perda de densidade a partir da temperatura de 225°F (107°C). Isto indica que grande parte da compactação deve estar concluída antes que a massa asfáltica atinja esta temperatura. A FIG. 2.34 mostra que não houve praticamente nenhum acréscimo de densidade para

temperaturas de compactação superiores à 275°F (135°C). Entretanto, para uma temperatura de 150°F (66°C), a porcentagem de vazios mostrou-se quatro vezes superior ao valor observado para a temperatura de 275°F (135°C).

PARKER (1960) mostrou que a temperatura de compactação além de influenciar nos parâmetros volumétricos, é capaz de influenciar também nas propriedades mecânicas das misturas.

TAB. 2.10: Composição das misturas de capa/rolamento

Peneiras	Porcentagem Passando	
	Camada de ligação	Camada de rolamento
3/4"	100	100
1/2"	-	100
Nº4	30,5	68,3
Nº10	24,5	44,4
Nº20	20,3	31,6
Nº40	15,1	23,0
Nº80	8,5	13,9
Nº200	3,1	4,7
Teor de Asfalto (%)	5,1	6,3

Fonte: PARKER, 1960.

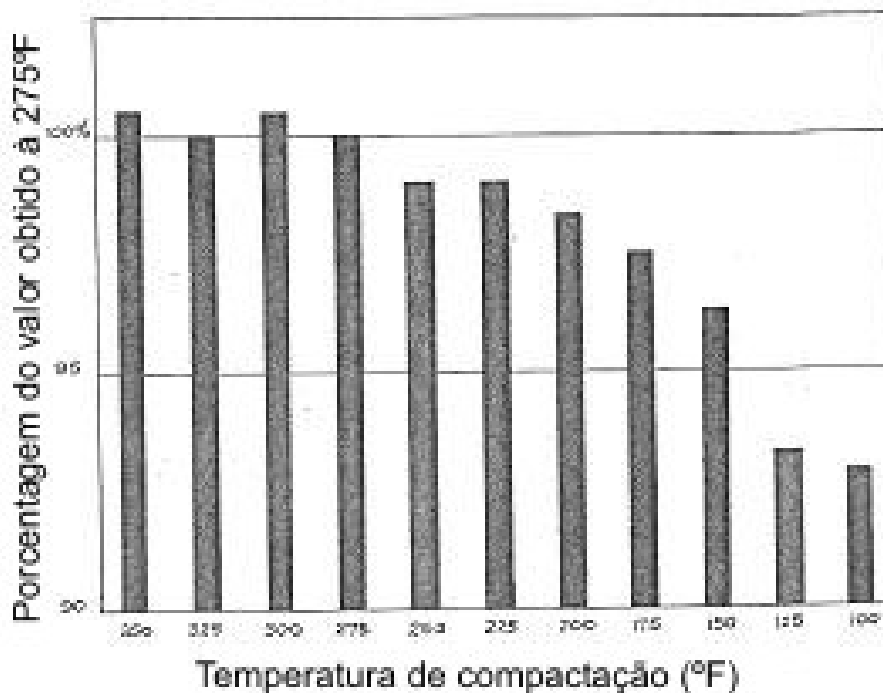


FIG. 2.33: Variação da densidade aparente com a temperatura de compactação para camada de capa/rolamento (PARKER, 1960).

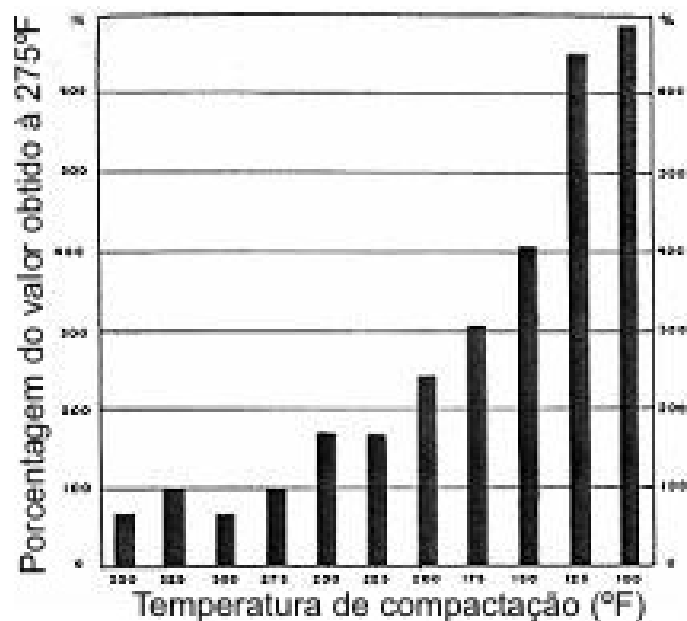


FIG. 2.34: Variação dos vazios com a temperatura de compactação para camada de capa/rolamento (PARKER, 1960).

A FIG. 2.35 indica que a Estabilidade Marshall aumentou cerca de 20% para temperaturas acima de 300°F (149°C) e que caiu rapidamente para temperaturas abaixo de 250°F (121°C), sendo que a 150°F (66°C) a Estabilidade observada foi pouco superior a 20% do valor observado a 275°F (135°C).

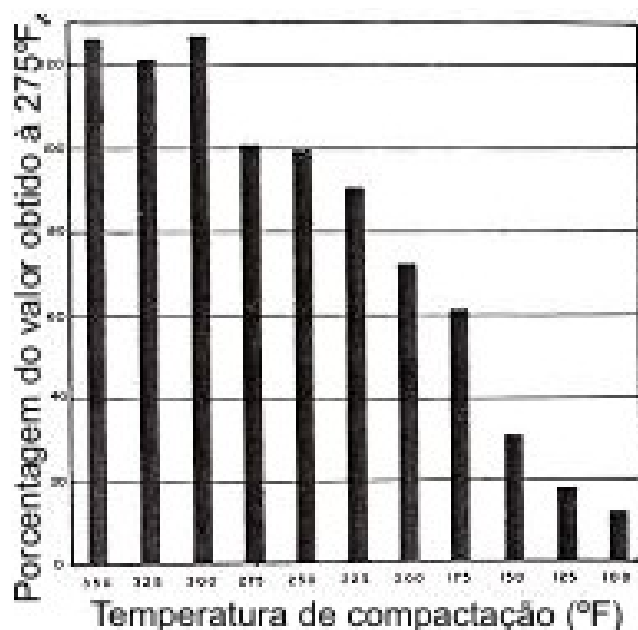


FIG. 2.35: Variação da Estabilidade Marshall com a temperatura de compactação para camada de capa/rolamento (PARKER, 1960).

Com os resultados obtidos, o pesquisador concluiu que a rolagem intermediária e a final devem ser finalizadas antes que as temperaturas atinjam 225°F (107°C) e 175°F (79°C), respectivamente. Resultados semelhantes foram obtidos para a mistura de camada de ligação.

LEFEBVRE (1965) apud McLEOD (1967) realizou um estudo sobre o efeito da energia de compactação na densidade e na Estabilidade Marshall de misturas asfálticas. Foram moldados corpos-de-prova Marshall com energias de compactação entre 2 e 60 golpes por face. A FIG. 2.36 mostrou que o aumento da energia de 2 para 60 golpes por face resultou no aumento da densidade de 92% para 100% da densidade de laboratório, respectivamente. Este aumento de densidade correspondeu a um aumento na Estabilidade Marshall de 100 lb para mais de 1400 lb, dependendo da viscosidade do ligante empregado.

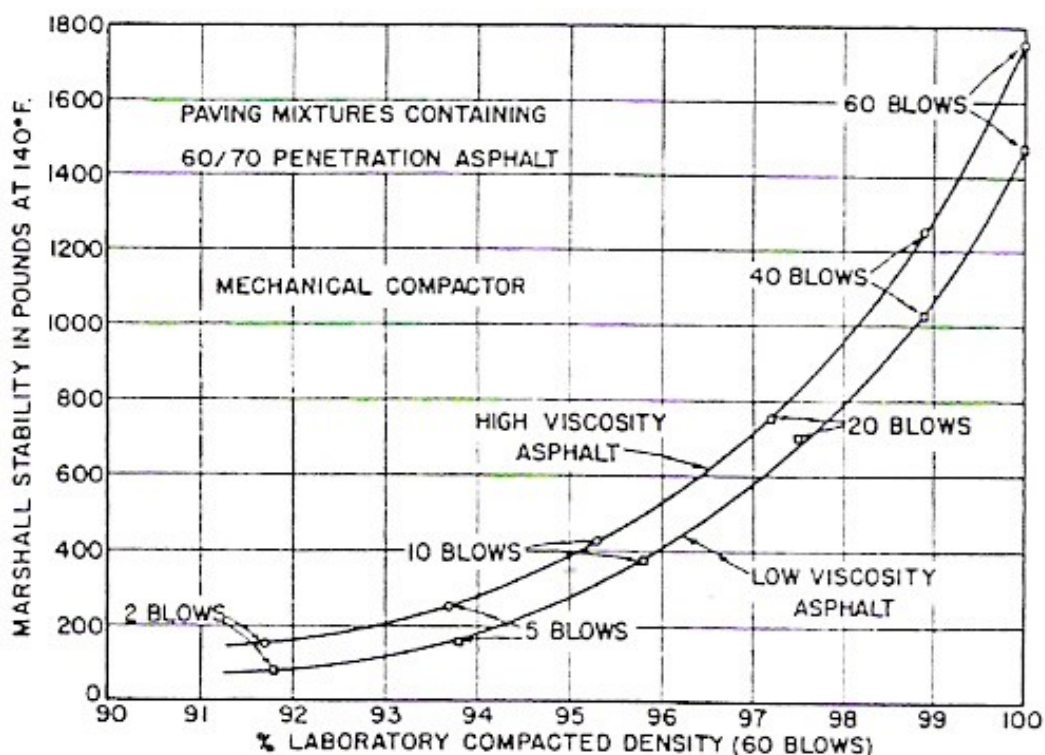


FIG. 2.36: Variação da Estabilidade Marshall com a porcentagem da densidade de laboratório (LEFEBVRE, 1965).

HADLEY et al. (1971) apud KENNEDY et al. (1984)² conduziram um estudo em laboratório para investigar o efeito de vários fatores nas propriedades elásticas dos materiais asfálticos. Os pesquisadores concluíram que a temperatura de compactação foi o fator que mais influenciou na resistência à tração das misturas analisadas. A FIG. 2.37 apresenta os resultados da resistência à tração obtidos para temperaturas de compactação entre 93°C e 149°C para uma mistura com AC-5 e graduações de agregados fina, média e grossa.

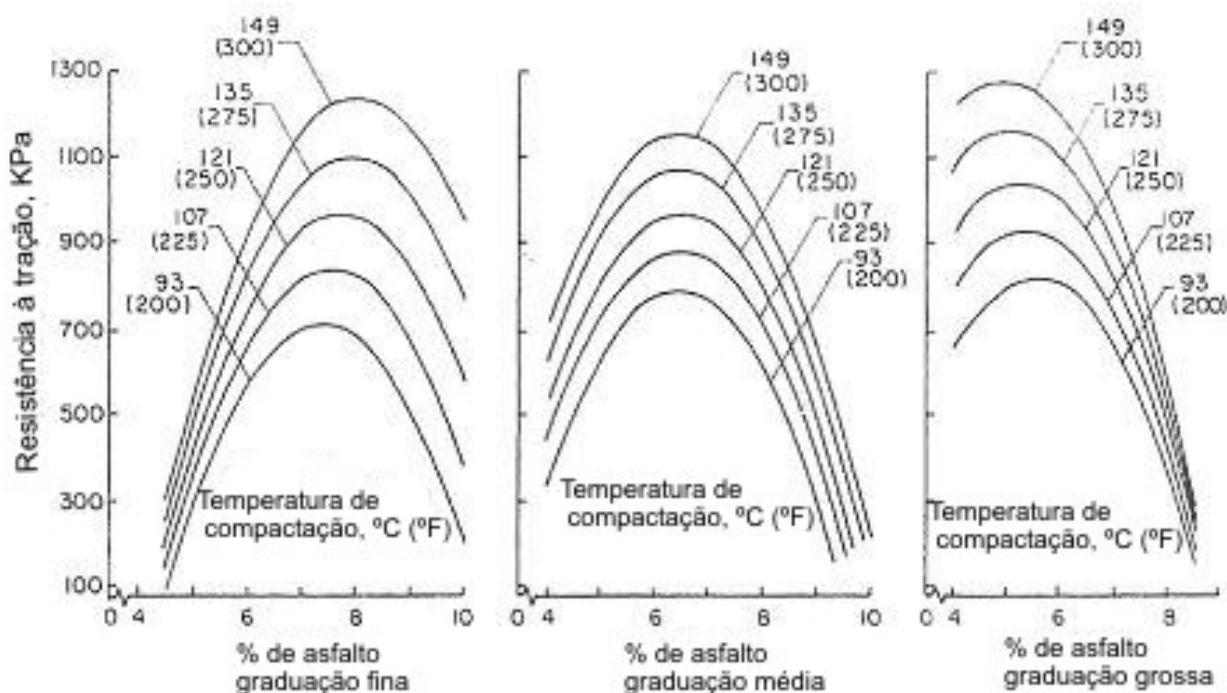


FIG. 2.37: Resistência à tração x temperatura de compactação (HADLEY et al., 1971).

KENNEDY et al. (1984)¹ apud KENNEDY et al. (1984)² realizaram ensaios em laboratório para determinar os efeitos do aumento da energia de compactação na resistência à tração e no módulo de resiliência de corpos-de-prova compactados em baixas temperaturas. Os pesquisadores utilizaram uma mistura reciclada, três temperaturas de compactação 79°C, 93°C e 116°C e dois níveis de energia. O primeiro nível de energia utilizado foi o padrão, usado pelo Departamento de Rodovias e Transporte Público do estado do Texas/EUA que utiliza o compactador giratório e o segundo, o nível de energia modificado que envolve um número constante de ciclos do compactador giratório. Os corpos-de-prova compactados com

o procedimento modificado receberam menos energia dos que os corpos-de-prova compactados com o procedimento padrão.

A FIG. 2.38 apresenta os valores obtidos pelos pesquisadores nos ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência. É possível observar que a resistência à tração e o módulo de elasticidade estático aumentaram com o aumento da energia independentemente da temperatura de compactação empregada, embora o módulo tenha se mostrado menos sensível à energia de compactação do que a resistência à tração. KENNEDY et al. (1984)¹ concluíram também que, o efeito da temperatura de compactação nas propriedades mecânicas investigadas foi altamente significativo, independente da energia de compactação empregada.

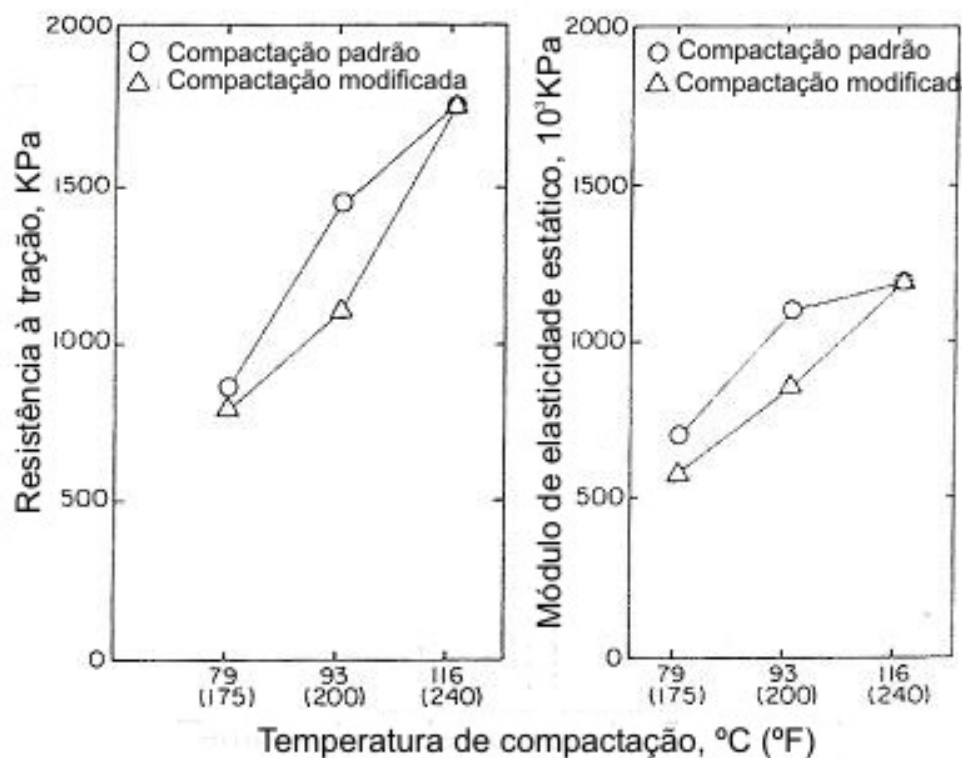


FIG. 2.38: Efeito da energia e da temperatura de compactação nas propriedades mecânicas da mistura reciclada (KENNEDY et al., 1984)¹.

KENNEDY et al. (1984)² observaram em 1980, o desempenho de uma camada de reforço de concreto asfáltico reciclado compactado em temperaturas relativamente baixas. Antes da conclusão do serviço, várias partes do revestimento começaram a apresentar alto grau de deterioração levando a realização de estudos em laboratório e em campo para determinar a causa do insucesso do reforço.

Os pesquisadores lançaram mão de dados de campo e de laboratório obtidos durante a construção e os avaliaram para determinar a influência destes na deterioração observada. Fatores como o projeto da mistura, temperatura de mistura e de compactação e controle de laboratório foram analisados. Paralelamente, os pesquisadores extraíram corpos-de-prova antes e durante a remoção da parte do reforço deteriorada. A FIG. 2.39 apresenta as temperaturas de mistura e de compactação registradas por dia de construção. O estudo mostrou que as temperaturas de mistura na usina variaram de 82°C a 154°C sendo que a maioria das temperaturas registradas ficou entre 88°C e 127°C. As temperaturas de compactação foram consideradas aproximadamente iguais às temperaturas de chegada da mistura na estrada e variaram entre 66°C e 149°C, sendo que a maioria das temperaturas registradas ficou entre 82°C e 110°C. Todas as temperaturas registradas mostraram-se abaixo da temperatura mínima de compactação de 132°C e, em alguns casos, abaixo inclusive da temperatura recomendada de interrupção de compactação, 79°C.

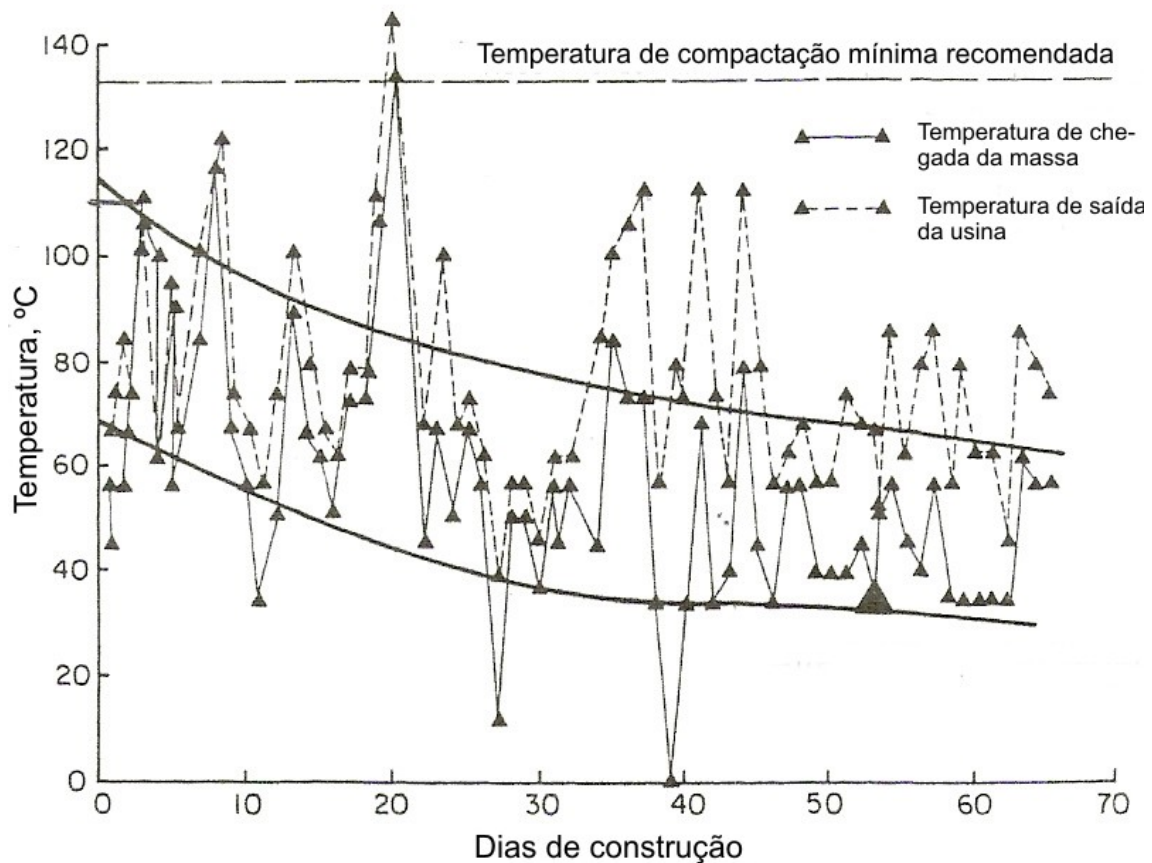


FIG. 2.39: Temperaturas de mistura e de compactação registradas durante os dias de construção (KENNEDY et al., 1984)².

KENNEDY et al. (1984)² fizeram uma comparação visual entre a deterioração observada no pavimento e as temperaturas de compactação registradas. Os pesquisadores dividiram a estrada em 4 níveis de deterioração: quase total, extremamente severa, severa e moderada. A FIG. 2.40 mostra que as seções da estrada submetidas às menores temperaturas de compactação foram as primeiras a serem removidas (maior deterioração). Essa comparação confirmou a relação entre as baixas temperaturas de compactação e a severidade da deterioração.

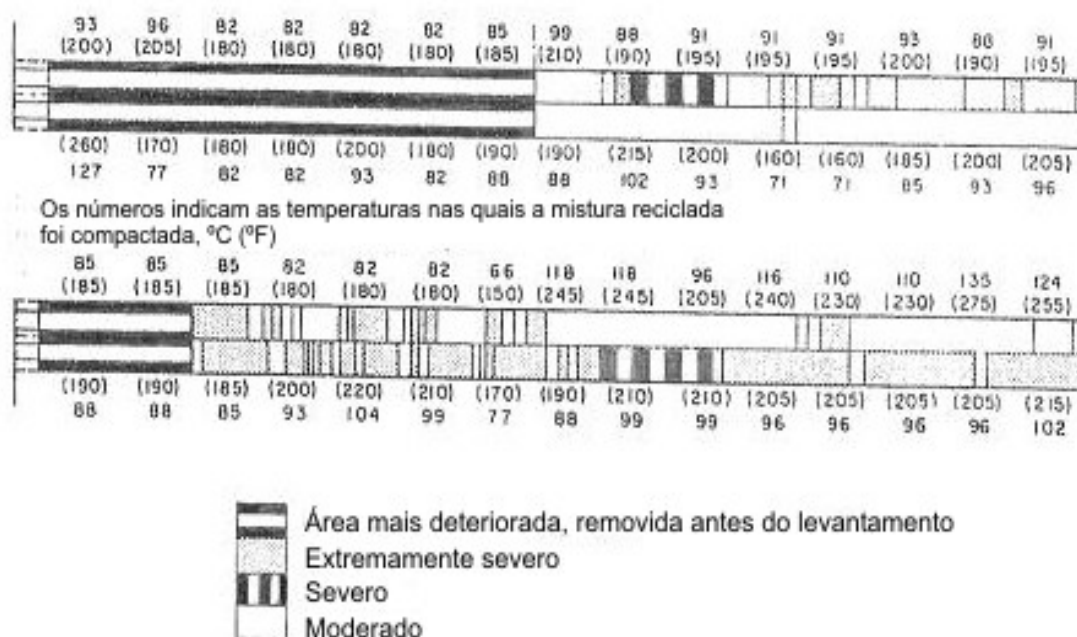


FIG. 2.40: Comparação visual entre as áreas deterioradas e as temperaturas de compactação registradas (KENNEDY et al., 1984)².

Devido ao fato do número de corpos-de-prova extraídos não ter sido suficiente para uma análise mais complexa, foram moldados corpos-de-prova em laboratório para analisar o efeito da energia e da temperatura de compactação nas propriedades mecânicas em uma mistura. As temperaturas selecionadas foram escolhidas dos registros diários durante a construção e as energias de compactação experimentadas foram de três tipos:

- Tipo 1 (Energia de compactação variável): Neste tipo, os corpos-de-prova foram compactados nas temperaturas 66°C, 79°C, 93°C, 107°C e 121°C. A compactação foi feita segundo o procedimento padrão do Departamento de Rodovias e Transporte Público do estado do

Texas/EUA (ação giratória até que seja alcançada uma pressão resistente de 1,034 MPa);

- Tipo 2 (Energia de compactação constante): No tipo 2, os corpos-de-prova foram compactados nas mesmas temperaturas do tipo 1. A energia de compactação foi mantida constante e igual ao número de giros do compactador giratório necessário para atingir uma densidade de 2.315 kg/m^3 (uma das densidades mais baixas dos corpos-de-prova extraídos) enquanto a temperatura da mistura era de 93°C . Com a energia mantida constante, foi possível avaliar o efeito da temperatura na densidade;
- Tipo 3 (Energia de compactação variável de acordo com a densidade): Neste tipo, metade dos corpos-de-prova foram compactados a 79°C e 107°C de forma que fossem alcançadas as densidades de $2,243 \text{ kg/m}^3$ e $2,387 \text{ kg/m}^3$, respectivamente. Esses valores correspondem aproximadamente ao menor e maior valor observado para corpos-de-prova extraídos da estrada.

KENNEDY et al. (1984)² concluíram que para todos os casos a resistência à tração aumentou com a temperatura de compactação. Os pesquisadores ressaltam também que, para os tipos 1 e 2 as densidades alcançadas ficaram praticamente todas dentro de limites aceitáveis entretanto, a resistência à tração diminuiu quase 50% ao longo do intervalo de temperatura investigado. A FIG. 2.41 apresenta a variação da densidade e da resistência à tração com a temperatura de compactação para as três fases de compactação.

Com base nas observações de campo e nos resultados de laboratório obtidos durante a construção, os pesquisadores concluíram ainda que as densidades especificadas em laboratório foram atingidas. Entretanto, o estudo mostrou que as baixas temperaturas de compactação causaram um efeito adverso nas propriedades mecânicas da mistura investigada, contribuindo dessa maneira para a deterioração prematura do revestimento. Os pesquisadores afirmam ainda que, caso sejam observadas baixas temperaturas de mistura e de compactação no campo, é recomendável que sejam avaliados seus efeitos no comportamento mecânico das misturas.

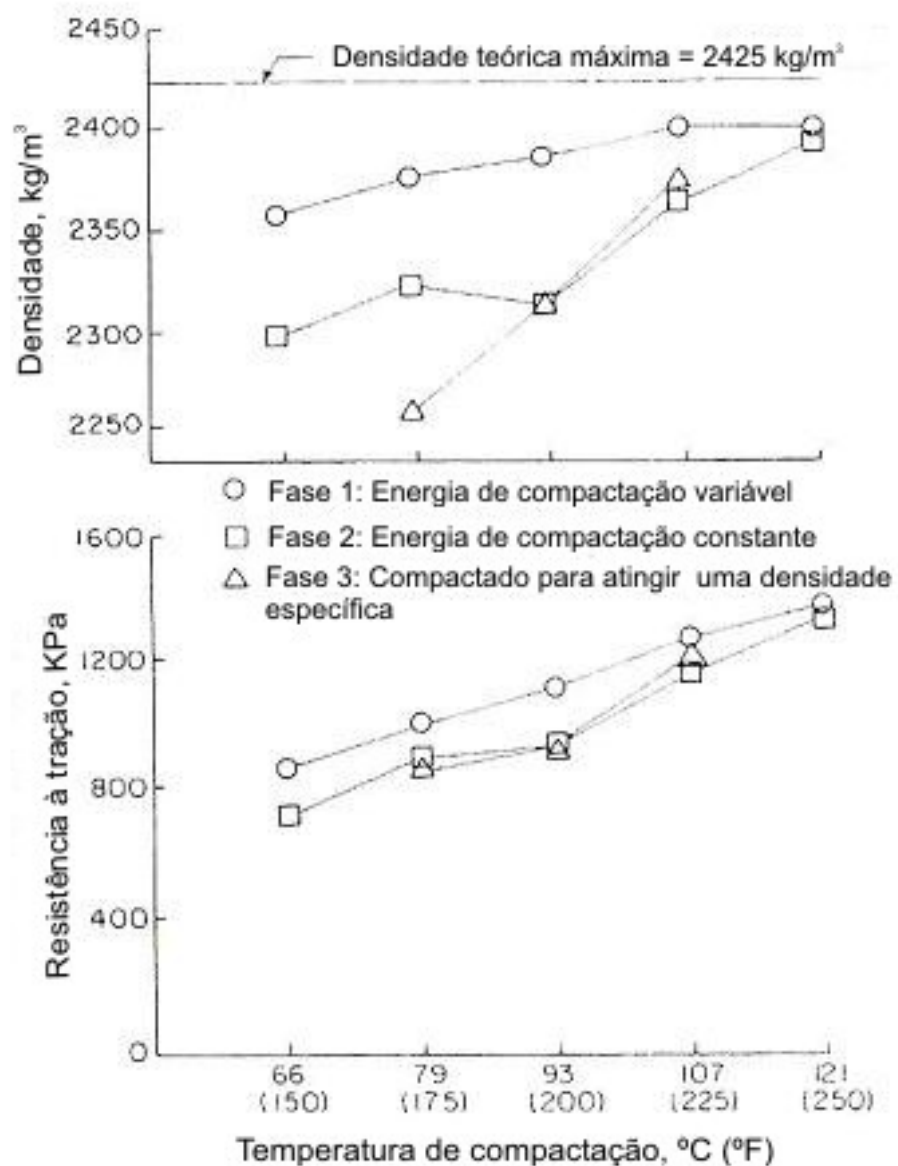


FIG. 2.41: Variação da densidade e da resistência à tração com a temperatura de compactação para os três tipos de compactação (KENNEDY et al., 1984)².

BELL et al. (1984) moldaram corpos-de-prova de concreto asfáltico com os mesmos materiais (asfaltos e agregados) empregados durante a construção de três estradas no Oregon/EUA entre 1978 e 1980. As estradas foram as de North Oakland-Sutherlin (NO-S), Castle Rock – Cedar Creek (CR-CC) e Warren Scappoose (W-S). Os pesquisadores moldaram corpos-de-prova variando o teor de asfalto, a porcentagem de material passante na peneira N°200 e o nível de compactação (“GC”), pois, segundo os corpos-de-prova extraídos, estas foram as características que variaram durante a construção. Foram investigados 4 (quatro) níveis de compactação baseado no procedimento do Estabilômetro de Hveem. Os ensaios de módulo de resiliência, fadiga e deformação permanente foram feitos por compressão diametral à temperatura de $22 \pm 2^\circ\text{C}$. A TAB. 2.11 apresenta os resultados de módulo de resiliência, vazios e densidade aparente dos corpos-de-prova moldados.

TAB. 2.11: Influência do nível de compactação nos valores do módulo de resiliência, vazios e densidade aparente

Estrada	Nível de Compactação	“GC” (%)	2% Pas N°200		6% Pas N°200			10% Pas N°200	
			Teor Asfalto, %		Teor Asfalto, %			Teor Asfalto, %	
			5	7	5	6	7	5	7
NO-S	2ª Comp	100	-	-	-	3360 ¹	-	-	-
			-	-	-	3,28 ²	-	-	-
			-	-	-	2,41 ³	-	-	-
	1ª Comp	96	-	-	-	2680 ¹	-	-	-
			-	-	-	7,33 ²	-	-	-
			-	-	-	2,31 ³	-	-	-
	95 Golpes ⁴	92	1380 ¹	985 ¹	1860 ¹	1520 ¹	1240 ¹	2625 ¹	2360 ¹
			14,23 ²	10,46 ²	11,46 ²	10,85 ²	8,45 ²	10,47 ²	6,00 ²
			2,17 ³	2,19 ³	2,24 ³	2,22 ³	2,24 ³	2,27 ³	2,30 ³
	30 Golpes ⁵	91	-	-	-	1320 ¹	-	-	-
			-	-	-	11,95 ²	-	-	-
			-	-	-	2,19 ³	-	-	-

CR-CC	2ª Comp	100	-	-	-	4890 ¹	-	-	-
			-	-	-	5,3 ²	-	-	-
			-	-	-	2,30 ³	-	-	-
	1ª Comp	97	-	-	-	3210 ¹	-	-	-
			-	-	-	8,2 ²	-	-	-
			-	-	-	2,23 ³	-	-	-
	95 Golpes ⁴	92	806 ¹	1210 ¹	1830 ¹	1640 ¹	1460 ¹	2050 ¹	1560 ¹
			15,9 ²	11,18 ²	14,2 ²	13,2 ²	10,9 ²	13,4 ²	8,8 ²
			2,07 ³	2,09 ³	2,12 ³	2,11 ³	2,13 ³	2,13 ³	2,17 ³
	30 Golpes ⁵	90	-	-	-	1120 ¹	-	-	-
			-	-	-	14,4 ²	-	-	-
			-	-	-	2,08 ³	-	-	-

TAB. 2.11: Influência do nível de compactação nos valores do módulo de resiliência, vazios e densidade aparente (Continuação)

W-S	2ª Comp	100	-	-	-	7450 ¹	-	-	-
			-	-	-	1,6 ²	-	-	-
			-	-	-	2,45 ³	-	-	-
W-S	1ª Comp	97	-	-	-	6100 ¹	-	-	-
			-	-	-	4,4 ²	-	-	-
			-	-	-	2,38 ³	-	-	-
	95 Golpes ⁴	93	2570 ¹	2880 ¹	6260 ¹	5070 ¹	4350 ¹	6600 ¹	4750 ¹
			12,3 ²	8,9 ²	10,3 ²	8,0 ²	6,1 ²	8,7 ²	3,2 ²
			2,21 ³	2,24 ³	2,27 ³	2,29 ³	2,30 ³	2,30 ³	2,39 ³
	30 Golpes ⁵	90	-	-	-	1826 ¹	-	-	-
			-	-	-	11,6 ²	-	-	-
			-	-	-	2,20 ³	-	-	-

Obs: (¹) – Módulo de resiliência (MPa), (²) – Vazios, (³) – Densidade aparente, (⁴) – 100-500 psi e (⁵) – 100-300 psi.

Fonte: BELL et al., 1984.

Os pesquisadores verificaram que os menores módulos de resiliência ocorreram para os corpos-de-prova da estrada NO-S. Segundo os pesquisadores, o nível de densidade normalmente exigido no Oregon/EUA é de 92% da densidade obtida pela segunda compactação Hveen em laboratório. Para este nível de compactação, apenas os corpos-de-prova da estrada W-S apresentaram módulos de resiliência elevados além de uma relativa insensibilidade à mudança de nível de compactação. O módulo de resiliência da estrada CR-CC praticamente quadruplicou quando os vazios diminuíram de 14,4% (nível pobre) para 5,3% (nível excelente).

Os resultados dos ensaios de fadiga obtidos para as estradas NO-S, RC-CC e W-S são apresentados nas FIG. 2.42, 2.43 e 2.44 respectivamente.

Para uma deformação horizontal de 100 microstrain, a vida de fadiga observada para os corpos-de-prova das estradas NO-S e CR-CC moldados com 100% do nível de compactação foi seis vezes maior do que para 90% do nível de compactação.

Para a estrada W-S a vida de fadiga mostrou-se cinco vezes maior com a mudança do nível de compactação.

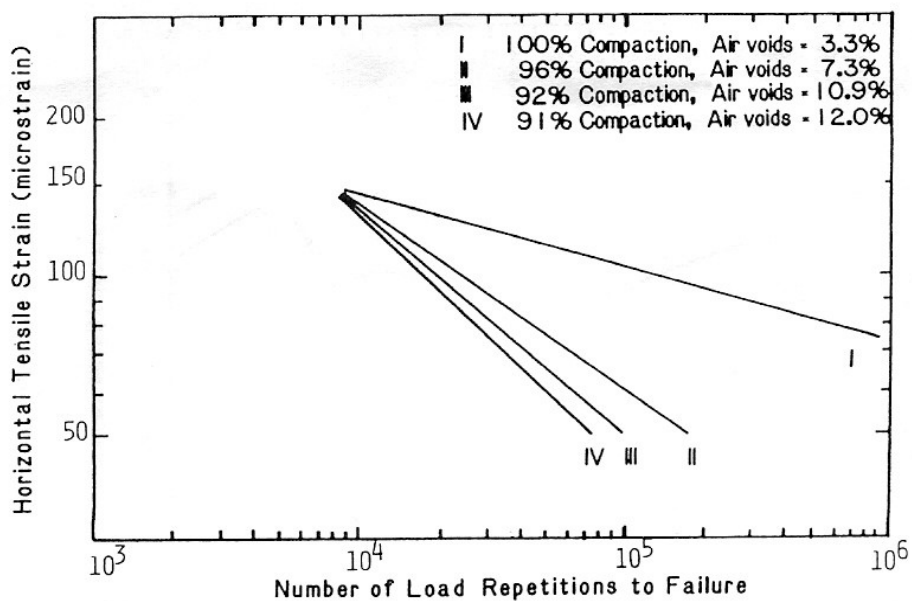


FIG. 2.42: Influência do nível de compactação na fadiga dos corpos-de-prova da estrada NO-S (BELL et al., 1984).

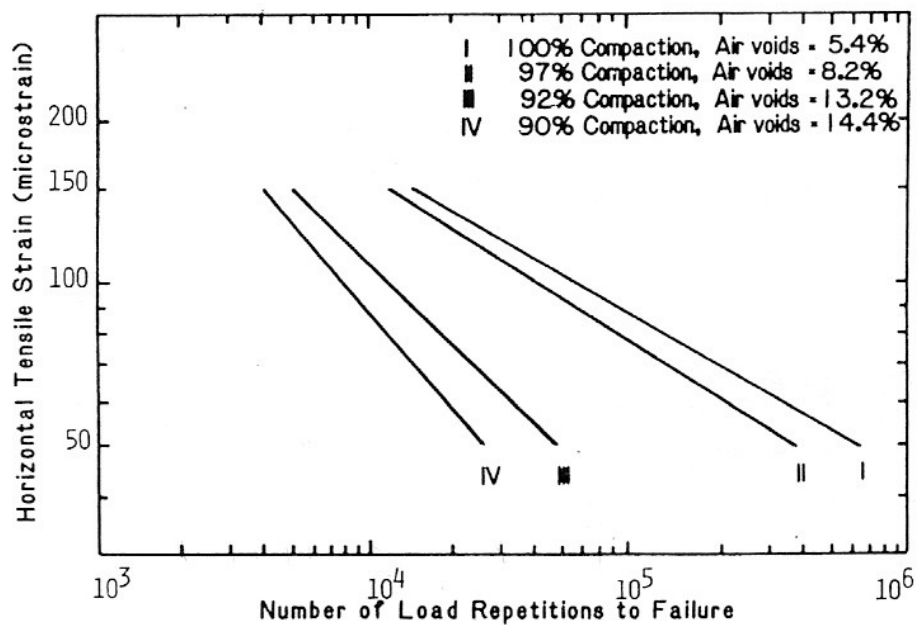


FIG. 2.43: Influência do nível de compactação na fadiga dos corpos-de-prova da estrada CR-CC (BELL et al., 1984).

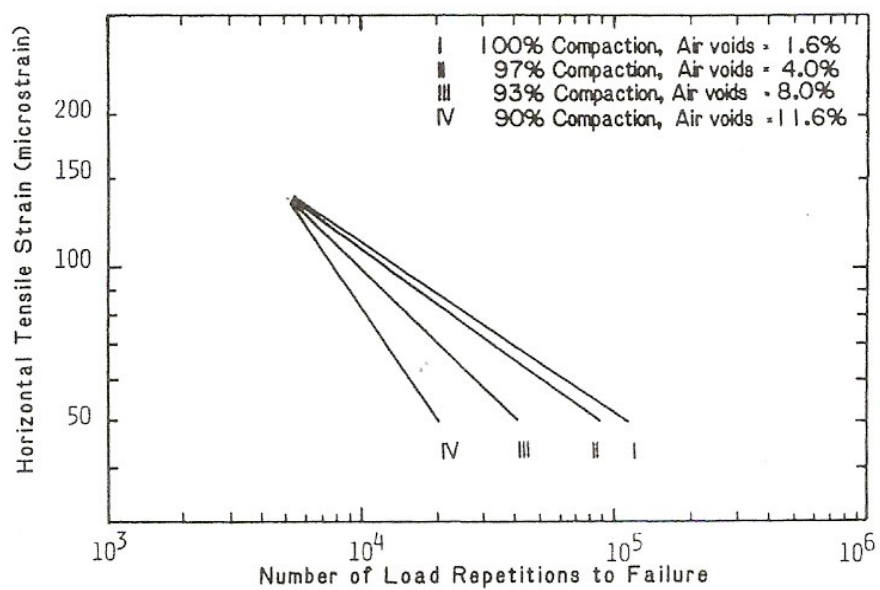


FIG. 2.44: Influência do nível de compactação na fadiga dos corpos-de-prova da estrada W-S (BELL et al., 1984).

BELL et al. (1984) concluíram que os estudos em laboratório mostraram que o nível de compactação foi a variável significativa no efeito dos desempenhos das misturas empregadas nas três estradas.

KOELER (1991) moldou corpos-de-prova de concreto asfáltico com diferentes energias de compactação para o estudo da aplicação do DIPEA (Dispositivo Portátil para Ensaio de Aderência) às misturas asfálticas. Na mistura, enquadrada na faixa B do DNER, foram empregados agregados típicos da região sudeste do país, CAP 30/45 proveniente da Refinaria Duque de Caxias (REDUC/RJ) e cimento Portland CP-32 como filer. A TAB. 2.12 apresenta as características da mistura utilizada

TAB. 2.12: Características da mistura para estudo da aplicação do DIPEA

Características	Faixa B
Densidade Teórica	2,54
Densidade Aparente	2,445
Teor Ótimo	5,9
% Vazios	3,70
RBV %	78,70
Estabilidade (kgf)	880
Fluência (1/100")	16

Fonte: KOELER, 1991.

Os corpos-de-prova foram moldados no compactador mecânico Marshall com energias de 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80 golpes por face, sendo considerada como padrão a energia de 60 golpes por face.

A TAB. 2.13 apresenta as densidades aparentes e as Estabilidades Marshall médias obtidas para diversas energias de compactação.

TAB. 2.13: Resultados do ensaio Marshall

Nº de Golpes	Nº de CP's	E. Marshall (kgf)	Densidade aparente
20	9	591	2,39
30	12	725	2,43
40	6	813	2,43
50	9	895	2,43
60	9	1.095	2,44
70	6	925	2,44
80	12	1.143	2,44

Fonte: KOELER, 1991.

A FIG. 2.45 mostra a influência da energia de compactação na Estabilidade Marshall.

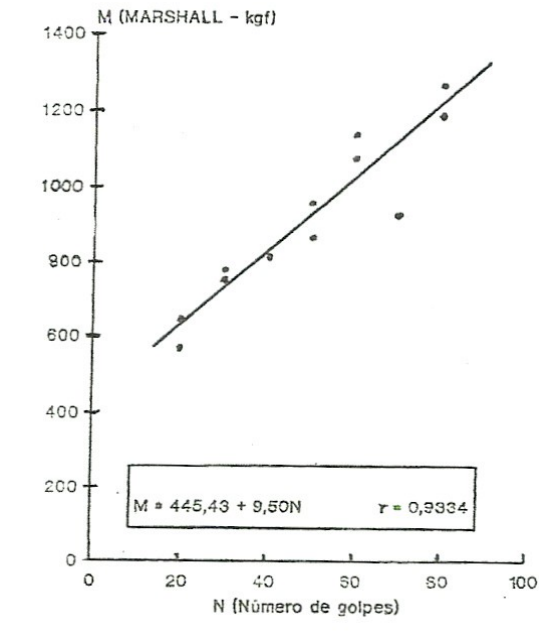


FIG. 2.45: Correlação aritmética entre o nº de golpes e a Estabilidade Marshall (KOELER, 1991).

Diante dos resultados obtidos, KOELER (1991) concluiu que a densidade aparente da mistura não sofreu variação significativa apesar das diferentes energias de compactação (nº de golpes), enquanto que a estabilidade cresceu significativamente com o aumento da energia de compactação e um conseqüente decréscimo dos vazios. A pesquisadora concluiu ainda que, apesar de não ter ocorrido grandes variações na densidade aparente, a Estabilidade Marshall apresentou valores bem diferentes. E, portanto, o controle tecnológico dos revestimentos não deve ser feito comparando-se apenas a densidade aparente de amostras extraídas do campo com a densidade aparente de corpos-de-prova

moldados no laboratório, mas também, realizando-se ensaios de Estabilidade Marshall em amostras retiradas do campo.

MOTTA et al. (1992) afirmam que o efeito da energia de compactação na deformação elástica ainda é um aspecto pouco estudado. Os pesquisadores apresentaram os resultados do efeito do número de golpes no comportamento elástico de uma das misturas estudadas por PINTO (1991). As características do concreto asfáltico em questão são apresentadas na TAB. 2.14

TAB. 2.14: Características da mistura utilizada no estudo da variação da energia de compactação

CAP	50/60	RBV %	77,6
Penetração	56	Estabilidade Marshall (N)	7.500
Faixa	B	Fluência (1/100")	14
% CAP	5,8	Resistência à tração, 25°C (MPa)	0,65
Densidade Teórica	2,53	Módulo de resiliência, 25°C (MPa)	4.000
Densidade Aparente	2,43	Fadiga, 25°C: $N = K (\Delta\sigma)^{-n}$	K 1.200
% Vazios	3,95		n 2,77

Fonte: MOTTA et al., 1992.

Foram moldados corpos-de-prova com energias de 40, 50, 60 e 70 golpes por face, sendo considerada padrão a energia de 60 golpes por face. A TAB. 2.15 apresenta os resultados obtidos com a variação da energia de compactação.

TAB. 2.15: Efeito da energia de compactação

Nº de golpes	Densidade aparente	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Resiliência	Coefficiente de Variação (%)
40	2,41	0,93	2890	9
50	2,43	1,04	3070	12
60	2,43	0,86	3080	10
70	2,45	1,10	3520	9

Fonte: MOTTA et al., 1992.

MOTTA et al. (1992) concluíram que foi algo significativo o efeito do número de golpes nesta mistura. Enquanto a densidade variou entre 2,41 e 2,45 (2%), o módulo de resiliência variou de 2890 MPa a 3520 MPa (22%), o que está bastante acima do

coeficiente de variação inerente ao próprio ensaio quando se utilizam vários corpos-de-prova fabricados de forma equivalente.

COLLINS (1998) realizou um experimento com temperaturas de compactação e o Analisador de Pavimento Asfáltico (APA). O pesquisador tomou uma certa mistura à 300°F (149°C) e compactou corpos-de-prova no compactador vibratório com a pressão adequada para que estes apresentassem vazios de 7%. Foram moldados então corpos-de-prova (pressão necessária para 7% de vazios) com temperaturas de compactação entre 200 e 280°F (93 e 138°C) com intervalos de 20°F (11°C) para a determinação dos vazios de cada corpo-de-prova. Após a caracterização dos corpos-de-prova, foram realizados os ensaios de fadiga. A FIG. 2.46 mostra que à medida que a temperatura de compactação caiu, os vazios aumentaram e os ciclos necessários para a ruptura da viga caíram significativamente. Com os resultados dos ensaios de fadiga, o pesquisador concluiu que a mistura compactada à 200°F (93°C) teria aproximadamente 10% da vida útil da mistura compactada com 300°F (138°C).

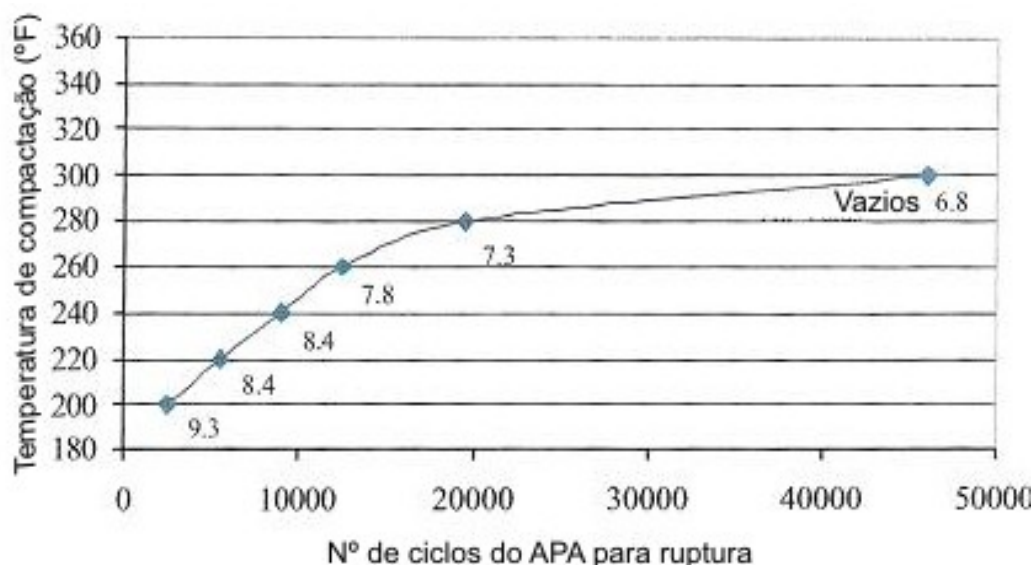


FIG. 2.46: Ensaio de fadiga no Analisador de Pavimento Asfáltico (COLLINS, 1998).

DE SOMBRE et al. (1998) realizaram uma pesquisa com o objetivo de definir limites ótimos de temperatura de compactação de diferentes misturas asfálticas. Os pesquisadores testaram misturas produzidas em campo e em laboratório. Foram utilizados os ligantes AC20, CAP 85/100 e CAP 120/150 e dois tipos de graduação de agregados, densa e SMA (Stone Mastic Asphalt) formando seis tipos diferentes de mistura. A TAB. 2.16 e 2.17 apresentam, respectivamente, as graduações dos agregados e as características das misturas compactadas em laboratório.

TAB. 2.16: Granulometria das misturas

% Passando		
Tamanho (mm)	Densa	SMA
9,5	74,7	60,0
4,75	58,6	40,0
2,36	45,6	17,0
1,18	30,7	12,6
0,6	9,7	10,1
0,3	5,9	10,0
0,15	2,3	8,7
0,075	0,8	7,0

Fonte: DE SOMBRE et al., 1998.

TAB. 2.17: Características das misturas

Mistura	Graduação	Ligante	Teor de Asfalto (%)	Teor de Fíler (%)
1	Densa	CAP 120/150	5,5	-
2	Densa	CAP 85/100	5,5	-
3	Densa	CAP 20	5,5	-
4	SMA	CAP 120/150	6,0	0,3
5	SMA	CAP 85/100	6,0	0,3
6	SMA	CAP 20	6,0	0,3

Fonte: DE SOMBRE et al., 1998.

Foram testadas também cinco misturas produzidas em campo: duas misturas densas graduadas bastante usadas em Minnesota/EUA e três com graduação grossa e angular do SUPERPAVE.

Para as misturas produzidas em campo e em laboratório, os pesquisadores utilizaram o compactador giratório ICT (Intensive Compaction Tester) com aproximadamente 4% de vazios e com temperaturas de compactação entre 70°C e

140°C com o objetivo de determinar o intervalo de compactação desejável para cada tipo de mistura.

DE SOMBRE et al. (1998) determinaram para cada mistura a tensão cisalhante máxima e a plotaram em função da temperatura de compactação. Foi notado que as tensões cisalhantes mínimas ocorreram, de maneira geral, para temperaturas entre 105°C e 125°C para quase todas as misturas. Acima destas temperaturas, o asfalto torna-se mais fluido e ocorre um aumento do contato entre os agregados que provocou maior resistência à compactação devido a fricção entre os mesmos. Abaixo destas temperaturas, o asfalto torna-se mais viscoso o que também aumenta a resistência à compactação.

Os pesquisadores concluíram portanto, que o intervalo de temperatura no qual as tensões cisalhantes são mínimas (menor resistência à tensão cisalhante quando compactada no compactador giratório) é o intervalo ótimo de temperatura de compactação, ou seja, a compactação naquelas temperaturas é mais eficiente (menor esforço de compactação) e proporciona maiores chances de se atingir as densidades desejadas.

DE SOMBRE et al. (1998) verificaram por último que, o intervalo ótimo de compactação formado pela temperatura 15°C abaixo e 15°C acima da temperatura na qual a resistência à tensão cisalhante é mínima, mostra-se largo o suficiente para que se alcance a densidade desejada e bastante inferior ao intervalo determinado pela curva Viscosidade x Temperatura.

LUBIS (1998) realizou um estudo laboratorial sobre a influência do nível de compactação na composição e nas propriedades mecânicas de revestimentos do tipo concreto asfáltico. O pesquisador moldou corpos-de-prova Marshall com energias de 25, 35, 50, 75 e 100 golpes por face sendo determinados os teores ótimos para cada nível de compactação. Foram realizados ensaios de Estabilidade Marshall (antes e após imersão em corpos-de-prova diferentes), módulo de resiliência (25°C e 35°C) e deformação permanente.

Com os resultados dos parâmetros volumétricos e dos ensaios mecânicos, LUBIS (1998) conclui que:

- No teor ótimo, a densidade aumentou e as porcentagens de vazios do agregado mineral (VAM) e dos vazios cheio de betume (VCB) diminuíram com o aumento da energia de compactação;

- A porcentagem de vazios variou de 4,5% para 3,75% para um aumento da energia de compactação de 25 para 75 golpes;
- As Estabilidades Marshall aumentaram significativamente com o aumento da energia de compactação, embora os valores da Estabilidade Marshall obtidos para os diferentes níveis de compactação tenham sido todos superiores ao valor mínimo recomendado em norma;
- A Estabilidade Marshall retida (após imersão), para cada nível de compactação, atendeu ao valor mínimo estabelecido em norma e mostrou-se cada vez maior com o aumento da energia de compactação;
- O módulo de resiliência aumentou significativamente com o aumento da energia de 25 para 35 golpes por face, sendo que para as temperaturas de 25°C e 35°C, os aumentos foram de 38 e 46%, respectivamente. Entretanto, o aumento da energia de 25 para 35 golpes por face, fez o módulo aumentar apenas 9% para a temperatura de 25°C e 23% para 35°C;
- A deformação permanente após 2.640 passadas reduziu com o aumento do nível de compactação.

SUHARTONO (1998) estudou os efeitos do controle da densidade (controle de compactação) nas características de misturas asfálticas com 3 graduações diferentes e com temperaturas de compactação de 110°C, 130°C e 150°C. O pesquisador concluiu que:

- Em geral, a energia de compactação adicional necessária para alcançar a densidade “alvo” (densidade obtida através do controle da compactação) reduz com o aumento do teor ótimo;
- O grande número de golpes adicionais necessários para que as misturas com baixo teor de asfalto alcancem as densidades “alvo”, pode causar danos aos corpos-de-prova;
- A graduação dos agregados pareceu influenciar um pouco mais na determinação do teor ótimo do que a temperatura de compactação.

PASARIBU (1999) estudou o efeito da energia de compactação nas características de uma mistura do tipo concreto asfáltico moldando corpos-de-prova, no teor ótimo (energia de 75 golpes por face), com energias de compactação

equivalentes a 35, 50, 75, 100, 200, 300, e 400 golpes. Com os resultados das características Marshall obtidas, o pesquisador apresentou algumas conclusões:

- Para energias entre 35 e 300 golpes constataram-se tendências consistentes nas características Marshall enquanto que para 400 golpes, as tendências mudaram. Esta mudança, segundo o pesquisador, foi atribuída ao efeito da super compactação. A extração do ligante mostrou que houve degradação dos agregados devido às fraturas de partículas dos agregados que causou um aumento da porcentagem de vazios e conseqüentemente, uma diminuição na densidade aparente dos corpos-de-prova. Houve mudanças também nos resultados dos ensaios mecânicos: a Estabilidade Marshall diminuiu e a Fluência aumentou;
- Para a energia de 300 golpes a densidade aparente mostrou-se máxima (2,15% de vazios), sendo inclusive considerada equivalente à “Refusal Density”. Esta densidade é obtida através do ensaio “Percentage Refusal Density” (PRD), no qual a amostra é compactada em um molde padrão e a uma temperatura especificada até que se atinja a sua máxima compactação (volume mínimo).

WAMBURA et al. (1999), durante o estudo das deformações permanentes das rodovias do Quênia, apresentaram também um novo procedimento de dosagem e controle de execução de misturas asfálticas baseado no critério de “refusal compaction”, ou seja, na densidade que a mistura apresentará após a compactação pela passagem do tráfego. Este ensaio é realizado com a moldagem de corpos-de-prova com energia de 500 golpes por face do soquete Marshall vibratório e encontra-se descrito na BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1989).

Paralelamente a este estudo, os pesquisadores realizaram um programa experimental em laboratório para demonstrar a influência da energia de compactação Marshall na seleção do teor ótimo de asfalto da mistura. Os pesquisadores utilizaram energias de 50, 75 e 200 golpes por face em moldes padrão, além da compactação com o soquete Marshall vibratório (“Refusal Compaction”). A mistura utilizada foi uma camada de revestimento em concreto asfáltico com agregados do Quênia. A granulometria da mistura seguiu

aproximadamente a curva Fuller passando pela zona restrita do SUPERPAVE e o teor de asfalto foi de 5,4%.

A FIG. 2.47 apresenta a variação dos vazios com o teor de asfalto para 4 (quatro) níveis de compactação diferentes. Os pesquisadores concluíram que para um teor de asfalto de 5,4%, por exemplo, a porcentagem de vazios reduziu de 4,0% para 1,5% para um aumento da energia de compactação de 50 para 200 golpes.

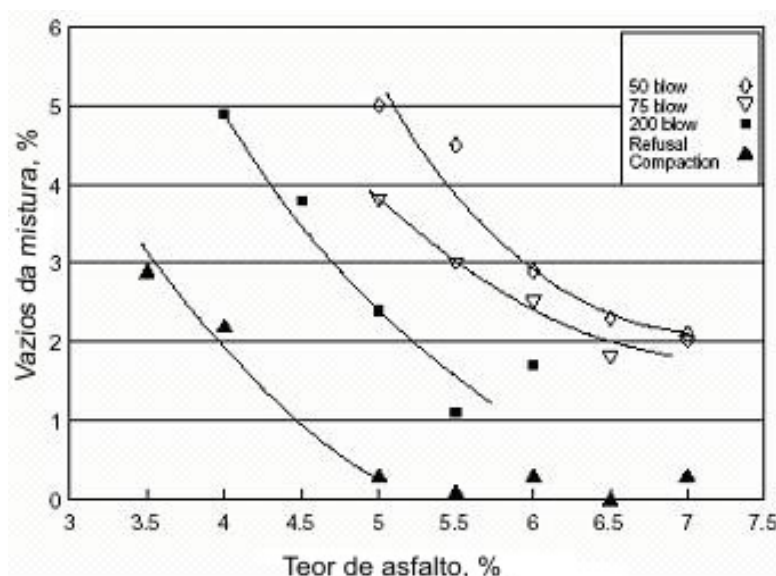


FIG. 2.47: Variação dos vazios para diferentes energias de compactação
(WAMBURA et al., 1999)

MIRZA (2000) deparou-se com problemas de compactação durante a construção de uma camada de ligação em concreto asfáltico na rodovia Gerede-Ankara na Turquia. Os agregados utilizados foram produzidos por pedreiras de pedra calcária situadas ao longo do alinhamento da rodovia enquanto o ligante era um CAP 60/70 produzido em refinaria local. Os principais problemas apontados foram escorregamentos da massa durante a compactação e dificuldades na obtenção da densidade desejada. O pesquisador ressaltou que para a compactação de uma extensão de 600 m com largura de 14 m estavam sendo necessários de 7 a

8 horas para completar todo o processo de rolagem causando obviamente um grande atraso na obra.

MIRZA (2000) conduziu uma detalhada investigação nos possíveis fatores que poderiam estar afetando a compactação no campo da camada de ligação da rodovia. A investigação incluiu a determinação da suscetibilidade à temperatura, a durabilidade do cimento asfáltico, análise da compactação em laboratório de 4 misturas e até a revisão do critério de dosagem para camadas de ligação.

O estudo da compactação das misturas foi realizado, pois o pesquisador acreditava que os problemas poderiam ter relação com o intervalo de temperatura de compactação da mistura. Caso a compactação fosse iniciada a uma temperatura muito abaixo do indicado poderia ser muito difícil alcançar a densidade prevista com os equipamentos de compactação disponíveis. Por outro lado, se a compactação fosse iniciada a temperaturas muito elevadas poderiam ocorrer escorregamentos e fissuração da massa durante a rolagem, dificultando novamente a obtenção de densidades elevadas.

Foram seguidas as instruções do ASPHALT INSTITUTE que indica para as temperaturas de mistura e de compactação aquelas nas quais o cimento asfáltico apresenta viscosidade cinemática de 170 ± 20 centistokes e 280 ± 30 centistokes, respectivamente. A TAB. 2.18 apresenta as temperaturas de mistura e de compactação utilizadas no estudo laboratorial e também no campo.

Para as quatro misturas (original, misturas 1, 2 e 3), moldaram-se corpos-de-prova, em seus respectivos teores ótimos, nas temperaturas de 95°C, 105°C, 115°C, 125°C, 135°C, 145°C e 155°C com energia de 75 golpes por face. As características das misturas ensaiadas são apresentadas na TAB. 2.19.

TAB. 2.18: Temperaturas de mistura e compactação empregadas

	Viscosidade Cinemática (Cst)	Intervalo de Temperatura (°C)	Temperatura Média (°C)
Mistura	170 ± 20	153 – 158	156
Compactação	280 ± 30	143 – 147	145

Fonte: MIRZA, 2000.

TAB. 2.19: Características das misturas ensaiadas

Porcentagem Passando (%)

Diâmetro (mm)	Limites	Mistura Original	Mistura A	Mistura B	Mistura C
25	100	100	100	100	100
19,5	77 – 100	93,5	90,9	89,6	91,6
12,5	59 – 77	74,1	70,5	66,2	73,0
9,5	49 – 66	65,7	62,7	59,3	65,6
Nº4	34 – 52	50,4	47,3	48,5	50,7
Nº10	23 – 39	34,1	28,3	30,5	32,9
Nº40	12 – 22	19,5	12,6	16,4	18,9
Nº80	7 – 14	12,6	8,0	11,8	14,0
Nº200	2 – 7	5,9	4,9	6,7	7,0
Propriedades Marshall (Segundo o Asphalt Institute)					
Estabilidade (kgf)	750 (min)	1.060	1.352	1.310	1.280
Fluência (mm)	2 – 4	2,3	2,4	2,6	3,1
% Vazios	4 – 6	3,5	3,8	4,5	3,8
Teor Ótimo (%)	-	4,2	4,5	4,2	4,6
Densidade Aparente	-	2,446	2,427	2,420	2,428

Obs: Para a determinação dos teores ótimos, a moldagem foi feita com 75 golpes à 145°C.

Fonte: MIRZA, 2000.

As densidades das misturas obtidas sob diferentes temperaturas de compactação foram expressas como porcentagens de suas respectivas densidades de projeto obtidas à 145°C, conforme mostra a FIG. 2.48. O pesquisador concluiu que se a compactação da mistura for iniciada em temperaturas abaixo do intervalo de 145-150 °C, é muito difícil alcançar a densidade de projeto com as energias normais de compactação. A compactação das misturas em temperaturas acima do intervalo citado anteriormente dificulta a obtenção da densidade de projeto, pois, provavelmente, ocorrem fissuras ou fluimento da massa no momento da rolagem.

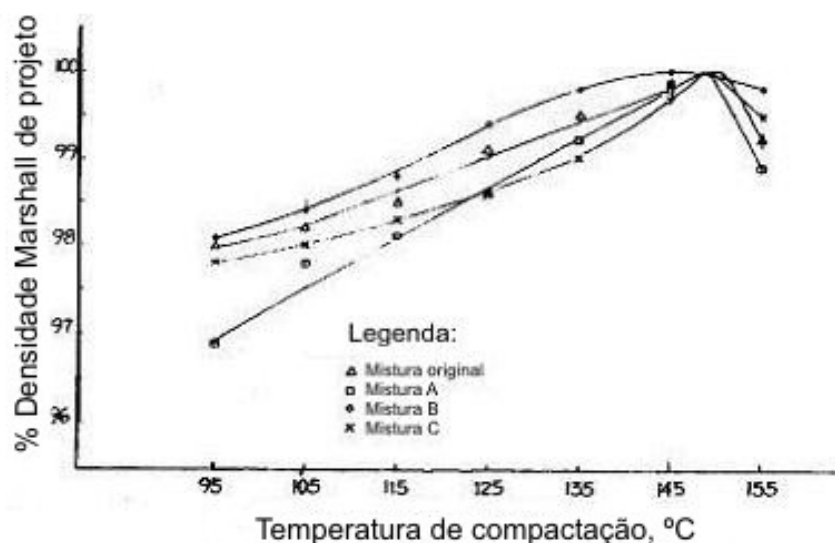


FIG. 2.48: Influência da temperatura de compactação na densidade aparente (MIRZA, 2000).

Estudos de BAHIA (2000) e STUART (2000) indicaram que os corpos-de-prova podem apresentar as mesmas propriedades volumétricas para um amplo intervalo de temperaturas de compactação. O primeiro autor verificou que um amplo intervalo de temperatura de compactação, equivalente a um intervalo de viscosidade entre 0,28 e 6,0 Pa.s, resultou em mudanças desprezíveis nas propriedades volumétricas das misturas asfálticas, enquanto o segundo estudo mostrou que para temperaturas de compactação entre 119°C e 159°C não houve mudanças significativas nas propriedades volumétricas das misturas asfálticas. Os pesquisadores apontaram o Compactador Giratório SUPERPAVE (SGC) como um possível responsável pelos resultados observados, uma vez que este aplica deformações constantes durante a compactação. Ou seja, o SGC pode compactar corpos-de-prova com densidades parecidas a menos que a trabalhabilidade da mistura seja drasticamente reduzida pela mudança de temperatura.

HUNER & BROWN (2001) desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar os efeitos do reaquecimento e da temperatura de compactação nas propriedades volumétricas das misturas asfálticas à quente, pois, segundo eles, cada vez mais estados americanos estão utilizando propriedades volumétricas no projeto das misturas e na avaliação das mesmas durante a construção.

Segundo os autores, a viscosidade do cimento asfáltico muda com a temperatura e, portanto, a temperatura de compactação da mistura é importante. Entretanto, os pesquisadores citam um estudo de BAHIA & HANSON (2000) desenvolvido na Universidade de Wisconsin-Madison, cujos resultados, surpreendentemente, indicaram poucas mudanças na densidade com a mudança das temperaturas. Foram moldados corpos-de-prova com temperaturas entre 80°C e 155°C com o uso do SGC e determinou-se os vazios, vazios do agregado mineral (VAM) e os vazios cheios com betume (VCB). Os resultados apresentados na TAB. 2.20 mostram que a temperatura de compactação teve pouco ou nenhum efeito nas propriedades volumétricas dos corpos-de-prova moldados.

Devido a algumas preocupações com os métodos utilizados, uma segunda avaliação foi realizada. Desta vez foram utilizados métodos de compactação

diferentes além do SGC. Neste segundo estudo, amostras de misturas similares foram moldadas com quatro tipos diferentes de compactadores e com três temperaturas de compactação diferentes: 80°C, 115°C e 160°C.

TAB. 2.20: Propriedades volumétricas das misturas

Graduação grossa, pedra calcária			
Temperatura (°C)	% Vazios	% VAM	%VCB
155	4,3	14,5	70,3
145	5,1	15,2	66,3
130	4,5	14,6	69,5
115	4,7	14,8	68,5
80	4,8	14,9	67,7
Graduação fina, pedregulho britado			
155	4,2	14,9	72,1
145	3,7	14,5	74,6
130	4,0	14,7	73,1
115	3,6	14,4	74,9
100	3,7	14,5	74,6
80	4,2	14,9	71,9

Fonte: (BAHIA & HANSON, 2000).

A FIG. 2.49 mostra que os quatro tipos de compactadores apresentaram comportamentos diferentes com relação à variação da temperatura de compactação, sendo que o SGC foi o menos sensível. No caso dessa afirmação estar correta, o intervalo permitido para as temperaturas de compactação pode ser maior para o SGC do que o atualmente especificado.

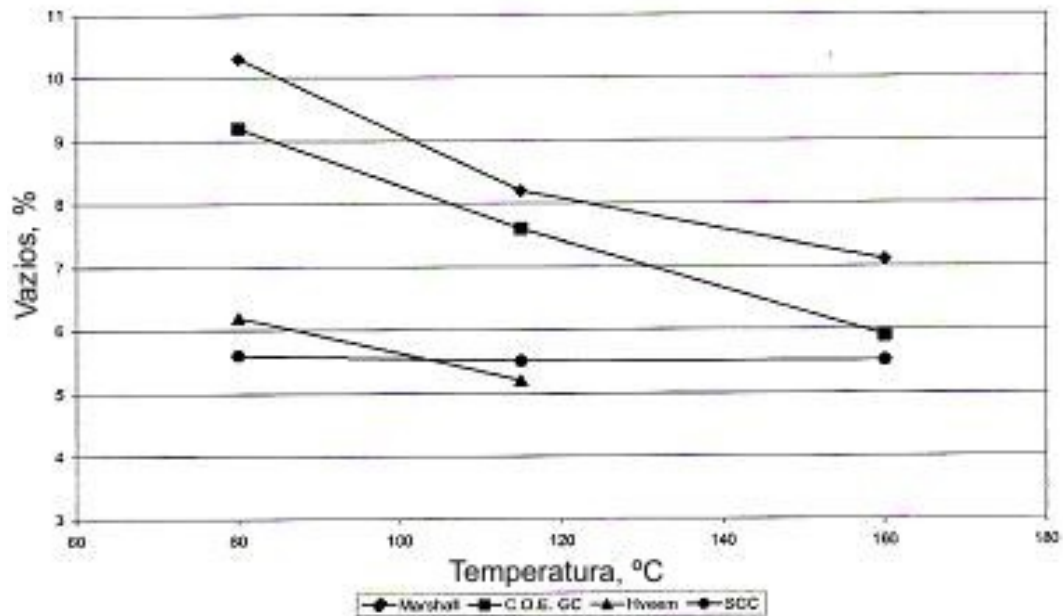


FIG. 2.49: Efeito da temperatura de compactação nos vazios de uma mistura fina de pedregulho britado (BAHIA & HANSON, 2000).

O estudo mostra também que, os vazios obtidos pela compactação Marshall diminuíram de 10,3 para 7,1% quando a temperatura de compactação foi aumentada de 80°C para 160°C.

Para atingir os objetivos citados anteriormente, HUNER & BROWN (2001) realizaram dois experimentos. No primeiro experimento, a mistura foi compactada depois de 0, 3 e 20 horas de armazenamento. No segundo experimento, os corpos-de-prova foram compactados em três temperaturas diferentes: temperatura ideal para cada tipo de CAP da mistura, temperatura ideal -14°C e temperatura ideal +14°C.

Foram estudadas misturas de graduação fina e grossa do SUPERPAVE, formadas por agregados de granito e arenito com ligantes do tipo PG 64-22 e PG 76-22. A compactação foi feita com o SGC com uma energia de 100 giros (energia

de compactação para 3-30 milhões ESALs). Os teores de asfalto das misturas foram determinados de forma que proporcionassem às misturas 4% de vazios. Vale ressaltar também que, todas as misturas foram aquecidas em forno especial durante 4 horas a 135°C para simular o envelhecimento do ligante durante a usinagem.

Para o ligante PG 64-22, as temperaturas de compactação experimentadas foram 135°C, 149°C e 163°C e, 149°C, 163°C e 177°C para o ligante PG 76-22. Assim, segundo os pesquisadores, foi possível simular temperaturas de compactação altas e baixas para os ligantes em questão.

O emprego de dois tipos de agregados (um de alta absorção e outro de baixa absorção), dois tipos de ligante e dois tipos de graduações proporcionaram 8 combinações diferentes de mistura, conforme a TAB. 2.21. Os resultados volumétricos das oito misturas ensaiadas são apresentados na TAB. 2.22.

HUNER & BROWN (2001) analisaram estatisticamente os resultados obtidos e concluíram que, aumentando ou diminuindo a temperatura de compactação em 14°C não houve variação nos parâmetros volumétricos considerados. Os pesquisadores acreditam também que o SGC, por ser um compactador de deformação constante, pode ter sido o responsável pelo comportamento observado.

TAB. 2.21: Combinações de misturas

Mistura	Agregado	Ligante	Graduação	Teor Ótimo	VMA	VCB
1	Baixa absorção (granito)	PG 64-22	Fina	4,5%	14,0%	71,0%
2			Grossa	5,1%	15,2%	75,0%
3		PG 76-22	Fina	4,5%	14,3%	72,5%
4			Grossa	4,9%	14,9%	72,5%
5	Alta absorção (arenito)	PG 64-22	Fina	5,6%	10,6%	63,0%
6			Grossa	5,3%	10,8%	62,0%
7		PG 76-22	Fina	5,5%	10,6%	63,0%
8			Grossa	5,2%	10,6%	62,0%

Fonte: HUNER & BROWN, 2001.

TAB. 2.22: Influência da temperatura de compactação nas propriedades volumétricas

Mistura	% Vazios		
	Temp. Ideal - 14°C	Temp. Ideal (°C)	Temp. Ideal + 14°C
1	4,1	4,2	4,0
2	3,3	3,2	3,1
3	3,4	3,5	3,2
4	4,1	4,1	3,9
5	4,4	4,3	4,2
6	5,0	4,5	4,4
7	4,0	4,0	4,1
8	4,0	3,8	3,9
Mistura	% VAM		
	Temp. Ideal - 14°C	Temp. Ideal (°C)	Temp. Ideal + 14°C
1	14,3	14,4	14,2
2	14,6	14,4	14,3
3	13,8	13,9	13,6
4	14,9	15,0	14,7
5	11,2	11,1	11,0
6	11,3	10,9	10,7
7	10,7	10,7	10,7
8	10,8	10,6	10,7
Mistura	% VCB		
	Temp. Ideal - 14°C	Temp. Ideal (°C)	Temp. Ideal + 14°C
1	71,5	70,8	71,8
2	77,2	78,2	78,7
3	75,7	74,7	76,4
4	72,5	72,4	73,7
5	60,7	61,2	61,9
6	56,0	58,5	59,5
7	62,4	62,3	61,9
8	62,6	64,0	63,3

Obs: Misturas 1, 2, 5 e 6: Temp. Ideal: 149°C ; Misturas 3, 4, 7 e 8: Temp. Ideal: 163°C

Fonte: HUNER & BROWN, 2001.

MELÉNDEZ (2001) estudou o efeito da temperatura de compactação na Estabilidade Marshall e na Fluência das misturas asfálticas através da compactação de corpos-de-prova, em laboratório, de acordo com os procedimentos descritos na ASTM D 1559-89. O pesquisador moldou 6 corpos-de-prova para cada temperatura de compactação (70°C, 90°C, 110°C, 130°C, 150°C e 170°C) mantendo-se constantes a granulometria da mistura, as características dos agregados, o teor de asfalto, a temperatura de mistura e a energia de compactação. A temperatura de

mistura para todos os corpos-de-prova foi fixada em $153^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e a temperatura de compactação considerada padrão para efeitos de comparação foi de $144^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$.

A TAB. 2.23 apresenta os resultados obtidos para as densidades aparentes, Estabilidade Marshall e Fluência.

TAB. 2.23: Valores da densidade, Estabilidade e Fluência para várias temperaturas

Temperatura de Compactação ($^{\circ}\text{C}$)	70	90	110	130	150	170
Densidade aparente	2,17	2,18	2,20	2,21	2,19	2,22
Estabilidade (kgf)	566	562	741	804	928	1.027
Fluência (0,01")	12	13	16	14	14	14

Fonte: MELÉNDEZ , 2001.

As FIG. 2.50, 2.51 e 2.52 mostram a variação da densidade aparente, da Estabilidade Marshall e da Fluência com a temperatura de compactação, respectivamente.

Com base nos resultados apresentados, MELÉNDEZ (2001) concluiu que:

- Houve uma clara tendência de aumento na Estabilidade Marshall com o aumento da temperatura de compactação;
- Houve um ligeiro incremento da densidade aparente com o aumento da temperatura de compactação, apesar de uma maior dispersão dos resultados;
- A Fluência não se mostrou muito sensível às variações de temperatura.

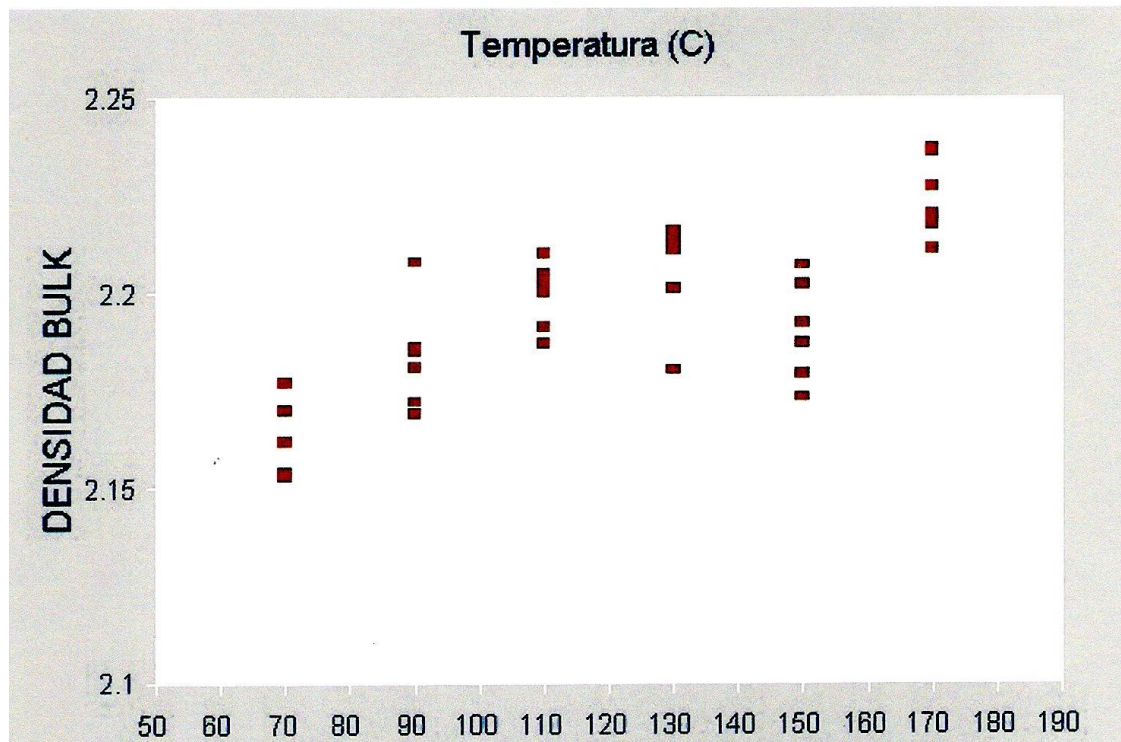


FIG. 2.50: Densidade aparente x temperatura de compactação (MELÉNDEZ, 2001).

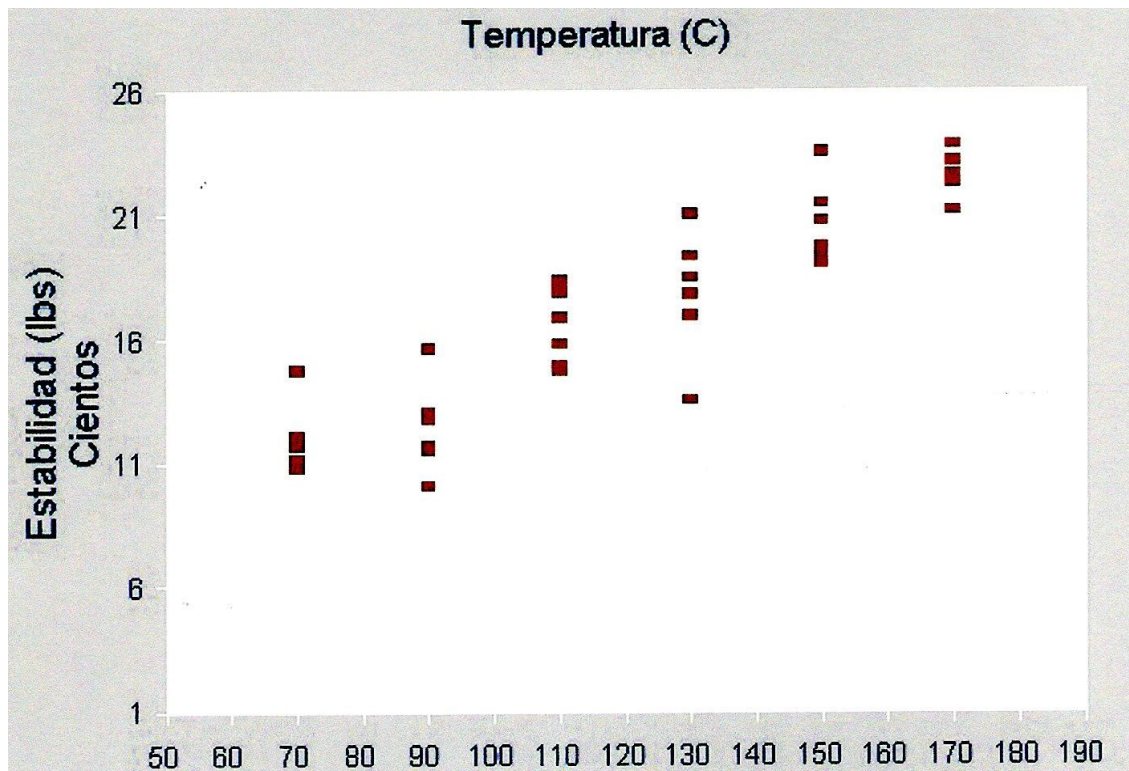


FIG. 2.51: Estabilidade Marshall x temperatura de compactação (MELÉNDEZ, 2001).

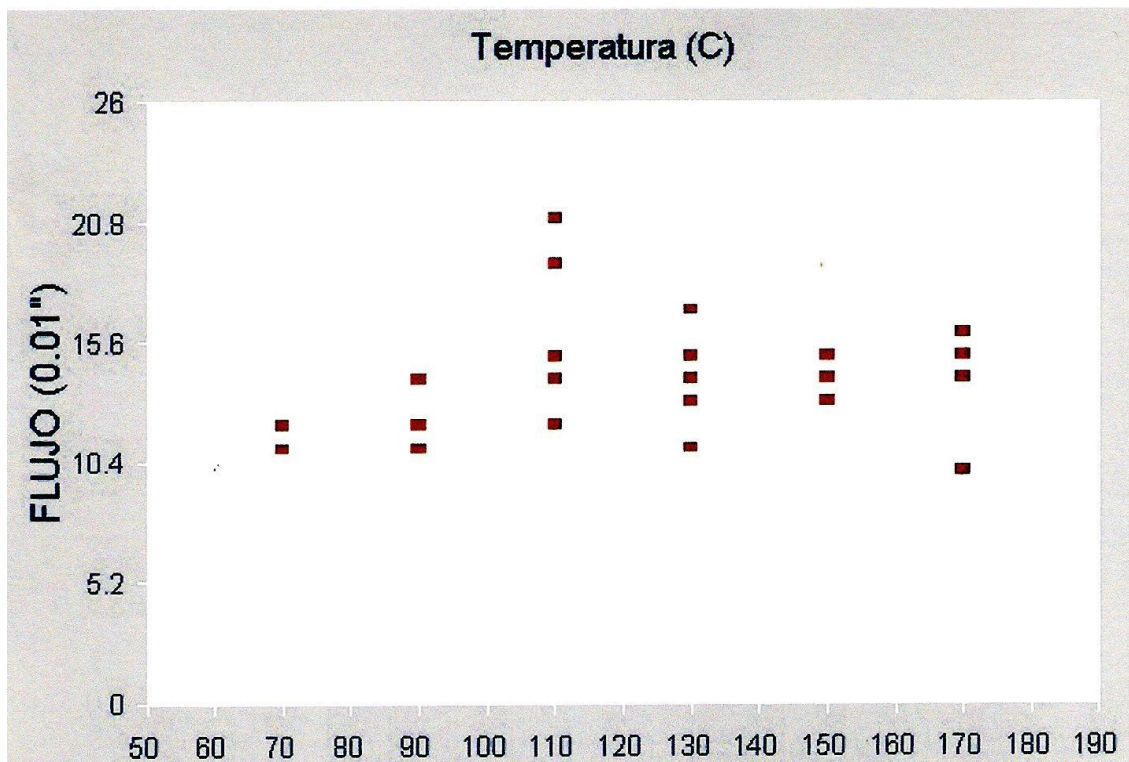


FIG. 2.52: Fluência x temperatura de compactação (MELÉNDEZ, 2001).

SOARES et al. (2001) moldaram em laboratório vários corpos-de-prova com diferentes combinações de temperatura e energias de compactação com o objetivo de simular uma situação comum em campo onde a mistura começa a ser compactada abaixo da faixa de temperatura recomendada e aumenta-se a energia de compactação para atingir a densidade desejada. Por este motivo, os pesquisadores utilizaram o mesmo teor de ligante independente da temperatura e da energia de compactação. Foram realizados ensaios volumétricos de densidade e porcentagem de vazios e ensaios mecânicos de módulo de resiliência e resistência à tração, ambos à 25°C.

Foi utilizada uma mistura enquadrada na faixa C do DNER, dosada segundo o método Marshall com energia de 50 golpes e temperatura de compactação de 160°C. O ligante utilizado foi o CAP 50/60 (PG 64-16) e todos os corpos-de-prova foram moldados no mesmo teor de ligante, 6,4%. A TAB. 2.24 apresenta a granulometria da mistura utilizada na pesquisa.

Foram investigadas as temperaturas 80°C, 90°C, 100°C, 110°C, 120°C e 160°C e as energias de 50 e 75 golpes por face do corpo-de-prova. No caso do estudo, as temperaturas de 120°C e 160°C representaram uma temperatura abaixo e uma temperatura acima da faixa recomendada pelo DNER, respectivamente. As temperaturas inferiores à 120°C tentaram simular um atraso na compactação da massa asfáltica em campo com o objetivo de verificar se o aumento da energia de compactação é suficiente para compensar o efeito do aumento de viscosidade do asfalto.

TAB. 2.24: Granulometria da mistura na faixa C

Peneira	Granulometria utilizada	Limite inferior	Limite superior
1 1/2"	100	100	100
1"	100	100	100
3/4"	91	85	100
3/8"	87	75	100
Nº4	70	50	85
Nº10	53	30	75
Nº40	32	15	40
Nº80	18	8	30
Nº200	8	5	10

Fonte: SOARES et al., 2001.

A TAB. 2.25 apresenta os resultados médios (4 corpos-de-prova) dos parâmetros volumétricos observados. Os pesquisadores observaram que as diferenças entre as densidades relativas às energias de 50 e 75 golpes são menores nas temperaturas extremas (80°C e 160°C) do que nas demais, pois na temperatura de 160°C o asfalto encontra-se com baixa viscosidade, e o maior contato entre os grãos impossibilita que um aumento da energia de compactação resulte num maior adensamento enquanto a 80°C, a viscosidade do ligante está muito alta impedindo que a compactação proporcione uma mistura mais densa. Eles observaram também

que para o intervalo entre 90°C e 120°C, a porcentagem de vazios encontrada nas amostras compactadas com 50 golpes é aproximadamente a mesma das amostras compactadas com 75 golpes numa temperatura 10°C abaixo e, portanto, nesta faixa de temperatura o aumento da energia de compactação conseguiu reverter o aumento dos vazios devido à compactação a uma temperatura inferior.

TAB. 2.25: Parâmetros volumétricos

Golpes	Temperatura (°C)	%Vazios	Densidade
50	80	7,82	2,215
	90	7,21	2,229
	100	6,38	2,249
	110	5,66	2,267
	120	4,95	2,284
	160	3,81	2,311
75	80	7,58	2,221
	90	6,35	2,250
	100	5,80	2,263
	110	4,67	2,290
	120	4,00	2,307
	160	3,45	2,320

Fonte: SOARES et al., 2001.

A FIG. 2.53 mostra que, independentemente da energia utilizada, há uma tendência de aumento na densidade com o aumento da temperatura de compactação.

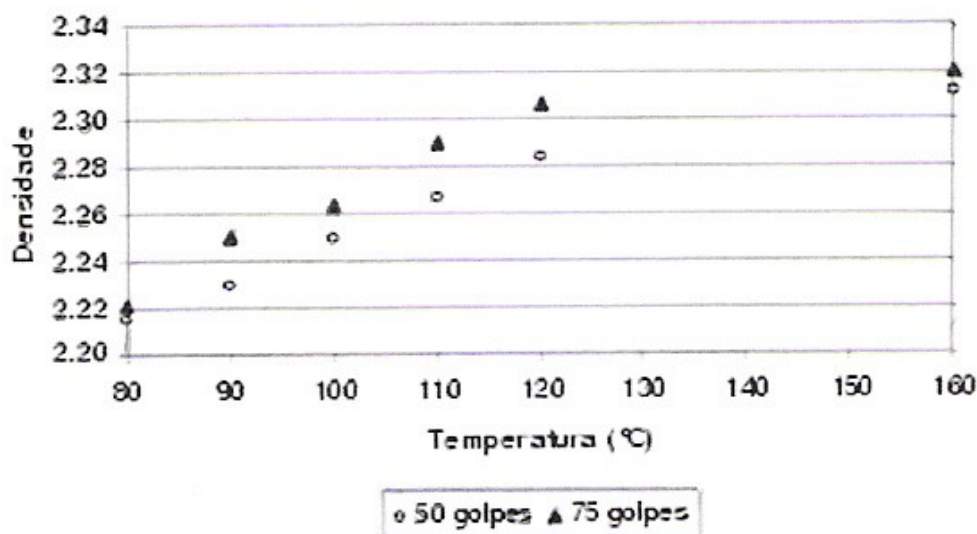


FIG. 2.53: Densidade x temperatura de compactação (SOARES et al., 2001).

A FIG. 2.54 mostra que o aumento da energia de compactação entre 100°C e 160°C não correspondeu a um aumento nos valores de resistência à tração, tendo sido encontrado exatamente o contrário, uma redução na resistência à tração com o aumento da energia de compactação. Apenas na temperatura de 90°C, observou-se que o aumento da energia de compactação provocou um maior valor de resistência à tração. Além das conclusões acima, a mais importante é a diferença entre os valores de resistência à tração obtida quando se compacta a mistura em temperaturas distintas. Por exemplo, a resistência à tração obtida a 160°C é 70% maior do que o valor atingido para a compactação à 80°C, para 50 golpes. Essa observação permitiu aos pesquisadores concluir que a variável determinante para este parâmetro mecânico é, portanto, a temperatura de compactação.

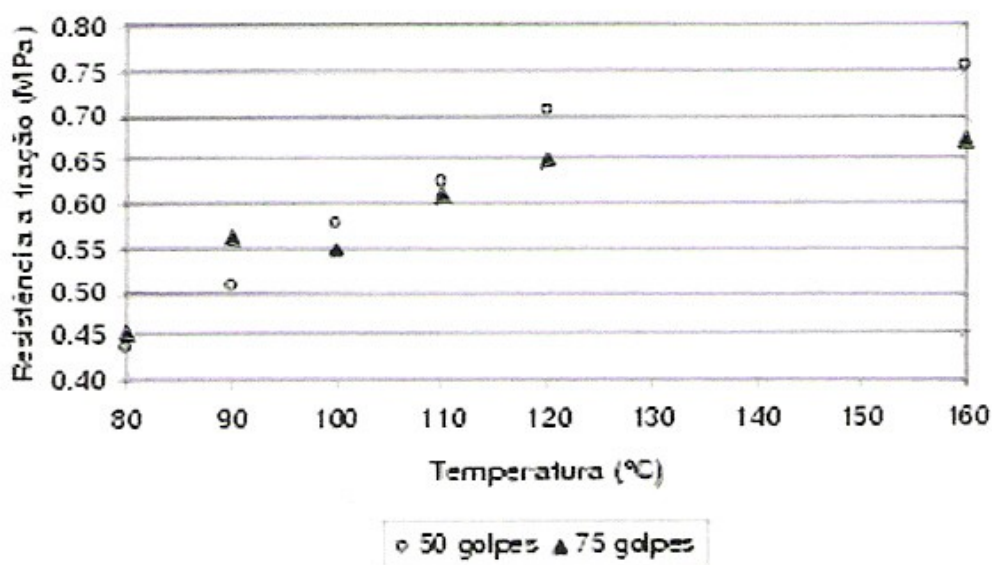


FIG. 2.54: Resultados dos ensaios de resistência à tração (SOARES et al., 2001).

A FIG. 2.55 mostra que os resultados de módulo de resiliência encontrados apresentaram uma tendência semelhante àquela observada para o ensaio de resistência à tração, ou seja, o aumento da energia de compactação acima de 120°C, levou a uma redução do valor do módulo. Para temperaturas entre 120°C e 160°C, SOARES et al. (2001) observaram que as misturas mais rígidas (maior módulo) correspondiam exatamente a menor energia de compactação. O mesmo ocorreu para a temperatura extrema inferior (80°C). Quanto à temperatura pode-se dizer que, de um modo geral, o módulo de resiliência não foi muito sensível à variação de temperatura.

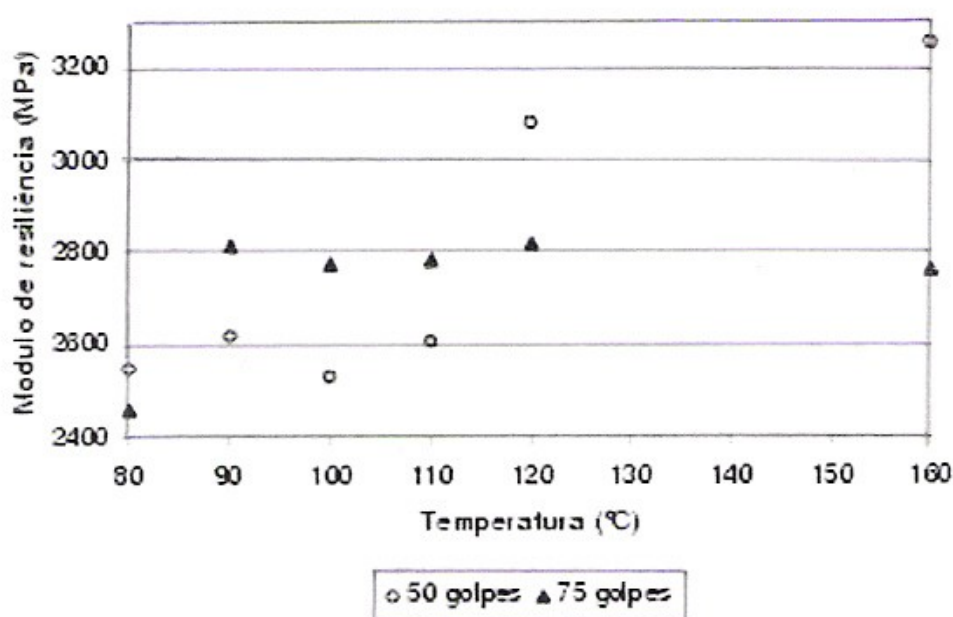


FIG. 2.55: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência (SOARES et al., 2001).

SOARES et al. (2001) concluíram que não se pode prever o comportamento mecânico com base em um parâmetro volumétrico como a densidade. Ou seja, o fato de uma energia de compactação maior acarretar em maiores densidades não significa que isto se traduzirá em uma mistura mais rígida.

AZARI et al. (2003) afirmam que a determinação do intervalo apropriado das temperaturas de compactação é de fundamental importância para as misturas asfálticas que empregam ligantes asfálticos modificados por polímeros. Asfaltos modificados apresentam viscosidades mais elevadas do que asfaltos convencionais e, conseqüentemente, as temperaturas indicadas por suas curvas Viscosidade x Temperatura recomendariam o uso de temperaturas elevadas. Por exemplo, para o ligante asfáltico modificado Novophalt a curva de viscosidade indica um intervalo de temperatura de $190 \pm 2,5^{\circ}\text{C}$. Para temperaturas extremamente elevadas, o polímero dos ligantes pode sofrer degradação alterando, portanto, a composição do ligante. Além disso, é possível perceber nessas temperaturas o aparecimento de fumaça vinda do ligante, o que é considerado extremamente perigoso.

Para determinar um intervalo aceitável de temperatura de compactação para misturas com asfaltos modificados, AZARI et al. (2003) prepararam uma mistura com agregados de pedra calcária e ligante modificado Novophalt PG 76-22. A granulometria dos agregados atendeu a especificação do Departamento de Transportes de Maryland/EUA para camada de rolamento e a temperatura de mistura foi de 145°C .

As temperaturas de compactação utilizadas foram 119°C , 139°C , 159°C e 179°C . A temperatura de 119°C foi a menor temperatura na qual os corpos-de-prova apresentaram densidade aceitável e a temperatura de 179°C foi a temperatura mais baixa na qual notou-se a presença de fumaça. Antes dos corpos-de-prova serem compactados, a mistura foi envelhecida na temperatura de compactação durante 2 horas para simular o envelhecimento sofrido durante a usinagem, o transporte e a construção.

Os pesquisadores moldaram os corpos-de-prova para 4% de vazios com 100 giros do SGC. Cada corpo-de-prova tinha 15 cm de diâmetro e 12 cm de altura. Após a medição dos vazios, metade dos corpos-de-prova foram cortados horizontalmente e a outra metade sofreu cortes horizontais para que fossem estudados a estrutura do agregado e o efeito da direção do corte na medida das propriedades mecânicas. Os corpos-de-prova cortados foram ensaiados para a medida de vazios, a orientação dos agregados e as propriedades mecânicas. A FIG. 2.56 mostra a variação dos vazios de corpos-de-prova inteiros, cortados horizontalmente e cortados verticalmente com a temperatura de compactação. Os

resultados obtidos mostraram que, em geral, os vazios diminuíram com o aumento da temperatura. Porém, uma análise estatística mostrou que a variação dos vazios não é significativa para o intervalo de temperaturas entre 139°C e 179°C.

Os ensaios mecânicos foram realizados no equipamento de cisalhamento direto (SST) SUPERPAVE nas temperaturas de 25°C para avaliar o comportamento da mistura à fadiga sob tensão e deformação controlada e, a 50°C para avaliar a susceptibilidade da mistura à formação de trilha de roda. Foram medidos também, o G^* (Módulo de Cisalhamento) e δ (ângulo fase) que foram transformados em duas propriedades relacionadas com o desempenho das misturas: $G^*\sin(\delta)$ (medida do dano ou da energia dissipada de uma material viscoelástico submetido a um carregamento a deformação controlada, que é um indicador do trincamento por fadiga) e $\sin(\delta)/G^*$ (medida da energia dissipada de um material viscoelástico submetido a um carregamento a tensão controlada, que é um indicador do potencial de formação de trilha de roda).

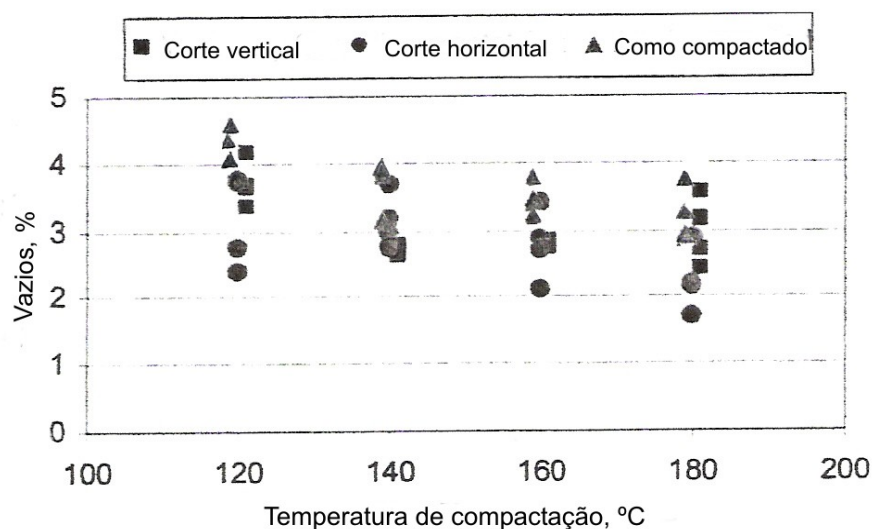


FIG. 2.56: Variação dos vazios em função da temperatura de compactação (AZARI et al., 2003).

As FIG. 2.57 e 2.58 mostram o aumento do módulo de cisalhamento e a melhoria do desempenho à formação de trilha de roda com o aumento da temperatura de compactação.

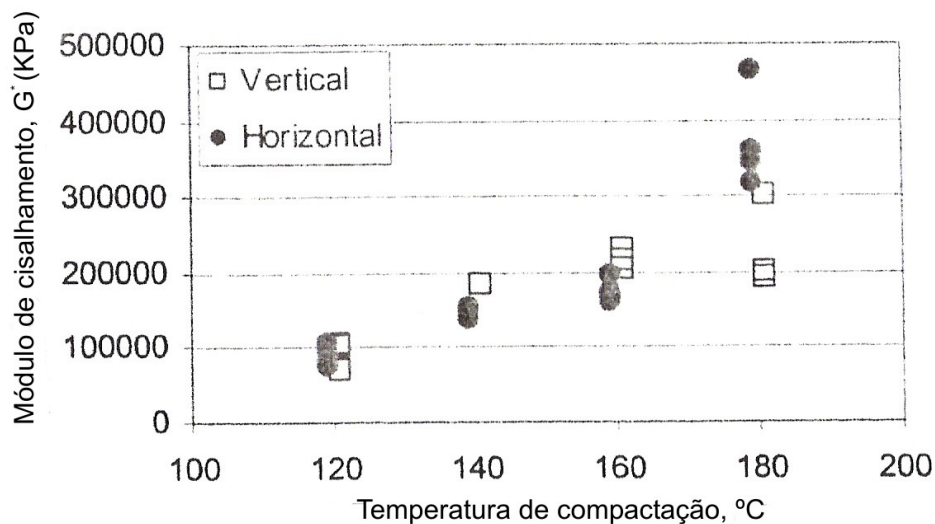


FIG. 2.57: Variação do módulo de cisalhamento com a temperatura de compactação (AZARI et al., 2003).

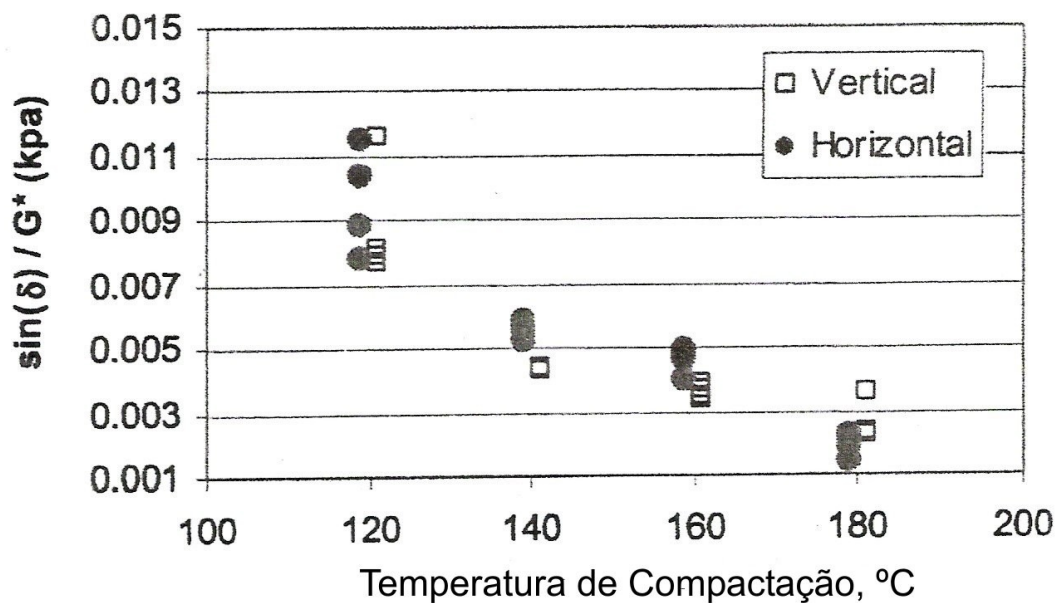


FIG. 2.58: Desempenho à formação da trilha de roda com a temperatura de compactação (AZARI et al., 2003).

Os pesquisadores concluíram que para temperaturas entre 159°C e 179°C, a maioria das propriedades de cisalhamento não apresentaram melhora significativa. Para temperaturas entre 139°C e 159°C nenhuma das propriedades avaliadas apresentaram diferenças significativas.

Para concluir que as temperaturas entre 139°C e 159°C formam o intervalo ideal de temperatura de compactação de misturas com ligante modificado Novophalt, AZARI et al. (2003) levaram em consideração os seguintes fatores:

- Dificuldade em obter os vazios desejados ao compactar misturas asfálticas modificadas por polímeros em temperaturas inferiores à 119°C, conforme relatado por STUART (2000);
- A compactação dos corpos-de-prova entre 119°C e 159°C resultou em um melhor desempenho do material (alto módulo de cisalhamento, menor dano à trilha de roda e menor dano à fadiga sob tensão controlada) do que para o material compactado a temperaturas inferiores a deste intervalo;
- As propriedades de cisalhamento medidas mostraram-se consistentes quando os corpos-de-prova foram compactados entre 139°C e 159°C;
- A compactação entre 159°C e 179°C não melhorou significativamente as propriedades avaliadas.

3PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1Considerações iniciais

Neste capítulo são descritos os materiais e métodos empregados na pesquisa, bem como os procedimentos para a coleta e caracterização dos materiais, dosagem das misturas asfálticas, moldagem e caracterização dos corpos-de-prova (ensaios volumétricos) e execução dos ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência e resistência à fadiga por compressão diametral.

A coleta dos agregados graúdos, brita N° 1 ($d_{\text{máx}} = 3/4''$) e brita N° 0 ($d_{\text{máx}} = 3/8''$), e do agregado miúdo, pó-de-pedra, foi realizada na usina de asfalto da Concessionária Rio-Teresópolis (CRT), localizada no município de Magé-RJ. Não foi necessário o emprego de filer comercial para o enquadramento das curvas granulométricas nas faixas B e C do DNER.

O ligante empregado na mistura foi um asfalto convencional, do tipo CAP-20, fornecido pela Refinaria Duque de Caxias (REDUC) da Petrobrás.

A caracterização dos agregados e do ligante, os projetos de dosagem Marshall, os ensaios de resistência à tração estática e degradação Marshall foram realizados no laboratório do Instituto de Pesquisas Rodoviárias no Rio de Janeiro. Os ensaios de módulo de resiliência e resistência à fadiga foram realizados no laboratório de solos e ligantes do Instituto Militar de Engenharia (IME/RJ).

3.2 Materiais empregados

3.2.1 Agregados

Os agregados foram classificados como gnaisse semi facoidal biotótico, de textura fina bandada, da pedreira Anhanguera localizada no município de São Gonçalo-RJ, típico da região sudeste do Brasil. Predominam nessa pedreira, rochas de origem metamórficas de zonas profundas da crosta terrestre de alta temperatura e pressão (Catazona).

3.2.2 A FIG. 3.1 indica o ponto da pedreira de onde foram extraídas as pedras pulmão para britagem.



FIG. 3.1: Local de extração das pedras pulmão para britagem –
Pedreira Anhanguera/RJ.

3.2.1.1 Coleta

3.2.3

3.2.4 Foram coletadas para a pesquisa amostras de brita (agregado graúdo) e pó de pedra (agregado miúdo). Os materiais britados foram inicialmente depositados nos silos frios da usina de asfalto da CRT. Posteriormente a usina foi colocada em operação para que os agregados fossem aquecidos no tambor secador e transportados para a unidade graduadora, onde sofreram separação em frações e armazenamentos nos silos quentes (SQ1, SQ2 e SQ3). Em seguida, essas frações foram pesadas no silo balança em quantidades suficientes para todo o plano experimental e finalmente transportadas para o laboratório do IPR. O procedimento para a coleta das amostras objetivou, sobretudo, a obtenção dos agregados de forma semelhante ao utilizado rotineiramente na construção de revestimentos flexíveis.

3.2.5 As FIG. 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 indicam, respectivamente, o esquema geral de uma usina de asfalto do tipo gravimétrica, os silos frios, o tambor secador e os silos quentes da usina de asfalto da CRT. É importante notar na FIG. 3.4, a tubulação responsável pelo retorno do material fino que fica em suspensão durante a passagem do agregado pelo tambor secador. Esta tubulação impede o lançamento do pó na atmosfera e possibilita a recuperação de uma parcela dos finos que são retirados dos agregados no secador.

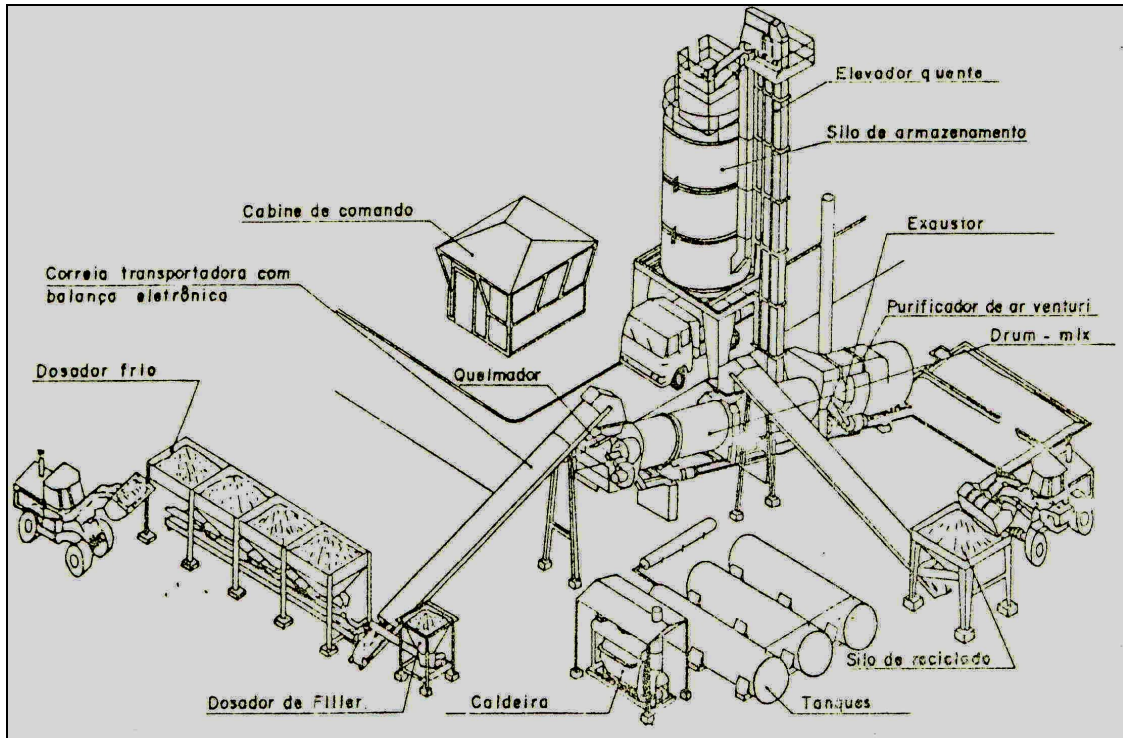


FIG. 3.2: Esquema de uma usina do tipo Gravimétrica (PINTO, 2004).

3.2.6



CRT.



3.2.7 FIG. 3.3: Conjunto de silos frios da

FIG. 3.4: Tambor secador da CRT.

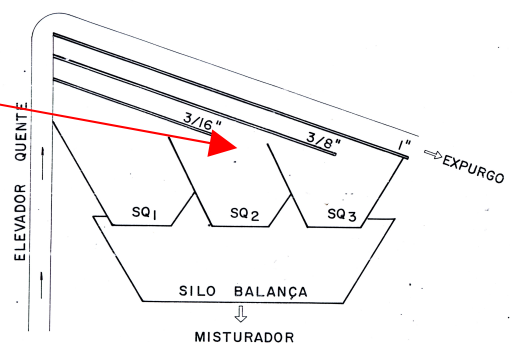


FIG. 3.5: Vista da usina de asfalto, destacando a localização e o desenho esquemático dos silos quentes (PINTO, 2004).

Para maior facilidade de nomenclatura, designou-se no presente trabalho os agregados graúdos, brita N° 1 e brita N° 0, de SQ1 e SQ2 respectivamente, e o pó de pedra de SQ3.

3.2.1.2 Granulometria

A análise granulométrica dos agregados foi realizada através do processo de peneiramento mecânico descrito nos procedimentos do método de ensaio DNER – ME 083/98. As curvas granulométricas dos agregados SQ1, SQ2 e SQ3 são apresentadas na FIG. 3.6.

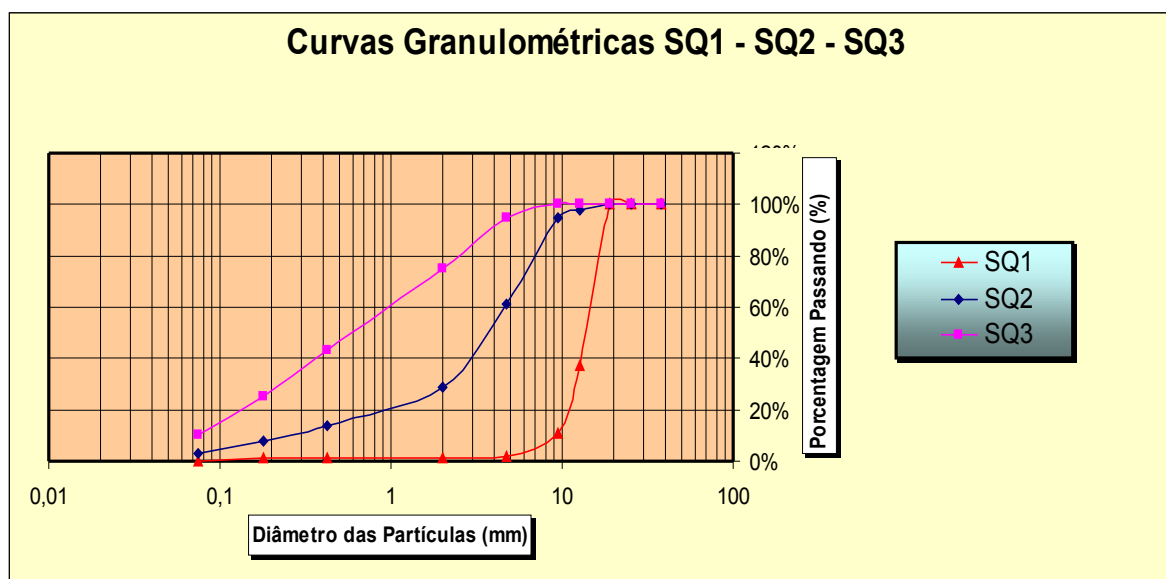


FIG. 3.6: Curvas granulométricas dos agregados.

As distribuições granulométricas utilizadas no estudo foram enquadradas na faixa B do DNER e na nova faixa C do DNIT. As faixas de trabalho adotadas foram

determinadas a partir das tolerâncias previstas em norma para cada diâmetro de peneira.

As TAB. 3.1 e 3.2 apresentam as composições granulométricas utilizadas e as FIG. 3.7 e 3.8 suas respectivas curvas granulométricas.

TAB. 3.1: Composição granulométrica – Faixa B

Peneira	SQ1	40%	SQ2	25%	SQ3	35%	Projeto	Faixa Trabalho		Faixa B	
	Pass	Result	Pass	Result	Pass	Result	Soma	Inf	Sup	Inf	Sup
1"	100%	40%	100%	25%	100%	35%	100%	95%	100%	95%	100%
¾"	100%	40%	100%	25%	100%	35%	100%	93%	100%	80%	100%
½"	37%	15%	98%	25%	100%	35%	74%	67%	81%	-	-
3/8"	11%	4%	95%	24%	100%	35%	63%	56%	70%	45%	80%
Nº 4	2%	1%	61%	15%	95%	33%	49%	44%	54%	28%	60%
Nº10	1%	0%	29%	7%	75%	26%	34%	29%	39%	20%	45%
Nº 40	1%	0%	14%	4%	43%	15%	19%	14%	24%	10%	32%
Nº 80	1%	0%	8%	2%	25%	9%	11%	9%	13%	8%	20%
Nº 200	0%	0%	3%	1%	10%	4%	4%	3%	6%	3%	8%

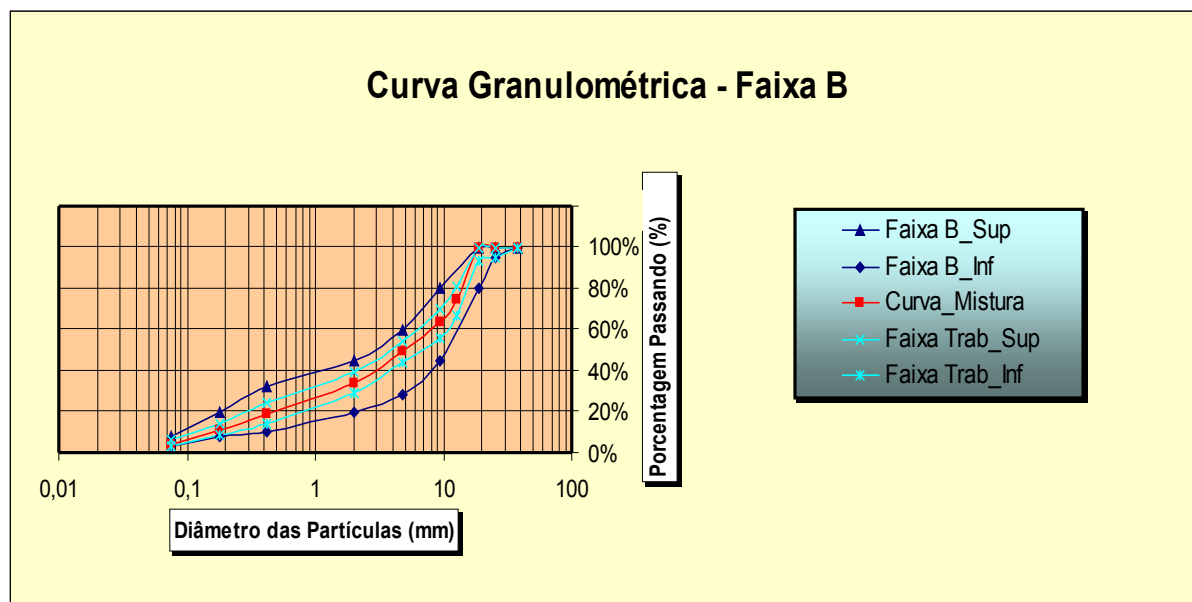


FIG. 3.7: Curva granulométrica da mistura na faixa B.

Conforme orientação do Profº Salomão Pinto, a distribuição obtida situou-se no centro da faixa B proporcionando, portanto, um maior “argamassamento” com a finalidade de melhor proteger os agregados quando a energia de compactação fosse de 90 golpes por face para a moldagem dos corpos-de-prova.

TAB. 3.2: Composição granulométrica da mistura na nova faixa C

Peneira	SQ1	40%	SQ2	25%	SQ3	35%	Projeto	Faixa Trabalho		Faixa C	
	Pass	Result	Pass	Result	Pass	Result	Soma	Inf	Sup	Inf	Sup
1"	100%	22%	100%	54%	100%	24%	100%	100%	100%	100%	100%
¾"	100%	22%	100%	54%	100%	24%	100%	100%	100%	100%	100%
½"	37%	8%	98%	53%	100%	24%	85%	80%	92%	80%	100%
3/8"	11%	2%	95%	51%	100%	24%	78%	71%	85%	70%	90%
Nº 4	2%	0%	61%	33%	95%	23%	56%	51%	61%	44%	72%
Nº10	1%	0%	29%	16%	75%	18%	34%	29%	39%	22%	50%
Nº 40	1%	0%	14%	8%	43%	10%	18%	13%	23%	8%	26%
Nº 80	1%	0%	8%	4%	25%	6%	11%	9%	13%	4%	16%
Nº 200	0%	0%	3%	2%	10%	2%	4%	2%	6%	2%	10%

Curva Granulométrica - Faixa C

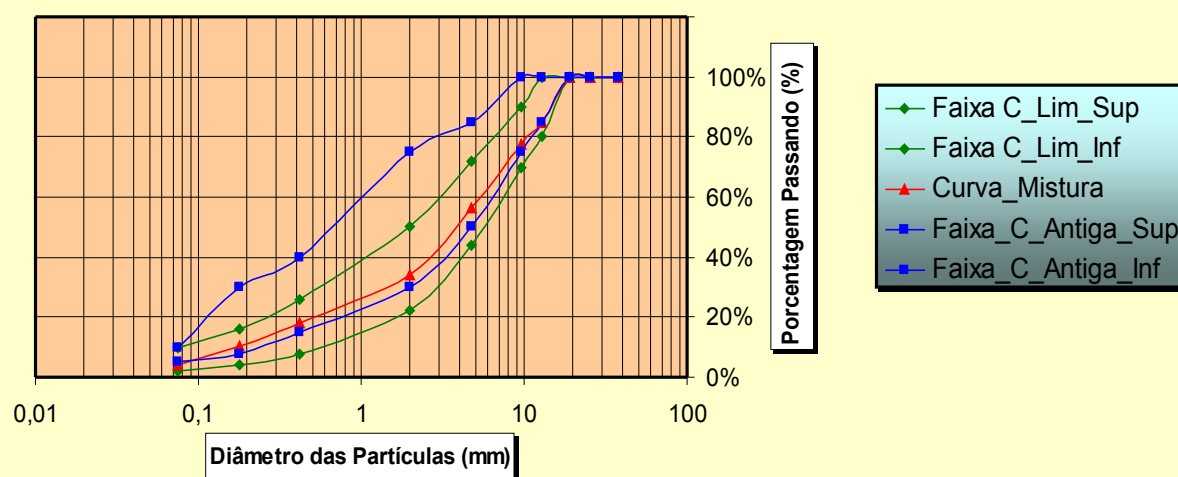


FIG. 3.8: Curva granulométrica da mistura na nova faixa C.

Vale ressaltar que a curva da mistura na nova faixa C atende também à antiga faixa C do DNER. A adoção desta nova faixa, mais estreita que a anterior, tem por objetivo eliminar os problemas que costumavam ocorrer quando as curvas das misturas eram feitas entre o limite superior e a região central desta faixa. As faixas de trabalho para a faixa C não foram plotadas com o objetivo de chamar atenção apenas para as diferenças entre a faixa C antiga e a nova, aprovada pelo IPR/DNIT.

3.2.1.3 Características físicas

As principais características físicas dos agregados utilizados são apresentadas na TAB. 3.3.

TAB. 3.3: Características físicas dos agregados

Ensaio	Métodos	Agregados		
		Graúdo		Miúdo
		SQ1	SQ2	SQ3
Abrasão Los Angeles	DNER – ME 035/98	48,12%	-	-
Índice de forma de agregados	DNER – ME 086/94	0,784	-	-
Densidade real do grão	DNER-ME 081/98	2,71	2,71	-
Densidade aparente do grão		2,67	2,67	-
Densidade real do grão	DNER – ME 084/95	-	-	2,71
Equivalente de areia	DNER – ME 054/97	-	-	61%
Massa específica, g/cm ³	DNER – ME 195/97	1,269	1,532	1,535
ADESIVIDADE	DNER – ME 078/94	Não satisfatória		

3.2.8

3.2.9Ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado no estudo foi o CAP-20 fornecido pela Petrobrás e coletado na refinaria Duque de Caxias (REDUC). Optou-se pelo CAP-20 por dois motivos principais: seu grande uso em serviços de concreto asfáltico em todo o país e a possibilidade de comparação dos resultados com outras pesquisas.

3.2.2.1 Caracterização

Os resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico empregado são apresentados na TAB. 3.4.

TAB. 3.4: Resultados dos ensaios de caracterização do CAP 20

Ensaio	Métodos	Resultados
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C (s)	ABNT – MB 517	178,0
Viscosidade Absoluta a 60°C (poise)	ABNT – MB 827	2.167,6
Penetração Normal 100g, 5s, 25°C, 0,1 mm	ABNT – MB 107	50
Ponto de Fulgor, °C	ABNT – MB 50	338
Ponto de Amolecimento, °C	ABNT – MB 164	51
Solubilidade no Tricloroetileno, % peso	ABNT – MB 166	99,88
Índice de Susceptibilidade Térmica (*)	-	-0,6

3.3 Dosagem das misturas

3.3.1 Considerações iniciais

Para a elaboração dos traços dos concretos asfálticos na faixa B e C utilizou-se o método Marshall atendendo aos parâmetros definidos pela especificação DNIT ES – 031/2004 para camada de Rolamento-Capa.

Foram seguidos os procedimentos descritos no método de ensaio DNER – ME 043/95 para a preparação dos corpos-de-prova e determinação da estabilidade Marshall.

Foi utilizado também o método de ensaio DNER – ME 117/94 para a determinação das densidades aparentes dos corpos-de-prova moldados.

A elaboração dos projetos de dosagens seguiu os procedimentos descritos em PINTO (1997). Foram moldados, para cada faixa granulométrica, 9 (nove) corpos-de-prova, sendo 3 com 4,5 % em peso de ligante (mistura 01), 3 com 5,5 % (mistura 02) e os demais com 6,5 % (mistura 03). Foi determinada a densidade teórica (D_t) através da fórmula do DNER como também a densidade aparente (D_{ap}), porcentagem de vazios (%V), vazios cheios com betume (VCB), vazios do agregado mineral (VAM), relação betume-vazios (RBV) e a Estabilidade Marshall (E) para cada corpo de prova. Com os valores das %V médios e os RBV médios de cada mistura, traçaram-se os gráficos %V x %Ligante e RBV x %Ligante e determinou-se,

graficamente, o teor ótimo de ligante da mistura adotando-se uma tolerância mínima de $\pm 0,2\%$ e máxima de $\pm 0,3\%$. O intervalo admissível da taxa de ligante é determinado através da sobreposição dos limites estabelecidos para o RBV e a %V da camada de Rolamento-Capa. Com o teor de ligante definido, foram recalculadas as porcentagens de SQ1, SQ2 e SQ3, a Dt, o VCB, o VAM e o RBV. Em seguida obteve-se a %V da mistura por meio do gráfico %V x %Ligante e calculou-se a Dap de projeto. Finalizando os projetos de dosagem, obtiveram-se as Estabilidades Marshall a partir do gráfico E x % Ligante.

Na moldagem dos corpos-de-prova para a determinação dos teores ótimos de ligante, adotou-se a energia de compactação utilizada no laboratório do IPR que é de 60 (sessenta) golpes por face do compactador Marshall mecânico. A FIG. 3.9 apresenta o compactador Marshall do IPR utilizado na compactação de todos os corpos-de-prova utilizados na pesquisa.



FIG. 3.9: Compactador Marshall do IPR.

3.3.2 Temperaturas de mistura e de compactação

O ensaio de determinação da viscosidade Saybolt-Furol do ligante seguiu os procedimentos constantes do método brasileiro ABNT – MB 517. As temperaturas ideais de mistura dos ligantes e de compactação para a determinação do teor ótimo de ligante de cada faixa granulométrica foram determinadas através da curva Viscosidade x Temperatura, segundo os intervalos preconizados na especificação DNIT ES – 031/2004.

A temperatura dos agregados foi adotada como sendo a temperatura do ligante acrescida de 13°C, conforme orientação de PINTO (1997).

Foram medidas as viscosidades Saybolt-Furol nas temperaturas de 135°C, 145°C e 155°C. A TAB. 3.5 apresenta os resultados do ensaio Saybolt –Furol.

TAB. 3.5: Resultados do ensaio Saybolt-Furol

Temperatura (°C)		135°C	145°C	155°C
CAP 20	VSF (S)	178,0	92,2	65,6

A TAB. 3.6 apresenta as temperaturas utilizadas na moldagem dos corpos-de-prova para determinação do teor ótimo.

TAB. 3.6: Temperaturas de mistura e de compactação

Temperatura do ligante (°C)	150,0
Temperatura dos agregados (°C)	163,0
Temperatura de compactação (°C)	140,0

3.3.3 Teores ótimos

Os teores ótimos (projeto) determinados foram iguais a 5,4% de ligante, em peso para as duas faixas granulométricas. Vale ressaltar que o traço para a faixa B foi fornecido à CRT para a restauração de segmentos da rodovia BR-116/RJ.

As composições dos traços nas faixas B e C são apresentadas nas TAB. 3.7 e 3.8, respectivamente.

TAB. 3.7: Composição do traço – Faixa B

TEOR ÓTIMO

CP (g)	1.200	Separação dos agregados em frações		
Material		Intervalo	% Intervalo	Peso (g)
SQ1	37,84%	1" - 1/2"	63,0%	286,1
		1/2" - 3/8"	26,0%	118,0
		Pass 3/8"	11,0%	50,0
SQ2	23,65%	3/4" - N° 4	39,0%	110,7
		N° 4 - N° 10	32,0%	90,8
		Pass N° 10	29,0%	82,3
SQ3	33,11%	3/8" - N° 10	25,0%	99,3
		Pass N° 10	75,0%	298,0
CAP	5,40%	-		64,8
Total (%)	100,0%	Total (g)		1.200,00

TAB. 3.8: Composição do traço – Faixa C

TEOR ÓTIMO				
CP (g)	1.200	Separação dos agregados em frações		
Material		Intervalo	% Intervalo	Peso (g)
SQ1	20,812%	1" - 1/2"	63,0%	157,3
		Pass 1/2"	37,0%	92,4
SQ2	51,084%	3/4" - N° 4	39,0%	239,1
		N° 4 - N° 10	32,0%	196,2
		Pass N° 10	29,0%	177,8
SQ3	22,704%	3/8" - N° 10	25,0%	68,1
		Pass N° 10	75,0%	204,3
CAP	5,40%	-		64,8
Total (%)	100,0%	Total (g)		1.200,00

A TAB. 3.9 apresenta as características das misturas obtidas nas faixas B e C moldadas com uma energia de 60 golpes por face e temperatura de compactação de 140°C. Doravante esta combinação de moldagem será chamada de combinação de referência ou de projeto.

TAB. 3.9: Características das misturas no teor ótimo

Faixas	B	C
--------	---	---

Densidade Teórica	2,486	2,478
Densidade Aparente	2,396	2,393
Porcentagem de Vazios	3,6%	3,4%
Volume Cheio de Betume	12,3%	12,7%
Volume de Agregado Mineral	15,9%	16,1%
Relação Betume-Vazios	77,4%	78,8%
Estabilidade Marshall	1.060 kgf	1.060 kgf

3.4

3.5 Energias e temperaturas de compactação investigadas

3.5.1 Considerações iniciais

Antes do início da moldagem dos corpos-de-prova de concreto asfáltico planejou-se utilizar as seguintes temperaturas de compactação: 120°C, 140°C e 160°C. Porém, ao serem determinadas as densidades aparentes de 15 corpos-de-prova moldados à 120°C com 60 golpes, foi constatado que a variação da densidade aparente e dos vazios foi muito pequena. Por este motivo, esta temperatura foi substituída pela de 90°C.

As energias de compactação utilizadas no estudo foram equivalentes a 30, 60 e 90 golpes por face do compactador Marshall. A TAB. 3.10 apresenta as 9 (nove) combinações moldadas para as duas faixas granulométricas. Em destaque, encontra-se a combinação de referência (projeto). Vale ressaltar que todos os corpos-de-prova foram moldados com 5,4% de ligante, uma vez que este foi o valor (teor ótimo) obtido nos projetos de dosagem Marshall para as faixas B e C.

Foram determinados os parâmetros volumétricos (densidade aparente, porcentagem de vazios e “GC”) dos corpos-de-prova moldados e realizados os ensaios mecânicos de resistência à tração estática, módulo de resiliência e resistência à fadiga, todos à 25°C, cujos resultados são apresentados e analisados no Capítulo 4. Os “GC” citados anteriormente foram calculados tomando-se como referência a densidade aparente da combinação de projeto (60 golpes a 140°C).

TAB. 3.10: Combinações de energias e temperaturas de compactação

Combinação	Quantidade de corpos-de-prova		Energia Comp (golpes)	Temp Comp. (°C)
	Faixa B	Faixa C		
I	13	12	30	90
II	13	12		140
III	13	(*)		160
IV	13	12	60	90
V	15	12		140
VI	13	(*)		160
VII	13	12	90	90
VIII	13	12		140
IX	13	(*)		160

(*) - Devido à falta de uma fração de agregados, não foram moldados corpos-de-prova para a temperatura de 160°C na faixa C.

3.5.2 Moldagem dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova das diversas combinações idealizadas foram moldados da mesma maneira que os corpos-de-prova utilizados para a determinação dos traços das misturas, ou seja, segundo os procedimentos descritos no método de ensaio DNER – ME 043/95.

Para as combinações de moldagem em que as temperaturas de compactação previstas eram de 90°C e 140°C, as temperaturas do ligante e dos agregados foram as mesmas utilizadas na elaboração dos traços (150°C para o ligante e 163°C para os agregados). Portanto, para a moldagem de corpos-de-prova à 90°C, foi necessário esperar que a temperatura da mistura esfriasse até cerca de 95°C para então dar início a preparação do molde e depois a compactação. Esse procedimento de iniciar a preparação do molde com a temperatura da massa 5°C mais alta do que a desejada permitiu que todos os corpos-de-prova fossem compactados exatamente nas temperaturas desejadas (90°C, 140°C e 160°C). Além disso, outro termômetro colocado dentro do molde indicava o momento exato de início da compactação. A FIG. 3.10 mostra o controle da temperatura da mistura no “tacho”.



FIG. 3.10: Controle da temperatura de compactação.

Para as combinações de moldagem em que a temperatura de compactação prevista era de 160°C aumentou-se a temperatura do ligante (dentro do intervalo indicado pela curva Viscosidade x Temperatura) e dos agregados com o objetivo de fazer com que a temperatura da massa após a mistura fosse bastante próxima de 160°C.

3.6 Ensaaios mecânicos realizados

Antes de serem realizados os ensaios mecânicos, os corpos-de-prova foram caracterizados através da medida de suas espessuras e da determinação de suas densidades aparentes e vazios. Para a determinação das densidades aparentes foram seguidos os procedimentos presentes no método de ensaio DNER – ME 117/94.

Os ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência foram adotados pois, segundo MOTTA et al. (1992), estes ensaios representam melhor o estado de

tensões no campo e se integram mais adequadamente à modelagem da mecânica dos pavimentos.

O ensaio de fadiga foi adotado devido ao fato da mesma ser responsável pela maioria dos defeitos observados nos revestimentos brasileiros.

3.5.1 Ensaio de compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral foram realizados para a determinação da resistência à tração, do módulo de resiliência e da resistência à fadiga das combinações moldadas.

3.5.1.1 Ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral

Os ensaios para determinação da resistência à tração estática por compressão diametral foram realizados segundo os procedimentos presentes no método de ensaio DNER – ME 138/94. Utilizou-se uma prensa Marshall convencional adaptada com dois frisos metálicos.

Os ensaios foram executados nas seguintes etapas:

- 1- Colocação dos corpos-de-prova em repouso no sistema de refrigeração para que fosse obtida a temperatura de ensaio prevista, 25°C, por um período de 02 (duas) horas;
- 2- Posicionamento dos corpos-de-prova sobre o prato inferior da prensa sendo antes interpostos 02 (dois) frisos metálicos curvos ao longo de suas geratrizes de apoio superior e inferior;
- 3- Verificação do alinhamento dos frisos superior e inferior;
- 4- Aplicação de uma leve carga, de modo a manter o corpo de prova em posição de início de ensaio;
- 5- Aplicação progressiva da carga até a ruptura do corpo de prova;
- 6- Com o valor da carga de ruptura (F) já corrigida pela constante da prensa, foi calculada a resistência à tração por compressão diametral, através da EQ. 3.1.

$$RT = \frac{2F}{100\pi DH}$$

EQ 3.1

Onde:

RT – Resistência à tração estática, MPa;

F – Carga de ruptura, N;

D – Diâmetro do corpo de prova, cm;

H – Espessura do corpo de prova, cm.

A FIG. 3.11 apresenta um ensaio de resistência à tração por compressão diametral realizado no laboratório do IPR.



FIG. 3.11: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral estática.

3.5.1.2 Ensaio de compressão diametral sob carregamento repetido

O equipamento utilizado no laboratório de solos e asfalto do IME para a realização dos ensaios de módulo de resiliência e de fadiga, esquematizado na FIG. 3.12, é composto de um sistema pneumático de carregamento que permite a aplicação de uma carga vertical repetida no corpo-de-prova. Um temporizador eletrônico acoplado ao sistema controla o tempo de atuação da pressão do ar e a frequência de aplicação da carga. Os deslocamentos horizontais são medidos por dois transdutores mecânico-eletromagnéticos do tipo LVDT (linear variable differential transformer) conectados lateralmente à amostra cujos valores são armazenados por um sistema de aquisição de dados. O equipamento possui ainda um sistema automático de controle de temperatura.

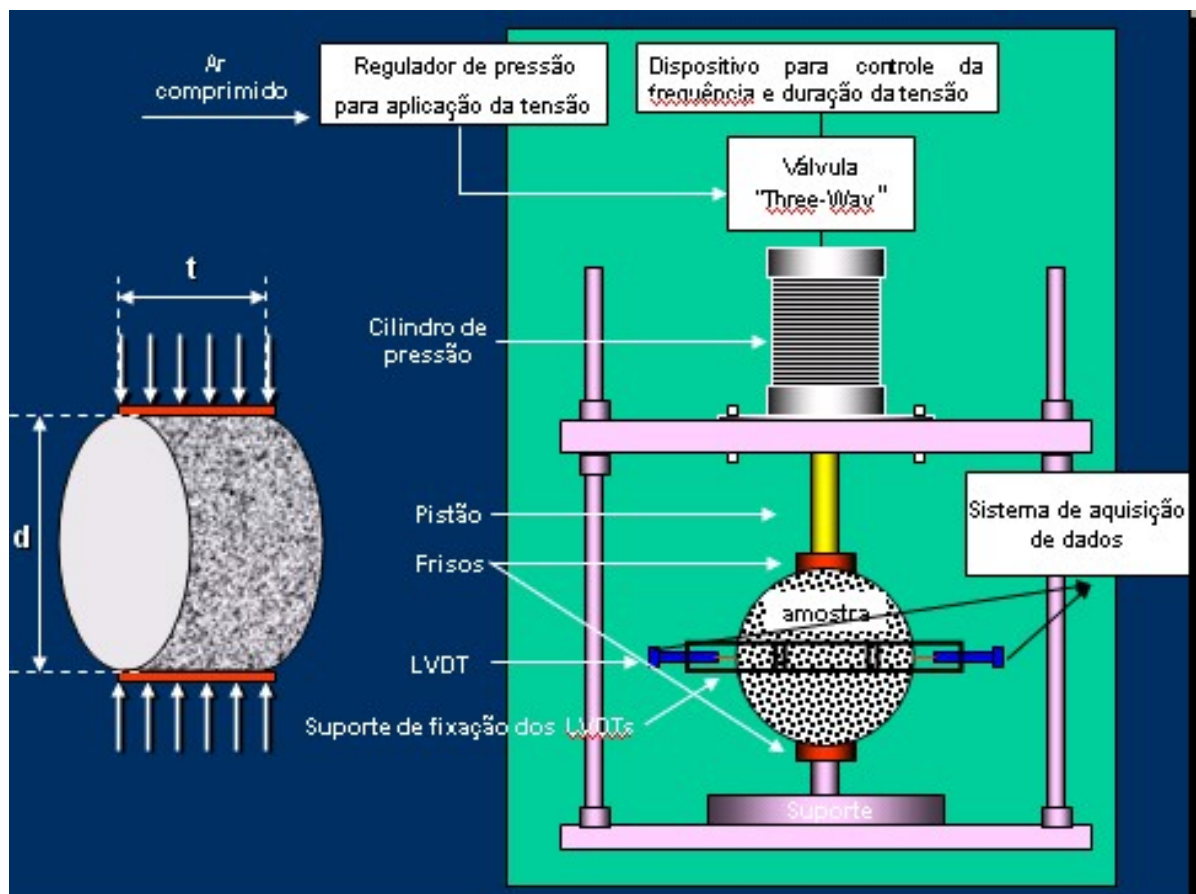


FIG. 3.12: Representação esquemática do equipamento para ensaios de compressão diametral sob carregamento repetido (VIEIRA, 2004).

O tempo de aplicação do carregamento, segundo QUEIRÓZ & VISSER (1978), influencia o valor do módulo de resiliência devido ao fato dos revestimentos asfálticos apresentarem comportamento visco-elástico. Um grande acréscimo no tempo de aplicação da carga pode levar a uma diminuição do módulo de resiliência e, portanto, sua especificação é de fundamental importância. Atualmente, a maior parte dos equipamentos têm adotado uma frequência de aplicação do carregamento igual a 1 Hz, sendo 0,1 s o tempo de carga e 0,9 s o tempo de repouso.

A FIG. 3.13 apresenta o equipamento para ensaios de compressão diametral sob carregamento repetido do Instituto Militar de Engenharia.



FIG. 3.13: Equipamento do IME.

3.5.1.2.1 Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral

Para a execução desse ensaio os corpos-de-prova devem ser posicionados conforme indicado na FIG. 3.14, ou seja, na mesma posição do ensaio de resistência à tração por compressão diametral estática.

Por orientação do laboratório do IPR, o método de ensaio DNER – ME 133/94 não foi seguido para a realização dos ensaios de módulo resiliente, pois tal método de ensaio preconiza que, na fase de condicionamento, sejam aplicados 200 (duzentos) vezes uma carga vertical F , diametralmente no corpo de prova, de modo a se obter uma tensão de tração (σ_T) menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. Estudos e pesquisas apontam que um número exagerado de aplicações de carga pode causar microfissuras na amostra capazes de interferir no resultado do ensaio.

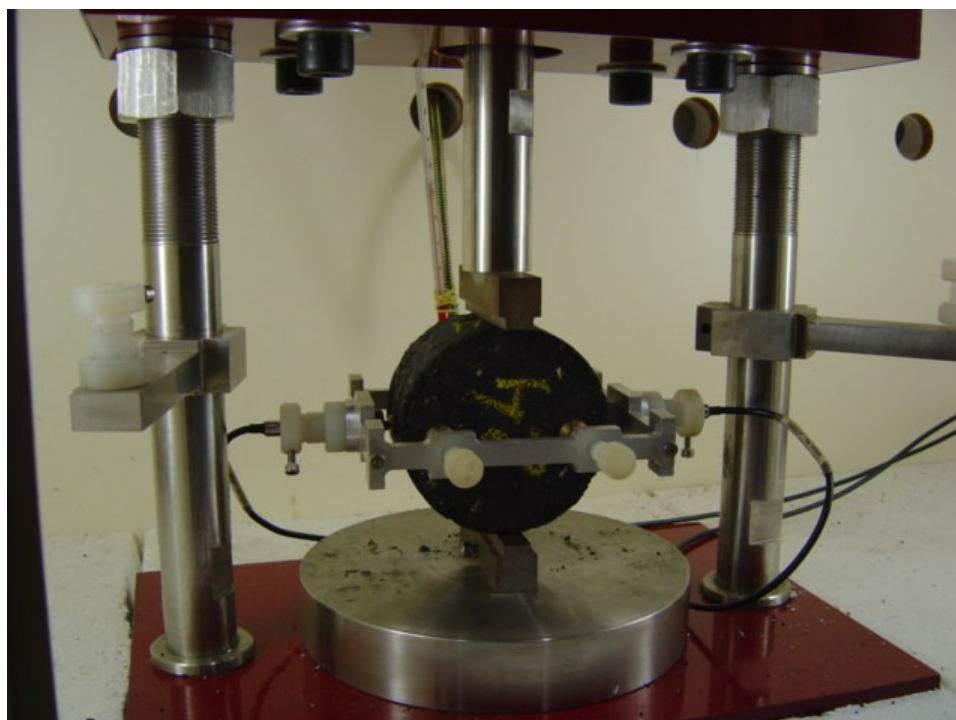


FIG. 3.14: Ensaio de módulo de resiliência.

Para o cálculo do módulo de resiliência, o equipamento do Instituto Militar de Engenharia foi configurado para realizar três ciclos com apenas 5 (cinco) golpes de condicionamento e mais 10 (dez) golpes para a determinação do módulo resiliente. O software do equipamento, calcula automaticamente o módulo resiliente através da EQ. 3.2 e o resultado final é a média aritmética dos três ciclos. Todas as considerações sobre o funcionamento do equipamento e do software são apresentadas em VIANNA (2002).

$$MR = \frac{F}{100 \Delta H} \times (0,9976 \mu + 0,2692) \quad \text{EQ 3.2}$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, MPa;

F – Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova, N;

Δ – Deformação elástica ou resiliente horizontal correspondente à carga aplicada, cm;

H – Altura do corpo de prova, cm;

μ – Coeficiente de Poisson (geralmente adota-se $\mu = 0,30$).

Os ensaios foram executados nas seguintes etapas:

1- Colocação dos corpos-de-prova no interior da capela ajustada para a temperatura de ensaio por pelo menos duas horas antes do início do ensaio;

2- Posicionamento do corpo de prova no interior do suporte para fixação dos LVDTs, conforme a FIG. 3.15;

3- Colocação do corpo-de-prova sobre a base do equipamento sendo antes interpostos 02 (dois) frisos metálicos curvos ao longo de suas geratrizes de apoio superior e inferior;

4- Verificação da posição dos LVDTs, que devem estar aproximadamente na metade da altura do corpo-de-prova e com o suporte de fixação paralelo à base do equipamento;

5- Verificação do alinhamento dos frisos superior e inferior.



FIG. 3.15: Detalhe do suporte para fixação dos LVDTs.

3.5.1.2.2 Ensaio de fadiga por compressão diametral

Para a realização do ensaio de fadiga o corpo de prova foi colocado na mesma posição do ensaio para determinação do módulo de resiliência, retirando-se somente os LVDTs e o seu suporte de fixação. A FIG. 3.16 mostra um ensaio de fadiga em andamento realizado no Instituto Militar de Engenharia.

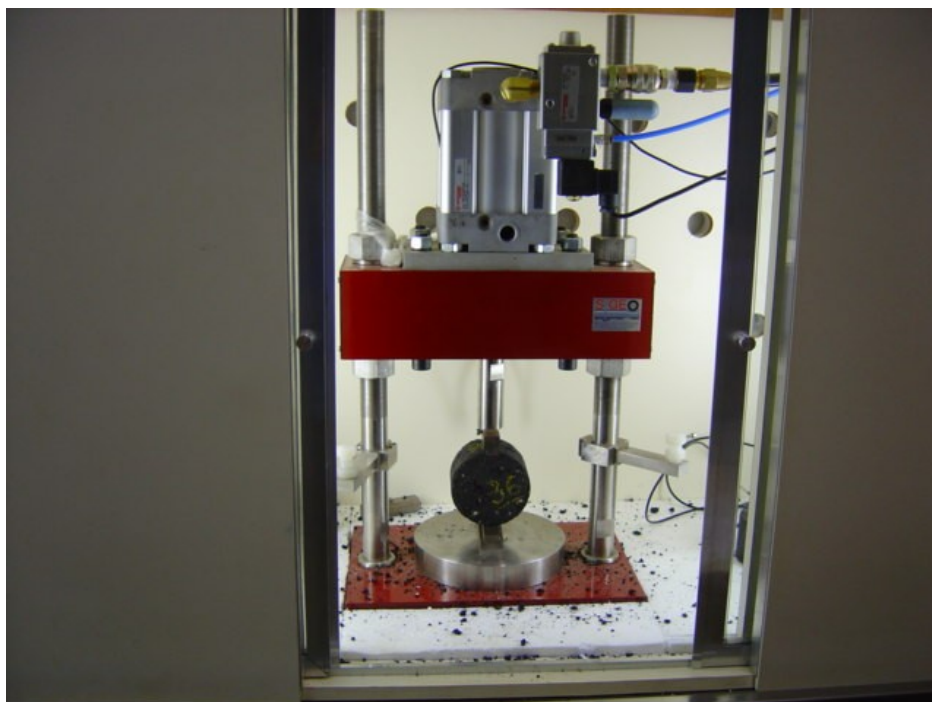


FIG. 3.16: Ensaio de fadiga em andamento.

Os ensaios de fadiga foram realizados sem fase de condicionamento e sob tensão controlada, com uma frequência de 60 aplicações por minuto e 0,1 s de duração do carregamento repetido. Os ensaios foram realizados à 25°C após os corpos-de-prova terem sido mantidos nesta temperatura, no interior da capela, por 02 (duas) horas.

Determinou-se o número de repetições necessárias à ruptura completa do corpo de prova correspondentes a níveis de carregamento de 10% a 40% da resistência à tração estática. Foram ensaiados 02 (dois) corpos-de-prova para cada nível de tensão atuante - σ_T (10%, 20%, 30% e 40% da resistência à tração), totalizando oito corpos-de-prova para cada combinação diferente de energia e temperatura de compactação.

Para o início do ensaio, o software do equipamento solicita o valor da resistência à tração e a porcentagem desta desejada. Com isso é calculada a carga F que deve ser aplicada para obter-se este nível de tensão, conforme a EQ. 3.3.

$$F = \frac{100\pi DH}{2} \times (\%RT) \quad \text{EQ 3.3}$$

Onde:

F – Carga aplicada, N;

RT – Resistência à tração estática, MPa;

D – Diâmetro do corpo de prova, cm;

H – Altura do corpo de prova, cm.

O programa calcula também a diferença de tensões ($\Delta\sigma$) e a deformação resiliente inicial (ϵ_i) utilizando as EQ. 3.4 e 3.5, respectivamente.

$$\Delta\sigma = 4\sigma T = \frac{8F}{\pi DH} \quad \text{EQ 3.4}$$

Onde:

$\Delta\sigma$ – Diferença de tensões no centro do corpo de prova, kgf/cm²;

F – Carga aplicada, kgf;

D – Diâmetro do corpo de prova, cm;

H – Altura do corpo de prova, cm.

$$\epsilon_i = \frac{(\%RT)}{MR} \quad \text{EQ 3.5}$$

Onde:

ϵ_i – Deformação resiliente inicial;

RT – Resistência à tração estática, kgf/cm²;

MR – Módulo de resiliência, kgf/cm².

O ensaio de fadiga dá-se por finalizado após a ruptura completa do corpo de prova, conforme indicado na FIG. 3.17. Portanto, a vida de fadiga (N) determinada é o número total de aplicações da carga repetida necessário à fratura completa da amostra.

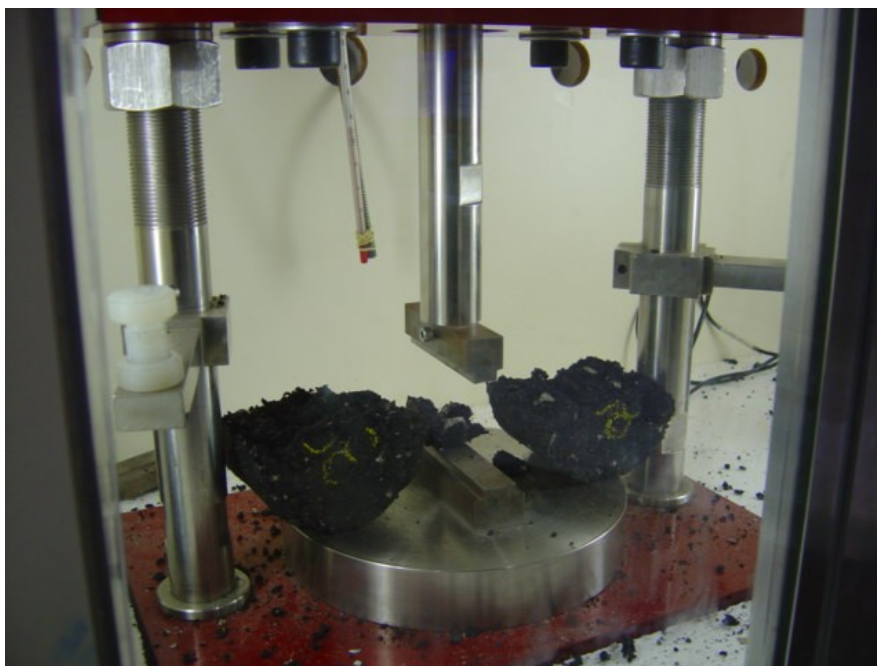


FIG. 3.17: Ensaio de fadiga finalizado.

3.7 Degradação Marshall

Com o objetivo de verificar uma possível degradação dos agregados devido à moldagem com diferentes energias e temperaturas de compactação, foram calculados os índices de degradação Marshall e as granulometrias, após compactação, das combinações moldadas na faixa B com energias de 60 e 90 golpes por face e temperaturas de 90°C, 140°C e 160°C. Com a granulometria de cada combinação após a compactação foi possível verificar se suas curvas

granulométricas ainda se enquadravam nos limites observados para a faixa B. Outra razão para o estudo da degradação dos agregados foi o fato do ensaio de abrasão Los Angeles ter sido elevado (48%).

O método de ensaio DNER – ME 401/99 propõe dois procedimentos distintos: com ou sem ligante. No método com ligante é realizada a moldagem de corpos-de-prova de concreto asfáltico com teor de ligante e granulometria dos agregados fixos. O teor de ligante adotado é de 5%, em peso, os agregados obedecem a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 1" (25 mm), 3/4" (19 mm), 3/8" (9,5 mm), N°4 (4,8 mm), N°10 (2 mm), N°40 (0,42 mm) e N°200 (0,075 mm) e a energia de compactação empregada é de 50 golpes do soquete Marshall, por face. O procedimento sem ligante prevê a compactação das amostras com a mesma energia, porém sem o uso de ligante como o nome já indica e conseqüentemente, sem a moldagem de corpos-de-prova. Por motivos óbvios, adotou-se o procedimento com ligante para a análise da degradação Marshall dos corpos-de-prova moldados.

A TAB. 3.11 apresenta a granulometria padrão das amostras de agregados adotada pelo método de ensaio para a moldagem dos corpos-de-prova.

TAB. 3.11: Granulometria dos agregados para o ensaio de degradação Marshall

Peneiras	% de material retido	Quantidade (g)
25,4 mm – 19 mm	15	180
19 mm – 9,5 mm	20	240
9,5 mm – N°4	15	180
N°4 – N°10	15	180
N°10 – N°40	15	180
N°40 – N°200	15	180
< N°200	5	60
Total	100	1200

Fonte: DNER – ME 401/99.

Os índices de degradação dos agregados foram calculados segundo o método de ensaio DNER – ME 401/99 e pelo procedimento proposto pelo Profº Salomão Pinto e pela Engª Dilma Guarçoni. No primeiro, o cálculo foi feito considerando as diferenças entre a granulometria após compactação Marshall e a granulometria original somente para as peneiras 3/4" (19 mm), 3/8" (9,5 mm), N°4 (4,8 mm), N°10 (2 mm), N°40 (0,42 mm) e N°200 (0,075 mm), conforme indicado na TAB. 3.12. Pelo

procedimento proposto, o cálculo foi realizado considerando os deslocamentos em todas as peneiras.

Vale ressaltar ainda que não foram moldados corpos-de-prova conforme especificados no método de ensaio, mas sim os utilizados nos ensaios de módulo de resiliência. Acredita-se que, a utilização de corpos-de-prova moldados conforme o projeto de dosagem da mistura que será executada em campo seja mais coerente.

As combinações com energia de 30 golpes por face da faixa B e todas as combinações da faixa C não foram ensaiadas devido ao fato da energia de compactação ser baixa e a granulometria ser mais fina do que a da faixa B, respectivamente.

TAB. 3.12: Planilha de cálculo do índice de degradação Marshall pela DNER–ME 401/99

Peneiras	% Passando nas peneiras					
	Granulometria	Granulometria após compactação Marshall				
	Original	AM1	AM2	AM3	Média	D
19 mm	85%					
9,5 mm	65%					
Nº4	50%					
Nº10	35%					
Nº40	20%					
Nº200	5%					
Fonte: DNER – ME 401/99.					$\sum D =$	
					$ID = (\sum D)/6$	

A preocupação com a degradação MARSHALL das combinações de moldagem permitiu constatar se a degradação dos agregados da mistura foi um fator determinante ou não nos resultados dos ensaios mecânicos realizados.

Para o cálculo dos índices de degradação e a determinação das curvas granulométricas de cada combinação após compactação foram seguidos os seguintes procedimentos:

- 1- Desmanche de dois corpos-de-prova submetidos ao ensaio de módulo de resiliência para cada combinação de energia e temperatura;
- 2- Quarteamento;
- 3- Extração do ligante através do uso do equipamento Rotarex, segundo os procedimentos descritos no método de ensaio DNER – ME 053/94;

4- Realização do ensaio de granulometria por peneiramento das amostras extraídas;

5- Cálculo dos índices de degradação e determinação das curvas granulométricas.

A extração do ligante foi realizada através do emprego do Rotarex uma vez que o interesse era analisar somente a granulometria da amostra. A FIG. 3.18 apresenta os agregados após a extração do ligante.



FIG. 3.18: Amostra após extração do ligante.

CARNEIRO (1980) realizou interessante estudo sobre a degradação dos agregados nas camadas de base de brita graduada e de revestimento de concreto asfáltico no qual analisa a literatura existente relativa a especificações, estudos e ensaios referentes à degradação de agregados empregados nas camadas dos pavimentos e descreve os estudos realizados em trechos experimentais de base de brita graduada e de revestimento de concreto asfáltico, construídos na rodovia BR-040 (Rio de Janeiro-Juiz de Fora), com agregados apresentando desgaste Los Angeles em torno de 70%, ou seja, bem superior aos 48% apresentados pelos agregados utilizados neste estudo.

Os estudos duraram vários meses, durante os quais os trechos experimentais foram submetidos à compactação exagerada com rolo vibratório e à ação do tráfego intenso e pesado. A coleta de amostras do trecho experimental para o estudo da degradação dos agregados do revestimento de concreto asfáltico foi feita da seguinte maneira:

- a) Foram retiradas 6 amostras logo após o espalhamento e antes do início da compactação. Posteriormente estas amostras foram compactadas em laboratório segundo o método Marshall, sendo que, duas amostras com energia de 25 golpes, duas amostras com 55 golpes e as duas últimas com 75 golpes;
- b) Após 7 dias de compactação pelo tráfego, foram retiradas 3 amostras de cada um dos sub-trechos na posição correspondente à trilha da roda interna, considerada aproximadamente a 0,90 m do eixo da pista;
- c) Após 1, 2, 6, 12 e 18 meses de ação de tráfego intenso e pesado repetiu-se a extração de amostras.

A granulometria da mistura enquadrou-se na faixa B para a moldagem dos corpos-de-prova com diferentes energias de compactação. Para o cálculo dos índices de degradação foram utilizadas as diferenças entre a granulometria final e a original nas peneiras 3/4", 3/8", N°4, N°10, N°40, N°80 e N°200. De posse desses resultados, o pesquisador comparou os índices de degradação após a exposição ao tráfego e após a compactação Marshall e sugeriu que para as camadas de revestimento de concreto asfáltico deve-se determinar o índice de degradação após

submeter a amostra da mistura à compactação Marshall com energia de 25 golpes por face, limitando-o a um valor máximo de 6%. A TAB. 3.13 apresenta os resultados obtidos para agregados de duas pedreiras distintas P-14 (Los Angeles 65%) e P-45 ou Paredão (Los Angeles 80%).

Os resultados evidenciaram que o índice de degradação na pista (após a exposição ao tráfego) foi muito reduzido apresentando um valor máximo de 3,7 e, portanto, segundo CARNEIRO (1980), desprezível. Quanto à degradação após a compactação Marshall, pode-se concluir que mesmo para apenas 25 golpes por face, o índice de degradação mostrou-se superior ao da pista.

TAB. 3.13: Resultados após exposição ao tráfego e após compactação Marshall

Índices de degradação MARSHALL			
Pedreira		P-14	P-45
			(Paredão)
Exposição ao tráfego (mês)	1	2,4	0,7
	2	1,3	-0,3
	6	0,9	-0,4
	12	2,0	1,4
	18	3,7	-1,8
Número de golpes	25	2,7	4,0
	55	3,4	6,1
	75	6,4	5,0

Fonte: CARNEIRO, 1980.

MACEDO et. al (1987) apresentaram os resultados de um estudo desenvolvido em laboratório, com concreto asfáltico, com a utilização de agregados graúdos

resultantes de britagem de rochas graníticas (LA 20%), calcárias (LA 43%) e concreções lateríticas (LA 41%) misturados a um agregado miúdo e um fíler de modo a proporcionar misturas com granulometrias contínua e descontínua todas enquadradas na faixa B do DNER. As misturas asfálticas foram dosadas segundo o método Marshall com 50 golpes por face para o estudo da degradação após a compactação. Após a moldagem, foi efetuada a extração de ligante dos corpos-de-prova pelo Rotarex e determinada as granulometrias para cada uma das amostras e comparadas com as originais. Os índices de degradação calculados são apresentados na TAB. 3.14.

TAB. 3.14: Índice de degradação Marshall

Índice de Degradação	Agregado Graúdo		
	Granítico	Calcário	Laterítico
Granulometria Contínua	-0,6	0,1	0,8
Granulometria Descontínua	-0,06	0,9	5,5

Fonte: MACEDO et al., 1987.

Os pesquisadores concluíram que tanto as misturas com granulometria contínua quanto as misturas com granulometria descontínua apresentaram índice de degradação aceitável, com os deslocamentos ocorrendo dentro da faixa na qual foi projetada a mistura, sendo que as misturas com granulometria contínua foram menos susceptíveis a degradação do que as misturas descontínuas.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos parâmetros volumétricos e dos ensaios mecânicos realizados para as combinações de energia e temperatura de compactação das faixas B e C. São apresentados também os resultados do estudo de degradação dos agregados após compactação das combinações moldadas na faixa B com energias de 60 e 90 golpes por face e temperaturas de 90°C, 140°C e 160°C.

Os resultados são analisados com o auxílio de gráficos que mostram o comportamento dos concretos asfálticos em função da variação da energia e da temperatura de compactação. Por último, procura-se verificar se o aumento da energia de compactação foi capaz de reverter os prejuízos causados aos concretos asfálticos quando compactados em temperaturas fora do intervalo previsto nas especificações.

4.2 Parâmetros volumétricos

São apresentados a seguir os parâmetros volumétricos obtidos nos ensaios de caracterização dos corpos-de-prova moldados sob diferentes energias e temperaturas de compactação para cada faixa granulométrica.

Foram moldados em média 13 corpos-de-prova para cada combinação de moldagem na faixa B e 12 na faixa C, totalizando assim 191 corpos-de-prova. As fichas completas da caracterização dos corpos-de-prova constam do apêndice 1. Vale ressaltar ainda que, fora os 191 corpos-de-prova ensaiados, foram moldados ainda: 18 corpos-de-prova para a determinação dos teores ótimos (9 para cada faixa granulométrica) e 15 corpos-de-prova na faixa B com 60 golpes a 120°C que foram deixados de lado devido a pouca variação da densidade.

• Faixa B

A TAB. 4.1 apresenta os parâmetros volumétricos obtidos para as combinações de moldagem nesta faixa granulométrica. Os “GC” foram calculados em relação à densidade aparente para a combinação considerada referência (60 golpes a 140°C). A densidade aparente média de referência (2,400) pouco variou em relação à obtida no projeto de dosagem da mistura na mesma faixa (2,396), conforme indicado na TAB. 3.9 do capítulo anterior. Esse aspecto comprova a uniformização dos procedimentos utilizados na moldagem dos corpos-de-prova.

TAB. 4.1: Parâmetros volumétricos – Faixa B

EC (Golpes)	TC (°C)	Densidade Aparente			% Vazios			“GC”		
		Média	S	C.V %	Média	S	C.V %	Média	S	C.V %
30	90	2,331	0,015	0,64	6,236	0,600	9,63	97,1%	0,622	0,64
	140	2,370	0,007	0,32	4,658	0,300	6,45	98,7%	0,311	0,32
	160	2,376	0,005	0,22	4,422	0,209	4,72	99,0%	0,216	0,22
60	90	2,360	0,013	0,54	5,065	0,511	10,09	98,3%	0,529	0,54
	140	2,400	0,011	0,47	3,442	0,456	13,25	100,0%	0,472	0,47
	160	2,407	0,006	0,26	3,180	0,256	8,05	100,3%	0,265	0,26

90	90	2,364	0,013	0,56	4,899	0,531	10,83	98,5%	0,550	0,56
	140	2,419	0,005	0,22	2,692	0,210	7,82	100,8%	0,218	0,22
	160	2,427	0,006	0,26	2,355	0,250	10,61	101,1%	0,259	0,26
				%						

Obs: EC – Energia de Compactação (golpes por face); TC – Temperatura de Compactação; S – Desvio Padrão e C.V – Coeficiente de Variação.

Pode-se observar que as densidades aparentes médias variaram entre 2,331 e 2,427 e, conseqüentemente, o “GC” entre 97,1% e 101,1%. Os vazios médios variaram entre 2,335% e 6,236% (variação de até 167%), ficando algumas combinações portanto, fora do intervalo especificado de 3-5%. Quanto ao grau de compactação é interessante ressaltar dois aspectos principais. Primeiro, o fato de todas as combinações apresentarem “GC” maiores do que 97%, mínimo previsto nas especificações de execução dos concretos asfálticos, inclusive para a pior combinação de moldagem (30 golpes por face a 90°C). E o segundo que, para as combinações 60 golpes a 160°C, 90 golpes a 140°C e 160°C, os “GC” foram superiores a 100% o que, segundo ROBERTS et al. (1996), deve ser evitado devido a possibilidade de formação prematura de trilhas de roda que invariavelmente ocasionam a diminuição da vida de serviço do pavimento.

A FIG. 4.1 mostra que para a temperatura de 90°C, sem considerar a energia, as densidades aparentes obtidas foram inferiores às densidades alcançadas a 140°C (temperatura de projeto ou referência) e 160°C. Para a energia de 90 golpes, a compactação a 90°C só foi capaz de proporcionar à mistura uma densidade equivalente à da combinação de moldagem de 30 golpes à 140°C. Portanto, para as condições de laboratório, o simples aumento da energia de compactação não foi capaz de reverter os “prejuízos” provocados nos parâmetros volumétricos de uma mistura compactada em baixas temperaturas (90°C). Em outras palavras, o aumento da energia não foi suficiente para que a mistura compactada a esta temperatura atingisse a densidade aparente de projeto.

Pela FIG. 4.2 verifica-se que na temperatura de 90°C a redução dos vazios da mistura só ocorreu até que a energia de compactação atingisse um valor correspondente a 60 golpes, pois o incremento no esforço de compactação de 60 para 90 golpes por face, produziu pouco ou nenhum acréscimo na densidade.

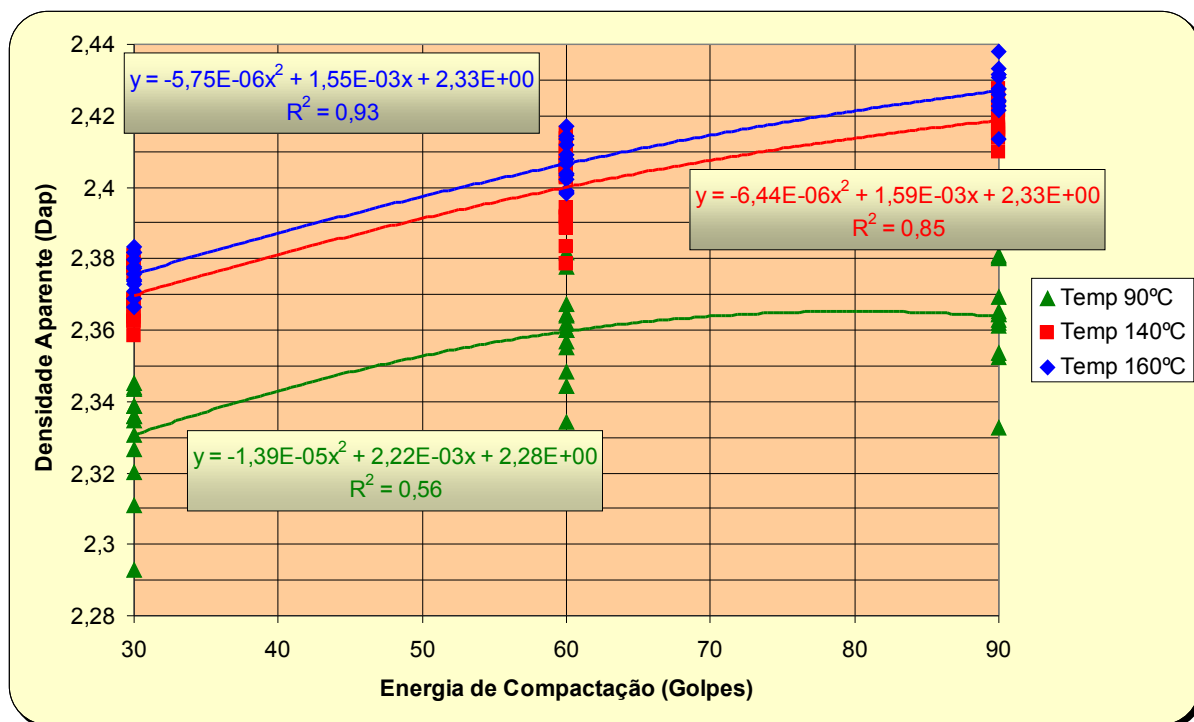


FIG. 4.1: Densidade aparente x energia de compactação – Faixa B.

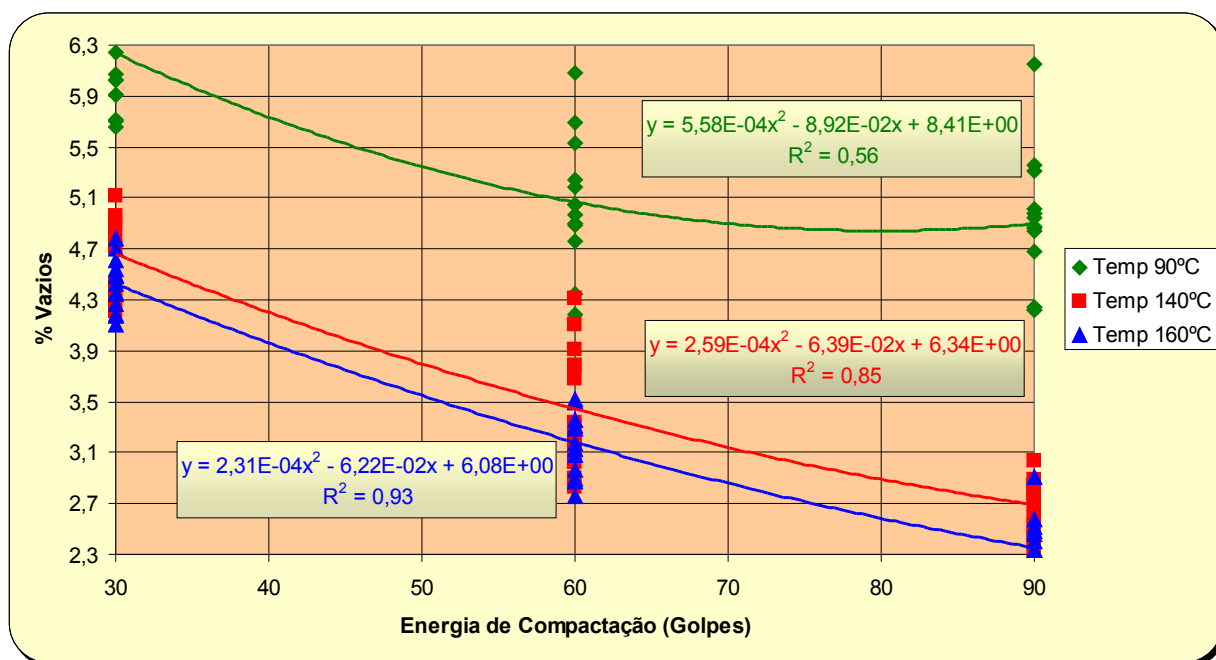


FIG. 4.2: Vazios x energia de compactação – Faixa B.

A FIG. 4.3 apresenta a tendência do comportamento da densidade em função das temperaturas de compactação. Para temperaturas entre 100°C e 120°C, as combinações moldadas com 90 golpes apresentariam densidades semelhantes às compactadas com 60 golpes e em temperaturas 10°C inferiores. Essa tendência, se confirmada, significa que para um certo intervalo de temperatura de compactação é possível aumentar a densidade da mistura com o aumento da energia de compactação. No caso específico da temperatura de 120°C, o aumento da energia de compactação seria capaz de fazer a mistura atingir a densidade de projeto (60 golpes a 140°C).

Para as temperaturas de 140°C e 160°C, as densidades e os vazios apresentaram comportamentos bastante semelhantes em relação à variação do número de golpes, sendo verificado maiores densidades para esta última. Para energias entre 60 e 90 golpes, a diminuição dos vazios mostrou-se menos acentuada do que a ocorrida entre 30 e 60 golpes. Nota-se ainda uma tendência de estabilização na densidade para energias superiores a 90 golpes.

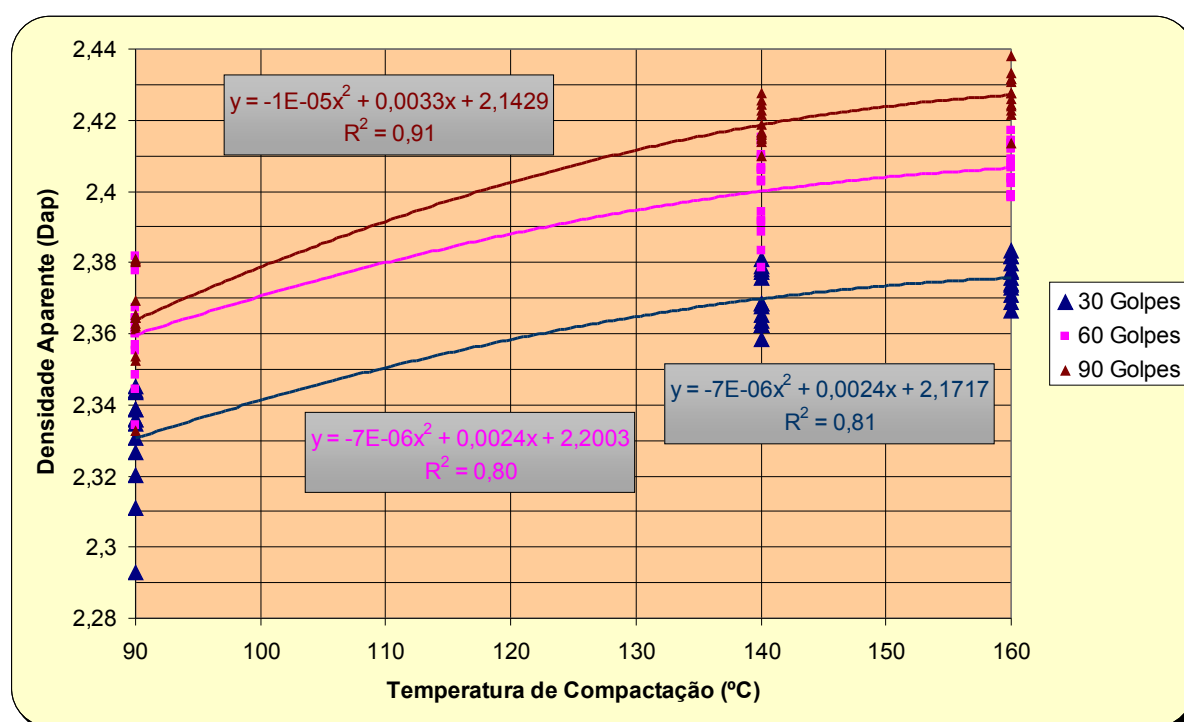


FIG. 4.3: Densidade aparente x temperatura de compactação – Faixa B.

Vale ressaltar que, apesar das combinações com 140°C e 160°C terem apresentado comportamentos semelhantes quanto às principais propriedades volumétricas, todos os corpos-de-prova moldados à 160°C apresentaram “exsudação”. A “exsudação” notada foi decorrente da elevada temperatura de compactação e não devido ao excesso de ligante. Este defeito, como se sabe, é indesejável devido a questões de segurança uma vez que a mesma provoca redução na aderência entre o pneu e o revestimento.

Outro aspecto interessante observado durante a moldagem dos corpos-de-prova a 160°C foi que, aparentemente, a mistura não possuía uma boa capacidade de suporte devido à alta fluidez do asfalto. A facilidade em acomodar a mistura no interior do molde e o grande deslocamento do soquete no interior do molde logo após os primeiros golpes reforçaram tal suspeita. Considerando que no campo, diferentemente do laboratório, não há o confinamento da mistura pelo molde de compactação, é possível que uma mistura, do tipo desta estudada, compactada a esta temperatura não suporte o peso dos rolos compactadores e sofra escorregamentos e deformações laterais. Além do mais, a compactação em temperaturas excessivas geralmente provoca fissuramentos na massa.

A FIG. 4.4 mostra que as combinações com temperaturas de compactação de 140°C e 160°C apresentaram boas correlações entre a densidade e o logaritmo da energia de compactação. Contudo, para a temperatura de 90°C, a correlação foi baixa devido à dispersão das densidades aparentes.

A energia de compactação foi calculada pela EQ. 4.1:

$$E = \frac{P \times H \times N \times n}{V} \quad \text{EQ 4.1}$$

Onde:

E – Energia de compactação, kgf x cm/cm³;

P – Peso do soquete, (4,536 kg);

H – Altura de queda do soquete, (45,72 cm);

N – Número de face, (2);

n – Número de golpes por face;

V – Volume do corpo-de-prova padrão $\Phi=10,16$ cm e $h=6,35$ cm, (514, 81 cm³).

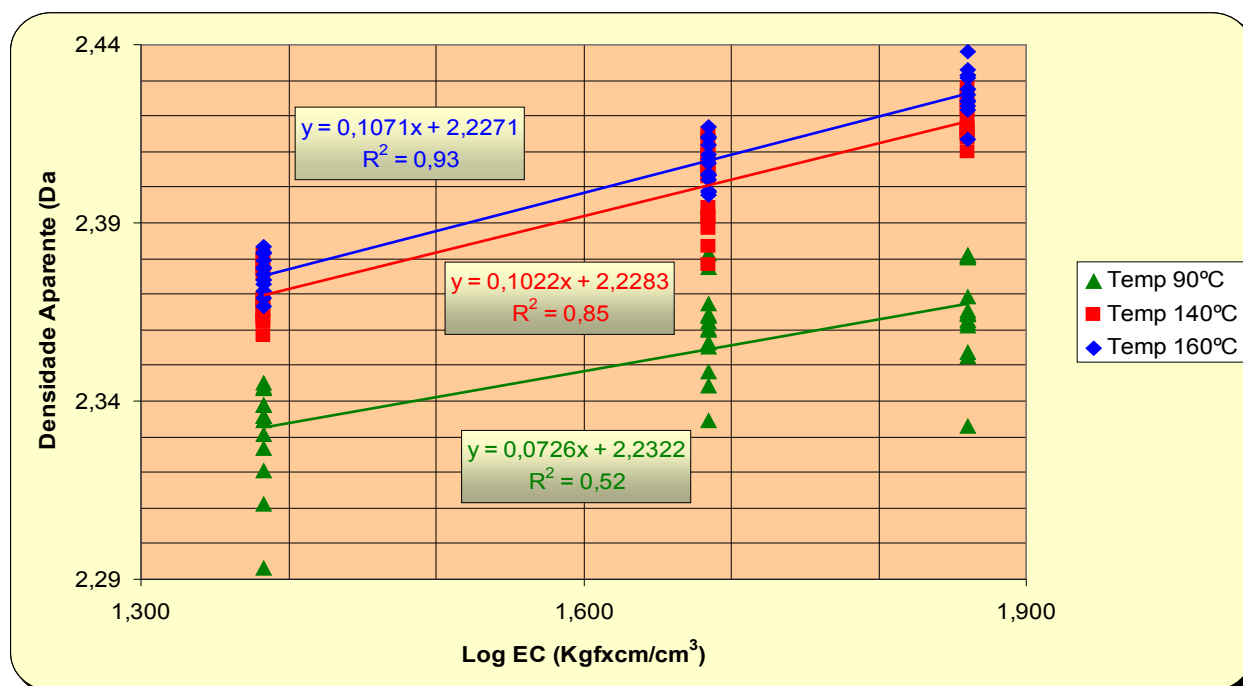


FIG. 4.4: Densidade aparente x logaritmo da energia de compactação – Faixa B.

TOSTICARELLI et al. (1981) e MOREIRA (1995) já afirmavam que durante o processo de compactação, tanto no campo quanto no laboratório, ocorria uma relação aproximadamente linear da densidade aparente e dos vazios com o logaritmo do número de passadas do rolo compactador (campo) ou do número de golpes por face (laboratório).

- **Faixa C**

A TAB. 4.2 apresenta os parâmetros volumétricos obtidos para esta faixa granulométrica. A densidade aparente média da combinação de projeto (2,390) foi praticamente a mesma obtida no projeto de dosagem da mistura para a faixa C (2,393), conforme indicado na TAB. 3.9 do capítulo anterior.

TAB. 4.2: Parâmetros volumétricos – Faixa C

		Densidade Aparente			% Vazios			“GC”		
		Média	S	C.V %	Média	S	C.V %	Média	S	C.V %
30	90	2,298	0,011	0,49	7,258	0,451	6,21	96,1%	0,468	0,49
	140	2,344	0,006	0,25	5,396	0,240	4,45	98,1%	0,249	0,25
60	90	2,330	0,012	0,50	5,944	0,467	7,86	97,5%	0,484	0,50
	140	2,390	0,007	0,28	3,539	0,269	7,60	100,0%	0,279	0,28
90	90	2,360	0,013	0,53	4,760	0,505	10,61	98,7%	0,524	0,53
	140	2,416	0,004	0,18	2,502	0,172	6,88	101,1%	0,178	0,18

As densidades aparentes médias variaram entre 2,298 e 2,416 e conseqüentemente, o “GC” entre 96,1% e 101,1% enquanto os vazios médios variaram entre 2,502% e 7,258% (variação de até 190%). Em termos de “GC”, a combinação de 30 golpes a 90°C foi a única com valor inferior a 97% enquanto a combinação de 90 golpes a 140°C apresentou “GC” superior a 100%. Outra observação pertinente é que tanto para a faixa B quanto para a faixa C, com apenas 30 golpes por face, sem considerar a temperatura, todas as combinações de moldagem (exceto para 30 golpes a 90°C na faixa C) apresentaram “GC” superiores a 97%. Esse comportamento é semelhante aos estudos de LEFEBVRE (1965) e KOELER (1991) que com apenas 20 golpes por face obtiveram “GC” superiores a 97% com um CAP 60/70 e 30/45, respectivamente.

Os “GC” mínimos alcançados neste estudo para as faixas B e C foram praticamente iguais ao valor mínimo apresentado por SOARES et al. (2001) para a temperatura de 90°C, cerca de 97%. Essa constatação nos leva a acreditar que mesmo com baixas temperaturas e energias de compactação, a compactação em laboratório com o compactador Marshall dificilmente alcançaria “GC” inferiores a 97%, que é o valor mínimo previsto nas especificações. Valendo-se do resultado do estudo de KHAN et al. (1998) que aponta o método de compactação através do compactador Marshall automático como o de pior desempenho na simulação da compactação em campo, podemos concluir que, talvez a compactação Marshall

conduza a densidades maiores do que efetivamente seriam alcançadas no campo quando compactadas com baixas energias e temperaturas de compactação.

A FIG. 4.5 mostra que, analogamente ao acontecido para a faixa B, as densidades aparentes à 90°C também foram inferiores às obtidas a 140°C. Vale ressaltar porém, que para esta faixa, as diferenças entre as densidades a 90°C e 140°C, independente do número de golpes por face, foram maiores quando comparadas às da faixa B, mostrando assim que a faixa C foi um pouco mais sensível à temperatura de compactação do que a faixa B.

O aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes por face também não foi suficiente para que uma mistura compactada à 90°C atingisse a densidade de projeto (60 golpes à 140°C).

A FIG. 4.6 mostra que para as temperaturas de compactação de 90°C e 140°C, os vazios decrescem com o aumento da energia de compactação. A partir de 90 golpes por face, a temperatura de 140°C apresentou uma tendência de estabilização dos vazios enquanto a temperatura de 90°C, por sua vez, indicou uma possibilidade de acréscimo de densidade para energias maiores.

A FIG. 4.7 apresenta a variação da densidade aparente com o logaritmo da energia de compactação dos corpos-de-prova moldados na faixa C. As correlações obtidas foram ainda melhores do que as da faixa B.

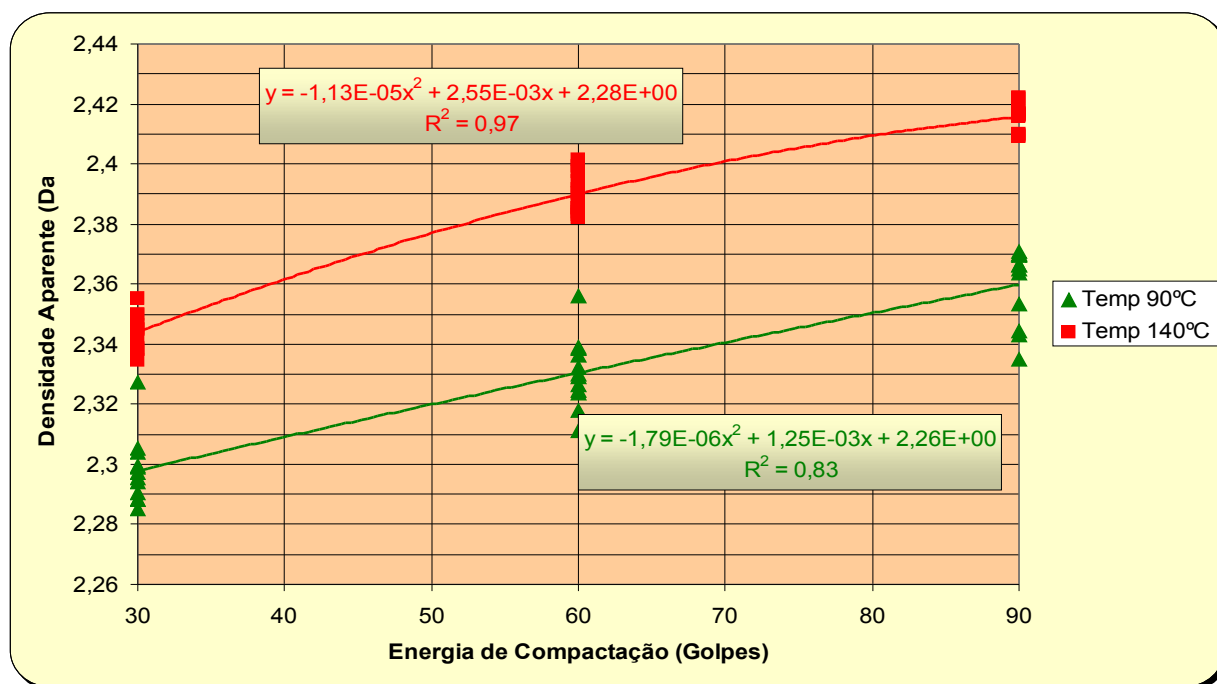


FIG. 4.5: Densidade aparente x energia de compactação – Faixa C.

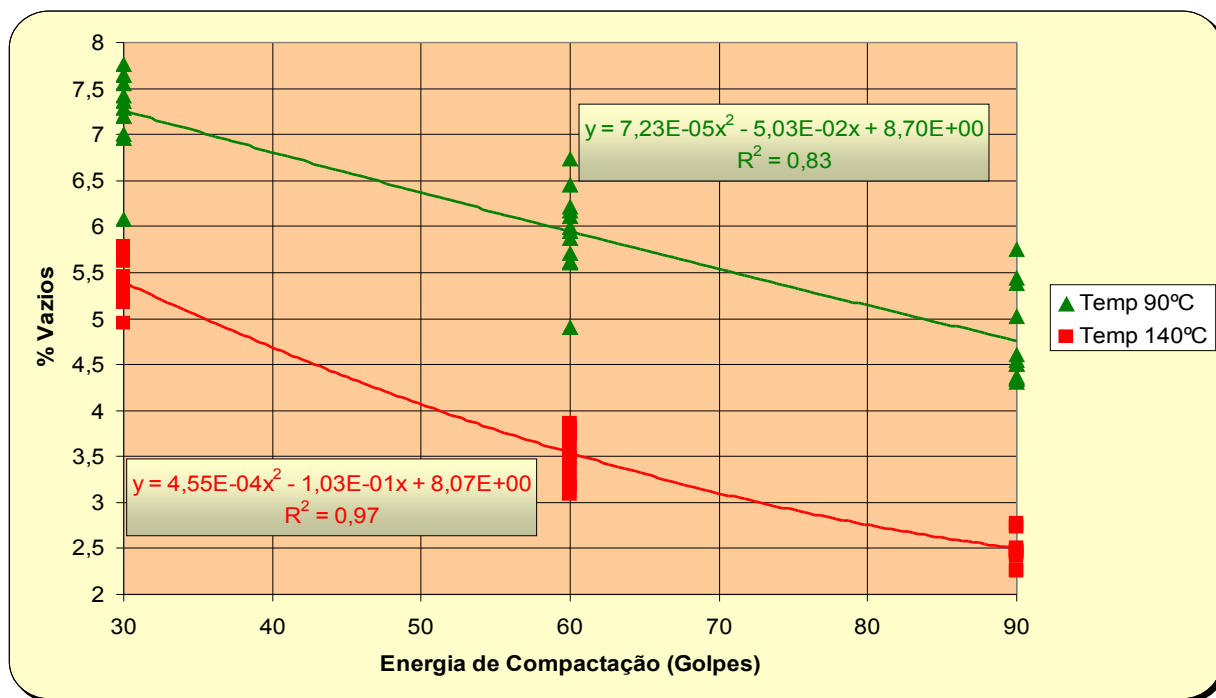


FIG. 4.6: Vazios x energia de compactação – Faixa C.

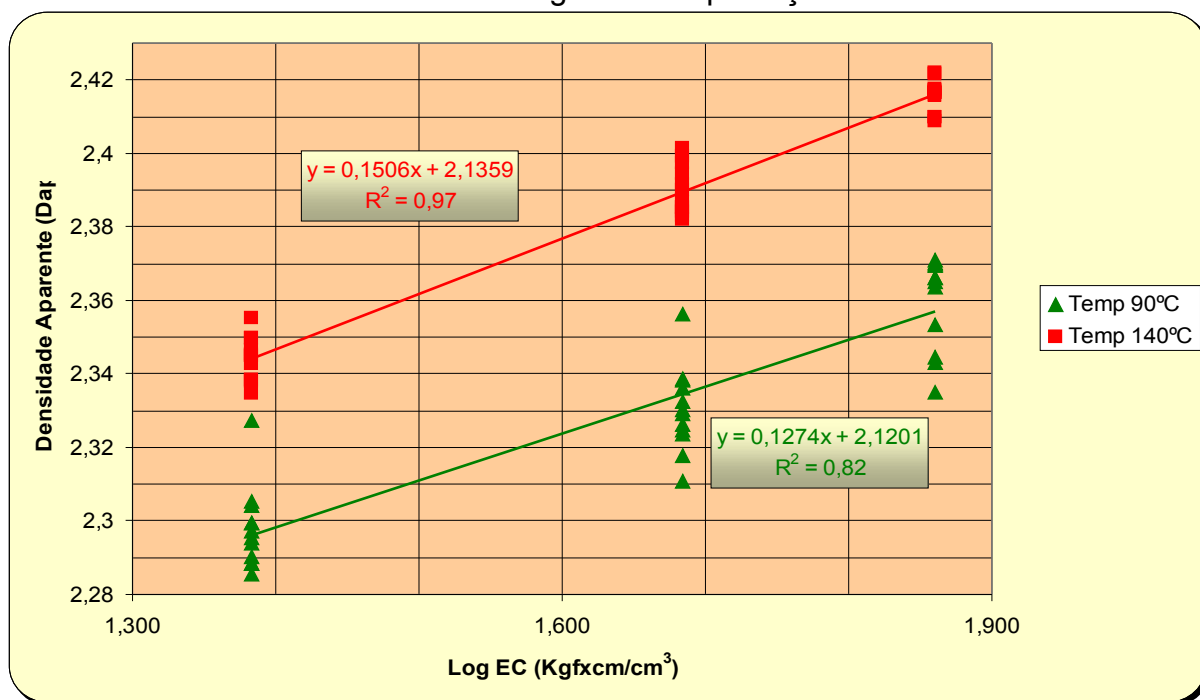


FIG. 4.7: Densidade aparente x logaritmo da energia de compactação – Faixa C.

Para avaliar somente a influência da temperatura de compactação nos parâmetros volumétricos, foi calculada, para cada nível de energia, a variação dos vazios ocorrida dentro do intervalo de temperatura investigado para cada faixa granulométrica. Ou seja, para a faixa B, intervalo de 90°C – 160°C, os vazios variaram 41% para uma energia de 30 golpes, 59% para 60 golpes e 108% para 90 golpes. Para a faixa C, intervalo de 90°C – 140°C, os vazios variaram 35% para 30 golpes, 68% para 60 golpes e 90% para 90 golpes.

Levando-se em conta que 90°C é uma temperatura extremamente baixa para a compactação de misturas asfálticas, pode-se concluir que a temperatura apresentou alguma influência no comportamento dos parâmetros volumétricos, mas não da forma como se esperava. Esse comportamento é semelhante aos relatados por BAHIA & HANSON (2000), que afirmam terem notado poucas mudanças na densidade para temperaturas entre 80°C e 155°C e por BAHIA (2000) e STUART (2000) que obtiveram propriedades volumétricas muito próximas para um amplo intervalo de temperatura de compactação.

As EQ. 4.2 e 4.3 apresentam duas regressões, feitas com o auxílio do programa Excel, visando estimar a densidade aparente e a porcentagem de vazios de concretos asfálticos a partir da energia (número de golpes por face) e da temperatura de compactação. Foram utilizados os dados de todos os corpos-de-prova moldados nas faixas B e C.

$$D_{ap} = 0,0008832 \times EC + 0,0009276 \times TC + 2,205 \quad \text{EQ 4.2}$$

Esta regressão foi obtida com 191 observações (n=191), apresentando $r^2 = 0,86$

$$\%V = -0,0356 \times EC - 0,0361 \times TC + 11,0199 \quad \text{EQ 4.3}$$

Esta regressão foi obtida com 191 observações (n=191), apresentando $r^2 = 0,87$

Onde:

D_{ap} – Densidade aparente;

$\%V$ – Porcentagem de vazios, em %;

EC – Energia de compactação (nº golpes por face);

TC – Temperatura de compactação, em °C.

Apesar de não ter sido investigado, é interessante a realização de um teste de hipótese para verificar se os parâmetros volumétricos observados são *estatisticamente* diferentes.

4.3 Propriedades Mecânicas

São apresentados a seguir os resultados dos ensaios mecânicos de resistência à tração, módulo de resiliência e resistência à fadiga realizados em corpos-de-prova moldados na faixa B e C. Foi considerada também a possibilidade de realização de ensaio de deformação permanente (Creep) para verificar o comportamento das diversas combinações de moldagem. Entretanto, devido ao fato de ainda não haver um consenso no meio técnico a respeito da execução e interpretação desse ensaio, foi descartada a sua inclusão.

4.3.1 Resistência à tração por compressão diametral

São apresentados na TAB. 4.3, os valores médios obtidos no ensaio de resistência à tração por compressão diametral à 25°C (RT) de 2 (dois) corpos-de-prova por combinação de moldagem para cada faixa granulométrica. Vale ressaltar que os resultados obtidos para cada par de corpos-de-prova foram muito próximos e, por essa razão, não se julgou necessário a realização de novos ensaios. De maneira geral, pode-se dizer que os valores da resistência à tração diminuíram com o aumento dos vazios.

TAB. 4.3: Resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral

EC (Golpes)	TC (°C)	Faixa B		Faixa C	
		RT (MPa)	% Vazios	RT (MPa)	% Vazios
30	90	0,76	6,236	0,57	7,258
	140	1,03	4,658	0,86	5,396
	160	1,06	4,422	-	-

60	90	1,10	5,065	0,69	5,944
	140	1,34	3,442	1,01	3,539
	160	1,29	3,180	-	-
90	90	0,91	4,899	0,98	4,760
	140	1,29	2,692	1,18	2,502
	160	1,28	2,355	-	-

A combinação de referência (60 golpes por face e 140°C) apresentou o maior valor para a resistência à tração dentre as combinações de moldagem na faixa B, enquanto na faixa C o maior valor foi observado para a combinação de 90 golpes e 140°C. Os menores valores observados nas duas faixas correspondem à combinação de 30 golpes por face a 90°C.

Para a faixa B, os valores de resistência à tração variaram entre 0,76 e 1,34 MPa, enquanto que para a faixa C os valores variaram entre 0,57 e 1,18 MPa. Os valores para uma mesma combinação de energia e temperatura de compactação variaram entre 9 e 59% de uma faixa granulométrica para outra, sendo que as combinações de moldagem na faixa B apresentaram valores superiores às da faixa C, com exceção para a combinação de 90 golpes a 90°C. A superioridade da faixa B é explicada pelos resultados de BROWN et al. (1990), que apontaram um aumento dos valores da resistência à tração e módulo de resiliência com o aumento do tamanho dos agregados.

Para mostrar de uma forma comparativa o efeito da variação da energia e da temperatura de compactação nesta propriedade mecânica, admitiu-se que os valores de resistência à tração apresentados pelas combinações com 30 golpes por face a 90°C das faixas B e C fossem equivalentes a RT_B e RT_C , respectivamente. A partir destes, expressaram-se os outros valores, $(RT_B)_i$ e $(RT_C)_i$, pelas relações $(RT_B)_i / RT_B$ e $(RT_C)_i / RT_C$, conforme apresentado na TAB. 4.4.

TAB. 4.4: Análise paramétrica dos resultados da resistência à tração

EC (Golpes)	TC (°C)	Faixa B	Faixa C
		$(RT_B)_i / RT_B$	$(RT_C)_i / RT_C$
30	90	1,00	1,00
	140	1,36	1,51
	160	1,39	-
60	90	1,45	1,21
	140	1,76	1,77
	160	1,70	-

90	90	1,20	1,72
	140	1,70	2,07
	160	1,68	-

Esta análise paramétrica mostrou que para a faixa B, cujos “GC” foram todos superiores a 97%, houve um aumento de até 76% em relação ao menor valor obtido no ensaio, enquanto que para a faixa C, o aumento foi de até 107%.

Analisando-se primeiramente a faixa B, a FIG. 4.8 mostra que o aumento da energia de 60 para 90 golpes por face, pouco influenciou o comportamento da resistência à tração, exceto para a temperatura de 90°C, que apresentou uma diminuição de aproximadamente 17% em relação ao valor obtido para 60 golpes por face. Assim, pode-se concluir que pelo menos para esta propriedade mecânica, o aumento da energia a partir do nível adotado no IPR para elaboração de projetos de misturas (60 golpes por face) não acarretou em valores maiores de RT e, muito menos, conseguiu fazer com que misturas compactadas a baixas temperaturas alcançassem resultados próximos de misturas compactadas em temperaturas mais elevadas.

Para os três níveis de compactação, 30, 60 e 90 golpes por face, o comportamento da resistência à tração foi semelhante para as temperaturas de 140°C e 160°C. Entretanto, como dito anteriormente, os corpos-de-prova apresentaram “exsudação” o que deve ser sempre evitado. Além disso, a experiência de campo tem mostrado que para temperaturas da ordem de 160°C, os concretos asfálticos se apresentam muito instáveis por ocasião do processo de compactação, tanto para rolos pneumáticos quanto de chapa.

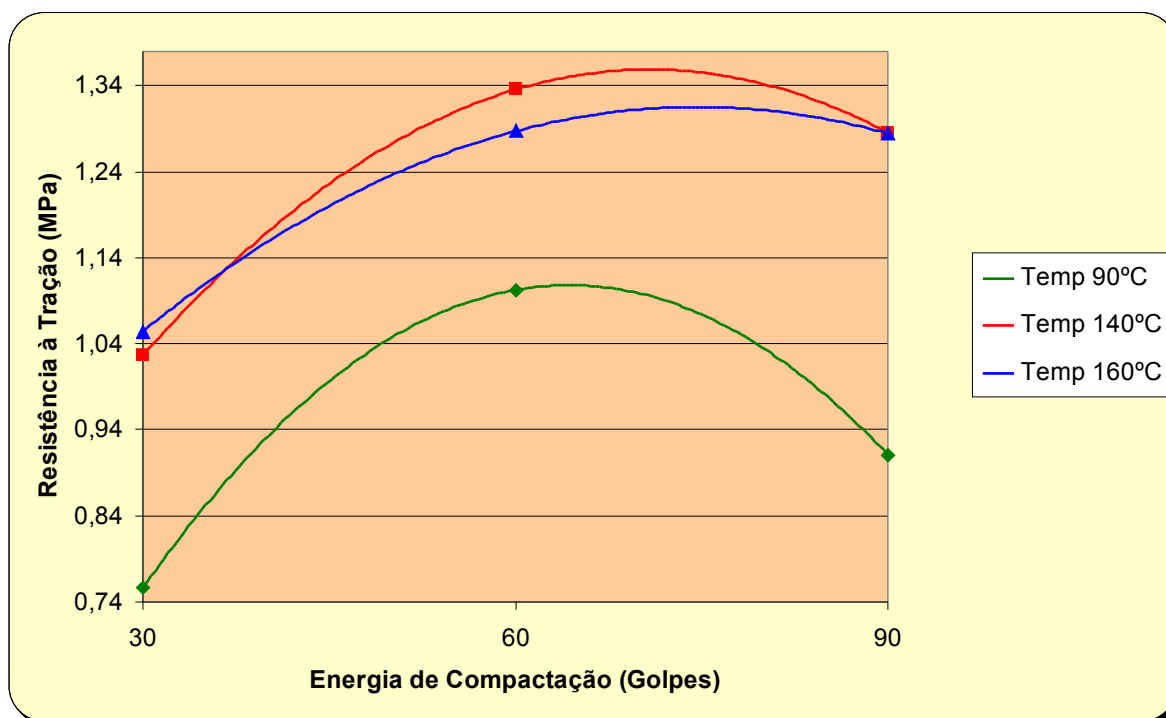


FIG. 4.8: Resistência à tração x energia de compactação – Faixa B.

Com relação à faixa C, a FIG. 4.9 mostra que para as duas temperaturas investigadas, o aumento da energia de compactação proporcionou um aumento da resistência à tração. No caso específico da temperatura de 90°C, foi verificado que o aumento da energia de 60 para 90 golpes resultou em uma resistência à tração muito próxima da observada para a combinação de referência (60 golpes a 140°C), ou seja, diferentemente do observado para a faixa B. Portanto, para esta faixa granulométrica, o aumento da energia de compactação resultou em grande melhora dessa propriedade mecânica.

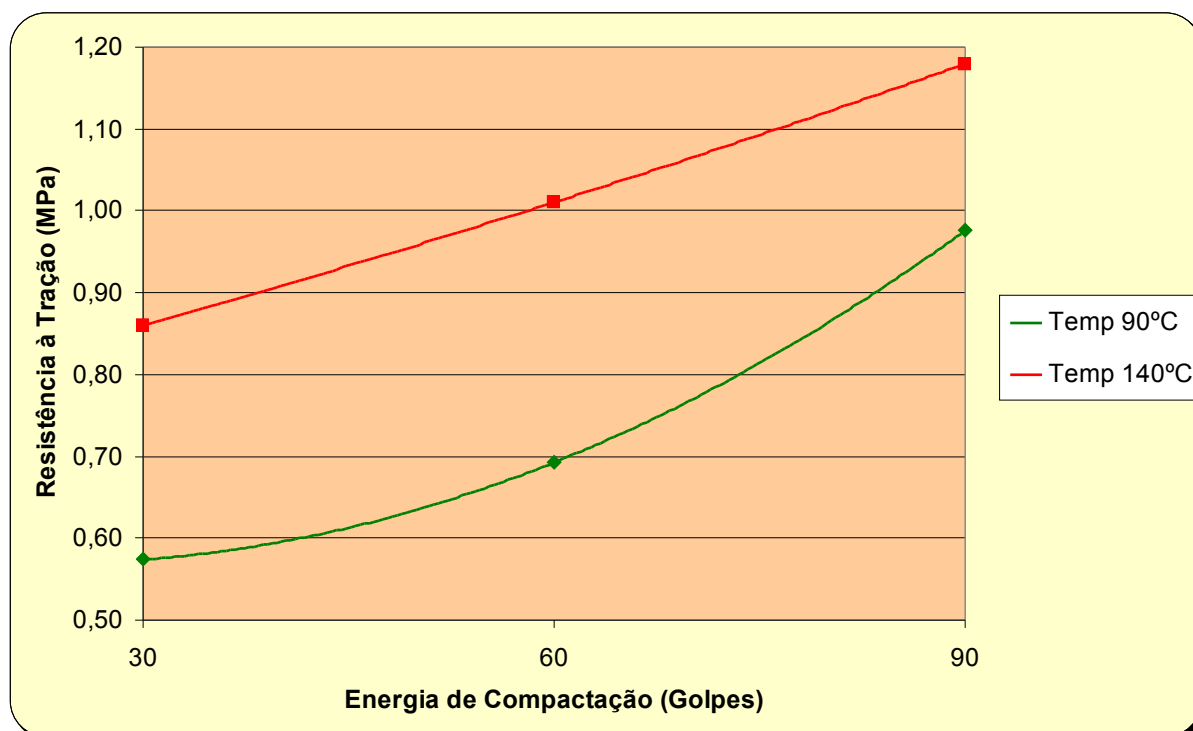


FIG. 4.9: Resistência à tração x energia de compactação – Faixa C.

Os resultados observados para a faixa B e C evidenciaram dois comportamentos citados na literatura pesquisada. O primeiro foi que a resistência à tração, para temperaturas entre 90°C e 140°C e energia de compactação entre 30 e 60 golpes por face, apresentou um comportamento semelhante ao citado por KENNEDY et al. (1984)¹, ou seja, a resistência à tração aumentou com o aumento da energia de compactação, independente da temperatura de compactação. O segundo comportamento, verificado por HADLEY et al. (1971), foi o aumento dessa propriedade mecânica com a temperatura de compactação.

Com o objetivo de verificar a relação da resistência à tração com a porcentagem dos vazios, foram plotados os valores médios da resistência à tração de cada combinação de moldagem nas faixas B e C em função das porcentagens de vazios

médios dos corpos-de-prova ensaiados à RT. Foi obtida uma correlação satisfatória que apontou para um decréscimo da resistência à tração com o aumento dos vazios, conforme mostra a FIG. 4.10.

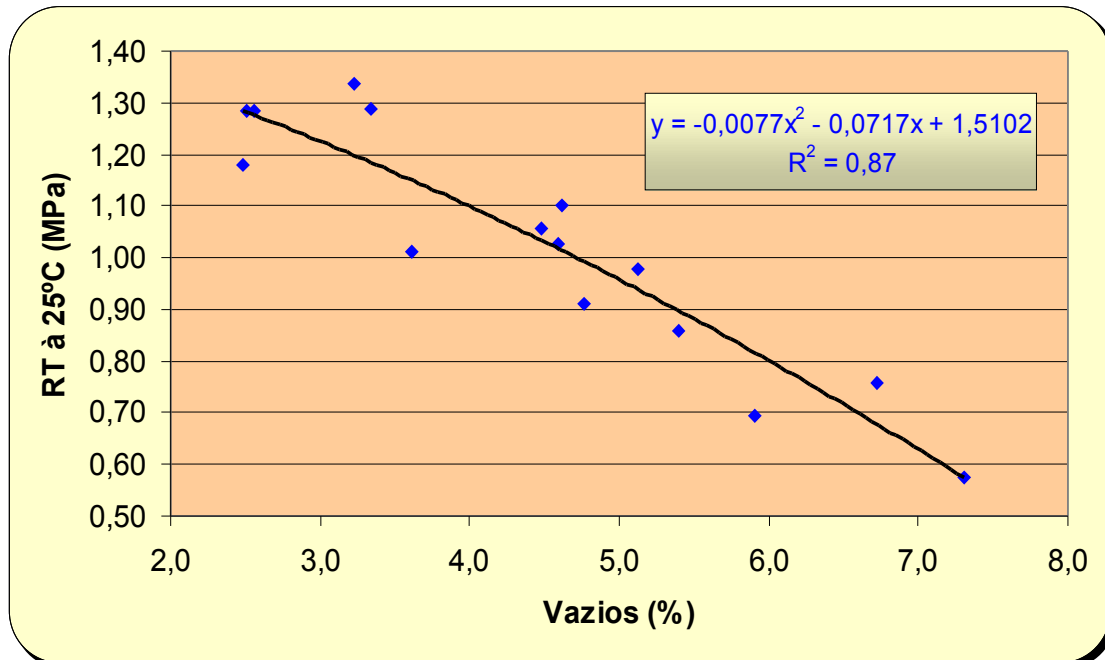


FIG. 4.10: Resistência à tração x vazios.

4.3.2 Módulo de resiliência por compressão diametral

De acordo com as características do equipamento do IME, para cada ensaio de módulo de resiliência são obtidas três leituras. Assim sendo, cada combinação de moldagem contou com 9 (nove) leituras, pois foram realizados ensaios em três corpos-de-prova para cada variação de energia e de temperatura de compactação.

Com o objetivo de eliminar algum valor discrepante realizou-se um tratamento estatístico dos dados através do critério de rejeição de dispersos. Foi utilizada a EQ. 4.4 para determinar o intervalo de variação dos valores dos módulos.

$$\text{Intervalo} = \bar{X} \pm 2S$$

EQ 4.4

Onde:

X – Média dos valores obtidos;

S – Desvio padrão.

O intervalo definido representa uma probabilidade de 97,7% dos valores obtidos no ensaio pertencerem a ele. Foi verificado que nenhuma leitura situou-se fora deste intervalo.

A TAB. 4.5 apresenta os valores médios dos módulos de resiliência à 25°C (MR), obtidos para cada combinação de moldagem nas faixas B e C.

TAB. 4.5: Resultados do ensaio de módulo de resiliência

EC (Golpes)	TC (°C)	Faixa B		Faixa C	
		MR (MPa)	S (MPa)	MR (MPa)	S (MPa)
30	90	2.817	203	2.845	152
	140	4.647	295	3.452	475
	160	4.664	287	-	-
60	90	5.021	727	3.204	449
	140	6.129	250	4.252	180
	160	5.222	209	-	-
90	90	4.391	243	3.490	340
	140	5.140	378	4.025	208
	160	5.442	991	-	-

Os módulos de resiliência para a faixa B variaram de 2.817 a 6.129 MPa (118%), enquanto que para a faixa C os módulos ficaram entre 2.845 e 4.2512 MPa (59%). Conforme MOTTA et al. (1992), tais variações estão muito acima dos valores inerentes ao próprio ensaio quando se utilizam vários corpos-de-prova fabricados de forma equivalente.

Vale ressaltar ainda que, os módulos resilientes obtidos para a faixa C foram bastante inferiores aos da faixa B, confirmando a tendência citada por MOTTA et al. (1992) de que misturas com granulometrias mais finas apresentam menores módulos.

Os menores módulos de resiliência foram observados para as combinações com 30 golpes a 90°C, enquanto as combinações com 60 golpes a 140°C (combinação de referência) corresponderam aos valores mais elevados.

A FIG. 4.11 mostra que, para a faixa B, o aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes por face não resultou em maiores módulos de resiliência para as temperaturas de 90°C e 140°C, e sim o contrário. Tal fato pode ser explicado pela possível mudança na estrutura do agregado mineral da mistura causada pelo aumento do nível de compactação e, em parte, pelos resultados de degradação Marshall apresentados no item 4.4, que mostram que o maior índice de degradação ocorreu para a combinação com 90 golpes a 140°C. Assim sendo, pode-se concluir que, semelhantemente ao verificado para a resistência à tração na faixa B, o aumento da energia de compactação não conseguiu fazer com que uma mistura compactada em uma temperatura muito baixa (90°C) atingisse um módulo próximo ao da mistura de referência.

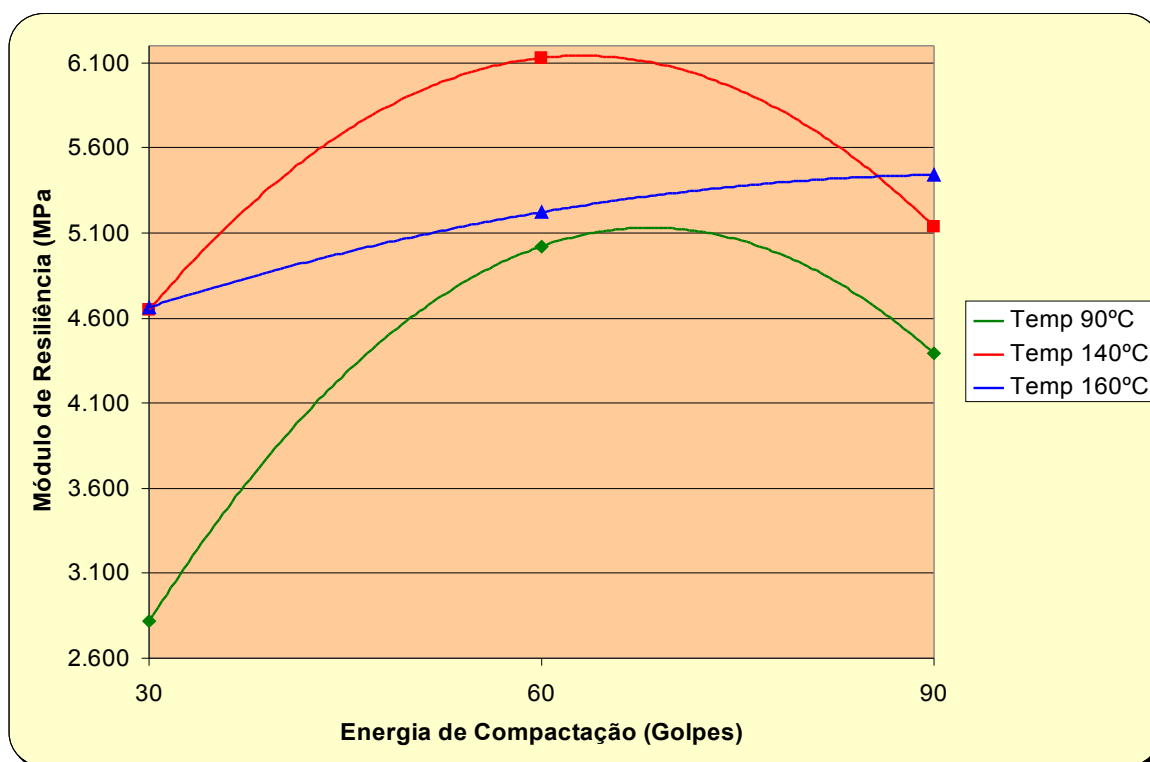


FIG. 4.11: Módulo de resiliência x energia de compactação – Faixa B.

A FIG. 4.12 mostra que, para a faixa C, o aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes por face resultou em pequeno aumento do módulo de resiliência da mistura compactada à 90°C e ainda, um pequeno decréscimo para a temperatura de 140°C. Entretanto, diferentemente do ocorrido para a resistência à tração nesta faixa granulométrica, esse aumento verificado no módulo de resiliência não foi suficiente para que a mistura compactada à 90°C alcançasse o valor observado para a combinação de referência (60 Golpes a 140°C).

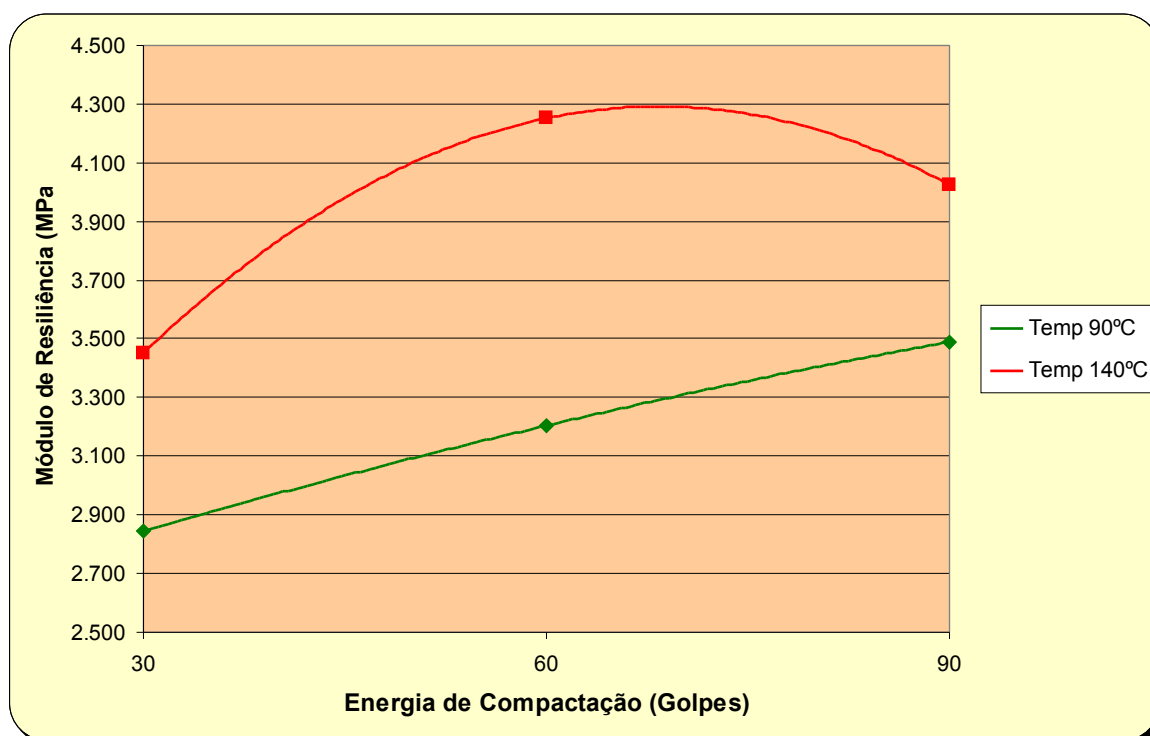


FIG. 4.12: Módulo de resiliência x energia de compactação – Faixa C.

Os resultados obtidos para as faixas B e C mostraram que, para energias de compactação entre 30 e 60 golpes, o módulo de resiliência apresentou

comportamento semelhante ao citado por KENNEDY et al. (1984)¹, ou seja, um aumento com o acréscimo de energia, independente da temperatura de compactação. Para a energia de 90 golpes por face, esse comportamento não se verificou para as temperaturas de 90°C e 140°C talvez, devido à já citada possível mudança da estrutura do agregado mineral das misturas.

Além disso, todas as combinações moldadas com temperatura de 90°C, independente da energia empregada, apresentaram módulos de resiliência menores do que os obtidos para misturas com maiores temperaturas de compactação. Dependendo da energia empregada, estes últimos foram entre 15 e 66% maiores do que os valores obtidos para misturas compactadas à 90°C.

As FIG 4.13 e 4.14 apresentam as correlações do módulo de resiliência com os vazios e a resistência à tração, respectivamente. A correlação do módulo de resiliência com os vazios indicou que esta propriedade mecânica tende a diminuir com o aumento dos vazios.

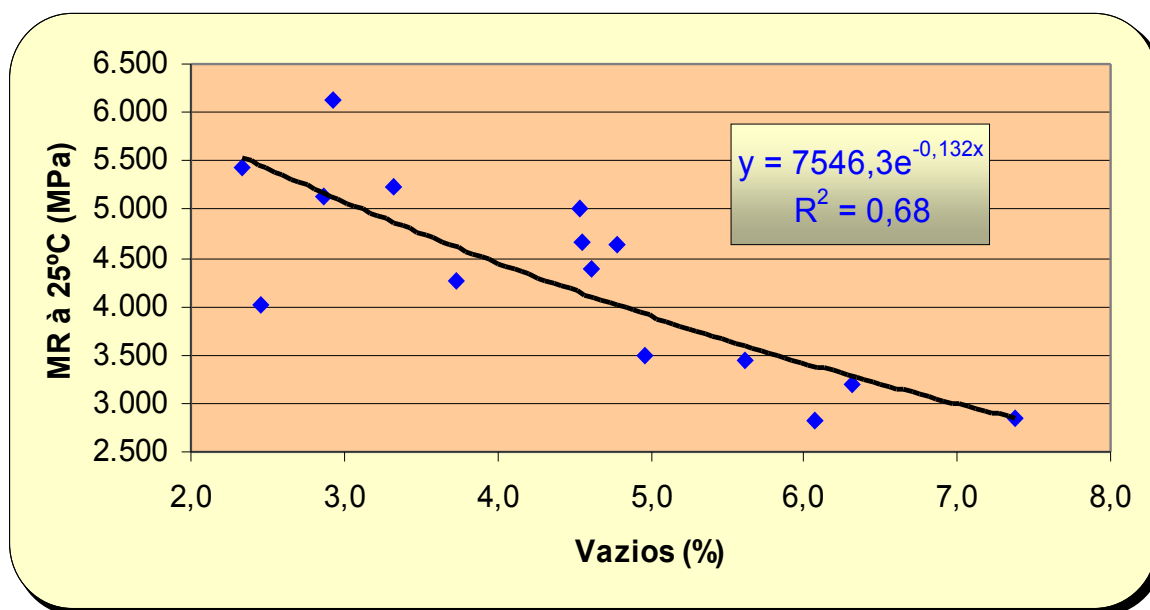


FIG. 4.13: Módulo de resiliência x vazios.

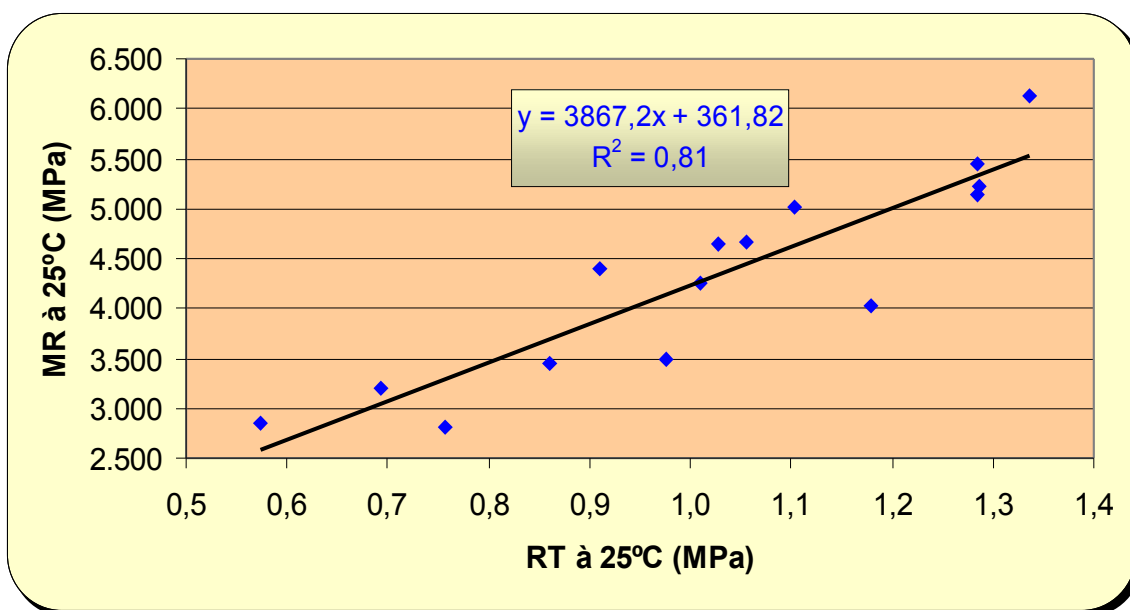


FIG. 4.14: Módulo de resiliência x resistência à tração.

Segundo SOARES et al. (2001), a relação entre o valor do módulo de resiliência e da resistência à tração é um parâmetro indicador do equilíbrio existente entre a flexibilidade e a resistência das misturas asfálticas. A TAB. 4.6 apresenta as relações MR/RT para as faixas B e C.

TAB. 4.6: Valores de MR/RT

EC (Golpes)	TC (°C)	MR/RT	
		Faixa B	Faixa C
30	90	3.723	4.955
	140	4.525	4.015
	160	4.423	-
60	90	4.553	4.626
	140	4.589	4.208
	160	4.057	-

90	90	4.821	3.575
	140	3.998	3.412
	160	4.236	-

4.3.3 Fadiga por compressão diametral

Foram ensaiados 8 (oito) corpos-de-prova para cada combinação de moldagem. Os resultados dos ensaios permitiram estabelecer relações entre o número de repetições da carga à ruptura com o nível de tensões atuantes (EQ. 2.14) e com a deformação específica resiliente inicial, definida pela razão entre a tensão de tração aplicada (σ_T) e o módulo de resiliência (EQ. 2.13).

As TAB. 4.7 e 4.8 apresentam as características de fadiga (constantes experimentais K e n dos modelos de fadiga) para as combinações de moldagem na faixa B e C, respectivamente. Os resultados indicaram que o ensaio de fadiga foi bastante sensível às condições de moldagem investigadas, o que foi uma grande surpresa pois é muito comum se ouvir dizer que este ensaio mecânico apresenta grande dispersão.

Para analisar o comportamento à fadiga das combinações de moldagem e hierarquizar os de melhores desempenho foram considerados 2 (dois) níveis de tensões: $\Delta\sigma = 1,0$ MPa (nível baixo) e $\Delta\sigma = 2,0$ MPa (nível elevado). A TAB 4.9 mostra a hierarquização onde a ordem 1 representa a maior vida de fadiga no ensaio de laboratório e assim por diante.

TAB. 4.7: Características de fadiga – Faixa B

EC (Golpes)	TC (°C)	$N = K_1 (1/\Delta\sigma)^{n_1}$			$N = K_2 (1/\epsilon_i)^{n_2}$		
		K_1	n_1	R_1^2	K_2	n_2	R_2^2
30	90	675,5	2,34	0,99	$2,18 \times 10^{-7}$	2,34	0,99
	140	1.490,3	2,23	0,99	$4,75 \times 10^{-7}$	2,23	0,99
	160	1.471,4	2,36	0,97	$1,17 \times 10^{-7}$	2,36	0,97
60	90	1.023,4	2,09	0,99	$1,03 \times 10^{-6}$	2,09	0,99
	140	2.800,0	2,55	0,99	$1,74 \times 10^{-8}$	2,55	0,99
	160	2.641,6	2,58	0,99	$1,84 \times 10^{-8}$	2,58	0,99
90	90	1.158,3	2,25	0,97	$3,25 \times 10^{-7}$	2,25	0,97
	140	3.110,3	2,68	0,99	$8,69 \times 10^{-9}$	2,68	0,99
	160	3.368,1	2,82	0,99	$1,86 \times 10^{-9}$	2,82	0,99

Obs: $\Delta\sigma$ em MPa e ϵ_i em cm/cm .

TAB. 4.8: Características de fadiga – Faixa C

EC (Golpes)	TC (°C)	$N = K_1 (1/\Delta\sigma)^{n_1}$			$N = K_2 (1/\epsilon_i)^{n_2}$		
		K_1	n_1	R_1^2	K_2	n_2	R_2^2
30	90	487,5	1,86	0,93	$1,35 \times 10^{-5}$	1,86	0,93
	140	757,8	2,00	0,97	$4,14 \times 10^{-6}$	2,00	0,97
	160	-	-	-	-	-	-
60	90	835,7	1,93	0,93	$1,01 \times 10^{-5}$	1,93	0,93
	140	1.270,7	2,49	0,96	$3,71 \times 10^{-8}$	2,49	0,96
	160	-	-	-	-	-	-
90	90	1.158,6	2,43	0,98	$9,82 \times 10^{-8}$	2,43	0,98
	140	2.497,1	3,69	0,95	$7,75 \times 10^{-13}$	3,69	0,95
	160	-	-	-	-	-	-

Obs: $\Delta\sigma$ em MPa e ϵ_i em cm/cm.

TAB. 4.9: Variação da vida de fadiga segundo o nível de diferença de tensões

FAIXA B						
EC (Golpes)	TC (°C)	MR (MPa)	Vida de Fadiga (N)			
			$\Delta\sigma=1,0$	Ordem	$\Delta\sigma=2,0$	Ordem
30	90	2.817	676	9	133	9
	140	4.647	1.490	5	318	5
	160	4.664	1.471	6	286	6
60	90	5.021	1.023	8	240	8
	140	6.129	2.800	3	477	2
	160	5.222	2.642	4	441	4
90	90	4.391	1.158	7	243	7
	140	5.140	3.110	2	486	1
	160	5.442	3.368	1	475	3
FAIXA C						
EC (Golpes)	TC (°C)	MR (MPa)	Vida de Fadiga (N)			
			$\Delta\sigma=1,0$	Ordem	$\Delta\sigma=2,0$	Ordem
30	90	2.845	488	6	134	6
	140	3.452	758	5	190	5
	160	-	-	-	-	-

60	90	3.204	836	4	220	2
	140	4.252	1.271	2	226	1
	160	-	-	-	-	-
90	90	3.490	1.159	3	215	3
	140	4.025	2.497	1	194	4
	160	-	-	-	-	-

Para a faixa B, é possível perceber que a hierarquização das vidas de fadiga para as duas diferenças de tensões foram bastante semelhantes, sendo que as mudanças ocorreram apenas nas três primeiras posições. Para uma diferença de tensões de 1,0 MPa, a resistência à fadiga da combinação com 90 Golpes a 160°C foi cerca de 5 vezes maior do que a observada para a combinação moldada com 30 Golpes a 90°C e, apenas 20% superior a vida de fadiga da combinação de referência. Para a faixa C, houve mudança de posição em metade das combinações de moldagem. Para $\Delta\sigma = 1,0$ MPa, a resistência à fadiga da combinação moldada com 90 Golpes a 140°C foi 5,1 vezes maior do que a observada para a combinação de 30 golpes a 90°C e, 2 vezes maior do que a vida de fadiga da combinação de referência.

Comparando-se as vidas de fadiga apresentadas pelas faixas B e C para as diferenças de tensões investigadas, verificou-se que as combinações moldadas na faixa B apresentaram melhor desempenho do que as combinações correspondentes na faixa C. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato das combinações na faixa B terem apresentado maiores módulos de resiliência, já que MOTTA et al. (1992) afirmam que em estruturas que trabalham sob tensão controlada, o aumento do módulo geralmente conduz a maior vida de fadiga.

A comparação realizada teve por objetivo apenas verificar o comportamento das curvas de fadiga para os níveis de tensões selecionados. Entretanto, PINTO (2004) e MOTTA (2004) afirmam que no ensaio à tensão controlada, o ensaio de fadiga é extremamente influenciado pelo módulo de resiliência da mistura e, portanto, para uma melhor análise e comparação das vidas de fadiga é necessário considerar os módulos dos revestimentos juntamente com as estruturas dos pavimentos (espessuras e módulos das camadas, coeficientes de Poisson e etc) que os

receberão. Essa análise foi realizada no Capítulo 6 com o auxílio do programa computacional ELSYM5 para alguns perfis de pavimento.

Uma vez realizada a hierarquização dos desempenhos à fadiga das combinações de energia e temperatura de compactação investigadas, é importante analisar também o desempenho de cada combinação de moldagem no que tange a sensibilidade à variação do nível de tensões ou deformações, ou seja, traduzir esta sensibilidade em termos da razão entre a vida de fadiga a um determinado nível em relação a um outro nível. Segundo esse critério, quanto mais elevado for a razão entre as vidas de fadiga nos dois níveis de tensões considerados, maior será a sensibilidade da combinação de moldagem à variação das tensões, indicando um pior desempenho em relação à variação do nível de tensões induzidas no material.

A TAB. 4.10 retrata a sensibilidade das combinações de moldagem nas faixas B e C em relação à variação do nível de tensões. Entretanto, vale ressaltar que, pessoas mais experientes e familiarizadas com o assunto são capazes de substituir todo o procedimento adotado para análise da sensibilidade das curvas de fadiga pela simples observação dos seus respectivos expoentes. (Quanto maior o expoente, maior a sensibilidade)

TAB. 4.10: Sensibilidade da vida de fadiga

FAIXA B							
EC (Golpes)	TC (°C)	MR (MPa)	Níveis de tensões			Razão $N_{\Delta\sigma 1} / N_{\Delta\sigma 2}$	
			$\Delta\sigma=1,0$	$\Delta\sigma=1,5$	$\Delta\sigma=2,0$	$N_{1,0} / N_{1,5}$	$N_{1,0} / N_{2,0}$
30	90	2.816,7	676	261	133	2,6	5,1
	140	4.647,2	1.490	604	318	2,5	4,7
	160	4.664,2	1.471	564	286	2,6	5,1
60	90	5.021,3	1.023	438	240	2,3	4,3
	140	6.129,2	2.800	995	477	2,8	5,9
	160	5.222,3	2.642	927	441	2,9	6,0
90	90	4.391,3	1.158	465	243	2,5	4,8
	140	5.139,7	3.110	1.050	486	3,0	6,4
	160	5.442,4	3.368	1.071	475	3,1	7,1
FAIXA C							
EC (Golpes)	TC (°C)	MR (MPa)	Níveis de tensões			Razão $N_{\Delta\sigma 1} / N_{\Delta\sigma 2}$	
			$\Delta\sigma=1,0$	$\Delta\sigma=1,5$	$\Delta\sigma=2,0$	$N_{1,0} / N_{1,5}$	$N_{1,0} / N_{2,0}$

30	90	2.844,5	488	229	134	2,1	3,6
	140	3.451,8	758	337	190	2,2	4,0
	160	-	-	-	-	-	-
60	90	3.204,3	836	382	220	2,2	3,8
	140	4.251,7	1.271	463	226	2,7	5,6
	160	-	-	-	-	-	-
90	90	3.489,5	1.159	433	215	2,7	5,4
	140	4.024,8	2.497	560	194	4,5	12,9
	160	-	-	-	-	-	-

De maneira geral, foi observado que as misturas compactadas com a maior energia de compactação apresentaram maior sensibilidade aos níveis de tensões induzidos.

As FIG. 4.15 e 4.16 mostram as variações da vida de fadiga em função da diferença de tensões para as faixas B e C, respectivamente. A partir delas pode-se observar que algumas combinações, embora moldadas com diferentes energias e temperaturas de compactação, apresentam modelos de fadiga próximos, comportamento que pode ser atribuído à semelhança nos valores de módulo de resiliência.

Para a faixa B, a combinação de moldagem com 90 golpes por face a 160°C foi a que apresentou maior vida de fadiga para diferenças de tensões inferiores a 2,0 MPa, cabendo a combinação com 30 golpes a 90°C o pior desempenho. É possível perceber ainda que, as 9 (nove) combinações de moldagem se dividem em dois grupos distintos quanto ao comportamento à fadiga. Um deles, de pior desempenho, compreende todas as misturas compactadas com 30 golpes por face ou à 90°C, enquanto, o outro grupo, com melhor desempenho, compreende as demais combinações. Pela FIG. 4.15, verifica-se que para as três energias de compactação, as vidas de fadiga das combinações moldadas à 140°C e 160°C mostraram-se bastante semelhantes. Esse fato pode significar que, para temperaturas próximas da ideal, a variável determinante para esta propriedade mecânica é a energia de compactação.

Para a faixa C, a combinação de moldagem com 90 golpes por face a 140°C foi a que apresentou maior vida de fadiga, cabendo a combinação com 30 golpes a

90°C, o pior desempenho. Dessa forma, é fácil observar que tanto para a faixa B quanto para a faixa C, o melhor desempenho à fadiga foi observado para a combinação com menor quantidade de vazios enquanto o pior desempenho coube a combinação com maior porcentagem de vazios. Esse comportamento já era esperado, pois segundo MOTTA et al. (1992), a vida de fadiga é comandada pela deformação elástica repetida e por isso, quanto menor a quantidade de vazios melhor. Pela FIG. 4.16, nota-se que as vidas de fadiga das combinações moldadas com 60 golpes a 140°C (referência) e 90 golpes a 90°C foram bastante semelhantes. Entretanto, face a diferença entre os módulos de resiliência dessas combinações, não é seguro afirmar que elas apresentariam a mesma vida de fadiga quando associadas a diferentes perfis de pavimentos.

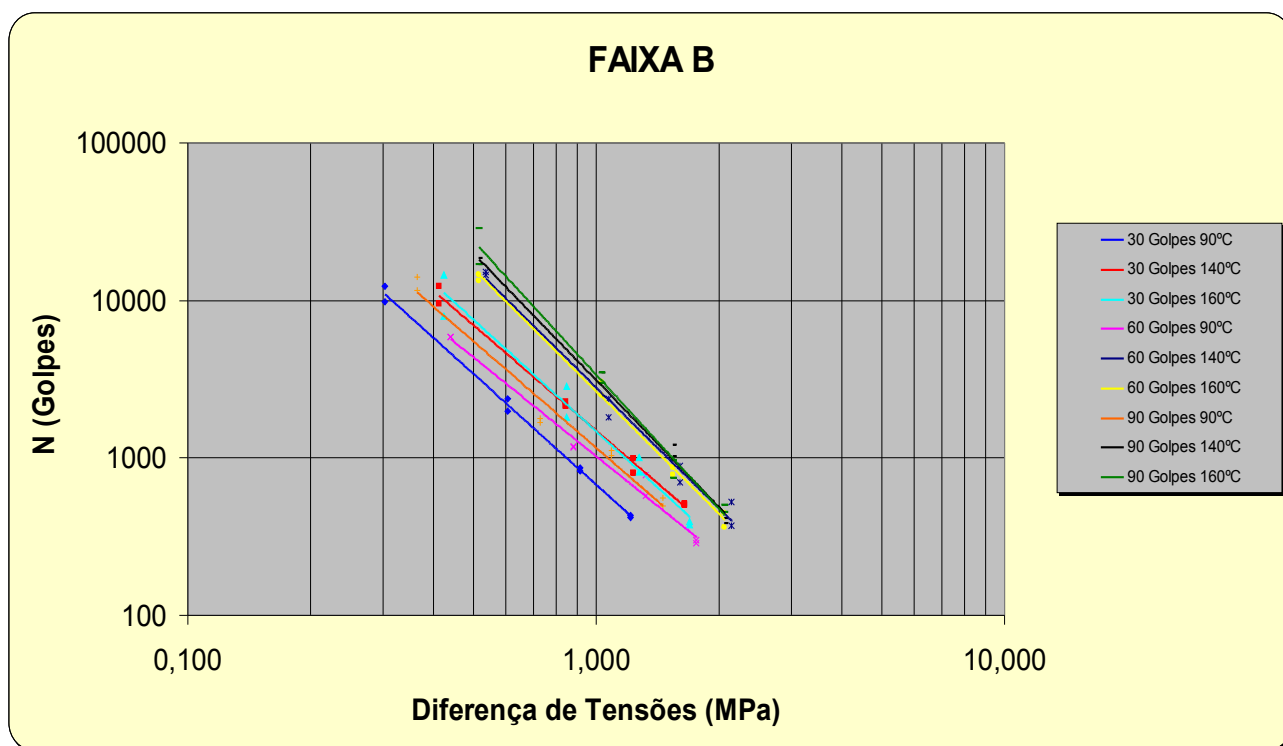


FIG. 4.15: Vida de fadiga x diferença de tensões – Faixa B.

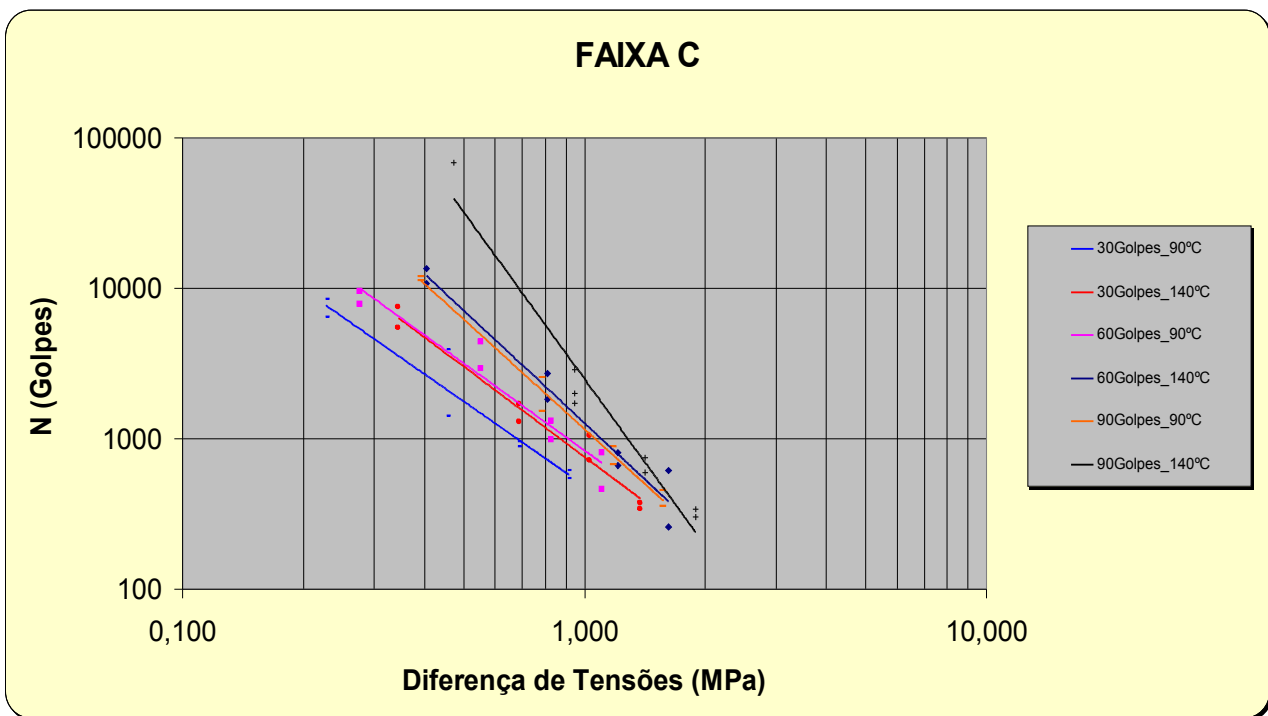


FIG. 4.16: Vida de fadiga x diferença de tensões – Faixa C.

Quanto ao efeito do grau de compactação na vida de fadiga dos concretos asfálticos, vale ressaltar que algumas combinações, apesar de possuírem “GC” superiores a 98%, apresentaram desempenhos de fadiga bastante inferiores as de outras combinações. Esse comportamento sugere que não se pode prever o comportamento de uma propriedade mecânica com base em um parâmetro volumétrico, tal como a densidade.

Para expressar a vida de fadiga em função da deformação resiliente inicial (ϵ_i), calculou-se a razão entre a tensão de tração induzida (σ_T) e o módulo de resiliência médio para cada corpo-de-prova das faixas B e C ensaiado à fadiga, e relacionou-a com a vida de fadiga. O resultado encontrado, apresentado pela EQ. 4.5, foi

comparado com o modelo de PINTO (1991) que se mostrou menos conservador, conforme a FIG. 4.17.

$$N = 2,93 \times 10^{-7} \left(\frac{1}{\epsilon_i} \right)^{2,28} \quad \text{EQ 4.5}$$

Onde:

N – Vida de fadiga, em golpes;

ϵ_i – Deformação específica resiliente inicial, em cm/cm.

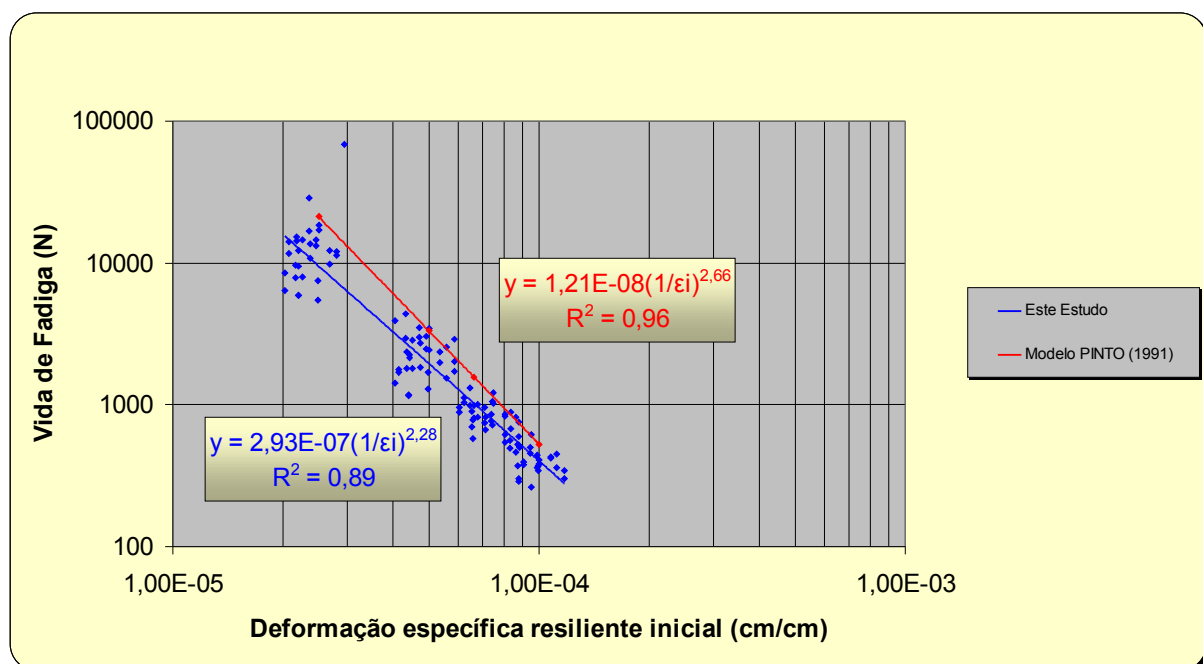


FIG. 4.17: Comportamento à fadiga em função da deformação específica resiliente inicial.

A partir desse procedimento, foi constatado que é possível definir uma única reta como representativa da vida de fadiga das combinações de moldagem investigadas nas faixas B e C conforme estudo de PINTO (1991). Ficou patente então que a deformação é um importante critério para definir a resistência à fadiga, onde os efeitos da rigidez das misturas são regidos pela magnitude da deformação resultante do carregamento induzido à amostra.

4.4 Degradação dos agregados pela compactação Marshall

São apresentados a seguir os índices de degradação observados para as combinações com 60 e 90 golpes a 90°C, 140°C e 160°C e suas respectivas curvas granulométricas após compactação Marshall. As curvas granulométricas foram plotadas junto com a curva granulométrica original da mistura e sua respectiva faixa de trabalho, com o objetivo de verificar se alguma combinação teve sua granulometria fora desta faixa. A faixa de trabalho foi obtida a partir das tolerâncias preconizadas pelo IPR para cada peneira.

As granulometrias resultantes após a compactação Marshall e os índices de degradação calculados são apresentados na TAB. 4.11.

TAB. 4.11: Resultados do estudo de degradação – Faixa B

Peneira	60 Golpes			90 Golpes			Projeto	Faixa Trabalho	
	90°C	140°C	160°C	90°C	140°C	160°C	Soma	Lim.Inf.	Lim.Sup
1"	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	95%	100%
3/4"	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	93%	100%
1/2"	79%	82%	81%	83%	84%	80%	74%	67%	81%
3/8"	68%	68%	70%	70%	70%	70%	63%	56%	70%
Nº 4	54%	51%	55%	54%	58%	54%	49%	44%	54%
Nº 10	38%	36%	40%	38%	44%	40%	34%	29%	39%
Nº 40	21%	20%	22%	21%	22%	21%	19%	14%	24%
Nº 80	13%	12%	13%	12%	13%	12%	11%	9%	13%
Nº 200	5%	5%	6%	5%	5%	5%	4%	3%	6%
ID	2,83	1,83	4,00	3,17	5,00	3,50	Proposto na Norma		
	3,43	2,86	4,71	4,14	6,00	4,00	Proposto no estudo		

Observa-se que os índices de degradação calculados pelo método de ensaio variaram de 1,83 a 5,0 enquanto que pelo segundo procedimento a variação foi de 2,86 a 6,0, mostrando assim que o cálculo através do método do DNER é menos severo do que o método considerado neste estudo.

Pode-se verificar também que para a temperatura de 90°C, o aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes não alterou significativamente os índices de degradação calculados através dos dois procedimentos adotados. Esse fato pode ser explicado pela dificuldade de compactação de misturas asfálticas em temperaturas muito baixas. Fato semelhante ocorreu para a temperatura de 160°C

na qual os índices de degradação obtidos para as energias de 60 e 90 golpes foram bastante próximos sendo ligeiramente menores para a maior energia de compactação. Por último, verifica-se que para a temperatura de 140°C o índice de degradação praticamente dobrou com o aumento do número de golpes.

Segundo CARNEIRO (1980), pode-se concluir que os índices de degradação apresentados na TAB. 4.11 são aceitáveis, uma vez que o maior índice de degradação verificado foi de 6%, valor este sugerido pelo pesquisador como limite para a compactação em laboratório com energia equivalente à 25 golpes por face do compactador Marshall. Entretanto, apesar do aumento do número de golpes não ter conduzido a elevados índices de degradação é possível que tenha ocorrido mudanças importantes nas estruturas do agregado mineral dos corpos-de-prova moldados.

As curvas granulométricas das combinações de moldagem após compactação Marshall, são apresentadas na FIG. 4.18. Foi verificado que todas as combinações situaram-se dentro da faixa B do DNER após a compactação Marshall. Com relação ao enquadramento na faixa de trabalho, praticamente todas as granulometrias se enquadraram nela após a compactação Marshall. As combinações de 60 golpes com 160°C e 90 golpes com 140°C foram as que apresentaram maiores deslocamentos e mesmo assim apenas em algumas peneiras. Os maiores deslocamentos com relação a curva granulométrica original ocorreram nas peneiras e 1/2", N°4 e N°10.

[illegible]

5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os comportamentos das deflexões na superfície do revestimento e das vidas de fadiga das misturas moldadas com diferentes energias e temperaturas de compactação para perfis de pavimentos pré-estabelecidos. Foram investigadas três espessuras para o revestimento: 4,0, 7,5 e 12,5 cm e dois módulos de resiliência para o subleito: 50 e 100 MPa. No apêndice 2 são apresentados todos os indicadores importantes do comportamento estrutural de um perfil de pavimento: deflexão do revestimento, tensões de tração, compressão e deformação específica na fibra inferior do revestimento e tensão vertical no subleito.

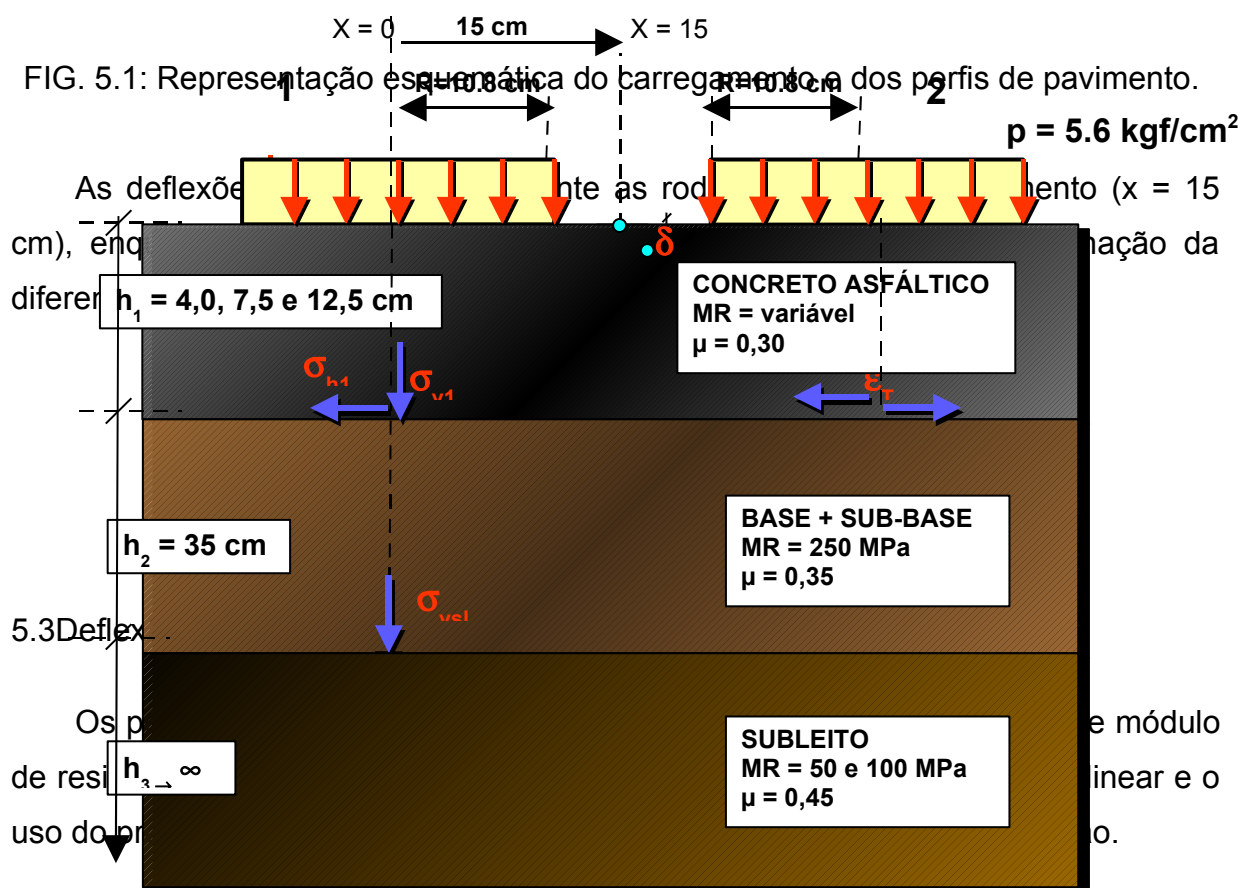
O programa utilizado no auxílio da avaliação do comportamento estrutural dos perfis de pavimento foi o ELSYM 5 (Elastic Layered Symmetrical). O programa ELSYM5 foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, Califórnia, EUA, em linguagem científica FORTRAN, para computadores de grande porte, na década de 1970, tendo sido adaptado para computadores pessoais em 1985. Tem como base os modelos teóricos de Burmister, possibilitando o cálculo de estruturas flexíveis e semi-rígidas com até cinco camadas consideradas horizontalmente infinitas, com espessuras uniformes, módulos de resiliência e coeficientes de Poisson constantes. As configurações possíveis de carregamento admitem dez cargas de rodas simples, aplicadas uniformemente distribuídas sobre uma área circular na superfície do sistema.

5.2 Sistema de carregamento e perfis de pavimentos analisados

O programa ELSYM5 foi rodado para todas as combinações de energia e temperatura de compactação, necessitando-se para isso apenas mudar o valor do módulo de resiliência do revestimento. Os demais módulos de resiliência e coeficientes de Poisson adotados representam, segundo PINTO (2004), os valores médios geralmente observados no campo e na literatura. Já o outro módulo de

resiliência do subleito adotado, 50 MPa, representa um valor mínimo para essa camada do pavimento.

A FIG. 5.1 apresenta o sistema de carregamento e os perfis de pavimentos utilizados na análise das deflexões na superfície e das diferenças de tensões atuantes na fibra inferior do revestimento.



5.3.1 Módulo de resiliência do subleito: 100 MPa

Para a faixa B, a avaliação estrutural dos perfis de pavimento (espessuras 4,0, 7,5 e 12,5 cm) mostrou que não ocorreram mudanças significativas em termos deflectométricos com a mudança das condições de compactação (energia e temperatura), ou seja, para 4,0 cm de revestimento a deflexão média de todas as combinações de moldagem foi da ordem de $50 \times 10^{-2} \text{ mm}$, para 7,5 cm foi de $44 \times 10^{-2} \text{ mm}$ e para 12,5 cm foi de $35 \times 10^{-2} \text{ mm}$. As FIG. 5.2, 5.3 e 5.4 evidenciam a influência da espessura do revestimento na deflexão. Além disso, para as três espessuras de revestimento, as maiores e menores deflexões calculadas ocorreram para as combinações de 30 golpes a 90°C e 60 golpes a 140°C, respectivamente.

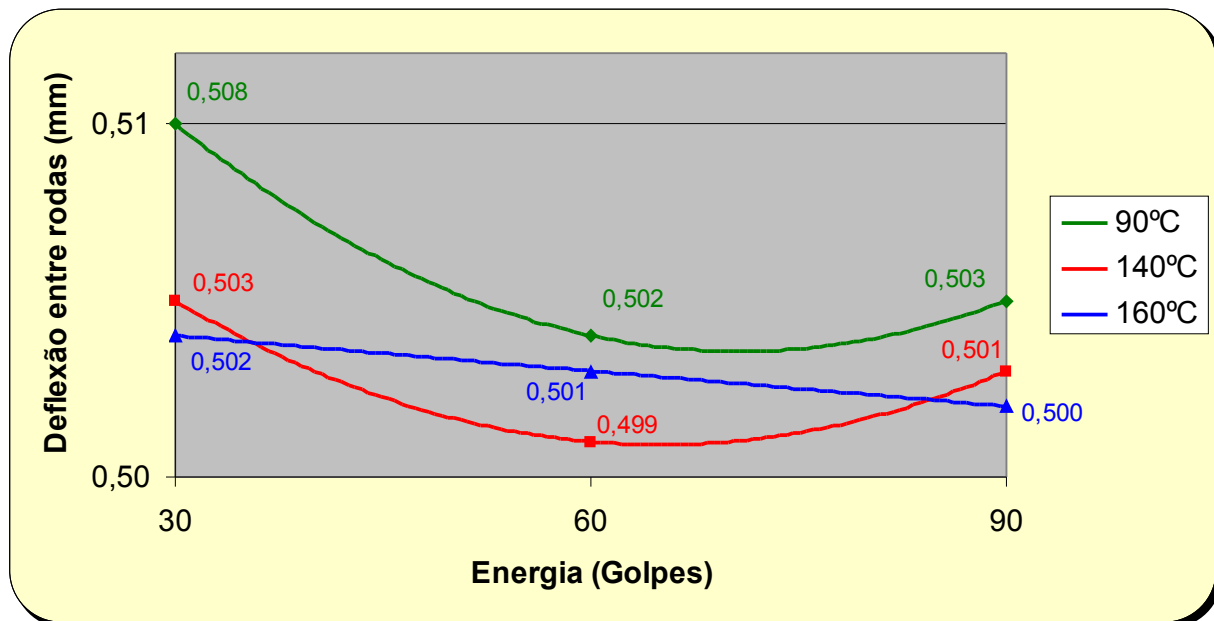


FIG. 5.2: Deflexão ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B).

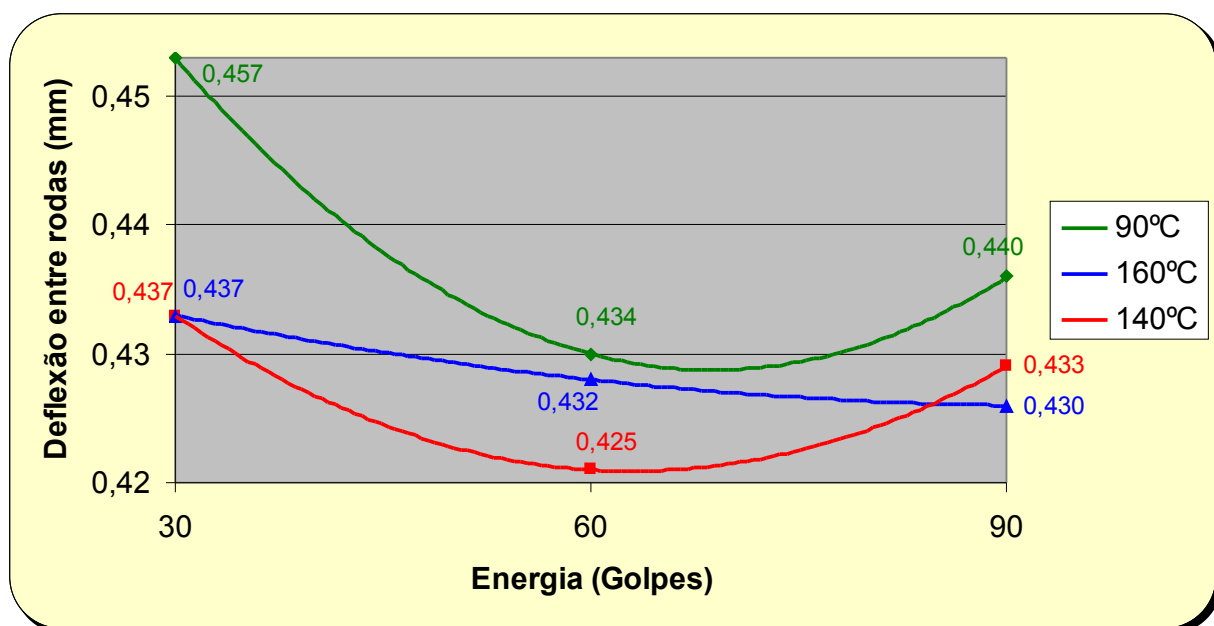


FIG. 5.3: Deflexão ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B)

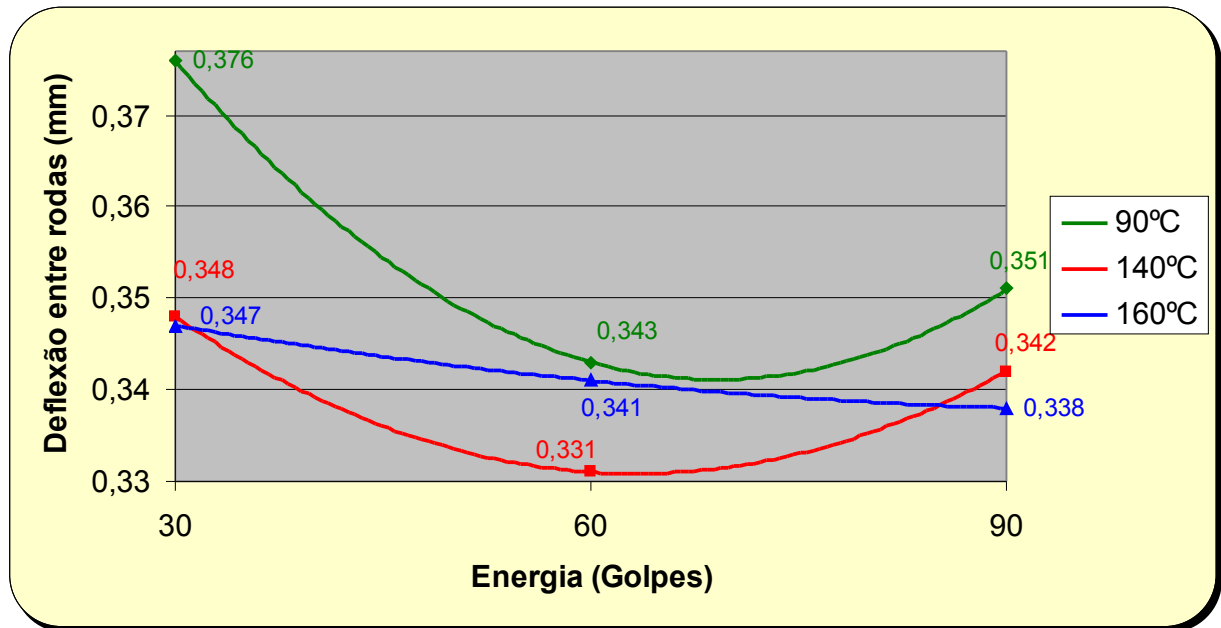


FIG. 5.4: Deflexão ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B).

Para a faixa C, o comportamento deflectométrico foi bastante semelhante ao verificado para a faixa B, ou seja, diferentes energias e temperaturas de compactação não resultaram em grandes variações nas deflexões calculadas. As FIG. 5.5, 5.6 e 5.7 evidenciam a influência da espessura do revestimento na deflexão. Vale ressaltar ainda que, para cada espessura do revestimento, as deflexões médias de todas as combinações de moldagem foram bastante semelhantes às observadas para a faixa B, ou seja, para 4,0 cm de revestimento a deflexão média foi da ordem de 51×10^{-2} mm, para 7,5 cm foi de 45×10^{-2} mm e para 12,5 cm foi de 36×10^{-2} mm. Para as três espessuras de revestimento, as maiores e menores deflexões calculadas ocorreram para as combinações de 30 golpes a 90°C e 60 golpes a 140°C, respectivamente.

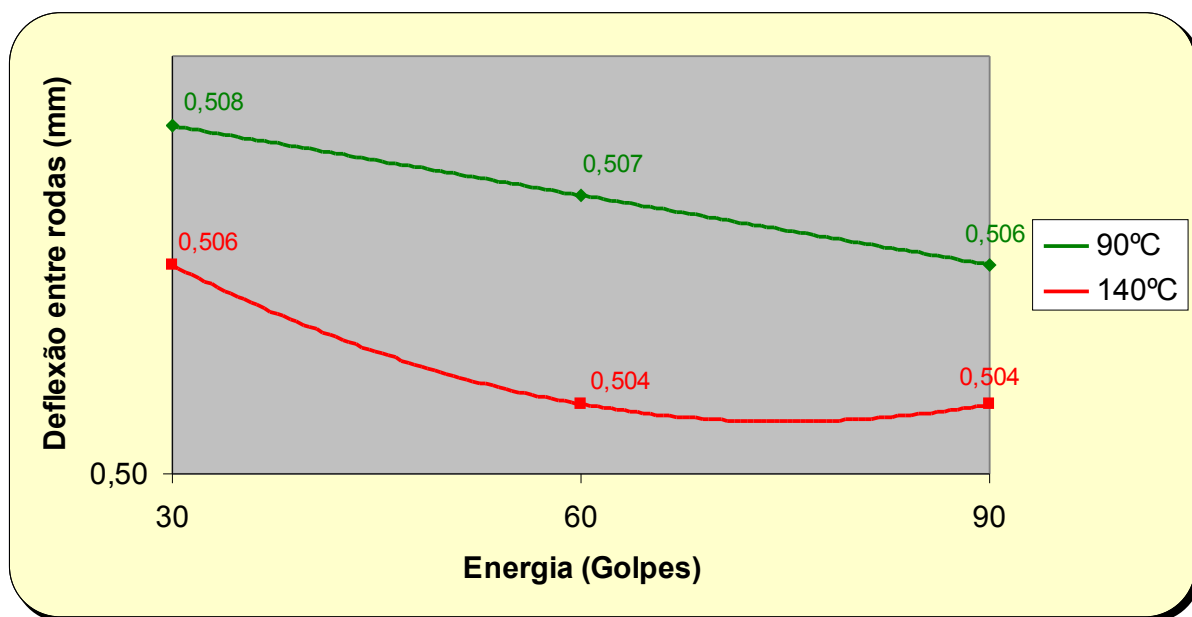


FIG. 5.5: Deflexão ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

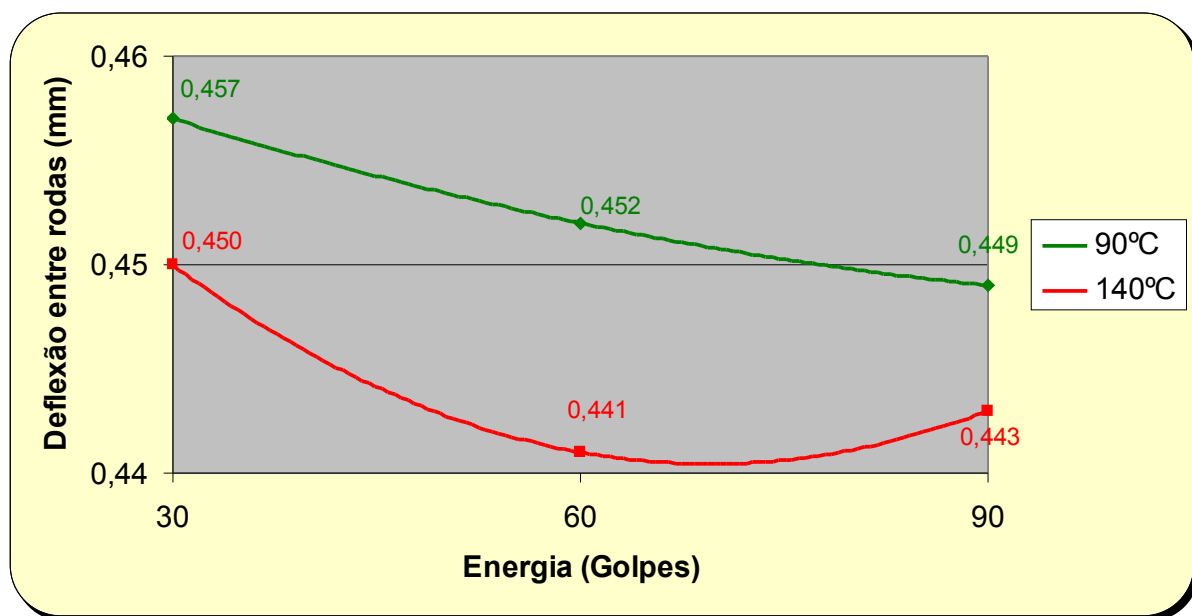


FIG. 5.6: Deflexão ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

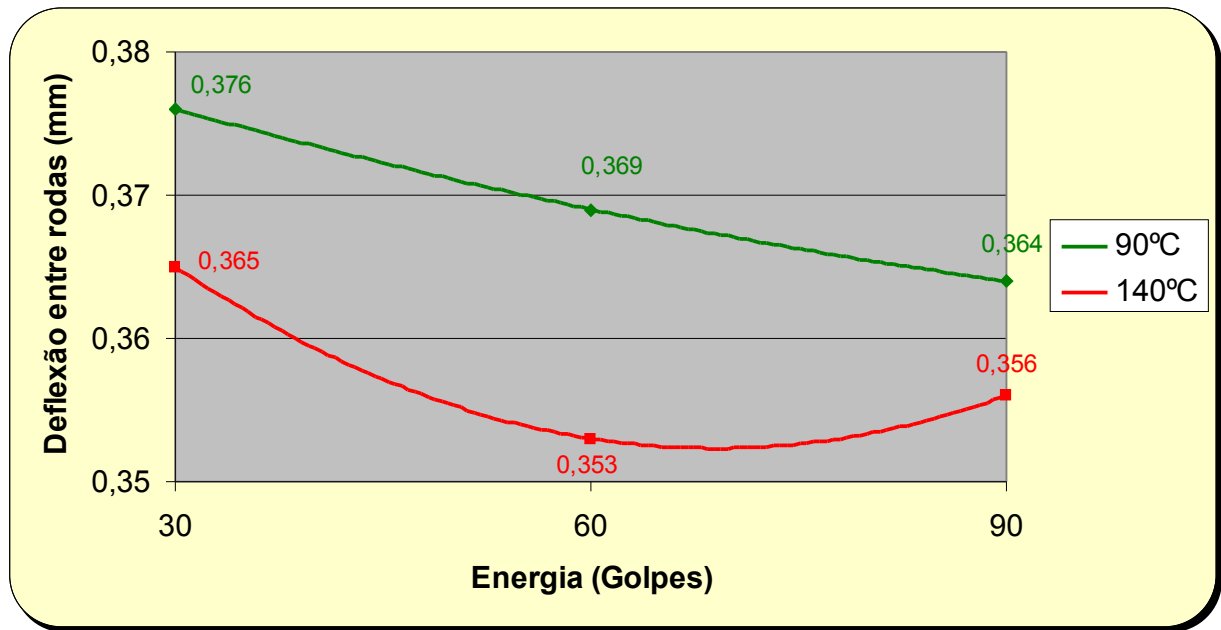


FIG. 5.7: Deflexão ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

5.3.2 Módulo de resiliência do subleito: 50 MPa

Para os perfis de pavimentos com módulo de resiliência do subleito igual a 50 MPa, o comportamento deflectométrico verificado foi bastante semelhante ao observado para os perfis de pavimento com módulo de subleito igual a 100 MPa. Ou seja, para cada espessura de revestimento, as deflexões não variaram significativamente com as condições de moldagem (energia e temperatura), quer seja para as faixas B ou C. Entretanto, as deflexões calculadas para perfis de pavimento com este subleito foram bem superiores às observadas para subleito de 100 MPa.

Para a faixa B, a deflexão média de todas as combinações de moldagem foi da ordem de 71×10^{-2} mm para 4,0 cm de revestimento, 63×10^{-2} mm para 7,5 cm e 51×10^{-2} mm para 12,5 cm de revestimento. As FIG. 5.8, 5.9 e 5.10 mostram as

deflexões calculadas para as espessuras de 4,0, 7,5 e 12,5 cm, respectivamente. Além disso, para as três espessuras de revestimento, as maiores e menores deflexões calculadas ocorreram para as combinações de 30 golpes a 90°C e 60 golpes a 140°C, respectivamente.

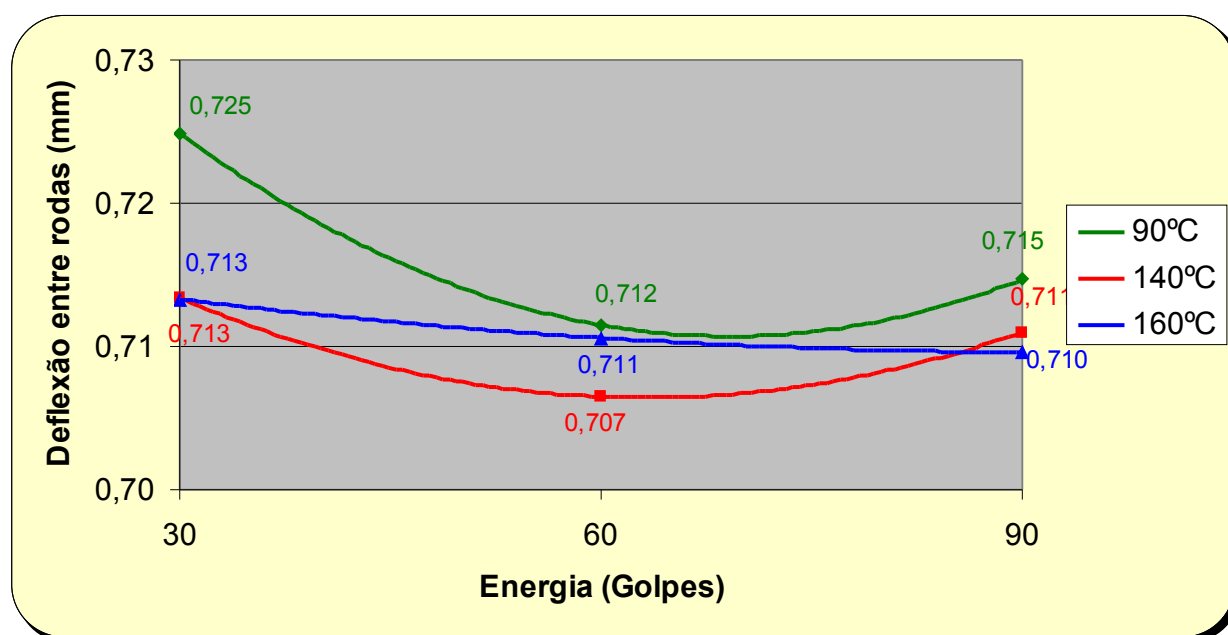


FIG. 5.8: Deflexão ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

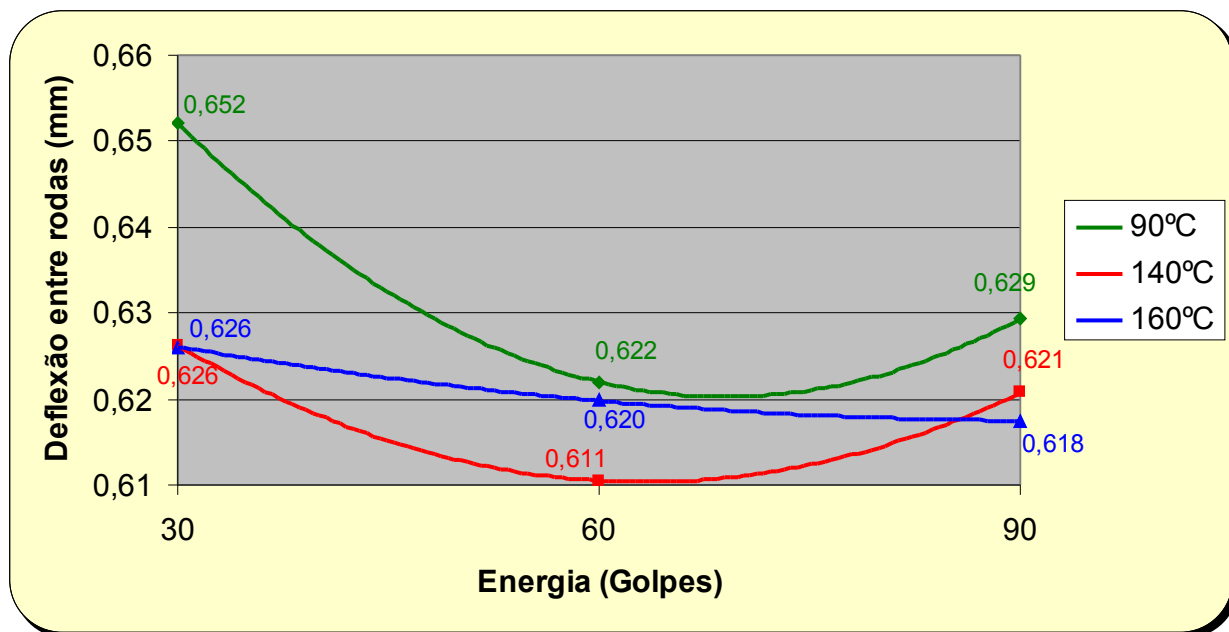


FIG. 5.9: Deflexão ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

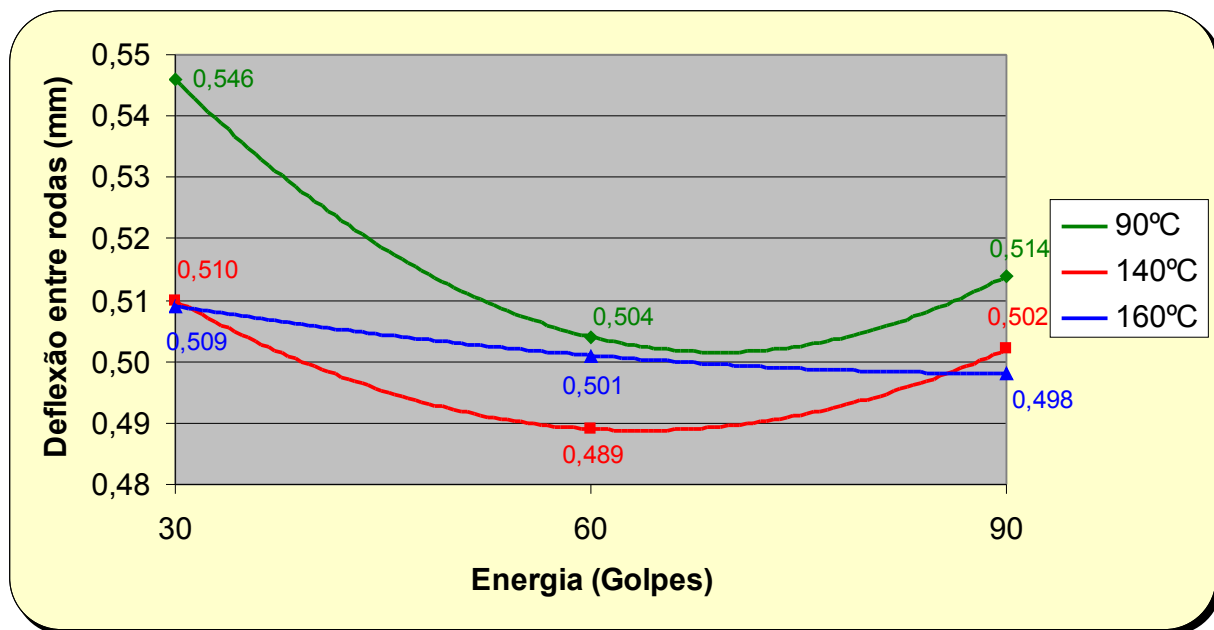


FIG. 5.10: Deflexão ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

Para a faixa C, a deflexão média de todas as combinações de moldagem foi da ordem de 72×10^{-2} mm para 4,0 cm de revestimento, 64×10^{-2} mm para 7,5 cm e 53×10^{-2} mm para 12,5 cm de revestimento, ou seja, praticamente os mesmos valores observados para a faixa B. As FIG. 5.11, 5.12 e 5.13 mostram as deflexões calculadas para as espessuras de 4,0, 7,5 e 12,5 cm, respectivamente.

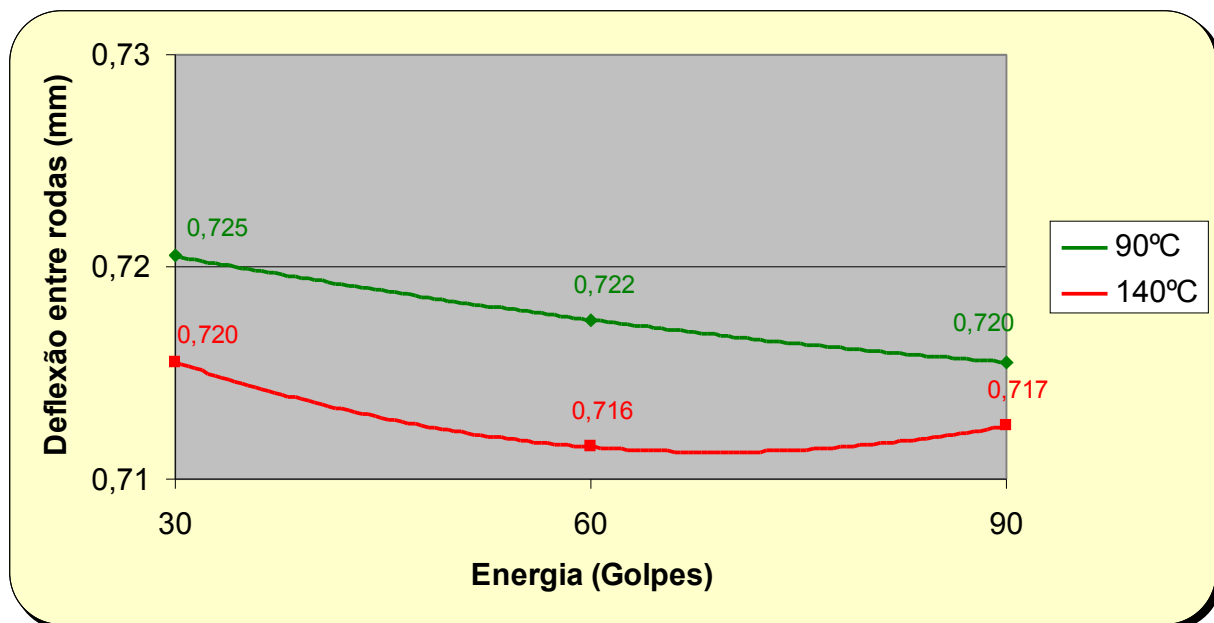


FIG. 5.11: Deflexão ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

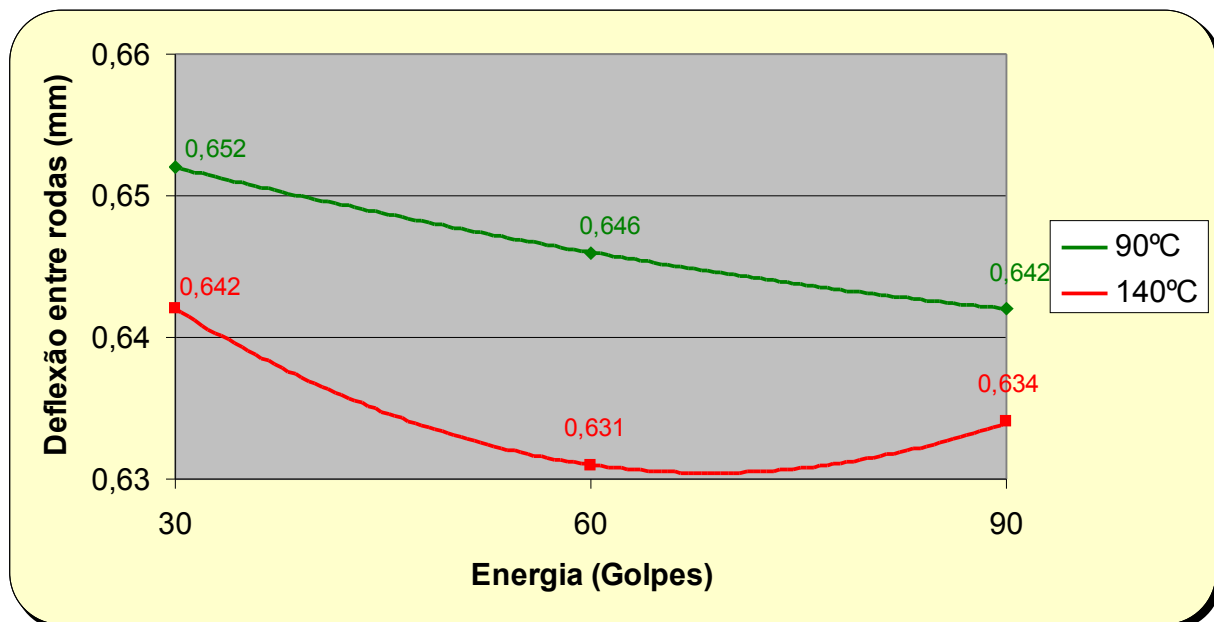


FIG. 5.12: Deflexão ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

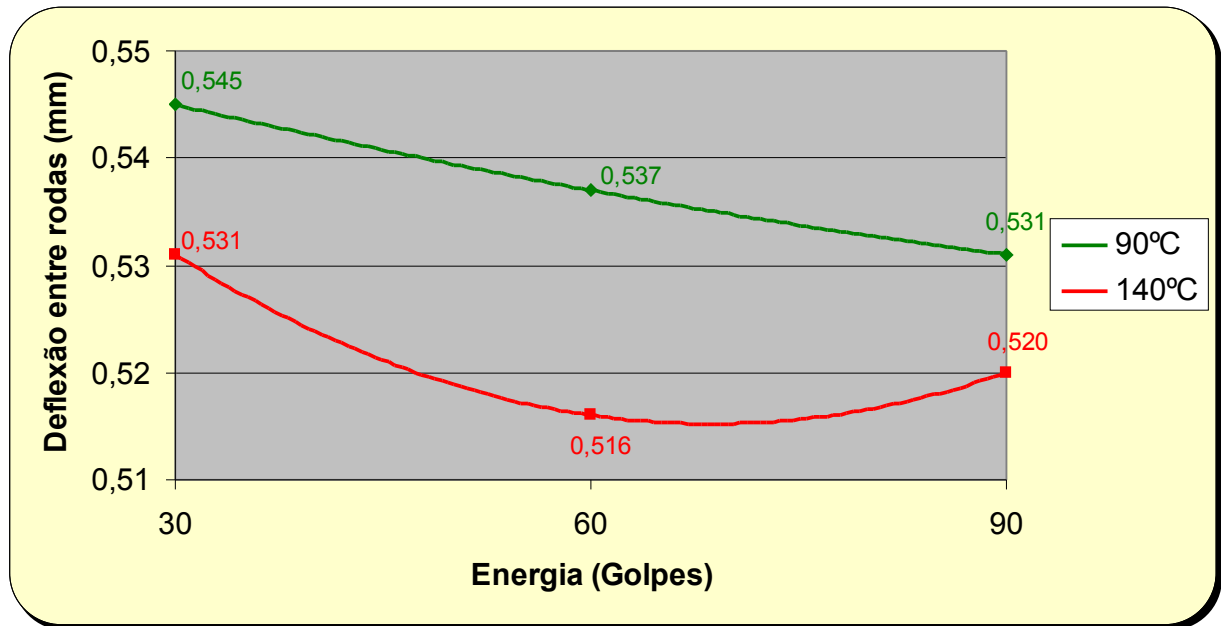


FIG. 5.13: Deflexão ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

A diminuição do módulo de resiliência do subleito de 100 para 50 MPa resultou em aumento das deflexões calculadas. Uma vez que, para uma mesma espessura de revestimento, as deflexões calculadas não variaram significativamente com as condições de moldagem, as FIG. 5.14 e 5.15 mostram a variação da deflexão com as espessuras do revestimento para perfis de pavimentos com subleitos de módulos 100 e 50 MPa, respectivamente. Vale ressaltar também, o comportamento bastante semelhante entre as faixas granulométricas.

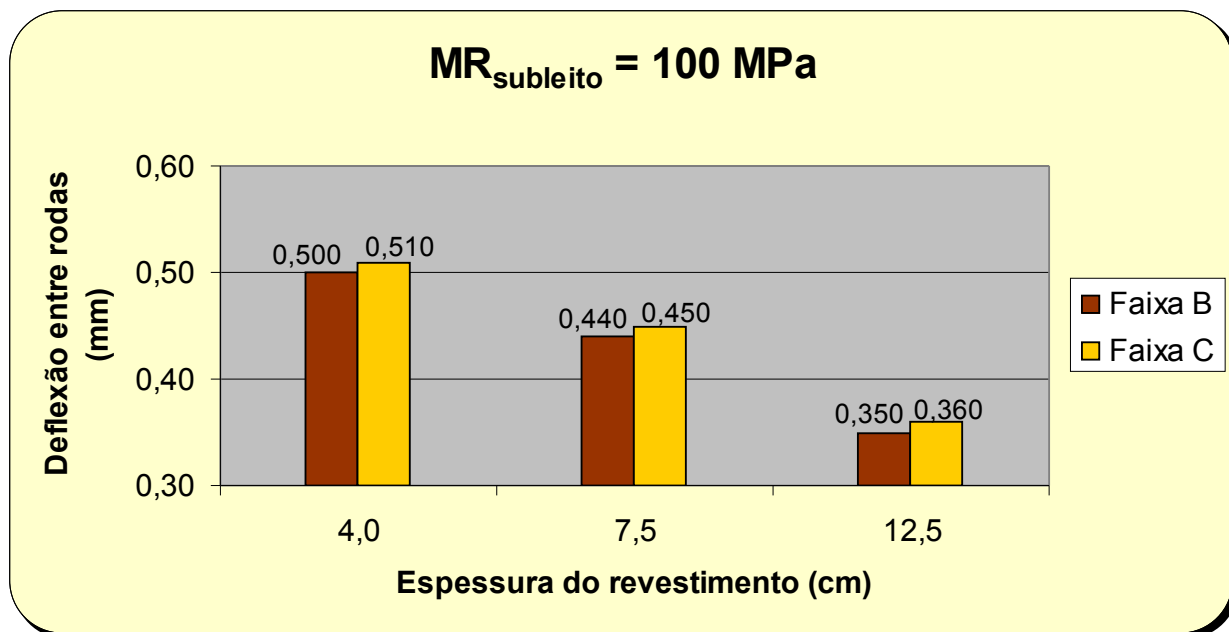


FIG. 5.14: Variação da deflexão com a espessura do revestimento – $MR_{\text{subleito}} = 100 \text{ MPa}$.

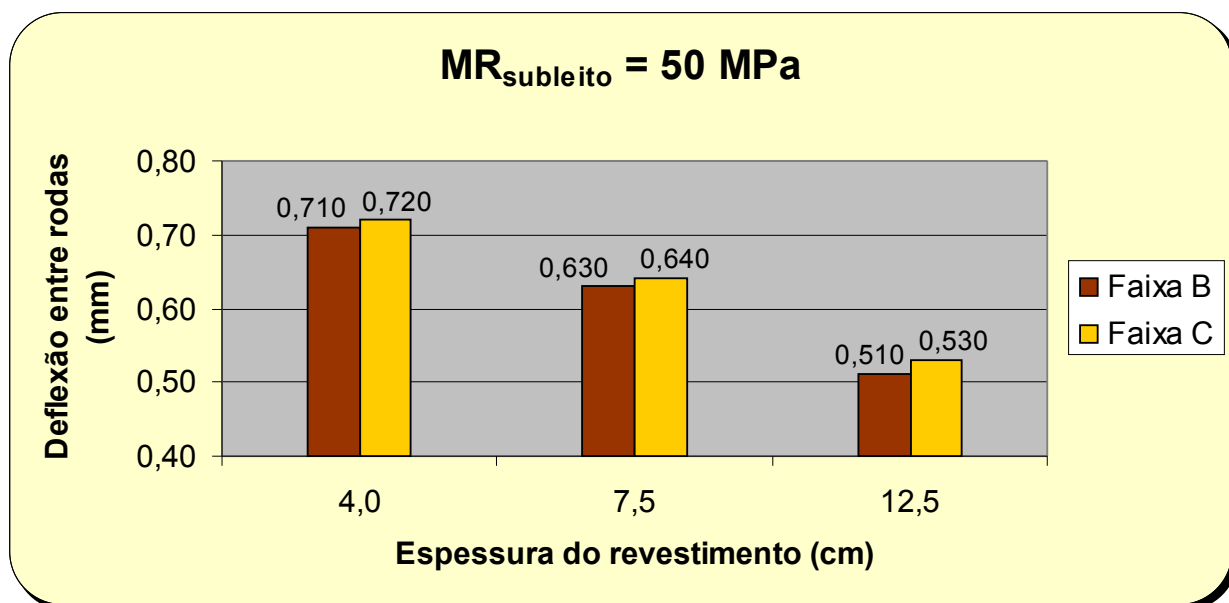


FIG. 5.15: Variação da deflexão com a espessura do revestimento – $MR_{\text{Subleito}} = 50 \text{ MPa}$.

5.4 Vida de fadiga

São apresentadas a seguir as vidas de fadiga calculadas através das curvas de fadiga em função das diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) atuantes em cada perfil de pavimento adotado. Convém ressaltar que o coeficiente de Poisson dos revestimentos dos perfis de pavimentos investigados foi considerado constante ($\mu = 0,30$), embora seja bem provável que para cada combinação de energia e temperatura de compactação, a mistura apresente um valor diferente. E, como o coeficiente de Poisson tem grande influência na diferença de tensões, pode-se esperar maiores diferenças entre as vidas de fadiga das diferentes combinações de energia e temperatura de compactação.

5.4.1 Módulo de resiliência do subleito: 100 MPa

Para a faixa B, as FIG. 5.16 a 5.18 mostram que, para os níveis de tensões analisados, o aumento da energia e da temperatura de compactação conduziu a maiores vidas de fadiga. Ficou evidenciada também a importância da espessura do revestimento na vida de fadiga.

Quanto ao desempenho da combinação de referência, vale ressaltar, de modo geral, que as vidas de fadiga destas não ficaram muito distantes das combinações com melhores desempenhos. Para as temperaturas de 90°C, o comportamento à fadiga foi o mais irregular, sendo a vida de fadiga da combinação com energia de 30 golpes superior à da combinação com 60 golpes para todas as espessuras investigadas. Esse aspecto reforça o que vem sendo notado na prática de construção de revestimentos do tipo concreto asfáltico com baixas temperaturas de compactação. Para tais circunstâncias torna-se imprescindível o uso de rolos compactadores vibratórios e calibrados em trecho experimental, de modo a adequar a frequência de vibração e o número de passadas do equipamento compatíveis com a espessura do revestimento.

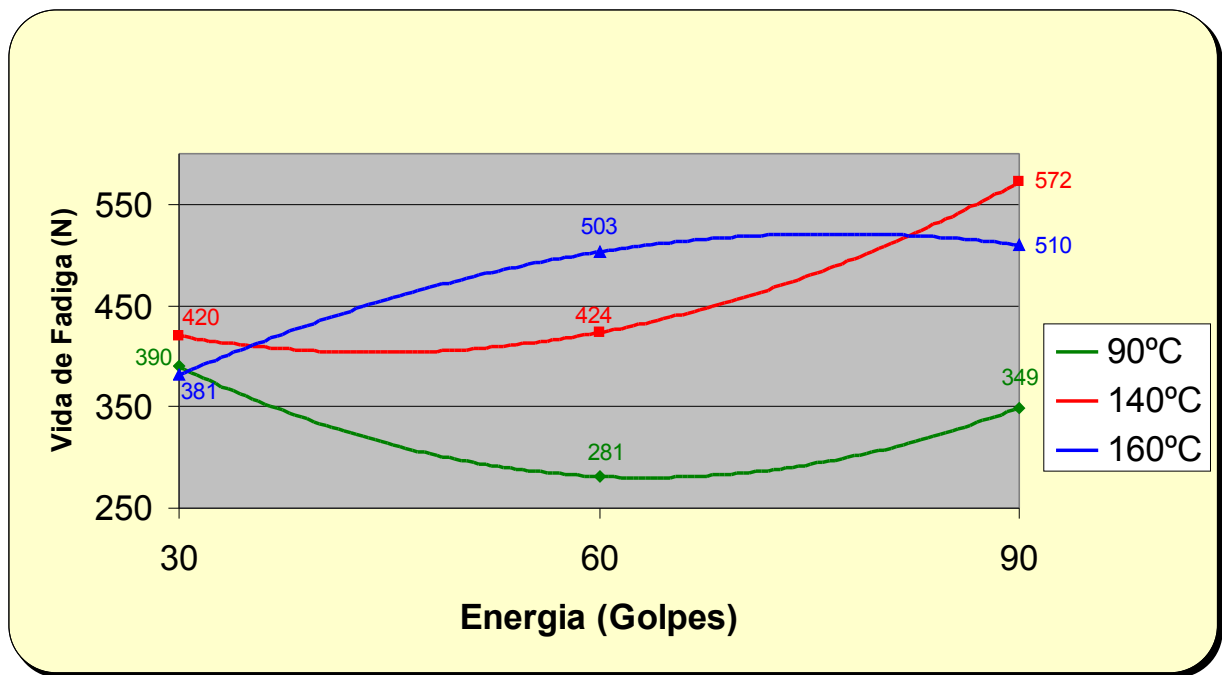


FIG. 5.16: Vida de fadiga ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B).

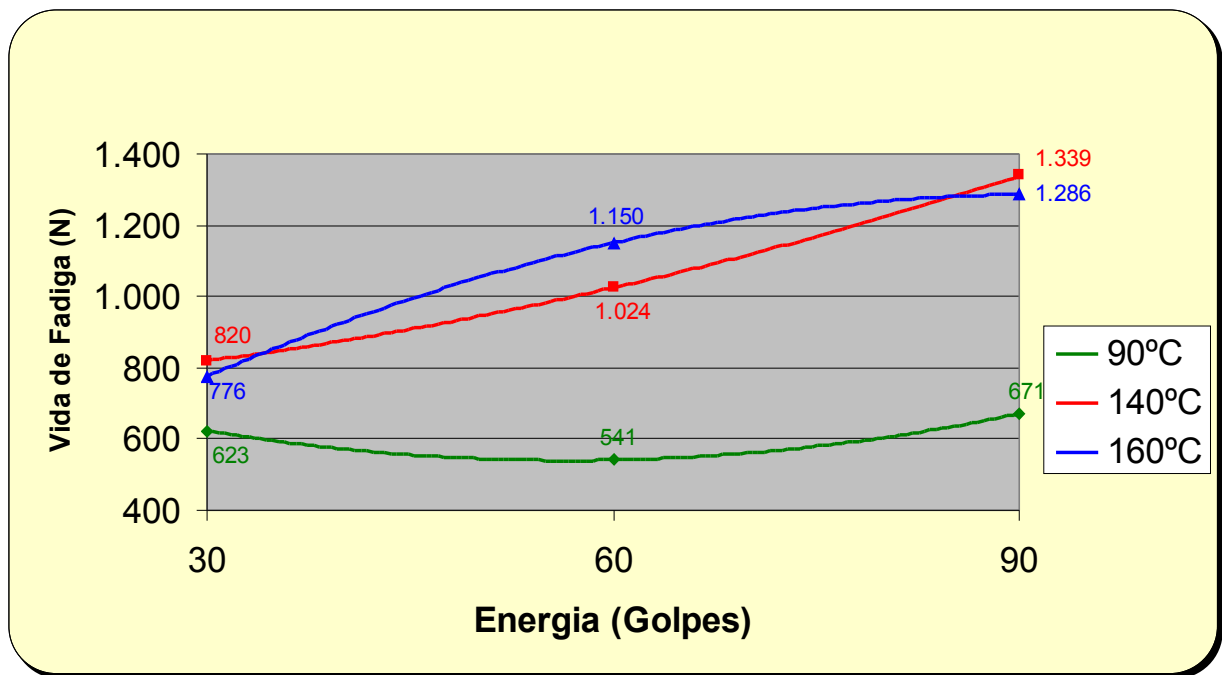


FIG. 5.17: Vida de fadiga ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B).

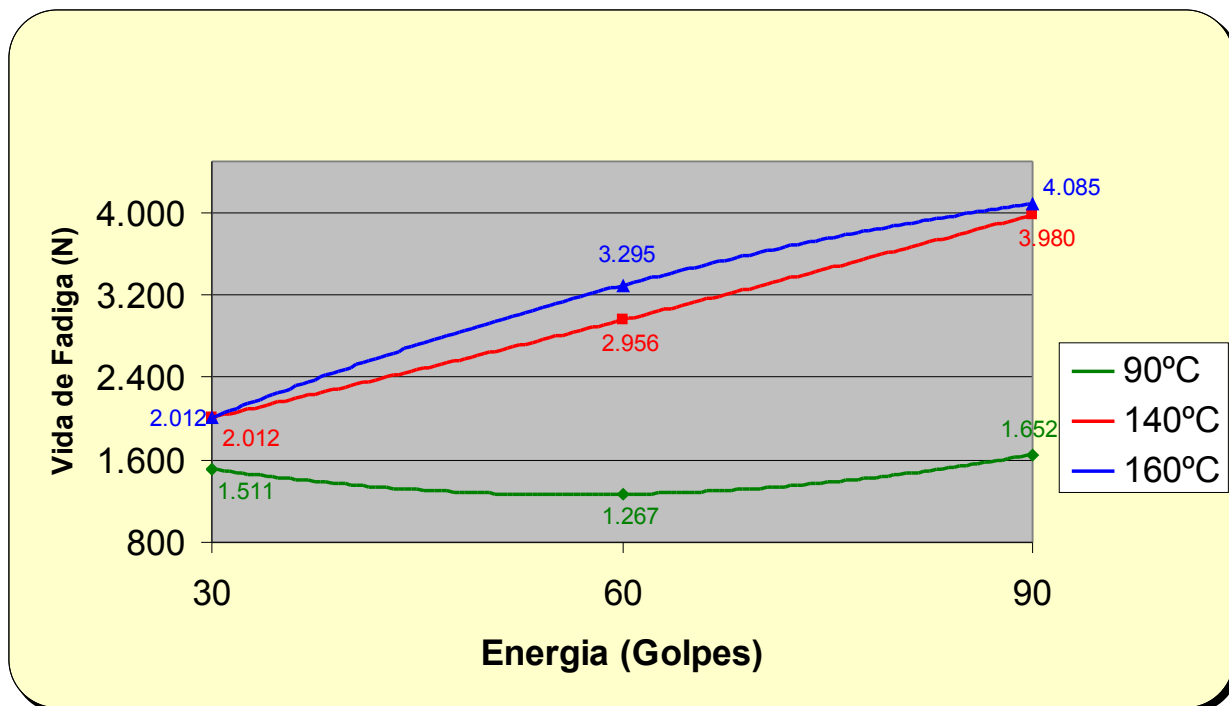


FIG. 5.18: Vida de fadiga ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa B).

Para a faixa C, foi verificado o mesmo comportamento irregular da vida de fadiga para a temperatura de 90°C, principalmente para a espessura de 4,0 cm, na qual a vida de fadiga do revestimento, para uma energia de 60 golpes por exemplo, foi maior a 90°C do que a 140°C. Esse comportamento pode ser atribuído, segundo PINTO (2004), ao fato dessa espessura de 4,0 cm estar situada na zona de espessura crítica dos revestimentos do tipo concreto asfáltico para base flexíveis. As FIG. 5.19 a 5.21 mostram que, de um modo geral, as vidas de fadiga para as combinações de moldagem na faixa C foram menores do que as da faixa B. Vale ressaltar também que, as maiores vidas de fadiga foram observadas para as combinações moldadas com 90 golpes a 140°C e, que para 12,5 cm de revestimento, o nível de tensão atuante (0,825 MPa) resultou numa vida de fadiga

extremamente elevada, devido ao fato desta mistura ter se mostrado muito sensível à variação do nível de tensões.

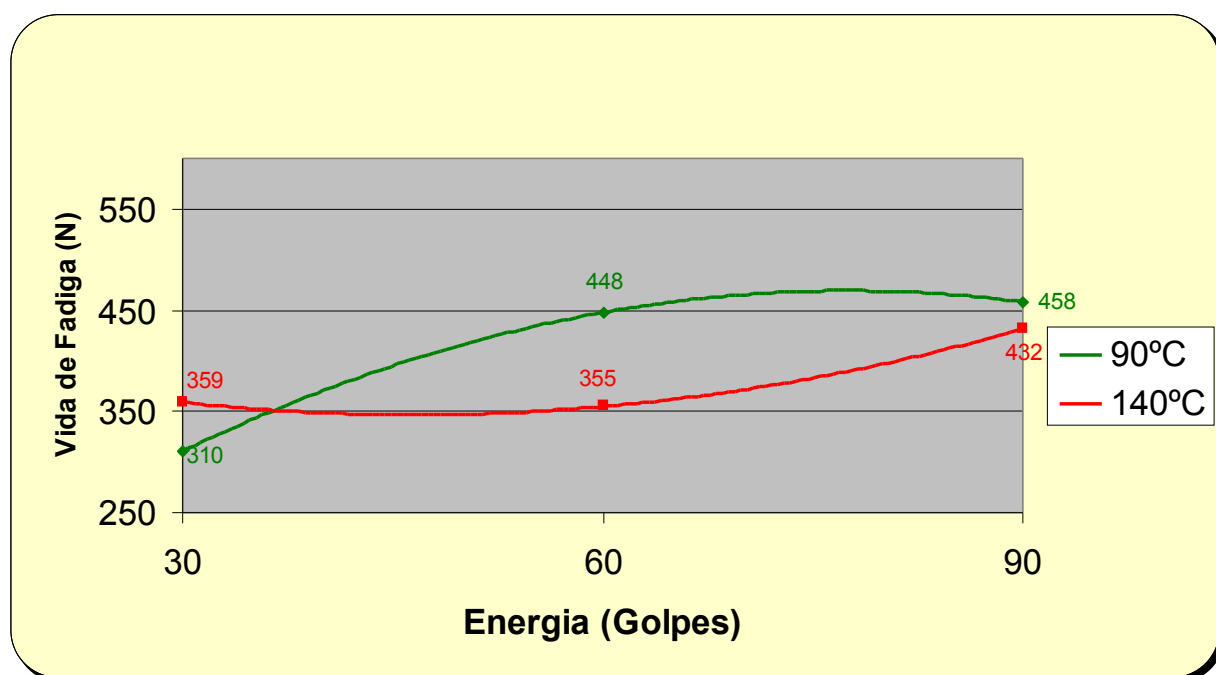


FIG. 5.19: Vida de fadiga ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

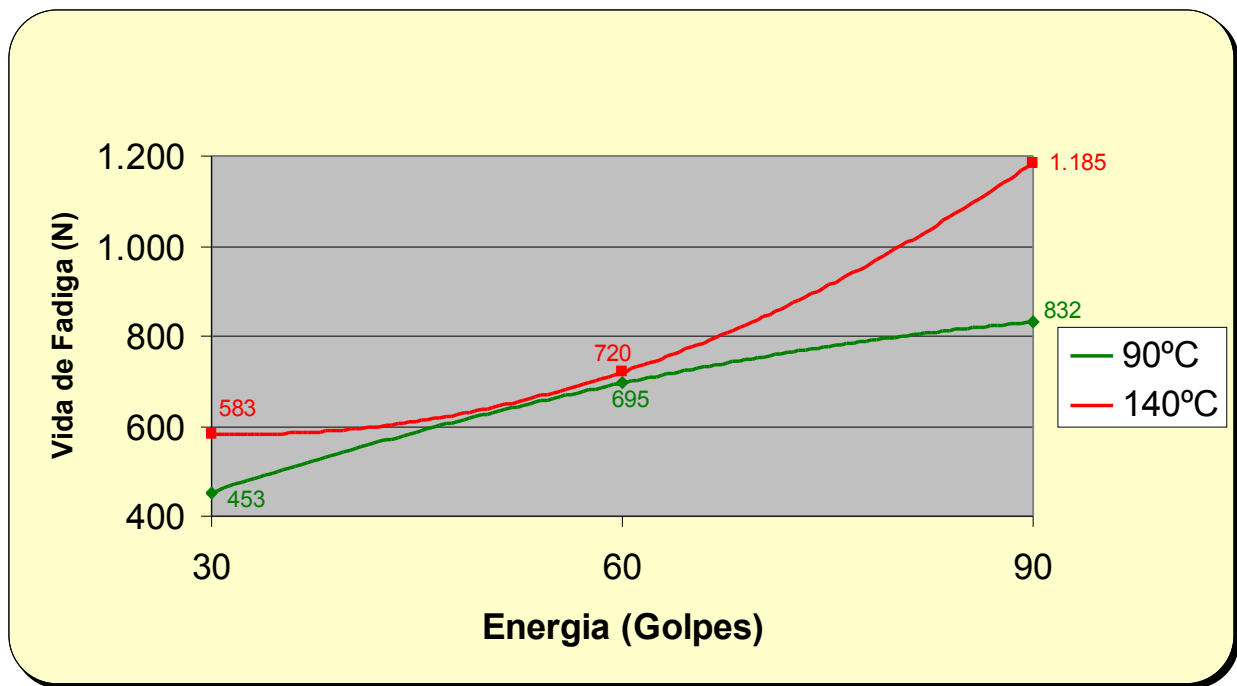


FIG. 5.20: Vida de fadiga ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

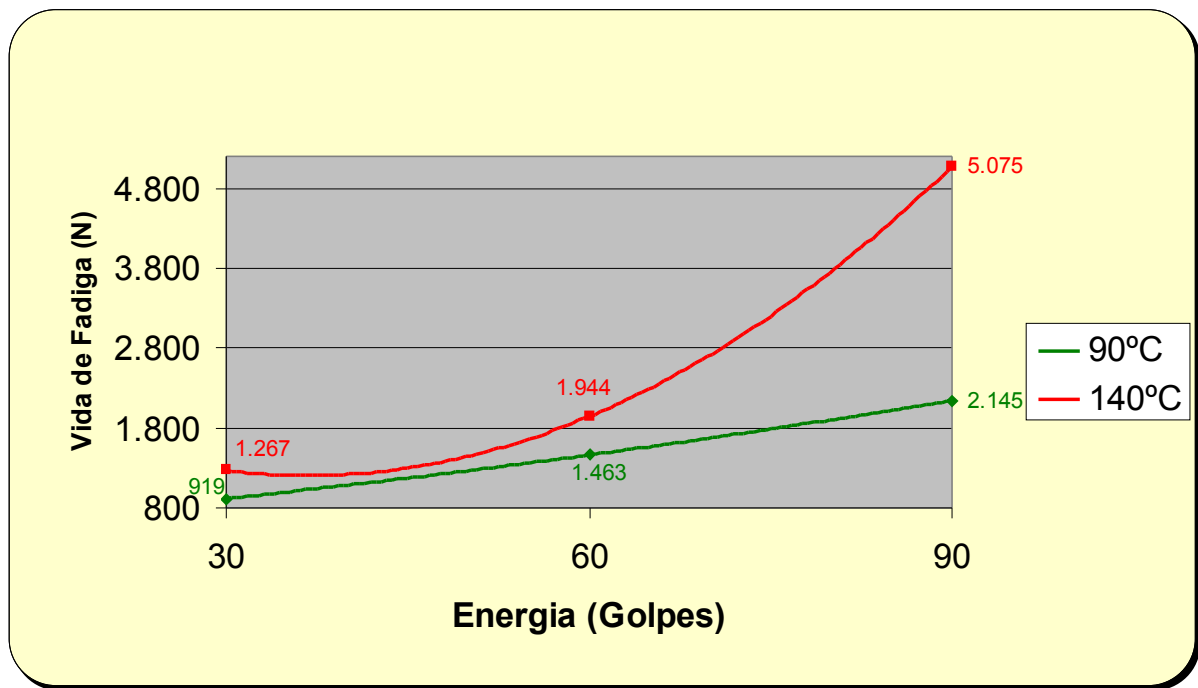


FIG. 5.21: Vida de fadiga ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 100$ MPa; Faixa C).

A análise dos diversos perfis de pavimentos evidenciou a importância dos vazios no comportamento à fadiga dos concretos asfálticos, ou seja, as maiores vidas de fadiga ocorreram para as combinações de moldagem com menores quantidades de vazios (maiores “GC”).

5.4.2 Módulo de resiliência do subleito: 50 MPa

Para perfis de pavimentos com subleito de módulo 50 MPa, as combinações de moldagem apresentaram vidas de fadiga bastante parecidas com as observadas para pavimentos com subleito de módulo 100 MPa, independente da faixa granulométrica e da espessura do revestimento. Ou seja, a vida de fadiga foi menos sensível à mudança do módulo do subleito do que a deflexão.

Para as duas faixas granulométricas, as maiores vidas de fadiga ocorreram, de modo geral, para as maiores energias e temperaturas de compactação.

As FIG. 5.22 a 5.24 mostram o comportamento da vida de fadiga das combinações de moldagem na faixa B para as espessuras de revestimento de 4,0, 7,5 e 12,5 cm, respectivamente. Para 90°C, o comportamento à fadiga mostrou-se novamente irregular.

As FIG. 5.25 a 5.27 mostram o comportamento da vida de fadiga para os mesmos perfis de pavimento na faixa C. Para 4,0 cm de revestimento, as misturas moldadas com 60 e 90 golpes por face apresentaram vida de fadiga maior do que a 140°C, evidenciando assim o problema da zona de espessura crítica dos concretos asfálticos. Para 7,5 cm de revestimento, não houve diferença na vida de fadiga das combinações moldadas com 60 golpes e temperaturas de 90°C e 140°C, enquanto que para 12,5 cm de revestimento é possível perceber a grande diferença entre as vidas de fadiga das combinações moldadas com 90 golpes nas temperaturas de 90°C e 140°C. Essa diferença pode ser atribuída à elevada sensibilidade da curva de fadiga desta última mistura com o nível de tensões atuantes.

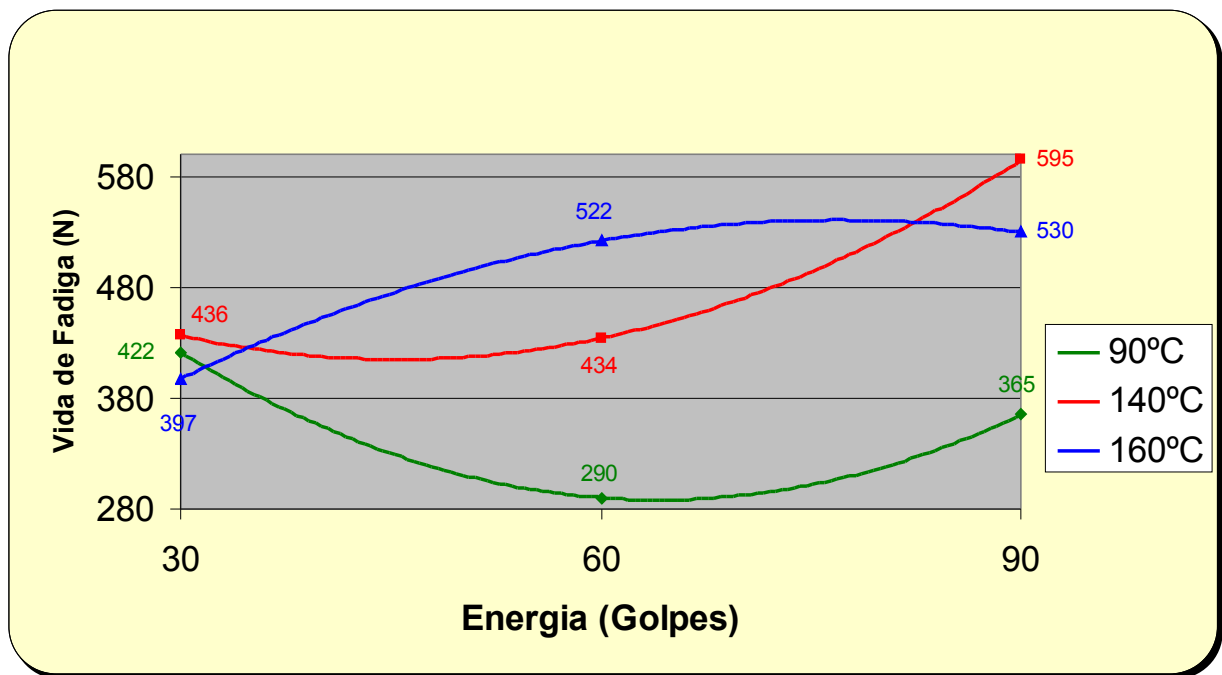


FIG. 5.22: Vida de fadiga ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

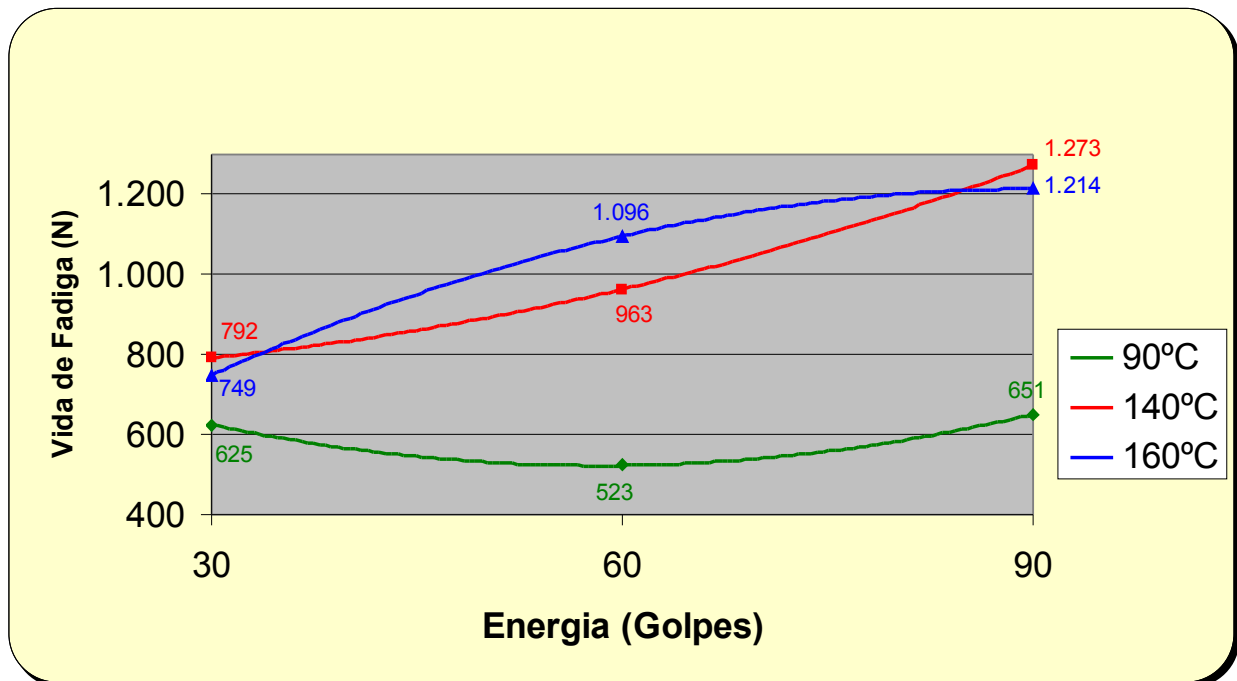


FIG. 5.23: Vida de fadiga ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

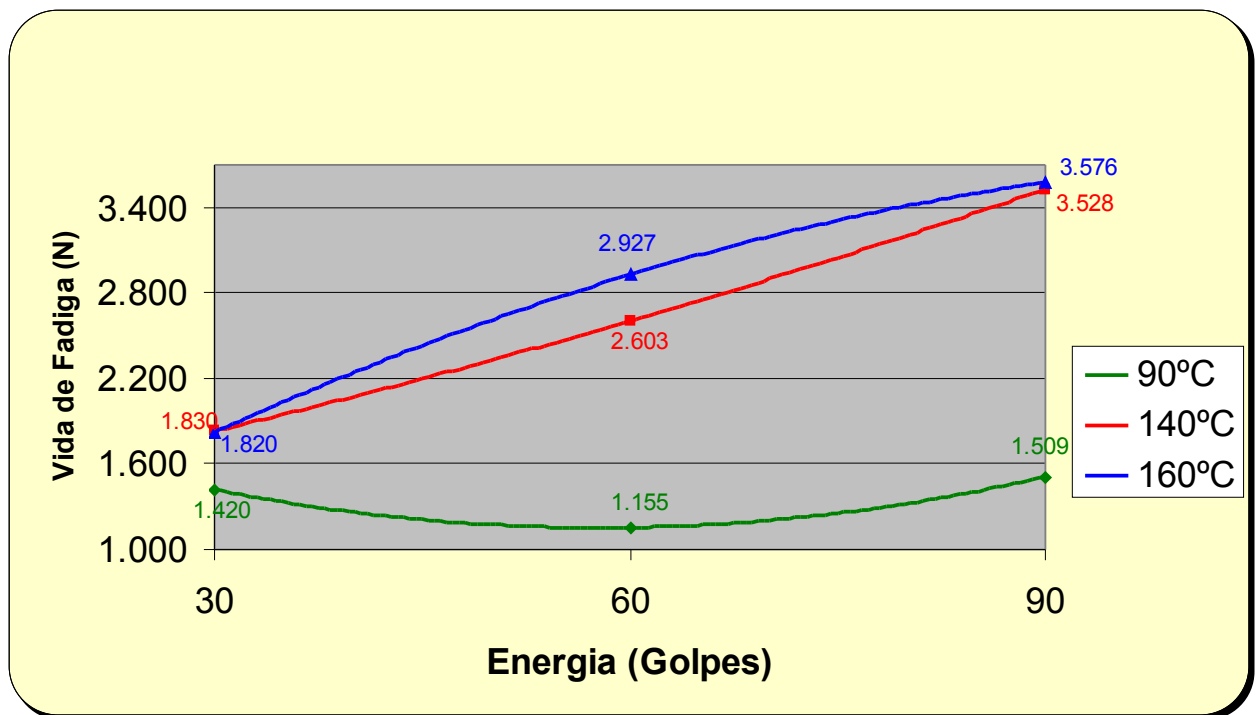


FIG. 5.24: Vida de fadiga ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa B).

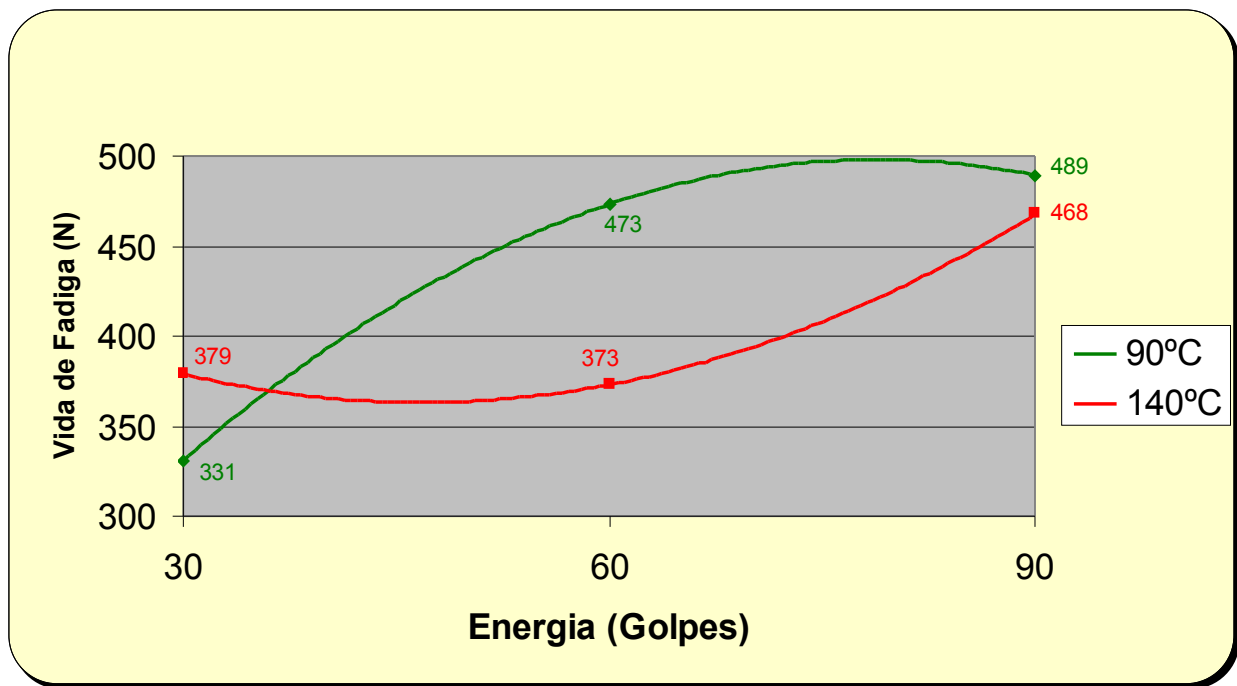


FIG. 5.25: Vida de fadiga ($e = 4,0$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

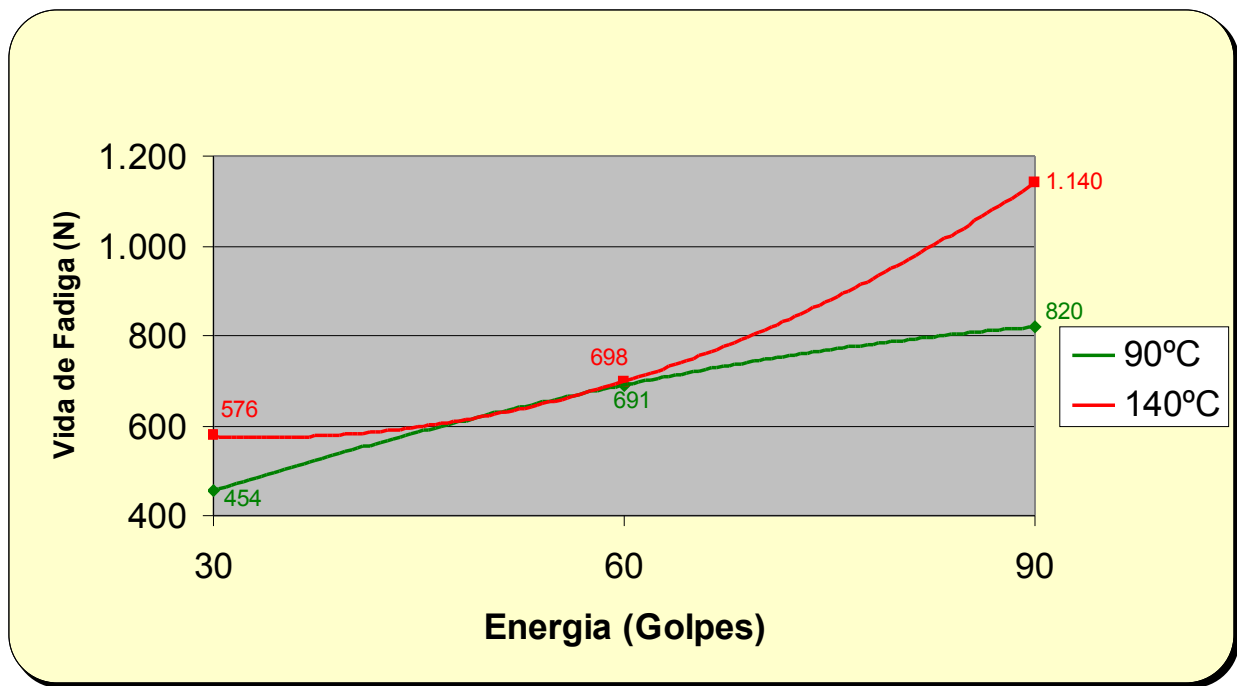


FIG. 5.26: Vida de fadiga ($e = 7,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

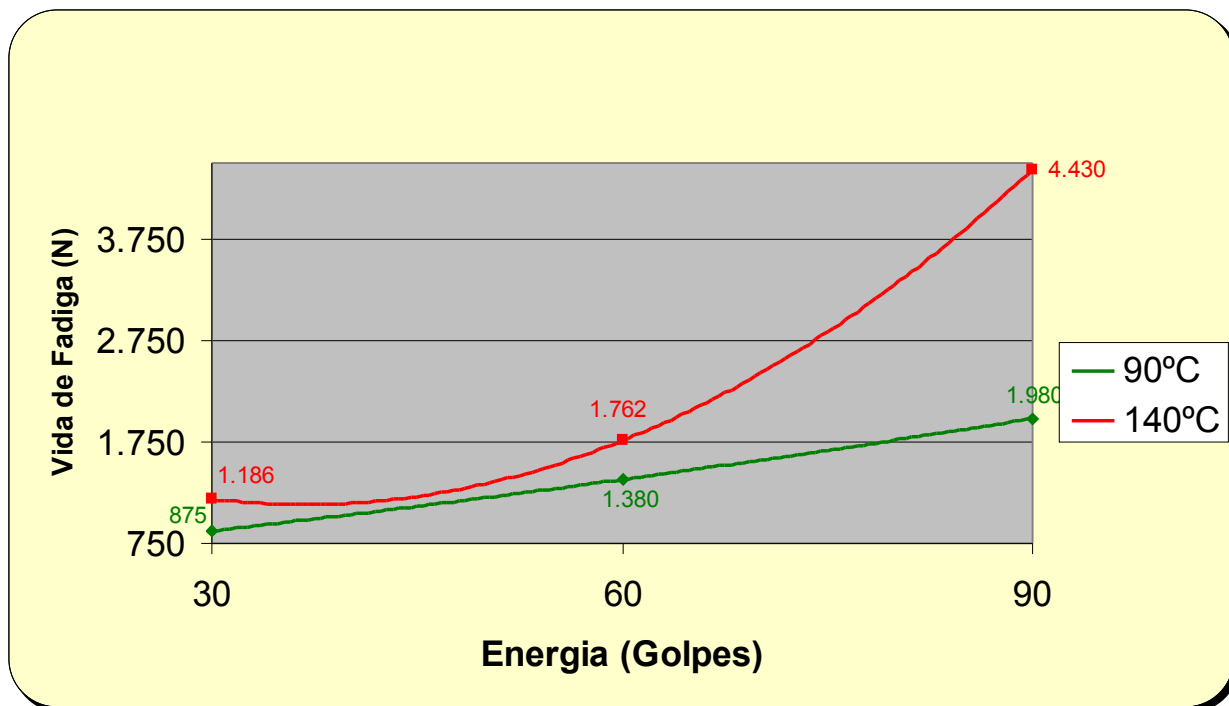


FIG. 5.27: Vida de fadiga ($e = 12,5$ cm; $MR_{\text{Subleito}} = 50$ MPa; Faixa C).

A análise do comportamento à fadiga dos perfis de pavimentos com subleitos de módulos 50 e 100 MPa evidenciou a diminuição da vida de fadiga dos concretos asfálticos compactados com baixas temperaturas de compactação. Tomando-se como exemplo a faixa B, dependendo da espessura do revestimento, as vidas de fadiga da mistura de referência (60 golpes a 140°C) foram entre 1,5 e 2,3 vezes maiores do que as apresentadas pela combinação moldada com 60 golpes a 90°C (“GC” = 98,3%).

Com a finalidade de verificar se o aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes por face seria capaz de tornar a vida de fadiga de uma mistura compactada a 90°C próxima daquela apresentada pela combinação de referência,

foram comparadas as vidas de fadiga de cada uma dessas combinações nas faixas B e C.

Para a faixa B foi observado que, dependendo da espessura do revestimento, as vidas de fadiga da combinação de referência foram entre 1,18 e 1,79 vez maiores do que as apresentadas pela combinação moldada com 90 golpes a 90°C. Ou seja, o aumento da energia de compactação não conseguiu proporcionar à mistura a mesma vida de fadiga da combinação de referência.

Para a faixa C foi observado o contrário, ou seja o aumento da energia de compactação de 60 para 90 golpes na moldagem de uma mistura a 90°C proporcionou vidas de fadiga maiores do que as apresentadas pela combinação de referência.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As principais conclusões sobre o tema proposto, fundamentadas na literatura e nos ensaios realizados em corpos-de-prova com diferentes energias e temperaturas de compactação são:

6.1 Conclusões

- A análise dos parâmetros volumétricos mostrou que a variação da energia e da temperatura de compactação acarretou mudanças na densidade e nos vazios dos concretos asfálticos. Entretanto, levando-se em conta que foram investigadas baixas energias e temperaturas de compactação, 30 golpes e 90°C respectivamente, concluiu-se que essa variação foi menor do que a esperada. É possível que o processo de compactação Marshall seja responsável pelo comportamento observado, ou seja, misturas compactadas a baixas temperaturas em laboratório podem apresentar maiores densidades do que as de campo;
- Quanto ao “GC” (razão entre a densidade de cada combinação de moldagem e a densidade da combinação de referência – 60 golpes a 140°C) foi verificado que todas as combinações de moldagem nas faixas B e C apresentaram valores superiores a 97%, com exceção da mistura compactada com 30 golpes e temperatura de 90°C na faixa C, que apresentou “GC” de 96%. Portanto, considerando as especificações atuais que fixam um valor mínimo de 97%, praticamente todas as combinações moldadas estariam dentro das especificações, ou seja, aceitas;

- Assim como concluído por AZARI et al. (2003), as propriedades mecânicas foram mais sensíveis à variação da energia e da temperatura de compactação do que os parâmetros volumétricos. Para a resistência à tração, os resultados variaram 76 e 107% para as faixas B e C, respectivamente, enquanto que os módulos de resiliência variaram 118% para a faixa B e 59% para a faixa C. A análise da vida de fadiga é mais complexa pois depende dos módulos de resiliência, mas considerando uma diferença de tensões de 1,0 e 2,0 MPa foi verificado que, de uma maneira geral, as piores vidas de fadiga do revestimento ocorreram para as temperaturas de 90°C;
- Quanto à “recuperação” das propriedades mecânicas dos concretos asfálticos compactados com baixas temperaturas pelo aumento da energia pode-se concluir que, com exceção da resistência à tração para a faixa C, as combinações moldadas com 90 golpes a 90°C nas faixas B e C não apresentaram resistência à tração e módulo de resiliência próximos aos observados para a combinação de referência (60 golpes a 140°C), ou seja, o aumento da energia de 60 para 90 golpes por face não foi capaz de fazer com que misturas compactadas a 90°C atingissem valores próximos aos da combinação de referência. Quanto à fadiga, a análise dos diversos perfis de pavimentos mostrou que para a faixa B não houve recuperação da vida de fadiga de uma mistura compactada com 90 golpes a 90°C, entretanto para a faixa C, a vida de fadiga desta combinação foi superior à da combinação de referência;
- Face ao fato de quase todas as combinações de moldagem terem apresentado “GC” superiores a 97% e propriedades mecânicas distintas, é muito importante que seja considerada a possibilidade do controle tecnológico passar a ser feito não somente por parâmetros volumétricos (densidade e GC), mas também com a realização de outros ensaios mecânicos fora a resistência à tração, de forma a garantir a qualidade do revestimento compactado. A realização de ensaios de módulo de resiliência

e fadiga podem apontar possíveis problemas ocorridos durante a compactação, especialmente quando esta ocorre em temperaturas muito inferiores às indicadas. Esta conclusão é partilhada também por KENNEDY et al. (1984)², pois, segundo os autores, baixas temperaturas de compactação causam um efeito adverso nas propriedades mecânicas e portanto, tais efeitos devem ser analisados através de ensaios mecânicos;

- Finalmente, quanto ao desempenho da combinação de moldagem com 60 golpes por face e temperatura de 140°C, foi observado que esta combinação apresentou os maiores valores de resistência à tração para as faixas B e C, além de primeiro e segundo melhores desempenhos quanto ao módulo de resiliência para as faixas B e C, respectivamente. Quanto à fadiga, a análise dos perfis de pavimentos mostrou que, apesar da combinação de referência não ter apresentado o melhor desempenho, ela ficou bem próxima das combinações com maiores vidas de fadiga. Além disso, a combinação de referência certamente não apresentaria algumas desvantagens percebidas nessas combinações, como por exemplo: exsudação devido a alta temperatura do ligante (160°C), possibilidade de a massa sofrer deslocamentos laterais devido a falta de suporte (fluimento da massa) e possibilidade de formação prematura de trilha de rodas devido aos baixos vazios (inferior a 3%) observados nas combinações moldadas com 90 golpes. Vale ressaltar ainda que, uma temperatura de compactação de 160°C requer maiores temperaturas de mistura na usina significando assim maiores custos além da possibilidade de degradação do ligante. Por outro lado, uma elevada energia de compactação representa maior custo e menor produção, além da possibilidade de degradação dos agregados.

6.2 Recomendações para estudos futuros

- O estudo de temperaturas inferiores a 90°C é interessante pois a bibliografia consultada relata alguns estudos envolvendo temperaturas de compactação

inferiores a 90°C. A investigação de temperaturas superiores a 160°C parece não ser de grande valia, uma vez que há o risco do CAP sofrer degradação;

- A realização de estudos similares ao desenvolvido neste trabalho com o emprego de diferentes métodos de compactação, como por exemplo, os compactadores Marshall manual e vibratório, de amassamento (Kneading) e Giratório. Tal recomendação é reforçada pelos resultados de KHAN et al. (1998) que apontaram os compactadores Marshall mecânico e Giratório, respectivamente, como os de pior e melhor simulação da compactação em campo e pelas conclusões de GOURDON et al. (2000) que mostraram que os métodos de compactação são capazes de influenciar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas;
- Além das propriedades mecânicas avaliadas (resistência à tração, módulo de resiliência e fadiga), é necessário investigar como as misturas compactadas com diferentes energias e temperaturas de compactação se comportariam em relação ao ensaio de Creep (deformação permanente);
- Um tratamento estatístico adequado pode revelar aspectos importantes não abordados;
- A análise de outros perfis de pavimentos, especialmente aqueles com base de módulo linear, podem evidenciar diferenças ainda maiores no comportamento da deflexão e da vida de fadiga para as diversas combinações de energia e temperatura de compactação;
- Construção de trechos experimentais com diferentes energias (nº de passadas) e temperaturas de compactação e posterior extração de corpos-de-prova, com o objetivo de avaliar os parâmetros volumétricos e as propriedades mecânicas em comparação com os resultados laboratoriais. Trechos experimentais devem ser monitorados para avaliação do desempenho estrutural e funcional para diferentes espessuras do revestimento.

7REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS., **Standard test method for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall apparatus – ASTM D 1559-89**. Philadelphia, EUA, 1989.

ASPHALT INSTITUTE., **Factors affecting compaction**. Educational Series N° 9 (ES-9), 1980.

ASPHALT INSTITUTE., **The Asphalt Handbook**. Manual Series N° 4 (MS-4). 1989.

ASPHALT INSTITUTE., **Density specifications for hot-mix asphalt**. Technical Bulletin N° 9 (TB-9), 1992.

ASPHALT INSTITUTE., **Laboratory mixing and compaction temperatures**. Asphalt Institute Technical Bulletin, 1994.

ASPHALT INSTITUTE., **Mix design methods for asphalt concrete and other hot-mix types**. Manual Series N° 2 (MS-2). 1997.

AZARI, H.; Mc CUEN, R. H.; STUART, K. D., **Optimum compaction temperature for modified binders**. Journal of Transportation Engineering, V.129, n° 5, p. 531-537, September/October, 2003.

AYRES JR., M. **Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis**. Ph.D. dissertation, University of Maryland, College Park, USA. 1997.

- BAHIA, H. U., **Recommendations for mixing and compaction temperatures of modified binders**. NCHRP Study nº 9-10, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2000.
- BAHIA, H. U.; HANSON, D. I., **A project NCHRP 9-10 Superpave protocols for modified asphalt binders**. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., May, 2000.
- BALBO, J. T.; RODOLFO, M. P., **Confronto de estruturas calculadas pelo critério do DNER com critérios de fadiga em revestimentos asfálticos**. 31ª Reunião Anual de Pavimentação, V. 1, p. 520-534, São Paulo, 1998.
- BELL, C. A.; HICKS, R. G.; WILSON, J. E., **Effect of percent compaction on asphalt mixture life**. Placement and compaction of asphalt mixtures, ASTM STP 829, F. T. Wagner, Ed., American Society for Testing and Materials, p. 107-130, 1984.
- BIRMAN, S., **Grau de compressão de concreto asfáltico**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Publicação nº 668, Rio de Janeiro, 1979.
- BIRMAN, S., **O estado da arte do controle tecnológico de asfalto no Brasil**. 11º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1992.
- BRAZ, D., **Tomografia computadorizada no estudo da mecânica da fratura em misturas asfálticas**, Tese de Doutorado em Engenharia Nuclear, COPPE/UFRJ, 158 p., Rio de Janeiro, 1997.
- BROSSEAUD, Y.; DELORME, J. L.; HIERNAUX, R., **Study of permanent deformations in asphalt with help of the LCPC Wheel Tracking Rutting Tester: Evaluation and future prospects**. 72th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 1993.
- BROWN, E. R., **Experiences of Corps of Engineers in compaction of hot asphalt mixtures**. Placement and compaction of asphalt mixtures, ASTM STP 829, F. T. Wagner, Ed., American Society for Testing and Materials, p. 67-79, 1984.
- BROWN, E. R.; COLLINS, R.; BROWNFIELD, J. R., **Investigation of segregation of asphalt mixtures in state of Georgia**. 68th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 1989.
- BROWN, E. R., **Density of asphalt concrete – How much is needed?** 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 21 p., January, 1990.
- BROWN, E. R.; BASSET, CHARLES, E., **Effects of maximum aggregate size on rutting potencial and other properties of asphalt-aggregate mixtures**. Transportation Research Record, V. 1259, Washington, D. C., 1990.

- BROWN, E. R.; CROSS, S. A., **Comparison of laboratory and field density of asphalt mixtures**. 70th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 40 p., January, 1991.
- BSI, **Sampling and examination of bituminous mixtures for roads and other paved areas - BS 598: Part 104 Methods of test for the determination of density and compaction**. British Standards Institution, 1989.
- BUZATTI, D. J., **Controle de qualidade das misturas asfálticas pela porcentagem de vazios**. 1º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), p.14-35, Rio de Janeiro, 1976.
- BUZATTI, D. J., **O controle tecnológico dos vazios nas misturas asfálticas – análise final**. Trabalho técnico do 8º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), p.16-29, Rio de Janeiro, 1986.
- CABRERA, J. G., **Assessment of the Workability of Bituminous Mixtures**. Highways and Transportation, p. 17-23, November, 1991.
- CARNEIRO, F. B. L., SILVA, H. C. M., **Degradação dos agregados nas camadas de base de brita graduada e de revestimento de concreto asfáltico**. Trabalho técnico do 4º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1979.
- CENTERLINE, **Mix design and in-place air voids**. News from the Flexible Pavements Council of West Virginia, V. IV, nº 2, Summer, 1999.
- CHADBOURN, B. A.; NEWCOMB, D. E.; VOLLER, V. R.; DE SOMBRE, R. A.; LUOMA, J. A.; TIMM, D. H., **An asphalt paving tool for adverse conditions**. Final Report, Minnesota Department of Transportation, 1998.
- CIFALI – www.cmicifali.com.br (Capturado em 21/01/05).
- CLYNE, T. R., HANSON, M. P.; CHADBOURN, B.; DRESCHER, A.; NEWCOMB, D. E., **Superpave level one mix design at the local government level**. Final Report 2002-19, Minnesota Department of Transportation, 198 p., July, 2001.
- COELHO, V., **Um estudo sobre a dosagem pelo Método Marshall, de misturas asfálticas preparadas a quente**. São Carlos, 203 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1992.
- COELHO, V., **Considerações sobre deformações permanentes em camadas asfálticas de pavimentação**. 12º Encontro de Asfalto. p.179-194, 1994.
- COELHO, V., **Concreto asfáltico**. Boletim técnico nº 08, Departamento de Estradas e Rodagem do Paraná, Diretoria de Obras, 1995.
- COELHO, V.; SÓRIA, M. H. A. P., **Influência da composição granulométrica de agregados, nas faixas “B” e “C” da ABNT, na estabilidade mecânica de**

- misturas asfálticas preparadas à quente.** 30ª Reunião Anual de Pavimentação, V. 1, p. 210-240, Salvador, 1996.
- COLLINS, R., **Letter regarding fatigue susceptibility of samples compacted at different temperatures.** Astec Industries, Chattanooga, TN, 1998.
- CORPS OF ENGINEERS., **Investigation of the design and the control of asphalt paving mixtures: technical memorandum nº 3-254.** Department of the Army, Vicksburg, Mississippi, EUA, 1948.
- DE SOMBRE, R.; NEWCOMB, D. E.; CHADBOURN, B.; VOLLER, V., **Parameters to define the laboratory compaction temperature range of hot mix asphalt.** Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 67, p. 125-142, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 035/98 Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”.** Rio de Janeiro, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 043/95 Misturas betuminosas à quente – Ensaio Marshall.** Rio de Janeiro, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 053/94 Misturas betuminosas – Percentagem de betume.** Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 054/97 Equivalente de areia.** Rio de Janeiro, 1997.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 078/94 Agregado graúdo – Adesividade ao ligante betuminoso.** Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 081/98 Agregados – Determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo.** Rio de Janeiro, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 083/98 Agregados – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 084/95 Agregado miúdo – Determinação da densidade real.** Rio de Janeiro, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 086/94 Agregados – Determinação do índice de forma.** Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 117/94 Misturas Betuminosas – Determinação da densidade aparente.** Rio de Janeiro, 1994.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 133/94 Misturas Betuminosas – Determinação do módulo de resiliência.** Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 138/94 Misturas Betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral.** Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 195/97 Agregados – Determinação da absorção e da massa específica do agregado gráúdo.** Rio de Janeiro, 1997.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ME 401/99 Agregados – Determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante - IDM.** Rio de Janeiro, 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM., **DNER-ES 313/97 Pavimentação – Concreto betuminoso.** Rio de Janeiro, 1997.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES., **DNIT ES – 031/2004 Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico.** Rio de Janeiro, 2004.
- EPPS, J. A.; MONISMITH, C. L., **Fatigue of asphalt concrete mixtures – Summary of existing information.** Special Technical Publication 508, ASTM, Philadelphia, 1971.
- FINN, F. N.; EPPS, J. A., **Compaction of hot mix asphalt concrete.** Research Report 214-21, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, August, 1980.
- FORD, M. C., **Pavement densification related to asphalt mix characteristics.** 67th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 26 p., January, 1988.
- FRANCO, F. A. C. P., **Avaliação dos modelos de previsão do dano de fadiga em misturas betuminosas.** 1º Seminário de Qualificação ao Doutorado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- GOETZ, W. H.; WOOD, L. E., **Bituminous materials na mixtures.** Section 18, Highway Engineering Handbook, Mc GrawHill Book Company, New York, EUA, 1696 p., 1960.
- GOETZ, W. H., **The evolution of asphalt concrete mix design.** ASTM STP 1041, 1989.
- GONTIJO, P. R. A.; SANTANA, H., **Análise Tensional de Sistemas Multicamadas e Procedimento Metodológico para Dimensionamento de Reforço Estrutural de Pavimentos Flexíveis,** 2º SINAPRE, ABPv, V.1, Rio de Janeiro, 1989.

- GONZALEZ, G.; KENNEDY, T. W.; ANAGNOS, J. N., **Evaluation of the resilient elastic characteristics of asphalt mixtures using the indirect tensile test.** Research Report 1836, Center for Highway Research. The University of Texas at Austin, November, 1975.
- GOURDON, J. L.; CLIFFORD, J.; HÖBEDA, P.; PRONK, A.; BROSSEAUD, Y., **Effect of compaction method on mechanical properties of asphalt mixtures.** 2º Eurasphalt & Eurobitume Congress, Barcelona, p. 282-291, 2000.
- GUZZELLI, J. L. C., CASTRO, A. M., **Dificuldades na compactação de concreto asfáltico produzido com CAP 50/60.** 7º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, p. 183-198, 1984.
- HADLEY, W.O.; HUDSON, W.R.; KENNEDY, T.W., **Correlation of Indirect Tensile Test Results with Stability and Cohesimeter Values for Asphalt-Treated Materials and Discussion.** Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 39, pp. 745-765, 1970.
- HADLEY, W. O.; HUDSON, W. R.; KENNEDY, T. W., **Evaluation and prediction of the tensile properties of asphalt-treated materials.** Research Report 98-9, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, May, 1971.
- HARTMAN, A. M.; GILCHRIST, M. D.; WALSH, G., **Effect of mixture compaction on indirect tensile stiffness and fatigue.** Journal of Transportation Engineering, V. 127, nº 5, p. 370-378, September/October, 2001.
- HARVEY, J. T.; DEACON, J. A.; TSAI, B.; MONISMITH, C. L., **Fatigue performance of asphalt concrete mixes and its relationship to asphalt concrete pavement performance in California.** Technical Task Reporter, Asphalt Research Program: CAL/APT Program, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1995.
- HEUKELOM, W.; KLOMP, A. J. G., **Road design and dynamic loading.** Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 33, p. 92-123, 1964.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD., **Bituminous paving mixtures: Fundamentals for Design.** Highway Research Board, Bulletin nº 105, Washington, D.C., 45 p., 1955.
- HUGHES, C.S., **Importance of asphalt compaction.** Better Roads, V. 54, Nº 10, p. 22-24, October, 1984.
- HUGHES, C. S., **Compaction of asphalt pavement.** NCHRP Synthesis of Highway Practice nº 152, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., October, 1989.

- HUNER, M. H.; BROWN, E. R., **Effects of re-heating and compaction temperature on hot mix asphalt volumetrics**. NCAT Report n° 01-04, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, 26 p., November, 2001.
- HUNTER, R. N., **Bituminous mixtures in road construction**. London, 441 p., 1994.
- KANDHAL, P. S.; KOEHLER, W. C., **Pennsylvania's experience in the compaction of asphalt pavements**. Placement and compaction of asphalt mixtures, ASTM STP 829, F. T. Wagner, Ed., American Society for Testing and Materials, p. 93-106, 1984.
- KARI, W. J., **Mix properties as they affect compaction**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 36, p. 295-309, 1967.
- KEMP, G. R.; PREDOEHL, N. H., **A comparison of field and laboratory environments on asphalt durability**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 50, p. 492-537, 1981.
- KENNEDY, T. W.; ROBERTS, F. L.; ANAGNOS, J. N.; DHALAAN, M. A., **Design and characterization of recycled pavement materials**. Research Report 252-5F, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1984.¹
- KENNEDY, T. W.; ROBERTS, F. L.; MCGENNIS, R. B., **Effects of compaction temperature and effort on the engineering properties of asphalt concrete mixtures**. Placement and compaction of asphalt mixtures, ASTM STP 829, F. T. Wagner, Ed., American Society for Testing and Materials, p. 3-27, 1984.²
- KHAN, Z. A.; WAHAB, H. I. A.; ASI, I.; RAMADHAN, R., **Comparative study of asphalt concrete laboratory compaction methods to simulate field compaction**. Construction and Building Materials 12, p. 373-384, 1998.
- KOELER, A. B. Z., **Aplicação do ensaio de aderência às misturas betuminosas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFF, 85 p., Rio de Janeiro, 1991.
- LEFEBVRE, J. A. A., **Effect of compaction on the density and stability of asphalt paving mixtures**. 10th Annual Meeting of the Canadian Technical Asphalt Association, November, 1965.
- LINDEN, R. N.; MAHONEY, J. P; JACKSON, N. C., **Effect of compaction on asphalt concrete performance**. Transportation Research Record, V.1217, p. 20-28, Washington, D. C., 1989.
- LINDEN, F.; VAN DER HEIDEN, J., **Some aspect of the compaction of asphalt mix and its influence on mix properties**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 58, p. 571-623, 1989.
- LUBIS, W. B., **Characteristics of asphalt concrete wearing course mix at different compaction levels**. Master degree thesis, Institut Teknologi Bandung,

Indonésia, 1998.

MACEDO, J. A. G.; LUCENA, F. B.; FERREIRA, H. C., **Degradação de agregados em concreto betuminoso usinado à quente**. 22^a Reunião Anual de Pavimentação, V. 1, p. 132-144, Maceió, 1987.

MAMLOUK, M. S., SAROFIM, R. T., **Modulus of asphalt mixtures – An unresolved dilemma**. Transportation Research Record, V. 1171, Washington, D. C., 1988.

MARKER, V., **Introduction to the Compaction of Asphalt Concrete Symposium**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 36, p. 288-294, 1967.

McLEOD, N. W., **Influence of viscosity of the asphalt cements on compaction of paving mixtures in the field**. 45th Annual Meeting of the Highway Research Record, Washington, D. C., 84 p., 1966.

MEDINA, J., **Mecânica dos Pavimentos**. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.

MELÉNDEZ, A. S., **Efectos de la temperatura de compactación en la resistência al flujo plástico**. Unidad de Investigacion Y Desarrollo Vial, Ministerio de Obras Publicas, Transporte, Vivienda Y Desarrollo Urbano, San Salvador, Republica de El Salvador, 2001.

MIRZA, S. I., **Compaction of asphalt concrete at Gerede-Ankara motorway project – A case history**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 62, p. 668-692, 2000.

MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A., **Efeitos da granulometria no concreto asfáltico preparado pelo ensaio Marshall**. 31^a Reunião Anual de Pavimentação, V. 1, p. 154-173, São Paulo, 1998.

MONISMITH, C. L., **Asphalt Concrete: An Extraordinary Material for Engineering Applications**. Thirtieth Henry M. Shaw Lecture in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, College of Engineering North Carolina State University Raleigh, North Carolina, 1998.

MOREIRA, C. C., **Análise e descrição de procedimentos da proposição de método de dosagem Marshall para misturas betuminosas tipo C.B.U.Q.** 12^o Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1995.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; CRUZ, A. M.; VIANNA, A. D., **Aspectos do comportamento das misturas asfálticas**. 11^o Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1992.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; SCALCO, R. C., **O projeto estrutural de pavimentos flexíveis e a dosagem de misturas asfálticas**. 27^a Reunião Anual de Pavimentação, V. 1, p. 523-545, Teresina, 1993.

- MOTTA, L. M. G.; PINTO, S., **O uso de ensaios estáticos na definição de parâmetros de comportamento das misturas asfálticas**. 12º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1994.
- MOTTA, L. M. G., LEITE, L. M., **Desempenho de trechos de pavimentos acompanhados nos últimos dez anos**. 16º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 2002.
- MOTTA, L. M. G., MEDINA, J., SOUSA, A. M., **Características de fadiga e resiliência de concretos asfálticos brasileiros**. 16º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 2002.
- MOTTA, L. M. G.; PINTO, S.; GUARÇONI, D. S., **Trecho de reciclagem à frio na BR 393 – Avaliação após 8 anos da implantação**. 16º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 2002-A.
- MOTTA, L. M. G., **Comunicação Pessoal**, 2004.
- NBR 7207/82: **Terminologia e classificação de pavimentos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 3 p., 1982.
- PARKER, C. F., **Steel-Tired rollers**. Highway Research Board, Bulletin nº 246, Washington, D.C., p. 1-41, 1960.
- PASARIBU, B. H., **Effect of compaction energy on the Marshall characteristics of na asphalt concrete mix**. Master degree thesis, Institut Teknologi Bandung, Indonésia, 1999.
- PINTO, S., PREUSSLER, E., **Módulos resilientes de concretos asfálticos**. Trabalho técnico do 5º Encontro de Asfalto, Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP), Rio de Janeiro, 1980.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E.; FARAH, H., **Características elásticas de concretos asfálticos com látex**. 2º Congresso Latino Americano de Asfalto, Mar Del Plata – Argentina, Novembro, 1983.
- PINTO, S., **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 478 p., Rio de Janeiro, 1991.
- PINTO, S.; MOTTA, L. M. G., **Catálogo de curvas de fadiga**. Boletim técnico nº 16, Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Rio de Janeiro, 1995.
- PINTO, S., **Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem**. 1. ed. Rio de Janeiro: Seção de meios auxiliares – Instituto Militar de Engenharia, 1997.
- PINTO, S., PREUSSLER, E., **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. 2.ed., Copiarte, 269 p., Rio de Janeiro, 2002.

- PINTO, S., **Notas de aula de Mecânica dos Pavimentos**. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2004.
- PORTER, B. W.; KENNEDY, T. W., **Comparison of fatigue test methods for asphalt materials**. Research Report 1834, Center for Highway Research, Texas, 1975.
- POWEL, W. D., LISTER, N. W., **Compaction of bituminous materials**. Developments in Highway Pavement Engineering, Applied Science Publishers, p. 127-162, London, 1978.
- PREUSSLER, E. S., PINTO, S., MEDINA, J., **Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos**. 16ª Reunião Anual de Pavimentação, V. 2, p. 63-137, Recife, 1981.
- PREUSSLER, E. S., **Estudo de deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 266 p., Rio de Janeiro, 1983.
- PUANGCHIT, P.; HICKS, R. G.; WILSON, J. E.; BELL, C. A., **Impact of variation in material properties on asphalt pavement life**. Report FHWA-OR-82-3, Oregon Department of Transportation, Salem, May, 1982.
- QUEIRÓZ, C.; VISSER, A., **Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros**. 14ª Reunião Anual de Pavimentação, p. 353-385, João Pessoa, 1978.
- ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL)., **Bituminous materials in road construction**. Londres, Inglaterra, 1962.
- ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., LEE, D., KENNEDY, T. W., **Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction**. 2. ed. Maryland: National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, 1996.
- RODRIGUES, R.M., **Estudo do trincamento dos pavimentos**, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 208 p., Rio de Janeiro, 1991.
- SANTANA, H.; GONTIJO, P.R.A., **Seleção dos tipos de CAP necessários à pavimentação no Brasil**. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (ABEDA), Publicação TT.01, 86 p., Rio de Janeiro, 1984.
- SCHEROCMAN, J. A.; MARTENSON, E. D., **Placement of asphalt concrete mixtures**. Placement and compaction of asphalt mixtures, ASTM STP 829, F. T. Wagner, Ed., American Society for Testing and Materials, p. 3-27, 1984.
- SCHEROCMAN, J. A., **Compacting hot-mix asphalt pavements**. Roads & Bridges, V. 34, nº 8, p. 44-46, August, 1996.

- SCHMIDT, R. J., **A practical method for measuring the resilient modulus of asphalt – Treated mixes**. Chevron Research Company, Richmond, California 94802, 1972.
- SENÇO, W., **Manual de técnicas de pavimentação vol I**. 1. ed. São Paulo: Pini, 746 p., 1997.
- SENÇO, W., **Manual de técnicas de pavimentação vol II**. 1. ed. São Paulo: Pini, 671 p., 2001.
- SHOOK, J. F.; FINN, F. N.; WITCZAK, M. W.; MONISMITH, C. L., **Thickness design of asphalt pavements – The Asphalt Institute Method**. Proceedings of the Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, Holland, 1982.
- SOARES, J. B., SILVEIRA, M. A., MOTTA, L. M. G., **Efeito da temperatura e do grau de compactação nas propriedades das misturas asfálticas**. 11º Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Lima-Peru, Novembro, 2001.
- SOUZA, J.B.; CRAUSS, J.; MONISMITH, C.L. **Summary report on permanent deformation in asphalt concrete**. Publicação SHRP-A/IR-91-104, Strategic Highway Research Program, 120 p., 1991.
- STUART, K. D., **Methodology for determining compaction temperatures for modified asphalt binders**. FHWA-RD-02-016, Federal Highway Administration, 46 p., 2000.
- SUHARTONO, G., **The effects of controlling density on the characteristics of bituminous mixes having various gradations and compaction temperatures**. Master degree thesis, Institut Teknologi Bandung, Indonésia, 1998.
- TONS, E.; KROKOSKY, E. M. K., **Tensile properties of dense graded bituminous concrete**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, V. 32, 1963.
- TOSTICARELLI, J.; PONCINO, H.; ANDREONI, R., **Sobre la compaction em obra de mezclas asfálticas de tipo superior**. 1º Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Rio de Janeiro-Brasil, Dezembro, 1981.
- U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION, **Effects of traffic with small high-pressure tires on asphalt pavements**. Technical Memorandum 3-314, CE, Vicksburg, Miss., June, 1950.
- U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION, **An investigation of the water permeability and jet-fuel resistance of a bituminous concrete paving mix at various degrees of density**. Miscellaneous paper nº 4-57, CE, Vicksburg, Miss., October, 1953.

- VAN DER POEL, C., **A general system describing the viscoelastic properties of bituminous and its relation to routine test data.** Journal of applied Chemistry, V. 4, p. 221-236, 1954.
- VAN DRAAT, W. E. F.; SOMMER, P., **An apparatus for determining the dynamic elastic modulus of asphalt.** Strasse and Autobahn, V. 6, p. 201, 1965.
- VERSTRAETEN, J.; FRANCKEN, L., **Sur le compromis entre la stabilit et la durabilité de melanges bitumineux.** La technique Routière, V. XXIV, nº 4, Bélgica, 1979.
- VIANNA, ÁLVARO AUGUSTO DELLE, S., **Contribuição para o estabelecimento de um material padrão e de metodologia para calibração de equipamentos de ensaios dinâmicos.** Tese de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 224 p., Rio de Janeiro, 2002.
- VIEIRA, A., **Notas de aula de Mecânica dos Pavimentos.** Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2004.
- WAMBURA, J. H. G.; MAINA, J. N.; SMITH, H. R., **Kenya asphaltic materials study.** 78th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 19 p., January, 1999.
- WILLOUGHBY, K. A.; MAHONEY, J. P.; PIERCE, L. M.; UHLMAYER, J. S.; ANDERSON, K. W.; READ, S. A.; MUENCH, S. T.; THOMPSON, T. R.; MOORE, R., **Construction – related asphalt concrete pavement temperature differentials and the corresponding density differentials.** Research Report nº WA-RD 476.1, Washington State Transportation Center (TRAC), Washington State Department of Transportation, July, 2001.
- WSDOT., **Temperature differentials and the related density differentials in asphalt concrete pavement construction.** Tech Notes, Washington Department of Transportation, September, 2001.

8APÊNDICES

8.1 APÊNDICE 1: Caracterização dos corpos-de-prova moldados

8.2APÊNDICE 2: Indicadores do comportamento estrutural dos perfis de pavimentos calculados pelo programa ELSYM5

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)