Campus de São Carlos

**Contribuição ao estudo das deformações
permanentes, nas condições do
Brasil, em camadas de concreto asfáltico
de pavimentação**

Vladimir Coelho

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS
DEFORMAÇÕES PERMANENTES,
NAS CONDIÇÕES DO BRASIL,
EM CAMADAS DE CONCRETO
ASFÁLTICO DE PAVIMENTAÇÃO.**

VLADIMIR COELHO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São
São Carlos, da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a obtenção do Título de
Doutor em Transportes.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Manoel Henrique A. Sória

DEDALUS - Acervo - EESC

31100017413

**São Carlos
1996**

Class.	7151
Cutt.	1532e
Tombo	214/96

Transportes

st 0746542

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

C672c Coelho, Vladimir
Contribuição ao estudo das deformações
permanentes, nas condições do Brasil, em camadas
de concreto asfáltico de pavimentação / Vladimir
Coelho. -- São Carlos, 1996.

Tese (Doutorado). -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1996.
Orientador: Prof. Dr. Manoel Henrique Alba
Sória.

1. Concreto asfáltico. 2. Misturas asfálticas.
3. Concreto betuminoso. 4. Misturas betuminosas.
5. Deformação permanente. I. Título

Ao meu pai, Accácio
e meu ex-professor,
Petrônio L. Dias,
meus grandes
mestres.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Manoel Henrique Alba Sória, pela excelente orientação para o desenvolvimento deste trabalho.

À CAPES, pela concessão da bolsa de estudo.

Ao Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri, pelas valiosas sugestões, incentivo, e apoio durante todo o período de desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Dr. José Tadeu Balbo e Dra. Liedi Bariani Bernucci, pelas sugestões, incentivo e sobretudo pelo apoio, através da autorização de uso dos equipamentos e instalações do laboratório de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas, de São Paulo, e ao Eng^o Fernando Augusto Júnior, de seu quadro funcional, pela realização dos ensaios de caracterização do material asfáltico utilizado na pesquisa.

À Ipiranga Asfaltos S/A, e ao Eng^o Marcelo Oioli de Campos, de seu quadro funcional, pelo fornecimento do cimento asfáltico para a pesquisa.

À Pedreira Colacy, e ao Sr. Antonio Leonardo Ferrasçoli, de seu quadro administrativo, pelo fornecimento dos materiais granulares para a pesquisa.

Aos Srs. Felisberto Batista dos Santos e Adriano Aparecido Bueno, funcionários dos laboratórios de Pavimentação e Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil do câmpus da UNESP de Bauru, pelo auxílio no desenvolvimento dos ensaios realizados.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Transportes da EESC/USP pela amizade.

Aos colegas do Departamento de Engenharia de Civil, do câmpus da UNESP de Bauru, pela amizade, compreensão, incentivo e sobretudo pelo apoio para que este trabalho se tornasse possível.

Sumário

	página
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
RESUMO	xxi
ABSTRACT	xxii
<hr/>	
CAPÍTULO 1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.	1
CAPÍTULO 2. REOLOGIA DOS MATERIAIS BETUMINOSOS.	4
2.1. Conceitos reológicos fundamentais	4
2.2. Viscosidade e Consistência dos ligantes asfálticos	8
2.2.1. Natureza da viscosidade	8
2.2.2. Medida da viscosidade	9
2.2.3. Variação da viscosidade com a temperatura	11
2.2.4. Consistência	12
2.3. Módulo de rigidez dos materiais asfálticos	14
2.4. Comportamento reológico dos concretos asfálticos	23
 CAPÍTULO 3. DEFORMAÇÕES PERMANENTES NAS TRILHAS-DE-RODAS.	 28
3.1. O mecanismo das deformações	28
3.2. Fatores que influem nas deformações permanentes	31
3.2.1. Agregados	33
3.2.2. Ligante betuminoso	40
3.2.3. Mistura	41
3.2.4. Condições de campo e de ensaio em laboratório	44

3.3. Valores-limites para as deformações permanentes nas trilhas-de-rodas	46
3.4. Métodos para a previsão das deformações permanentes nas trilhas-de-rodas	48
3.4.1. Considerações gerais sobre esses métodos	48
3.4.2. O método da "Shell"	52
3.4.3. Dificuldades para a previsão das deformações permanentes	54
3.5. Classificação das misturas betuminosas em função das deformações permanentes	56

CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE ENSAIO PARA A AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS BETUMINOSAS.

	58
4.1. Propriedades mecânicas das misturas betuminosas	58
4.2. Generalidades sobre os métodos de ensaio das misturas betuminosas	59
4.3. Seleção dos métodos de ensaio para a presente pesquisa.	65
4.4. O método do ensaio Marshall	66
4.4.1. Breve histórico do método	66
4.4.2. Descrição do método Marshall	68
4.4.3. Méritos e limitações do método Marshall	71
4.5. O método do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática ("static creep test")	74
4.5.1. Breve histórico do método	74
4.5.2. O mecanismo das deformações durante a fluência por compressão	76
4.5.3. Síntese dos modelos teóricos desenvolvidos por J. F. Hills, para o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática	79
4.5.4. Descrição do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática	82
4.5.5. Influência dos parâmetros de ensaio	88

4.5.6. Critérios para análise das misturas através dos resultados do "creep test"	91
4.5.7. Méritos e limitações do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática	94
4.6. O ensaio de simulação de tráfego em laboratório ou de trilha-de-roda	95
4.6.1. Generalidades sobre o ensaio	95
4.6.2. Descrição do ensaio de trilha-de-roda com o equipamento do LCPC	98
4.6.3. Influência dos parâmetros de ensaio nos resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com o equipamento do LCPC	100
4.6.4. Critérios para a avaliação da resistência das misturas às deformações permanentes através dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda	104
4.6.5. Méritos e limitações dos ensaios de trilha-de-roda	105
4.7. Considerações finais	107
CAPÍTULO 5. MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS.	109
5.1. Materiais	109
5.1.1. Ligante asfáltico	109
5.1.2. Materiais granulares	109
5.1.3. Misturas	112
5.2. Métodos	113
5.2.1. Seleção, manuseio e preparação dos materiais granulares	113
5.2.2. Seleção, manuseio e preparação do ligante asfáltico	114
5.2.3. Dosagens Marshall das misturas	115
5.2.4. Preparo, manuseio e processamento das misturas	115
5.2.5. Moldagem, manuseio e armazenagem das placas para os ensaios de trilha-de-roda	120

5.2.6. Método dos ensaios de trilha-de-roda	125
5.2.7. Método de moldagem dos corpos-de-prova Marshall..	129
5.2.8. Método de ensaio e procedimentos de cálculo dos ensaio Marshall	129
5.2.9. Método dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática	131
CAPÍTULO 6. RESULTADOS OBTIDOS.	135
6.1. Resultados das dosagens Marshall	135
6.2. Resultados dos ensaios de trilha-de-roda	135
6.3. Resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática	135
6.4. Resultados dos ensaios Marshall	135
CAPÍTULO 7. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.	144
7.1. Análise dos processos de produção das misturas e dos corpos-de-prova	144
7.2. Análise dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda	148
7.2.1. Análise estatística	150
7.2.2. Análise da influência da temperatura de ensaio	153
7.2.3. Análise da influência da composição granulométrica .	156
7.3. Análise dos resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática ("creep test")	166
7.3.1. Análise estatística	166
7.3.2. Análise dos resultados	169
7.4. Análise dos resultados dos ensaios Marshall	171
7.5. Comparação entre os resultados dos ensaios de trilha-de-roda e de fluência estática	173
7.6. Comparação entre os resultados dos ensaios Marshall e os de trilha-de-roda	175

CAPÍTULO 8. COMENTÁRIOS, CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.	177
8.1. Ensaaios mecânicos para a avaliação das deformações permanentes	177
8.2. Influência da granulometria nas deformações permanentes.	178
8.3. Influência da temperatura nas deformações permanentes ...	179
8.4. Propostas de pesquisas sobre deformações permanentes...	181
 Referências Bibliográficas	 183
Anexos	192
Anexo 1	193
Anexo 2	240

Lista de Figuras

	página
Figura 2.1 - Ilustração dos parâmetros da lei de Hooke	7
Figura 2.2 - Experiência clássica de Newton. Definição de viscosidade ...	7
Figura 2.3 - Variação da viscosidade de um asfalto em função da temperatura	10
Figura 2.4 - Variação da consistência com a temperatura em asfaltos de destilação direta e de mesma origem	13
Figura 2.5 - Variação da consistência com a temperatura em asfaltos de mesma consistência a 25 °C e de diferentes origens	13
Figura 2.6 - Diagrama esquemático do comportamento reológico dos ligantes asfálticos em função da temperatura	16
Figura 2.7 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume muito sensível à temperatura ..	16
Figura 2.8 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume pouco sensível à temperatura..	17
Figura 2.9 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume medianamente sensível à temperatura	17
Figura 2.10 - Ábaco de VAN DER POEL (1954) para a determinação do módulo de rigidez de betumes	18
Figura 2.11 - Ilustração de como a suscetibilidade térmica do ligante asfáltico pode favorecer ou prejudicar os engenheiros de pavimentação, em regiões de clima quente	21
Figura 2.12 - Representação esquemática das componentes do tensor das deformações	26
Figura 2.13 - Curva deformação vs tempo típica de uma mistura de solo-asfalto	26
Figura 3.1 - Influência do número de passadas no perfil transversal da superfície de um pavimento	29
Figura 3.2 - Distribuição típica das tensões de cisalhamento num sistema de três camadas	30
Figura 3.3 - Influência do formato dos agregados e do volume de vazios no módulo de rigidez à compressão de uma mistura	36
Figura 3.4 - Influência do formato dos agregados e do módulo de rigidez do betume no módulo de rigidez ao cisalhamento de uma mistura	36
Figura 3.5 - Influência do teor de ligante no valor da deformação permanente da trilha-de-roda	41

Figura 4.1 - Métodos de projeto de misturas betuminosas usados nos E.U.A.	67
Figura 4.2 - Ilustração fotográfica do equipamento de compactação usualmente empregado para a compactação de corpos-de-prova Marshall	69
Figura 4.3 - Ilustração fotográfica de dois tipos de equipamento usados para a realização do ensaio Marshall	69
Figura 4.4 - Gráfico comparativo dos resultados de um ensaio Marshall e de um ensaio de trilha-de-roda	70
Figura 4.5 - Gráfico comparativo dos resultados de ensaios Marshall, de ensaios de trilha-de-roda e de fluência estática ("creep test"), para quatro tipos de mistura	72
Figura 4.6 - Representação esquemática da influência da intensidade da tensão de fluência na velocidade da deformação por fluência	77
Figura 4.7 - Representação esquemática dos três estágios básicos da curva de fluência no processo de deformação por fluência ...	77
Figura 4.8 - Representação gráfica da família de curvas de fluência dos modelos teóricos de J. F. Hills	81
Figura 4.9 - Ilustração fotográfica do equipamento utilizado no "Koninklijke/Shell Laboratorium", de Amsterdã, Holanda, para a realização de ensaios de fluência por compressão uniaxial estática	83
Figura 4.10 - Representação esquemática da instalação dos dispositivos de LVDT, registro e processador eletrônico de dados em equipamentos para ensaios de fluência por compressão uniaxial	85
Figura 4.11 - Ilustração fotográfica de equipamento simulador de tráfego, em laboratório, tipo pista experimental circular	96
Figura 4.12 - Ilustração fotográfica do equipamento simulador de tráfego, em laboratório, idealizado pelo LCPC	97
Figura 4.13 - Influência da temperatura nos resultados de ensaios de trilha-de-roda realizados com o equipamento simulador de tráfego do LCPC	101
Figura 5.1 - Curvas granulométricas das misturas estudadas nesta pesquisa	111
Figura 5.2 - Diagrama esquemático do método de trabalho experimental empregado nesta pesquisa	113
Figura 5.3 - Ilustração fotográfica da betoneira usada no preparo das misturas e do sistema de aquecimento da betoneira	116
Figura 5.4 - Ilustração fotográfica do equipamento utilizado para o transporte e manuseio de agregados e acessórios aquecidos	116
Figura 5.5 - Aspectos gerais do equipamento compactador de placas do LCPC	118

Figura 5.6	- Ilustração fotográfica dos moldes metálicos utilizados na confecção das placas para os ensaios de trilha-de-roda	118
Figura 5.7	- Ilustrações fotográficas de detalhe da cavidade de moldagem das placas, para os ensaios de trilha-de-roda, do compactador de placas do LCPC	119
Figura 5.8	- Representação esquemática das linhas de compactação de uma placa para o ensaio de trilha-de-roda	122
Figura 5.9	- Ilustrações fotográficas do equipamento simulador de tráfego do LCPC	124
Figura 5.10	- Localização dos pontos de medida dos afundamentos na trilha-de-roda nos ensaios de trilha-de-roda	126
Figura 5.11	- Ilustrações fotográficas dos equipamentos e instalações utilizados para a realização dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática	132
Figura 6.1	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C1	140
Figura 6.2	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C2	140
Figura 6.3	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C3	141
Figura 6.4	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B1	141
Figura 6.5	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B2	142
Figura 6.6	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B3	142
Figura 6.7	- Resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática em misturas com granulometria C1, C2 e C3	143
Figura 6.8	- Resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática em misturas com granulometria B1, B2 e B3	143
Figura 7.1	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com as placas moldadas com a mistura MC1	147
Figura 7.2	- Resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com as placas moldadas com a mistura MC2	147
Figura 7.3	- Gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com as seis misturas estudadas	149
Figura 7.4	- Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MC1, MC2 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 °C	157
Figura 7.5	- Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MC1, MC2 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 60 °C	157
Figura 7.6	- Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1, MB2 e MB3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 °C	158
Figura 7.7	- Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1, MB2 e MB3, nos ensaios de trilha-de-roda a 60 °C	158

Figura 7.8 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB2 e MC2, nos ensaios de trilha-de-roda a 25, 40 e 60 °C .	160
Figura 7.9 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1 e MC2, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 e 60 °C	162
Figura 7.10 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 e 60 °C	164
Figura 7.11 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB2 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 e 60 °C	164
Figura 7.12 - Gráfico comparativo dos resultados da estabilidade Marshall para as seis misturas estudadas	171
Figura 7.13 - Gráfico comparativo dos resultados da capacidade de suporte Marshall para as seis misturas estudadas	172
Figura 7.14 - Gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática para as seis misturas estudadas	173

Lista das Tabelas

	página
Tabela 3.1 - Fatores que influem nas deformações permanentes das misturas para concreto asfáltico	32
Tabela 3.2 - Exemplos de critérios para as deformações permanentes através do ensaio de fluência estática ("static creep test") .	47
Tabela 4.1 - Quadro comparativo dos diversos métodos de ensaio para a avaliação das deformações permanentes	62, 63
Tabela 4.2 - Critérios para a avaliação da qualidade de misturas betuminosas em função dos valores de "b" e " ϵ_{vp} " obtidos no "creep test"	93
Tabela 4.3 - Critérios para os módulos de rigidez à fluência obtidos com uma hora de carregamento	93
Tabela 4.4 - Valores máximos admissíveis para as deformações das trilhas-de-roda medidas em ensaios com o equipamento do LCPC	106
Tabela 5.1 - Características físicas do CAP-20 utilizado	110
Tabela 5.2 - Resultados do ensaio de fracionamento químico do CAP-20 utilizado	110
Tabela 5.3 - Características físicas dos materiais granulares utilizados	110
Tabela 5.4 - Composição granulométrica das misturas estudadas	111
Tabela 5.5 - Características das misturas	112
Tabela 6.1 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda - Faixa "C"	136
Tabela 6.2 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda - Faixa "B"	137
Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios de fluência estática	138
Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios Marshall	139
Tabela 7.1 - Média, desvio-padrão e coeficiente de variação dos valores de Vv (%) para as misturas estudadas	145
Tabela 7.2 - Valores de "cv" de δ (3.000) e de δ (30.000)	151
Tabela A2.1 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C1-P1-40	241
Tabela A2.2 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C1-P3-40	242
Tabela A2.3 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C1-P2-60	243
Tabela A2.4 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C1-P4-60	244

Tabela A2.5	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P1-60	245
Tabela A2.6	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P3-60	246
Tabela A2.7	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P2-40	247
Tabela A2.8	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P4-40	248
Tabela A2.9	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P5-40	249
Tabela A2.10	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P6-40	250
Tabela A2.11	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P7-25	251
Tabela A2.12	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C2-P8-25	252
Tabela A2.13	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C3-P1-60	253
Tabela A2.14	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C3-P2-60	254
Tabela A2.15	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C3-P3-40	255
Tabela A2.16	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa C3-P4-40	256
Tabela A2.17	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B1-P1-60	257
Tabela A2.18	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B1-P2-60	258
Tabela A2.19	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B1-P3-40	259
Tabela A2.20	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B1-P4-40	260
Tabela A2.21	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P1-60	261
Tabela A2.22	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P2-60	262
Tabela A2.23	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P3-40	263
Tabela A2.24	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P4-40	264
Tabela A2.25	- Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P5-25	265

Tabela A2.26 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B2-P6-25	266
Tabela A2.27 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B3-P1-40	267
Tabela A2.28 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B3-P3-40	268
Tabela A2.29 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B3-P2-60	269
Tabela A2.30 - Resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com a placa B3-P4-60	270
Tabela A2.31 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria C1	271
Tabela A2.32 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria C2	271
Tabela A2.33 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria C3	272
Tabela A2.34 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria B1	272
Tabela A2.35 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria B2	273
Tabela A2.36 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e Granulometria B3	273
Tabela A2.37 - Resultados dos ensaios de fluência estática - Faixa "C" ...	274
Tabela A2.38 - Resultados dos ensaios de fluência estática - Faixa "B" ...	275
Tabela A2.39 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria B1	276
Tabela A2.40 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria B2	277
Tabela A2.41 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria B3	278
Tabela A2.42 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria C1	279
Tabela A2.43 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria C2	280
Tabela A2.44 - Planilha da dosagem Marshall - Granulometria C3	281

Lista de Siglas e Abreviaturas.

AAMAS	- Asphalt Aggregate Mixes Analysis System.
AAPT	- American Association of Paving Technologists.
AASHO	- American Association of State Highways Officials.
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas.
AFNOR	- Association Française de Normalisation.
ASTM	- American Society for Testing and Materials.
DER / SP	- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
DNER	- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
HRB	- Highway Research Board.
LCPC	- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
RRL	- Road Research Laboratory.
SHRP	- Strategic Highway Research Program.

Lista de Símbolos.

b	-	Declividade da curva de fluência.
B1	-	Curva granulométrica correspondente ao limite superior da faixa "B".
B2	-	Curva granulométrica correspondente ao centro da faixa "B".
B3	-	Curva granulométrica correspondente ao limite inferior da faixa "B".
C1	-	Curva granulométrica correspondente ao limite superior da faixa "C".
C2	-	Curva granulométrica correspondente ao centro da faixa "C".
C3	-	Curva granulométrica correspondente ao limite inferior da faixa "C".
°C	-	Grau Celsius.
E	-	Módulo de deformação longitudinal ou axial devido a tensão normal.
EM	-	Estabilidade Marshall.
FM	-	Fluência Marshall.
G	-	Granulometria, Módulo de deformação transversal devido a tensão de cisalhamento.
i	-	Número de ciclos num ensaio de trilha-de-roda.
log	-	logaritmo de um número.
M	-	Mistura.
MB1	-	Mistura com granulometria B1.
MB2	-	Mistura com granulometria B2.
MB3	-	Mistura com granulometria B3.
MC1	-	Mistura com granulometria C1.
MC2	-	Mistura com granulometria C2.
MC3	-	Mistura com granulometria C3.
M _F	-	Módulo de fluência.
MPa	-	Mega Pascal (unidade de pressão e/ou tensão) = 10^6 N/m^2 .
pca	-	por cento de agregado.
pcm	-	por cento de mistura.
P _i	-	Profundidade da trilha-de-roda após "i" ciclos de ensaio.
PTR	-	Profundidade da trilha-de-roda.
PVN	-	Índice de suscetibilidade térmica de um betume segundo Pfeiffer-Van Doormaal
RBV	-	Relação Betume / Vazios.
S	-	Módulo de rigidez.

S_b	-	Módulo de rigidez de um betume.
S_{bit}	-	Módulo de rigidez de um betume.
S_m	-	Módulo de rigidez de uma mistura.
S_{mix}	-	Módulo de rigidez de uma mistura.
$S_{bit,visc}$	-	Módulo de rigidez viscoso de um betume.
$S_{mix,visc}$	-	Módulo de rigidez viscoso de uma mistura.
s_x	-	Desvio-padrão de uma variável "x".
$\bar{x}$	-	Média aritmética de uma variável "x".
T	-	temperatura.
t	-	tempo.
VCB	-	Vazios Com Betume.
Vv	-	Volume de vazios.
vp	-	visco-plástico (a).
α_T	-	coeficiente de deslocamento da curva de fluência devido à temperatura.
ϵ	-	deformação linear específica devido à tensão normal.
ϵ_{v0}	-	deformação longitudinal ou axial específica viscoelástica.
ϵ_{vp}	-	deformação longitudinal ou axial específica viscoplástica.
ϵ_t	-	deformação axial específica por fluência após um tempo "t" de ensaio.
$\delta(i)$	-	deformação na trilha-de-roda de uma placa após "i" ciclos de ensaio.
δ_i	-	deformação axial de um corpo-de-prova
Δ	-	variação de uma grandeza física ou matemática.
γ	-	deformação angular ou transversal específica devido à tensão de cisalhamento.
σ	-	tensão normal.
η	-	viscosidade de um material betuminoso.
τ	-	tensão de cisalhamento.

Resumo

COELHO, Vladimir. ***Contribuição ao estudo das deformações permanentes, nas condições do Brasil, em camadas de concreto asfáltico de pavimentação.*** São Carlos, 1996. 281p. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho apresenta-se, primeiramente, um levantamento bibliográfico dos métodos atualmente empregados para a avaliação da capacidade dos concretos betuminosos de suportar deformações permanentes. No atual contexto tecnológico de nosso país verifica-se que os métodos de ensaio de trilha-de-roda e de fluência por compressão uniaxial estática parecem ser mais viáveis e consistentes para esse fim, do que o tradicional método do ensaio Marshall, que é o único que vem sendo correntemente utilizado no Brasil.

Em programa experimental, foi estudada a influência da granulometria dos agregados nas deformações permanentes de seis misturas para concreto asfáltico, sendo três na faixa "C" e três na faixa "B" da norma NBR 12948 da ABNT (1993). Nesse estudo, as proporções de agregados graúdos e de filer mostraram significativos efeitos nos resultados obtidos. Outro objetivo dessa parte do programa foi comparar os resultados de dois métodos de ensaio simples — *o método de ensaio Marshall e o método de ensaio à fluência por compressão uniaxial estática* — tendo como referência os resultados de ensaios de trilha-de-roda, realizados em laboratório, com o equipamento simulador de tráfego do "Laboratoire des Ponts et Chaussées", da França.

A influência da temperatura de um concreto asfáltico, na sua capacidade de resistir deformações permanentes, foi também estudada e quantificada através dos ensaios de trilha-de-roda. O efeito desse parâmetro mostrou-se tão expressivo que não se pode deixar de considerá-lo nos projetos de misturas para concreto asfáltico de pavimentação. Foi ainda examinada a viabilidade de serem usados corpos-de-prova, moldados pelo método Marshall, em ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e essa possibilidade parece não ter se mostrado muito promissora.

Palavras-chave: Deformação permanente; Misturas asfálticas - projeto; Concreto asfáltico.

Abstract

COELHO, Vladimir. *Contribution to the study on permanent deformations, in Brazilian conditions, in paving asphalt concrete layers*. São Carlos, 1996. 281p. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work firstly presents a bibliographic survey of the methods nowadays used to evaluate the potential of the bituminous concrete to resist permanent deformations. It is shown that, in the present Brazilian technological context, the laboratory wheel-track test and the static uniaxial compression creep test seem to be more feasible and consistent rather than the traditional Marshall test method, that is the unique method being currently used in Brazil.

In experimental program, the influence of the aggregate gradations in the permanent deformations in six asphalt concrete mixtures, three in the range "C" and another three in the range "B" of the NBR 12948 of the ABNT (1993) was studied. In this study, the proportions of coarse aggregates and filler showed significant effects on test results. Another purpose of this part of the program was to compare the results of two simple test methods — the *Marshall test method* and the *static uniaxial compression creep test method* — using as a reference the results of laboratory tracking tests done in the LPC wheel-tracking rutting tester developed by the "Laboratoire des Ponts et Chaussées", in France.

The influence of the asphalt concrete temperature in the capacity to resist to permanent deformations, was studied and evaluated by tracking tests. The effect of this factor was so expressive that can't be neglected in the design of asphaltic concrete paving mixtures. The viability of using Marshall specimens in static creep tests was also investigated and it has not seemed to be very promising.

Keywords: Permanent deformation; Asphalt mixtures - design; Asphaltic concrete.

Capítulo 1. Considerações Iniciais.

Um dos problemas que vem sendo objeto de grande preocupação dos técnicos de pavimentação viária nos dias de hoje é o que se refere às deformações permanentes excessivas e/ou prematuras nos pavimentos asfálticos. Isto porque essas deformações, que aparecem sob a forma de depressões longitudinais nas trilhas de rodagem, crescem gradualmente sob a ação da solicitação repetida das cargas axiais dos veículos pesados cujo número médio de repetições diárias tem crescido ultimamente, a uma taxa maior, em consequência do desenvolvimento. Além disso, o progresso da tecnologia dos veículos permite hoje que os veículos pesados rodem com maior carga por eixo e maior pressão nos pneus, agravando ainda mais o cenário das deformações acima referidas.

Pelo menos duas razões parecem poder ser apontadas como motivos dessa preocupação: (1) se a camada superficial dos pavimentos for impermeável e a espessura da lâmina de água, acumulada no canal formado pela deformação da trilha-de-roda, for superior a 5 cm, a condição de aquaplanagem, sobretudo para os veículos de passageiros, está configurada e representa um perigo iminente; (2) uma deformação permanente excessiva, nas trilhas de rodagem, além de comprometer a estética ou até mesmo a estrutura do pavimento, também representa uma situação de menor segurança face a uma pior condição de dirigibilidade, sobretudo para os veículos leves.

Um levantamento dos trabalhos técnicos publicados no Brasil leva à conclusão de que o problema das deformações permanentes dos pavimentos não tem recebido em nosso país a atenção que merece. Ressalte-se também que, com excessão do método Marshall, não existe em nosso país um método de ensaio regulamentado para a avaliação da estabilidade mecânica (ou capacidade de resistir às deformações permanentes) das misturas asfálticas para pavimentação. E o que é pior, o método Marshall tradicional tem apresentado deficiências e limitações nessa tarefa até porque, além de ser empírico, esse método não foi concebido especificamente para este fim.

Desse modo, é preciso estabelecer-se no Brasil um método de ensaio simples e racional que permita, dentro de nossa realidade tecnológica, avaliar o potencial de uma mistura asfáltica de resistir às deformações permanentes, através de critérios adequados e específicos para nossas condições climáticas. Por isso, parece plenamente justificável aplicar-se na pesquisa desse problema, sobretudo porque, por nosso país ainda estar em fase de desenvolvimento, a intensidade dos problemas de deformações permanentes detectados nos países mais desenvolvidos, em decorrência dos fatores mencionados nos dois primeiros parágrafos acima, somente agora começam a ser observados com maior frequência em nossos pavimentos.

Assim, os objetivos da pesquisa apresentada neste trabalho foram os seguintes:

- a) empreender um levantamento bibliográfico, tão extenso quanto foi possível realizar, objetivando examinar os métodos de ensaio de laboratório para a avaliação da capacidade de um concreto asfáltico de suportar deformações permanentes, e selecionar os métodos que se mostram mais adequados para uso no Brasil;
- b) testar os métodos escolhidos, nas condições tecnológicas disponíveis, e comparar os resultados com eles obtidos.
- c) estudar a influência da granulometria de misturas, das faixas "B" e "C" definidas na norma NBR 12948 da ABNT (1993), na resistência às deformações permanentes, dos concretos asfálticos obtidos com essas misturas;
- d) estudar a influência da temperatura de ensaio, do ensaio de trilha-de-roda, nas deformações permanentes dos concretos asfálticos produzidos com misturas das faixas "B" e "C" da norma NBR 12948 da ABNT (1993);
- e) estudar a viabilidade de realização dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática com corpos-de-prova moldados pelo método Marshall.

Dos métodos de ensaio para análise das deformações permanentes de um concreto asfáltico, relatados por SOUZA et al. (1991), dois foram escolhidos para esta pesquisa: o *ensaio de trilha-de-roda* e o *ensaio de fluência por compressão uniaxial estática*; além desses, foi também selecionado o tradicional método de *ensaio Marshall*. Através desses métodos, foram estudados seis tipos de mistura: três da faixa "B" e três da faixa "C", e foram quantificadas as influências, nos ensaios de trilha-de-roda, de três temperaturas de ensaio: 25, 40 e 60 °C.

Por esta pesquisa constatou-se haver condições tecnológicas para a utilização no Brasil dos dois novos métodos de ensaio escolhidos. Para uso rotineiro, as pesquisas consultadas parecem indicar uma certa superioridade do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática em relação ao tradicional método de ensaio Marshall, embora nesta pesquisa não tenha sido possível confirmar-se essa constatação. A partir da presente pesquisa, verificou-se também a necessidade de serem estudados a fundo diversos problemas que foram detectados; isto levou à indicação de um conjunto de pesquisas futuras.

Assinale-se ainda que, no contexto deste trabalho, o termo "betuminoso" refere-se aos materiais compostos de hidrocarbonetos e obtidos por processo de destilação a vácuo de petróleo, dando origem ao *asfalto*, ou de carvão, originando o *alcatrão*. Usualmente, esse termo também é estendido aos materiais que utilizam "betume" (asfalto ou alcatrão) na sua composição.

Ressalte-se também, que o termo "concreto betuminoso" e/ou "concreto asfáltico" refere-se ao material compactado, usado em pavimentação, e obtido com misturas, geralmente de agregados de natureza mineral, com um ligante "betuminoso" e/ou "asfáltico", respectivamente. Por essa relação estreita entre a "mistura", e o "concreto" que ela produz, às vezes esses dois termos são usados indistintamente para se referir a um mesmo material, embora em estados de compactidade diferentes.

Capítulo 2. Reologia dos Materiais Betuminosos.

2.1. Conceitos reológicos fundamentais.

Na Física elementar existem dois princípios que merecem ser aqui examinados: (1o.) Os três estados físicos que a matéria pode assumir na natureza são: estado *sólido, líquido e gasoso*; (2o.) Os corpos sólidos podem ser considerados como rígidos, ou seja, como *indeformáveis*.

Quando analisadas de forma mais abrangente as características dos materiais reais levam à consideração de uma quarta categoria de estado físico: o estado *plástico* ou *semi-sólido*, que seria um estado intermediário entre os estados líquido e sólido (CROTTAZ & PIGOIS, 1978). No mundo moderno diversos materiais são encontrados, em condições ambientais normais de serviço, nesse quarto estado físico, e o *asfalto*, em especial, é um deles.

O segundo desses princípios, também precisou ser reformulado, visto que a *abstração das deformações dos materiais*, usados em engenharia, pode conduzir a soluções, às vezes tão distantes da realidade, que a consideração das deformações tornou-se obrigatória, não só para a solução de diversos problemas de engenharia estrutural, como também para o controle do regime de serviço das obras de engenharia civil em geral.

A reformulação do primeiro princípio citado acarretou a consideração do conceito de *consistência* de um material semi-sólido. De acordo com SANTANA & GONTIJO (1984) o termo *consistência* é definido no dicionário Koogan-Larouse como: " Estado de um líquido que tende para a forma sólida./ Estado de resistência de um corpo " e deve ser usado para exprimir idéia de " mole, duro, fraco, resistente, ralo espesso, etc ". Assim, diz-se que um asfalto, nas temperaturas ambientais normais tem consistência semi-sólida.

No caso do asfalto, a temperatura é um fator capaz de alterar significativamente o seu estado físico ou de consistência; por essa razão SANTANA & GONTIJO (1984) denominam esse material com *termoplástico*.

A reformulação do segundo princípio de Física, acima enunciado, ocasionou o surgimento dos diversos ramos da Física que estudam as propriedades dos materiais considerando-os como *deformáveis*; dentre esses, surgiu a *Reologia*.

A *Reologia* é hoje reconhecida como o ramo da física que trata do estudo da *deformação* e do *fluxo* (ou *fluência*) dos materiais, quando sujeitos a um carregamento qualquer, levando-se em consideração o tempo de duração desse carregamento. O fluxo e a deformação que ocorre num corpo é, em sua essência, o resultado do deslocamento de suas partículas, umas em relação às outras (CHAMECKI, 1961 e PINTO, 1991).

No caso específico dos asfaltos, além do tempo de aplicação da carga, também a *temperatura* é um fator de fundamental importância no comportamento desses materiais devido ao fato destes serem termosensíveis. Desse modo, por terem o asfalto como componente básico, as misturas asfálticas também se tornam muito sensíveis às mudanças de temperatura, exibindo uma característica que no meio técnico denomina-se *suscetibilidade térmica*.

Essa sensibilidade térmica, que dos asfaltos se transfere para as misturas e destas para os concretos asfálticos é de grande importância para a análise do comportamento das camadas asfálticas de pavimentação em relação às temperaturas de serviço, nas pistas, face à grande diversidade de condições climáticas e topográficas dos locais de aplicação desses materiais.

Assim, o comportamento elástico, viscoso e viscoelástico das camadas de concreto asfáltico dependerão, em grande parte, da temperatura, do tempo gasto na aplicação do carregamento, das características reológicas do ligante

asfáltico utilizado na sua produção, e ainda, da sua composição granulométrica.

Para um entendimento mais claro dessas questões é preciso recorrer-se aos princípios que norteiam a reologia. Para tanto, serão revistos alguns deles.

Um dos princípios básicos da reologia, conhecido como *Lei de Hooke*, foi estabelecido pelo cientista Robert Hooke, em 1678, para o caso de corpos sólidos, e diz que: "*As deformações de um corpo são proporcionais às tensões que as causam*".

Na literatura corrente o comportamento elástico-linear dos materiais, em *estado sólido*, é descrito pela lei de Hooke, cuja expressão, no caso de solicitação por tensões normais, é dada por:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

onde: E = módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade, ou ainda, módulo de Young;

σ = tensão normal (de *tração* ou de *compressão*);

$\varepsilon = \Delta L / L$ = deformação normal ou longitudinal (*alongamento* ou *encurtamento*);

e, no caso de solicitação por tensões de cisalhamento, é dada por:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

onde: G = módulo de deformação transversal ou módulo de distorção;

τ = tensão de cisalhamento;

$\gamma = \Delta L / H$ = deformação transversal ou distorção;

Na Figura 2.1 são mostrados os parâmetros relativos à lei de Hooke.

Figura 2.1 - Ilustração dos parâmetros da Lei de Hooke.

Figura 2.2 - Experiência Clássica de Newton. Definição de viscosidade.

O comportamento elástico-linear, de materiais em *estado líquido*, foi descrito pela *Lei de Newton para a viscosidade*. Por essa lei: "A resistência ao deslocamento relativo das partes de um líquido é proporcional à velocidade com que essas partes se separam uma da outra". Na Figura 2.2 apresenta-se um esquema da experiência clássica de Newton para a explicação dessa lei. A relação matemática que a exprime pode ser apresentada sob a seguinte forma:

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \dots\dots\dots (2.3)$$

onde: η = coeficiente de viscosidade ou simplesmente viscosidade;

τ = tensão de cisalhamento;

$\dot{\gamma} = \Delta\gamma / \Delta t$ = velocidade de deformação transversal ou de distorção, sendo Δt o tempo gasto para que ocorra uma deformação transversal $\Delta\gamma$.

2.2. Viscosidade e consistência dos ligantes asfálticos.

2.2.1. Natureza da viscosidade.

Para que um ligante asfáltico possa ser usado com sucesso, nos serviços de pavimentação viária, eles devem apresentar as seguintes características:

- a) **poderem tornar-se suficientemente líquidos, por ocasião da execução dos serviços**, de modo a permitir uma fácil aplicação e mistura com os agregados minerais empregados;
- b) **ser ou poderem tornar-se suficientemente sólidos, durante o período de serviço, nas pistas**, de modo a permitir que as camadas asfálticas de pavimentação resistam às ações das cargas de tráfego, sob condições de temperaturas altas, sem sofrerem deformações prematuras ou exageradas;
- c) **ser suficientemente flexíveis, sob baixas temperaturas**, de modo que as camadas asfálticas de pavimentação trabalhem sem se fraturarem e/ou se desintegrarem.

Essas características dos ligantes asfálticos estão intimamente relacionadas à propriedade física desses materiais chamada *viscosidade*. A viscosidade é, em sua essência, uma medida da resistência que o material apresenta ao movimento relativo de suas partes ou ainda, de sua capacidade de *fluir*, como afirmou Newton; em outras palavras, é uma característica, inerente ao material, de opor-se ao fluxo ou deslocamento de uma partícula sobre as partículas adjacentes devido a uma espécie de atrito interno do material (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1962).

Segundo NIJBOER (1948, p.9) como a *resistência viscosa* depende da taxa de fluência (ou velocidade de deformação) ela deve ser distinguida da *resistência coesiva*, devido à coesão do material, a qual se desenvolve independentemente do estado de tensão e da velocidade de deformação. Além disso, esse autor recomenda distinguir ainda a *viscosidade da mistura*, que depende da viscosidade do ligante, da resistência intergranular da mistura e da velocidade de deformação (ou de aplicação da carga).

2.2.2. Medida da viscosidade.

Tomando-se como base a expressão (2.3) que estabelece a lei da viscosidade de Newton vê-se que a unidade do coeficiente de viscosidade η , no sistema CGS, é: dina x segundo / cm² = poise; o termo "poise" é em homenagem ao físico francês Poiseuille.

Ressalte-se também, que o aparelho que materializa a experiência clássica de Newton, acima mencionada, denomina-se *viscosímetro de placas paralelas* e é usado para medir a viscosidade de materiais, em estado variando de líquido a semi-sólido. Segundo SANTANA & GONTIJO (1984) o viscosímetro de placas paralelas é também conhecido como viscosímetro absoluto e funciona bem na faixa de temperatura entre 4 e 35 °C. Inspirando-se neste viscosímetro de Newton surgiram outros viscosímetros absolutos, que utilizam, para o cálculo de η , fórmulas derivadas da expressão (2.3) de Newton. Exemplos desses viscosímetros são o *cônico* e o *cilíndrico rotativo*, que operam bem em temperaturas entre 10 e 60 °C.

Para a avaliação das viscosidade dos ligantes asfálticos, em temperaturas elevadas (> 100 °C), costumam-se usar os chamados *viscosímetros técnicos*. O viscosímetro Saybolt-Furol (Fuel and Road Oil) é um dos mais usados para esse fim e a viscosidade medida com esse aparelho (viscosidade Saybolt-Furol) é dada em segundos, e representa o tempo gasto

Figura 2.3 - Variação da viscosidade de um asfalto em função da temperatura.
Fonte: ROAD RESEARCH LABORATORY (1962).

para que 60 cm^3 de ligante, numa dada temperatura de ensaio, escoe através de um orifício padronizado.

Além desses, muitos outros viscosímetros foram desenvolvidos, como por exemplo os viscosímetros de tubos capilares que medem a viscosidade absoluta por diferenças de pressão num tubo com formato em "U".

2.2.3. Variação da viscosidade com a temperatura.

Nos ligantes asfálticos o fluxo viscoso é extremamente complexo e, como já se comentou anteriormente, depende do tempo de aplicação da carga (t) e da temperatura (T). Assim, dependendo da faixa de temperatura que se considera, um ligante asfáltico pode apresentar o comportamento de um líquido newtoniano ou de um sólido elástico. Segundo SANTANA & GONTIJO (1984), acima da temperatura correspondente ao seu ponto de amolecimento os Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAPs) apresentam comportamento newtoniano ou aproximadamente newtoniano; abaixo do ponto de amolecimento a até cerca de 0°C , os CAPs podem apresentar desde um fluxo aproximadamente newtoniano até um fluxo muito complexo, com um completo afastamento da lei da viscosidade de Newton; para temperaturas muito baixas (inferiores a 0°C) e pequenos tempos de aplicação de cargas esses autores assinalam que o comportamento dos CAPs é de um sólido praticamente elástico.

Na Figura 2.3 apresenta-se uma representação gráfica da variação da viscosidade, típica de um asfalto, na faixa de temperatura entre 15 e 45°C . Como se pode ver trata-se de uma variação segundo uma função exponencial e, quando plotados em papel di-logarítmico, usualmente esses gráficos tornam-se uma função linear.

2.2.4. Consistência.

O estado de consistência de um ligante asfáltico pode ser medido através de diversos parâmetros: o coeficiente de viscosidade (η), a viscosidade em segundos no Saybolt-Furol (SSF), a penetração (PEN) e o ponto de amolecimento (PA).

A penetração (PEN), obtida com um aparelho chamado penetrômetro, indica em décimos de milímetro, a medida da penetração de uma agulha padronizada numa porção de ligante asfáltico, após 5 segundos, sob a ação de uma carga de 100 gramas.

O ponto de amolecimento (PA), geralmente obtido no ensaio do anel e bola, é considerado como o valor da temperatura na qual a consistência de um ligante asfáltico passa do estado plástico ou semi-sólido para o estado líquido.

Um dos mais importantes parâmetros usados para a caracterização dos asfaltos chama-se *Índice de Suscetibilidade térmica de Pfeiffer-Van Doormal* e costuma ser simbolizado por "PVN"; este índice é calculado com os resultados do ensaio de penetração e do ponto de amolecimento através da seguinte expressão:

$$PVN = \frac{500 \times \log PEN + 20 PA - 1951}{120 - 50 \log PEN + PA} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

com PEN em décimos de milímetro e PA em °C.

Segundo SANTANA & GONTIJO (1984) valores de PVN < -2 indicam asfaltos que amolecem muito rapidamente com o aumento da temperatura e tendem a ser quebradiços em baixas temperaturas; se PVN > +2 têm-se asfaltos oxidados, com baixíssima suscetibilidade térmica e não são indicados para serviços de pavimentação. De acordo com o Regulamento Técnico DNC No. 01/92 do CNP, de 1992, os CAPs para uso em pavimentação no Brasil devem ter PVN compreendido entre +1 e -2.

Figura 2.4 - Variação da consistência com a temperatura em asfaltos de destilação direta e de mesma origem.
Fonte: HEUKELOM (1969).

Figura 2.5 - Variação da consistência com a temperatura em asfaltos de mesma consistência a 25 °C e de diferentes origens.
Fonte: HEUKELOM (1969).

Nas Figuras 2.4. e 2.5. mostra-se a variação com a temperatura dos estados de consistência de diversos asfaltos, através de gráficos com escala di-logarítmica, na forma proposta por HEUKELOM (1969). Como foi assinalado anteriormente, nesse padrão gráfico a função consistência vs temperatura é linear.

2.3. Módulo de rigidez dos materiais asfálticos.

Segundo PINTO (1991) *"o principal objetivo do estudo do comportamento reológico dos materiais betuminosos é encontrar a relação entre tensão, deformação, tempo de aplicação da carga e temperatura"*.

Assim, para caracterizar os materiais asfálticos VAN DER POEL (1954) propôs a utilização de um parâmetro denominado *módulo de rigidez* (S), definido pela expressão:

$$(S)_{t,T} = (\sigma / \varepsilon)_{t,T} \dots\dots\dots(2.5)$$

onde: S = módulo de rigidez;

σ = tensão normal aplicada durante um certo tempo "t";

ε = deformação específica verificada após o tempo "t" a uma temperatura "T";

O módulo de rigidez dos materiais asfálticos, na forma definida por VAN DER POEL (1954), depende significativamente da temperatura e do tempo de aplicação do carregamento enquanto o módulo de elasticidade (E), dos materiais de comportamento elástico-linear é uma constante, característica do material, que não depende do tempo de carga nem da temperatura.

Nos materiais asfálticos, se a tensão aplicada for mantida constante por um certo período de tempo, a deformação aumenta com o tempo e, conseqüentemente, há uma diminuição do módulo de rigidez a uma velocidade que depende da temperatura. É importante ressaltar-se, que sob baixas

temperaturas ($T \leq 0\text{ }^{\circ}\text{C}$) e carregamentos de curta duração ($t \leq 10^{-2}\text{ s}$), os ligantes asfálticos têm um comportamento aproximadamente elástico, ou seja, o módulo de rigidez (S) é praticamente igual ao módulo de elasticidade (E), atingindo valores da ordem de: $S = E = 30.000\text{ kgf/cm}^2 = 3.000\text{ MPa}$ (PINTO, 1991; SANTANA & GONTIJO, 1984).

Para tempos de carregamento muito longos e em temperaturas elevadas ($T \geq 60\text{ }^{\circ}\text{C}$), todos os CAPs se comportam como um líquido praticamente newtoniano; desse modo, pode-se então aferir a sua consistência através de seu coeficiente de viscosidade η . Nesses casos, lembrando-se que $E = 2G (1 + \nu)$, onde ν é o coeficiente de Poisson, que no casos dos asfaltos, pode ser considerado como sendo igual a 0,5 tem-se que $E = 3G$ e $\eta = St/3$. Tem-se então, para essas situações (VAN DER POEL, 1954):

$$S = 3 \eta / t \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

Assim, quando o comportamento do asfalto for *newtoniano* o seu módulo de rigidez é diretamente proporcional à viscosidade e inversamente proporcional ao tempo de aplicação da carga.

Quando a temperatura do ligante asfáltico estiver na faixa compreendida entre 0 e 60 °C, o seu comportamento reológico é muito complexo, como já se comentou anteriormente. Nessas circunstâncias a natureza do asfalto é quem definirá o seu comportamento: se ele for do tipo SOL terá comportamento newtoniano, se for do tipo SOL-GEL o seu comportamento será viscoelástico ou de um pseudoplástico enquanto que, se for do tipo GEL o seu comportamento reológico será do tipo elástico não-newtoniano (PINTO, 1991).

Na Figura 2.6 apresenta-se um diagrama esquemático do comportamento reológico dos ligantes asfálticos em função do tempo de carregamento para uma dada temperatura, segundo VAN DER POEL (1954). Os gráficos apresentados nas Figuras 2.7 a 2.9 foram extraídos de VAN DER POEL (1954) e PINTO (1991) e representam a variação do Módulo de Rigidez

Figura 2.6 - Diagrama esquemático do comportamento reológico dos ligantes asfálticos em função da temperatura.
Fonte: VAN DER POEL apud PINTO (1991).

Figura 2.7 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume *muito sensível* à temperatura. (PVN = -2,3 e $PA_{A\&B} = 66^\circ C$).
Fonte: VAN DER POEL (1954).

Figura 2.8 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume *pouco sensível* à temperatura (PVN = + 5,3 e $PA_{\&B} = 116^\circ\text{C}$).
Fonte: VAN DER POEL (1954).

Figura 2.9 - Variação do módulo de rigidez com o tempo de carga e a temperatura para um betume *medianamente sensível* à temperatura.
Fonte: PINTO (1991).

NOMOGRAMA PARA A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ DE BETUMES

A rigidez (módulo de Young), definida pela relação σ/ϵ = tensão/deformação, é uma função do tempo de carregamento (frequência), da diferença de temperatura em relação ao $PA_{A\&B}$ e do PVN. Sob baixas temperaturas e/ou altas frequências a rigidez de todos aproximam-se assintoticamente de um limite da ordem de 3×10^8 N/m².

EXEMPLO:

$PA_{A\&B} = 75^\circ\text{C}$

PVN = +2,0

Temp. = -11°C

Freq. = 10 c/s

UNIDADES: $1 \text{ N/m}^2 = 10 \text{ dina/cm}^2 = 1,02 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^2$.

PROCEDIMENTO PARA A OBTENÇÃO DO MÓDULO DE RIGIDEZ

Ligue o ponto correspondente a 10 c/s da escala A com o ponto 86 (75+11) da escala B (veja a chave).

A intersecção dessa linha com o PVN +2,0 dá

$S = 5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$

PROCEDIMENTO PARA A OBTENÇÃO DA VISCOSIDADE

Ligue o ponto de viscosidade localizado na escala mais baixa com o ponto correspondente à temperatura. A leitura do gráfico dá a viscosidade em N s/cm^2 .

$1 \text{ N s/cm}^2 = 10 \text{ poise}$.

CHAVE:

Figura 2.10 - Ábaco de VAN DER POEL (1954) para a determinação do módulo de rigidez de betumes.

(S) em função do tempo de aplicação de carga e da temperatura, para três diferentes tipos de asfalto.

Na Figura 2.10 apresenta-se um ábaco para a determinação do módulo de rigidez dos betumes desenvolvido por VAN DER POEL (1954). Como se pode ver o valor desse parâmetro é obtido em função do tempo de aplicação da carga e da temperatura e consistência do ligante asfáltico.

O módulo de rigidez (S_m) de uma *mistura asfáltica*, ou melhor dizendo, do *concreto asfáltico* que lhe corresponde, pode ser obtido através de ensaios dinâmicos e estáticos, como se verá mais adiante. No entanto, VAN DER POEL (1954) mostrou que o módulo de rigidez de uma mistura está diretamente relacionado ao módulo de rigidez do betume (S_b) usado na sua composição e HEUKELOM & KLOMP (1964) apud PINTO (1991) após analisar os trabalhos de VAN DER POEL propuseram as seguintes expressões para o cálculo de S_m de uma mistura betuminosa:

$$S_m = S_b \left[1 + \frac{2,5 C_v}{n (1 - C_v)} \right]^n \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

$$C_v = \frac{V_a}{V_a + V_b} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$V_a = 100 - (V_b + V_v) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$n = 0,83 \log \left(\frac{4 \times 10^5}{S_b} \right) \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

onde:

- S_m = módulo de rigidez da mistura em kgf/cm^2 ;
 S_b = módulo de rigidez do betume em kgf/cm^2 ;
 V_a = volume ocupado pelos agregados minerais (%);
 V_b = volume ocupado pelo betume (%);
 V_v = volume de vazios (%);
 C_v = concentração volumétrica dos agregados minerais;
 n = fator referente à relação entre os módulos de rigidez do agregado e do betume;

A constante 4×10^5 (kgf/cm^2) é admitida como sendo o módulo de rigidez relativo ao agregado mineral para $0,70 \leq C_v \leq 0,90$ em misturas bem compactadas, ou seja, com volume de vazios da ordem de 3%.

Para se levar em conta o valor real de V_v de uma mistura, na literatura consultada (p. ex.: HILLS, 1973 e PINTO, 1991), sugere-se a utilização do valor da concentração volumétrica dada pela expressão:

$$C'_v = \frac{C_v}{1 + \frac{V_v - 3}{100}} \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

Para as misturas estudadas por PINTO (1991), na faixa de temperatura entre 0 e 40 °C e tempos de carga entre 10^{-3} e 10^2 segundos, esse autor obteve a seguinte relação entre S_m e S_b , em N/m^2 :

$$S_m = 67.632 S_b^{0,63} \quad \dots\dots\dots(2.12)$$

Um interessante trabalho sobre a relação entre as propriedades reológicas do asfalto e das misturas foi apresentado por DAVIS (1987). Neste trabalho o autor mostra que num regime de trabalho " *sob temperaturas elevadas a viscosidade do asfalto tem uma influência relativamente pequena no módulo de rigidez da mistura em comparação com a influência das propriedades dos agregados minerais* "; nessas circunstâncias o autor sugere que é melhor ajustar a rigidez da mistura através de variações nas porcentagens de agregados minerais do que na viscosidade do ligante.

DAVIS (1987) ratifica essa assertiva dizendo: " *Sob temperaturas elevadas, num pavimento bem projetado, a resistência às deformações se deve principalmente aos agregados minerais* ". Aliás, essa questão faz parte do escopo da pesquisa que foi realizada e que, nesta tese, está sendo relatada.

Por outro lado, DAVIS (1987) assinala que num regime de trabalho, *sob temperaturas baixas, a viscosidade do asfalto é, em grande parte, responsável pela rigidez da mistura*; segundo ele, as experiências têm demonstrado que a ruptura dos concretos asfálticos, sob baixas temperaturas, se devem principalmente à rigidez do ligante asfáltico empregado.

Figura 2.11 - Ilustração de como a suscetibilidade térmica do ligante asfáltico pode favorecer ou prejudicar os engenheiros de pavimentação, em regiões de clima quente.
Fonte: McLEOD (1987).

Para pavimentos construídos em regiões de clima quente, nunca sujeitas ao congelamento, McLEOD (1987) mostra como a suscetibilidade térmica do asfalto pode trabalhar a favor ou contra os engenheiros de pavimentação. A Figura 2.11, extraída desse trabalho, ilustra essa questão. Nela, McLeod dá o seguinte exemplo: " tomando-se o CAP com penetração 80/100 (atual CAP-20 no Brasil) como referência, vê-se que podem ser obtidos pavimentos com boa estabilidade com valores de módulo de rigidez variando de 48,27 MPa (7.000 psi) [quando se usa asfalto com penetração 100 e índice de suscetibilidade térmica alto, $PVN = -1,5$] a 124,11 MPa (18.000 psi) [quando o asfalto tem penetração 80 e um índice de suscetibilidade térmica baixo ($PVN = 0$)] ".

Segundo esse autor os valores acima referem-se a boas condições de estabilização, em pavimentos trabalhando sob regime de temperatura de 60 °C e recebendo tráfego pesado e rápido, ou seja, de 100 km/h. Por outro lado, McLeod ressalta que: " através dessa figura fica evidente que se o pavimento requerer um CAP com penetração 80 a 25 °C e com baixa suscetibilidade térmica, $PVN = 0$, para obter-se um módulo de rigidez de 124,11 MPa a 60 °C, a estabilidade e a servibilidade não serão satisfatórias se o CAP tiver penetração 100 a 25 °C e um alto índice de suscetibilidade térmica, $PVN = -1,5$, pois com esse asfalto o módulo de rigidez que se obtém é de apenas 48,27 MPa. Assim, apesar dos órgãos rodoviários não "amarrarem" o valor da penetração ao do PVN, o exemplo acima mostra bem o problema que pode acontecer.

Segundo McLEOD (1987) o exemplo acima ilustrado mostra que, *em regiões de clima quente não sujeitas ao congelamento*, onde o maior problema são as temperaturas altas, o aumento da suscetibilidade térmica de um asfalto deve ser acompanhado de uma redução de sua penetração a 25 °C para se conseguir um mesmo valor do módulo de rigidez do concreto asfáltico (que seria o caso de boa parte do Brasil).

2.4. Comportamento reológico dos concretos asfálticos.

Como o asfalto é um componente básico dos concretos asfálticos o comportamento reológico desses últimos se deve, em grande parte, às características reológicas do ligante asfáltico usado na sua composição. Por essa razão, além dos aspectos reológicos abordados no item anterior, existem outros que merecem ser destacados.

A análise da ação do tráfego de veículos sobre os pavimentos asfálticos é complexa, porque tem que levar em conta dois aspectos de fundamental importância: (1) o carregamento devido ao tráfego pode ser de natureza *dinâmica* (ou de curta-duração) e *estática* (ou de longa-duração) e, (2) devido à composição dos concretos asfálticos, estes apresentam características termoplásticas, de modo que, a temperatura de serviço intervém diretamente na resposta mecânica desse material, diante da ação das cargas. Assim, o tempo de duração da carga e a temperatura em que o pavimento se encontra são fatores que influem diretamente nas relações constitutivas das camadas asfálticas dos pavimentos.

Por essa razão, os pavimentos asfálticos têm sido considerados como materiais de comportamento *elasto-viscoplástico*, sendo aceitável a aplicação da hipótese elástico-linear, quando o tempo de duração do carregamento for relativamente baixo e a temperatura de serviço do pavimento for relativamente baixa (inferior a 25 °C), segundo CHAMECKI (1961). Para esse autor, quando a temperatura de serviço do pavimento for relativamente alta, a parcela elástica das deformações torna-se desprezível, principalmente sob a ação de cargas estáticas ou de longa-duração. Nessas circunstâncias, esse autor afirma que as tensões de cisalhamento (τ), as deformações de cisalhamento (γ) e a resistência do material por ocasião do início da deformação (τ_0) passam a ser fatores decisivos, pois, o modelo reológico mais adequado à essa situação corresponde ao fluxo *viscoplástico*, ou modelo de Bingham, cuja equação reológica pode ser apresentada sob a seguinte forma:

$$\tau = \tau_o + \eta \dot{\gamma} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

na qual $\tau_o = \tau_e + \sigma \operatorname{tg}\varphi \quad \dots\dots\dots (2.13)$

onde: τ = tensor das tensões de cisalhamento;

$\dot{\gamma} = \Delta\gamma / \Delta t$ = tensor da velocidade de deformação transversal ou de distorção correspondente à componente distorcional (γ) do tensor das deformações, sendo Δt o tempo gasto para que ocorra uma deformação transversal $\Delta\gamma$.

η = viscosidade do concreto asfáltico, em poises;

τ_o = valor da tensão de cisalhamento para a qual o fluxo visco-plástico começa a se processar;

τ_e = limite intrínseco de fluência do ligante asfáltico;

σ = valor médio da tensão normal na superfície de um grânulo, na direção perpendicular ao cisalhamento;

φ = ângulo de atrito interno do concreto asfáltico.

Nessas equações vê-se que a *resistência viscosa de um concreto asfáltico* compõe-se das três seguintes parcelas: [1] a resistência coesiva do ligante asfáltico (τ_e), [2] a resistência viscosa do ligante asfáltico ($\eta\dot{\gamma}$) e [3] a resistência do atrito intergranular dos agregados ($\sigma \operatorname{tg}\varphi$).

Segundo NIJBOER (1948) a parcela [2] acima, na verdade se deve à *viscosidade do mastique asfáltico* (η_m) que é a mistura do ligante asfáltico com o filler; esse autor define essa viscosidade como sendo: $\eta_m = K \eta$ onde K é um coeficiente que indica a influência do filler na resistência viscosa e η é a viscosidade do ligante asfáltico. Em seu trabalho, Nijboer determinou a variação do valor de η_m em função da consistência e da natureza do ligante, da relação filler/betume e também da finura e natureza físico-química do filler.

No trabalho de Mc LEOD (1987), já citado anteriormente, o autor discute detalhadamente como a suscetibilidade térmica do ligante asfáltico se transfere para o concreto asfáltico e assim pode melhorar ou prejudicar a “performance” e o comportamento reológico deste. Para pavimentos construídos em regiões de clima quente e não sujeito a neve, como a maior parte do Brasil por exemplo, esse autor sugere que quando a suscetibilidade térmica do ligante asfáltico aumentar sua penetração a 25 °C deve diminuir para poder-se manter constante a estabilidade do pavimento asfáltico. Por essa razão, *a suscetibilidade térmica do ligante foi alvo de uma atenção muito especial por ocasião da escolha do CAP que seria empregado na pesquisa relatada nesta tese, como será comentado mais detalhadamente no capítulo 5, referente a Materiais e Métodos.*

É interessante também relatar que PERL et alii (1983) mostraram que o tensor das deformações, numa mistura de areia-asfalto, pode ser considerado como constituído das quatro seguintes componentes:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

onde:

ε_t = deformação total;

ε_e = deformação elástica (recuperável e independente do tempo);

ε_p = deformação plástica (não-recuperável e independente do tempo);

ε_{ve} = deformação viscoelástica (recuperável e dependente do tempo)

ε_{vp} = deformação viscoplástica (não-recuperável e dependente do tempo);

Na Figura 2.12 apresenta-se uma representação esquemática dessas componentes.

Figura 2.12 - Representação esquemática das componentes do tensor das deformações.
Fonte: PERL et al. (1983).

Figura 2.13 - Curva deformação vs tempo típica de uma mistura de solo-asfalto.
Fonte: YACKOLEV & BARENBERG (1969).

YACKOLEV & BARENBERG (1969), trabalhando com misturas de solo-asfalto, verificaram que o modelo viscoelástico mostrou-se bastante razoável. A Figura 2.13 apresenta uma curva deformação vs tempo, típica dessas misturas, obtida através de um ensaio de flexão estática realizado com uma viga com cerca de 30 cm (12 polegadas) de comprimento e secção quadrada com aproximadamente 56 cm^2 (3 x 3 polegadas).

Desse modo, parece que, dependendo das circunstâncias de solicitação, o modelo mais adequado para interpretar o comportamento mecânico dos concretos asfálticos, sob a ação das cargas de tráfego é o *modelo viscoelástico* ou então o *modelo viscoplástico*.

Segundo SOUZA et al. (1991) o modelo reológico de comportamento do concreto asfáltico é um fator de fundamental importância para a previsão das deformações das trilhas-de-roda geradas pela canalização do tráfego, sobretudo, o de veículos pesados. Essa questão, será objeto de análise no próximo capítulo.

Capítulo 3. Deformações das trilhas-de-rodas.

3.1. O mecanismo das deformações.

As deformações dos pavimentos, nas trilhas-de-rodas, desenvolvem-se gradualmente com o aumento do número de solicitações das cargas de rodas e usualmente aparecem sob a forma de depressões longitudinais nas linhas principais de rodagem acompanhadas de elevações laterais, ao longo dessas linhas. Essas deformações são causadas pela ação combinada de densificação (aumento da densidade devido à diminuição do volume ocupado pelo material que compõe a mistura) e deformação por cisalhamento desse material; ressalte-se ainda, que elas podem ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento, inclusive no próprio subleito deste.

Estudos realizados na pista experimental da AASHO ("AASHO Road Test") e relatados pelo HIGHWAY RESEARCH BOARD (1962) e ensaios de trilha-de-rodas realizados por HOFSTRA & KLOMP (1972), com um equipamento simulador de tráfego em laboratório, numa pista experimental circular com 3,25 m de diâmetro mostraram que a deformação por cisalhamento, e não a densificação do material, parece ser a principal causa do mecanismo que produz as deformações permanentes nas trilhas-de-rodas.

Segundo o HIGHWAY RESEARCH BOARD (1962), nas pesquisas realizadas na pista experimental da AASHO, verificou-se que: (1) a velocidade da deformação permanente foi maior no primeiro ano de testes do que durante o segundo; (2) que, em média, a deformação permanente medida na superfície do pavimento era 32% devido à deformação da capa asfáltica, 14% devido à deformação da camada de base, 45% devido à deformação da sub-base e apenas 9% devido à deformação do subleito do pavimento.

Estudos mais recentes publicados por EISENMANN & HILMER (1987) parecem confirmar essa conclusão. Nesse trabalho os autores também concluíram que a deformação permanente se deve à fluência do material, *sem variação de volume*, e que a taxa de aumento das profundidades das trilhas-de-rodas são maiores no início do processo de solitação da camada asfáltica tendendo para um valor aproximadamente constante depois que um determinado ^{VALOR} de solitações foi atingido. Isso ressalta a importância da compactação da camada para sua resistência inicial às deformações permanentes. Na Figura 3.1, extraída de SOUZA et al. (1991), ilustra-se a influência do número de passadas no perfil transversal da superfície de um pavimento obtida num estudo realizado por EISENMANN & HILMER (1987) (esses resultados se referem a um ensaio de trilha-de-roda realizado numa camada de pavimento de concreto asfáltico com cerca de 23 cm de espessura, sendo 5 cm de capa e 18 cm de base, apoiada numa base de borracha com rigidez pré-estabelecida).

Figura 3.1 - Influência do número de passadas no perfil transversal da superfície de um pavimento.

Fonte: EISENMANN & HILMER (1987) apud SOUZA et al. (1991).

HOFSTRA & KLOMP (1972) verificaram que a deformação ao longo de uma camada de concreto asfáltico era maior nas proximidades da superfície carregada e diminuía gradativamente a partir da superfície dessa camada. Tendo em vista que as deformações permanentes são causadas principalmente por fluência visco-plástica, parece que essa distribuição de deformação permanente é razoável, ou seja, a resistência à deformação por fluência aumenta com a profundidade, devido ao confinamento do material enquanto as tensões de cisalhamento diminuem (SOUZA et al., 1991).

Figura 3.2 - Distribuição típica das tensões de cisalhamento num sistema de três camadas.

Fonte: NIELSON (1969) apud YODER & WITCZAK (1975).

Por outro lado, YODER & WITCZAK (1975) assinalam que a redução da deformação permanente devido ao adensamento e cisalhamento do subleito pode ser minimizada de duas formas: (1) através do aumento da rigidez da camada de revestimento superficial e (2) através do aumento da espessura dessa camada. Todavia, segundo esses autores, embora o aumento da rigidez da camada superficial lhe proporcione uma maior capacidade de distribuir esforços, esse benefício é conseguido às custas de um aumento das tensões de cisalhamento dentro dessa camada. A Figura 3.2, extraída do citado livro, ilustra essa questão; nela se vê que, ao longo da camada, as tensões de cisalhamento horizontal máximas (τ_{rz}), que ocorrem numa linha vertical que passa pelo bordo de uma área carregada, aumentam até um valor máximo que ocorre aproximadamente entre o terço e o meio da camada, a partir de sua superfície, e aumentam com o aumento de $K_1 = E_1 / E_2$.

3.2. Fatores que influem nas deformações permanentes.

A tabela 3.1 apresenta um resumo dos principais fatores que influem nas deformações permanentes das misturas para concreto asfáltico acompanhado de uma avaliação qualitativa dos efeitos que as variações nesses fatores causam na resistência desses materiais às deformações permanentes (ou estabilidade mecânica). Nesse quadro distinguem-se: as características dos materiais que compõem as misturas, as características físicas próprias da mistura e as condições de campo e/ou de ensaio.

Como se pode ver nessa tabela tanto a variação da granulometria como o tamanho máximo dos agregados, além da temperatura, têm uma significativa influência na resistência às deformações permanentes. Uma tentativa de se quantificar essa influência para misturas e condições de temperatura, típicas do Brasil, foi objeto da pesquisa que nesta tese está sendo relatada.

TABELA 3.1 - Fatores que influem nas deformações permanentes das misturas para concreto asfáltico.

	FATOR	VARIAÇÃO DO FATOR	EFEITO DA VARIAÇÃO DO FATOR NA RESISTÊNCIA ÀS DEFORMAÇÕES PERMANENTES
Agregados	Textura Superficial	Lisa para Rugosa	Aumento
	Granulometria	Aberta para Contínua	Aumento
	Formato	Redonda para Angulosa	Aumento
	Tamanho	Aumento do tamanho máximo	Aumento
Ligante	Rigidez ^(a)	Aumento	Aumento
Mistura	Quantidade de Ligante	Aumento	Redução
	Volume de Vazios ^(b)	Aumento	Redução
	Vazios dos Agreg. Minerais	Aumento	Redução ^(c)
	Método de Compactação	— ^(d)	— ^(d)
Condições de campo e de ensaio	Temperatura	Aumento	Redução
	Estado de tensão/deformação	Aumento da pressão de contacto dos pneus	Redução
	Repetições do Carregamento	Aumento	Redução
	Água	Seco para molhado	Redução, se a mistura for sensível à água

(a) Refere-se à rigidez na temperatura em que a propensão às deformações permanentes está sendo determinada. A adição de produtos modificadores das características do ligante pode ser usada para aumentar a rigidez desse material, nas temperaturas críticas, com uma conseqüente redução da sua propensão às deformações permanentes.

(b) Quando o volume de vazios for inferior a 3% a propensão às deformações permanentes aumenta.

(c) Questiona-se atualmente, se valores de VAM muito baixos (p. ex., inferiores a 10%) devem ser evitados.

(d) O método de compactação, tanto no campo como no laboratório, pode influir na estrutura do material e conseqüentemente na sua propensão às deformações permanentes.

Fonte: SOUZA et alii (1991).

Nos parágrafos seguintes apresenta-se uma breve discussão a respeito da influência dos fatores citados nessa tabela.

3.2.1. Agregados.

A experiência tem demonstrado que os agregados desempenham um papel de fundamental importância para a resistência às deformações de um concreto betuminoso. Por essa razão muita pesquisa tem sido realizada para que sejam aquilados tanto os aspectos qualitativos como quantitativos da influência que esses materiais têm no produto final de uma mistura betuminosa.

Segundo SOUZA et al. (1991) essas pesquisas indicam que misturas com curva granulométrica contínua, em geral, apresentam maior capacidade de resistir às deformações permanentes do que aquelas com granulometria aberta ou então uniforme. Embora isso pareça ser consensual entre os engenheiros de pavimentação HICKS et al. (1983)¹ apud SOUZA et al. (1991) ressaltam que é possível obterem-se boas resistências às deformações permanentes com misturas de granulometria aberta.

Para DAVIS (1987), em regiões de clima quente, a viscosidade do ligante tem um papel apenas secundário na resistência às deformações permanentes. Para esse autor a viscosidade da mistura, que depende em muito de um eficiente "adensamento" dos agregados num dado volume, é quem responde pela maior parte dessa resistência. Para essas circunstâncias Davis ressalta a importância da composição granulométrica e do tamanho máximo dos agregados além de uma quantidade de ligante e uma compactação, na medida certa, para amarrá-los uns aos outros, melhorando assim o desempenho mecânico dos concretos asfálticos.

Para DAVIS (1987) uma alta concentração volumétrica de agregados (C_v) é a principal fonte de resistência às deformações. Para que essa condição seja obtida o autor sugere um processo prático através do aumento do valor do tamanho máximo dos agregados e da redução dos vazios dos agregados minerais (VAM). Como vantagem adicional, o autor argumenta que, o aumento

¹ HICKS, R. G.; SANTUCCI, L. E.; FINK, D.G.; WILLIAMSON, R. Performance evaluation of open-graded emulsified asphalt pavements. The Association of Asphalt Paving Technologists, PROCEEDINGS, vol. 52, 1983. p. 441-473.

do tamanho máximo dos agregados além de reduzir o valor de VAM (ou de aumentar C_v) também proporciona um aumento da capacidade de suporte da camada quanto mais próximo esse tamanho máximo estiver da espessura da camada.

Segundo SOUZA et al. (1991), DAVIS (1988)² relata ter conhecimento de que alguns pavimentos construídos com concretos asfálticos preparados com asfaltos de baixa viscosidade, altas concentrações de agregados, baixo índice de vazios e agregados com tamanho máximo grande (≥ 38 mm) apresentaram boa resistência às deformações permanentes. Por essa razão esse autor recomenda o uso de agregados com tamanho máximo da ordem de $2/3$ da espessura da camada.

Dentro dessa linha de pensamento na literatura clássica costuma-se encontrar uma fixação da relação entre o tamanho máximo dos agregados ($\phi_{\max}$) e a espessura da camada betuminosa (e_{cam}). Por exemplo:

$$\phi_{\max} = \frac{1}{2} \text{ a } \frac{1}{3} e_{\text{cam}} \quad \text{CROTTAZ \& PIGOIS (1978)}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{2}{3} e_{\text{cam}} \quad \text{DER/SP (1991)}$$

Por outro lado, a busca de resistência às deformações mediante o uso de agregados com tamanhos grandes pode ser acompanhada de alguns inconvenientes. Segundo GOETZ & WOOD (1960) o uso de agregados com dimensão superior a 1 polegada (2,54 cm) produz misturas com baixa trabalhabilidade e com grande tendência à segregação, durante a fase de execução; além disso, as superfícies das camadas obtidas com esses materiais, em geral têm uma aparência reprovável, com muitos nichos

² DAVIS, R. L. Large Stone Mixes: An Historical Insight, IS-103, National Asphalt Paving Association, 1988.

superficiais que podem dar origem a processos localizados de desagregação da camada.

Outro aspecto que merece ser abordado, em relação à composição granulométrica dos agregados minerais, refere-se à quantidade de materiais graúdos e miúdos e à proporção entre eles. Ressalte-se aqui, que usualmente, os agregados minerais são classificados em três frações: os agregados *graúdos*, *miúdos* e a *fração fillerizada (filler)* ou material de enchimento.

Inicialmente é importante destacar-se que o conceito de "graúdo" e "miúdo" varia um pouco entre os técnicos de pavimentação. Normalmente a peneira com 4,8 mm de abertura representa o limite de separação entre agregados graúdos e miúdos; porém, como assinalam McLAUGHLIN et al. (1960) "...isso é particularmente verdade no caso de agregados para concreto de cimento portland. No caso de agregados para misturas betuminosas um tamanho menor do que 4,8 mm, pode ser usado como linha divisória entre esses agregados. Não é incomum encontrarem-se textos em que as peneiras No. 8 ou No. 10 (com 2,38 mm e 2,00 mm de abertura respectivamente) são especificadas para esse fim".

Para o Brasil o DER/SP (1991) a ABNT (1994) e o DNER (1994) consideram como agregado *graúdo* o material que fica retido na peneira de 4,8 mm (No. 4) de abertura e *miúdo* aquele que passa nessa peneira e fica retido na peneira de 0,075 mm (No. 200) de abertura. Segundo McLAUGHLIN et al. (1960) a "ASTM Designation C 125-48" também classifica os agregados por esse critério.

Porém, para o ROAD RESEARCH LABORATORY (1962), o HRB (1955), NIJBOER (1948) e diversos autores franceses do LCPC (1977) o limite de separação entre esses agregados é a peneira de 2,00 mm (No. 10).

Na literatura corrente parece haver um entendimento consensual de que a estrutura granular formada pelos agregados é um dos principais responsáveis pela estabilidade (ou resistência às deformações permanentes) de

Figura 3.3 - Influência do formato dos agregados e do volume de vazios no módulo de rigidez à compressão de uma mistura.

Fonte: UGE & VAN DE LOO (1974) apud SOUZA et al. (1991).

Figura 3.4 - Influência do formato dos agregados e do módulo de rigidez do betume no módulo de rigidez ao cisalhamento de uma mistura.

Fonte: UGE & VAN DE LOO (1974) apud SOUZA et al. (1991).

um concreto asfáltico. Segundo GOETZ & WOOD (1960) uma quantidade adequada de agregados graúdos proporciona um grande número de pontos de contacto entre esses agregados resultando em grande resistência por atrito interno. Essa resistência é particularmente importante, sobretudo nas regiões de clima quente, como já se mencionou anteriormente.

Segundo DAVIS (1987) o aumento do tamanho máximo dos agregados acompanhado da elevação, até um certo nível, da *porcentagem de agregados graúdos* permite reduzir-se os vazios dos agregados minerais (ou aumentar-se sua concentração volumétrica) e contribui em muito para a melhoria da resistência às deformações. Num estudo realizado sobre o método Marshall o USACE (1948) concluiu que os maiores valores da estabilidade Marshall correspondiam a porcentagens de agregados graúdos da ordem de 50 a 60 por cento do total de agregados da mistura.

Ressalte-se ainda que, em geral, o uso de agregados com formato anguloso ao invés de arredondado e com textura superficial áspera ao invés de lisa, inclusive da fração fillerizada, melhora o travamento intergranular aumentando assim a resistência às deformações permanentes mediante o aumento da parcela de resistência devido ao atrito interno das partículas, como assinalam diversos pesquisadores, como p. ex. UGE & VAN DE LOO (1974)³ apud SOUZA de al. (1991).

A Figura 3.3 extraída de SOUZA de al. (1991) demonstra que, para um dado valor do índice de vazios da mistura, os agregados britados produzem módulos de rigidez maiores do que agregados arredondados, que no caso é pedregulho de rio. Na Figura 3.4, apresentada na mesma fonte de referência, mostra-se a influência da textura superficial dos agregados no módulo de rigidez ao cisalhamento (G) obtido em ensaio de cisalhamento direto. Como se pode constatar, para um determinado valor do módulo de rigidez do betume (S_{bit}) o valor do módulo de rigidez da mistura (G_{mix}) aumenta com o

³ UGE, P. & VAN DE LOO, P.J. Permanent deformation of asphalt mixes. Amsterdã, Holanda, Publ. do Koninklijke/Shell-Laboratorium, novembro, 1974.

crescimento da porcentagem de agregados britados. É interessante notar-se que para a composição granulométrica intermediária (3), na qual foi usado 30% de areia britada o resultado foi melhor do que quando se usou apenas agregado graúdo britado (2). Isso parece indicar que o contacto entre as partículas é um fator mais significativo do que a quantidade de material britado.

A terceira fração dos agregados minerais, o filler, ou material de enchimento, também tem recebido dos pesquisadores uma atenção muito especial pela importância que ela tem demonstrado ter nas características das misturas, e por conseguinte, dos concretos asfálticos. Esse material, também é definido de modo relativamente diferente pelos profissionais e organismos técnicos em pavimentação viária. Para alguns, filler é todo material constituído por partículas cuja dimensão máxima é inferior a 0,075 mm; para outros, essa dimensão máxima é de 0,42 mm, ou 0,175 mm ou até mesmo 0,090 mm (limite adotado na Alemanha segundo NIJBOER, 1948).

No entanto, quer seja definido de uma forma ou de outra, uma exigência essencial ao filler é que a maior parte (*geralmente no mínimo 65%*) de suas partículas tenham dimensão máxima inferior a 0,075 mm. Isto porque, como se tem constatado, essas partículas são não apenas física mas também quimicamente ativas, sobretudo quando esses materiais são de natureza calcárea.

No Brasil o DER/SP (1991) normaliza que:

“O material de enchimento ou filler deverá constituir-se de partículas finamente divididas e inertes em relação aos demais componentes da mistura, não plásticas, tais como pó calcáreo, cal hidratada, cimento portland comum, ou outros materiais que venham a ser aprovados pelo Serviço Técnico da Regional do DER. Deverá ser usado seco, sem grumos, e obedecendo à seguinte granulometria:

PENEIRAS DE MALHAS QUADRADAS	% EM PESO, PASSANDO
0,42 mm (No. 40)	100
0,175 mm (No. 80)	95 – 100
0,075 mm (No. 200)	65 – 100

A definição de filler do DNER (1994) coincide com a do DER/SP(1991), acima apresentada, enquanto a norma brasileira NBR 7225, da ABNT(1993), define “filer” como sendo “um material constituído de pó-de-pedra ou outros materiais inertes, de dimensão nominal máxima inferior a 0,075 mm...”.

Quanto à influência do filler nas propriedades das misturas para concreto asfáltico, em resumo são as seguintes, segundo os pesquisadores:

- 1) o filler completa a granulometria preenchendo uma parte dos vazios dos agregados;
- 2) o filler aumenta a densidade da mistura; se ele estiver ausente, será necessário substituí-lo por um complemento de ligante, o que seria técnica e economicamente inconveniente;
- 3) o filler permite utilizar uma dosagem alta de ligante, embora seu excesso não seja recomendável, o que aumenta a coesão e a impermeabilidade do revestimento;
- 4) o filler aumenta a viscosidade do ligante e até mesmo da mistura; isto é importante porque, como já foi visto, a resistência às deformações também depende da viscosidade do ligante empregado;
- 5) o filler diminui a suscetibilidade térmica do ligante e, conseqüentemente, da camada betuminosa como um todo.

Estudos específicos sobre a influência do filler nas propriedades das misturas para concreto betuminoso podem ser encontrados, por ex. em: CSANYI et al. (1964), NIJBOER (1948), HEUKELOM (1965), ROAD RESEARCH LABORATORY (1962) e muitos outros. Desses trabalhos depreende-se que, o filler ao misturar-se com o ligante betuminoso produz uma argamassa capaz de melhorar a resistência viscosa da mistura [ver equação (2.12) do capítulo 2], desde que a porcentagem de filler esteja dentro de determinados limites que nominalmente são da ordem de 8% em misturas para concreto asfáltico a até 16% no caso de misturas de areia-asfalto; na prática, esses valores são maiores devido ao filler que fica aderido aos agregados graúdo e miúdo e não identificado no processo de peneiramento a seco (COELHO, 1992).

Observe-se por fim que, não só a quantidade de material empregado e a natureza da rocha-mãe, mas também o *processo de geração ou de produção*

do filler interfere nas características de suas partículas e, por conseguinte, nas suas propriedades físico-químicas e no seu efeito nas misturas betuminosas.

3.2.2. Ligante betuminoso.

Em regiões de clima quente, embora a rigidez do ligante tenha um efeito relativamente pequeno na rigidez do concreto asfáltico em comparação com a influência dos agregados minerais, como afirma DAVIS (1987), e foi discutido no item anterior, muitos pesquisadores têm examinado essa questão e vêm recomendando o uso de cimentos asfálticos mais duros (mais viscosos) como forma de se diminuir a suscetibilidade das camadas asfálticas às deformações permanentes (MONISMITH et al., 1985⁴ apud SOUZA, 1991; SAUTEREY, 1975; SANTANA & GONTIJO, 1984 e SALATHÉ, 1984⁵ apud SANTANA & GONTIJO, 1984).

O uso de *asfaltos modificados por polímeros* tem-se apresentado como alternativa bastante promissora à tecnologia de pavimentação asfáltica para a redução das deformações permanentes. Pesquisas recentes divulgadas por VALKERING et al. (1990) mostraram que o uso de um asfalto modificado pela adição de 7% de polímero do tipo SBS (Estireno-Butadieno-Estireno) fabricado comercialmente pela Shell europeia com o nome "Cariflex TR-1101" permitiu uma redução de 60 a 70%, nos valores das deformações permanentes, em relação a um asfalto convencional. Esses resultados foram obtidos num ensaio de simulação de tráfego em laboratório (ensaio de trilha-de-roda ou "Laboratory Test Track", LTT) realizado sob temperatura de 50 °C.

⁴ MONISMITH, C. L.; EPPS, J. A.; FINN, F.N. Improved Asphalt Mix Design. The Association of Asphalt Paving Technologists, PROCEEDINGS, vol. 54, 1985. p.: 347-406.

⁵ SALATHÉ, J. E. O Emprego de asfalto de baixa penetração na pavimentação urbana da cidade do Rio de Janeiro. In: SEMINÁRIO ESPECIAL SOBRE ASFALTOS, Iª SESA, Fortaleza-CE, 02/03 maio, 1984, ANAIS, 1984.

Figura 3.5 - Influência do teor de ligante no valor da deformação permanente da trilha-de-roda.

Fonte: HIERNAUX (1991).

Outros trabalhos, como por ex. os de VALKERING & VONK (1992) e de KING & PRUDHONME (1986) parecem confirmar essas conclusões e alimentam uma expectativa positiva com relação à eficiência desses tipos de asfalto na melhoria da resistência às deformações das misturas para pavimentação asfáltica.

3.2.3. Mistura.

A quantidade de ligante betuminoso também afeta a capacidade de uma mistura de resistir às deformações permanentes. Na literatura corrente recomenda-se que o teor de ligante ideal (ótimo) é aquele que proporciona uma mistura com cerca de 4% de volume de vazios, após uma compactação compatível com a exigência do tráfego.

A Figura 3.5, extraída do trabalho de HIERNAUX (1991), mostra a influência do teor de ligante na profundidade da trilha-de-roda ("rut depth") ou seja, na deformação permanente, medida num ensaio de simulação de tráfego, em laboratório, após 100.000 passadas da roda de ensaio, para duas condições: uma, com placas-de-prova compactadas com uma mesma energia de compactação e outra, com placas-de-prova com mesmo índice de vazios. Como se pode ver nessa figura o aumento o teor de ligante é acompanhado de um crescimento da deformação permanente na trilha-de-roda. Verifica-se ainda, nessa figura, que a energia de compactação é mais importante para a redução das deformações permanentes do que o índice de vazios, embora estes parâmetros nunca estejam dissociados um do outro.

LINDEN & VAN DER HEIDE (1987)⁶ apud SOUZA et al. (1991) enfatizam a importância de uma compactação adequada e concluem que o grau de compactação é um dos principais parâmetros para conferir qualidade aos concretos asfálticos sobretudo àqueles com baixo teor de ligante.

A compactação também é um fator crítico na preparação de corpos-de-prova para ensaios de laboratório. O objetivo de qualquer processo de compactação laboratorial é simular, da melhor maneira que for possível, as condições reais de compactação do campo. Fatores como a orientação e o entrosamento das partículas de agregados, o grau do contacto entre estas partículas, a quantidade e a estrutura dos vazios além da rede desses vazios devem ser, tanto quanto possível, reproduzidos em laboratório.

Diversos estudos já foram realizados com o objetivo de se determinar o grau com que os diversos tipos de compactação, realizados em laboratório, simulam as condições reais das pistas. Num dos mais recentes, realizados por MONISMITH et al. (1991), foram comparados os métodos de compactação do *compactador por cisalhamento giratório* ("gyratory-shear compactor"), do *compactador por amassamento* ("kneading compactor"), do *compactador por*

⁶ LINDEN, F. & VAN DER HEIDE, J. Some aspects of the compaction of asphalt mixes and its influence on mix properties. The Association of Asphalt Paving Technologists, PROCEEDINGS, vol. 56, 1987. p.: 408-426.

rolamento de uma roda ("rolling wheel compactor") e do *compactador Marshall* ("Marshall compactor") por impacto. Nesse estudo foram considerados os seguintes aspectos desses equipamentos: simulação das condições reais, sensibilidade aos materiais, credibilidade, aceitabilidade, simplicidade, operacionalidade, tempo de compactação, controle de qualidade, etc.

Quando o critério considerado foi a simulação das condições reais o compactador por rolamento de uma roda foi, sem dúvida nenhuma, o melhor deles. Este compactador, também foi classificado como o melhor de todos, quando se pretende realizar, em laboratório, *testes de desempenho* convalidados pela solicitação real nas pistas e também quando o objetivo for *avaliar a influência dos materiais no desempenho das misturas* para concreto betuminoso. Este compactador, também foi considerado como o melhor de todos, quanto à *credibilidade* dos resultados.

Por outro lado, quando se consideram a *simplicidade*, a *operacionalidade*, o *custo*, a *praticidade* e a *disponibilidade do equipamento* o compactador "Marshall" tem que ser classificado como o mais vantajoso. Porém, tanto os estudos de MONISMITH et. al. (1991) como os de VAN DE LOO (1974) parecem indicar que os corpos-de-prova "Marshall" não representam adequadamente o material que se tem nas pistas, após a compactação pelos processos usuais de campo. MONISMITH (1994)⁷ não recomenda o uso de corpos-de-prova "Marshall" para o estudo de deformações permanentes, no entanto, enquanto não ficar evidenciada a inviabilidade técnica de sua utilização, o uso desse tipo de corpo-de-prova, pelo menos no Brasil, ainda não pode ser destarcado, face aos aspectos acima mencionados.

Para as condições dos E.U.A., MONISMITH et al. (1991) classificam o compactador por cisalhamento giratório e o compactador por amassamento como os melhores, nessa ordem. Segundo esses autores, esses dois últimos

⁷ MONISMITH, Carl L. (University of California, Institute of Transportation Studies, Berkeley, EUA). *Comunicação pessoal*, 1994.

equipamentos apresentam uma boa correlação com os materiais obtidos nas pistas, além da vantagem, em relação ao compactador por rolamento de uma roda, quanto ao custo e ao controle da qualidade das misturas.

No próximo capítulo serão discutidos mais detalhadamente os aspectos relativos aos métodos de ensaio, em laboratório, dos materiais para pavimentação. Porém é importante registrar-se que, as condições de ensaio e de campo, sobretudo a *temperatura*, são fatores que exercem uma influência bastante significativa nas deformações permanentes.

3.2.4. Condições de campo e de ensaio em laboratório.

HOFSTRA & KLOMP (1972) estudaram a influência, na deformação permanente, de alguns parâmetros da mistura, através de ensaios de trilha-de-roda realizados com um equipamento simulador de tráfego, em laboratório, constituído de uma pista circular com 3,25 metros de diâmetro e 70 cm de largura; nesses ensaios pode-se constatar um aumento dessa resistência com o aumento da porcentagem de agregado graúdo e de pedregulho britado e uma redução dessa com a elevação da temperatura de ensaio. Objetivando uma avaliação da validade da teoria da elasticidade, sob condições de temperaturas altas, HOFSTRA & VALKERING (1972), com o mesmo equipamento, também investigaram, de uma certa forma, a influência da temperatura no desempenho de camadas asfálticas para pavimentação.

Uma lacuna, deixada nas pesquisas relatadas nesses dois últimos trabalhos citados, refere-se à uma *quantificação da influência da temperatura no desempenho das camadas betuminosas, através do ensaio de trilha-de-roda*, de uma forma mais sistemática e abrangente. Na pesquisa que se apresenta nesta tese, pretendeu-se também, dar um certo enfoque a essa questão. Nos trabalhos acima mencionados a *história do carregamento* não foi devidamente considerada e o comportamento reológico dos materiais betuminosos recomenda que isso seja levado em conta, de forma adequada.

Em outras palavras, o efeito de 10.000 solicitações adicionais, depois das primeiras 1.000, é diferente daquele, causado por essas 10.000 solicitações, depois de já terem ocorrido, por exemplo, 20.000. A experiência tem demonstrado que a deformação permanente varia com o número de repetições do carregamento segundo uma função logarítmica, ou seja, tendendo para um determinado valor, mediante uma taxa de variação que é grande nas primeiras solicitações e diminui gradativamente com o aumento do número de solicitações por carga.

ANANI et al. (1990) e BISSADA (1980) relatando pesquisas realizadas sobre deformações permanentes nas trilhas-de-roda, na Arábia Saudita e no Kuwait respectivamente, embora não tenham em suas pesquisas, programado um estudo sobre a influência da temperatura, nas deformações permanentes das trilhas-de-roda, reconhecem, tacitamente, que as condições de temperatura elevada podem acentuar os problemas relativos a esse tipo de deformação; esses autores, assinalam em seus trabalhos, que os parâmetros relativos à mistura parecem ter mais influência nas deformações permanentes do que as características de seus componentes (asfalto e agregados). Para ANANI et al. (1990) não há ainda um consenso sobre os melhores métodos, capazes de avaliar, com precisão e inteireza, a suscetibilidade de uma mistura às deformações permanentes enquanto, BISSADA (1980), alerta que um aumento de apenas 0,50 % no valor do teor de ligante pode acarretar deformações da ordem de 30 a 40 mm, como as que ocorreram em duas das rodovias, por ele monitorada no Kuwait (sob regime de temperatura de serviço elevada e velocidade de tráfego baixa).

Por fim, vale assinalar-se que, segundo YODER & WITCZAK (1975, p.75), através das equações de Boussinesq, pode-se mostrar que o valor da pressão dos pneus (ou pressão de contacto) tem um efeito bastante grande nas camadas mais próximas da superfície de um pavimento, sobretudo nas camadas de revestimento superficial e de base. Por essa razão, o controle da pressão máxima de enchimento dos pneus, principalmente dos veículos de

carga, é uma forma de se atenuar o problema das deformações permanentes das trilhas-de-roda, especialmente nos pavimentos rodoviários.

3.3. Valores-limites para as deformações permanentes nas trilhas-de-rodas.

Segundo SOUZA et al. (1991) a " Federal Highway Administration ", dos EUA, publicou em 1979, um manual para a identificação e classificação dos defeitos dos pavimentos rodoviários. Nesse manual, o referido órgão classifica a deformação permanente total nas trilhas-de-rodas ("dtr") em quatro níveis de severidade:

- (1) hidroplanagem - para valores de "dtr" de 0,2 a 0,25 polegadas ($\approx$ de 5,1 a 6,4 mm);
- (2) baixo - para valores de "dtr" de 0,25 a 0,5 polegadas ($\approx$ de 6,4 a 12,7 mm);
- (3) médio - para valores de "dtr" de 0,5 a 1,0 polegada ($\approx$ de 12,7 a 25,4 mm);
- (4) alto - para valores de "dtr" superiores a 1,0 polegada ($>$ 25,4 mm);

No entanto, para muitos pesquisadores, apenas o critério para hidroplanagem, acima citado, parece ser razoável. Para eles, em pavimentos com declividades longitudinais da ordem de 2% e "dtr" de cerca de 12,7 mm pode haver a formação de poças d'água capazes de provocar a hidroplanagem de automóveis com velocidade maior ou igual a 50 milhas por hora ($\approx$ 80 km/h) (BARKSDALE, 1972⁸ apud SOUZA et al., 1991).

Para outros, os valores de "dtr" aceitáveis podem ser fixados através de considerações tanto de natureza estrutural como de segurança dos pavimentos. Assim, LISTER & ADDIS (1976)⁹ apud SOUZA et al. (1991), definem como critério de ruína, para pavimentos do Reino Unido, uma deformação total da trilha-de-rodas de 0,75 a 0,8 polegadas (19 a 20 mm)

⁸ BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Third, Londres, Inglaterra, PROCEEDINGS, vol. I, 1972. p.: 161-174.

⁹ LISTER, N. W & ADDIS, R. R. Field observations of rutting and practical considerations. In: ANNUAL TRANSPORTATION RESEARCH BOARD MEETING, Washington, D.C., 1976.

medida com uma régua de 1,80 metros de comprimento. Para esses autores, valores de "dtr" da ordem de 10 mm não causam aos pavimentos perda de resistência estrutural significativa; porém, para declividades longitudinais inferiores a 2,5%, bastante comuns nas rodovias britânicas, Lister & Addis consideram que valores de "dtr" superiores a 13 mm acarretam a formação de lâminas d'água que podem causar a hidroplanagem ou a perda de resistência superficial à derrapagem.

A fim de limitar as deformações permanentes das camadas asfálticas no campo, a níveis aceitáveis, alguns pesquisadores têm sugerido valores-limites para a rigidez da mistura, medida através de ensaios de fluência, realizados em laboratório, com carregamento estático ("static creep tests"), sob condições específicas de temperatura e de tempo de carregamento. A Tabela 3.2 abaixo, apresentada por SOUZA et al. (1991, p. 27), mostra alguns exemplos desse tipo de critério.

TABELA 3.2 - Exemplos de critérios para as deformações permanentes através do ensaio de fluência estática ("static creep test").

REFERÊNCIA	TEMPERATURA DE ENSAIO	TEMPO DE ENSAIO	TENSÃO APLICADA, σ_0	RIGIDEZ DA MISTURA
	(° C)	(min)	Mpa (psi)	Mpa (psi)
VILJOEN et al. (1981) ¹⁰	40	100	0,2 (30)	≥ 80 (12.000)
KRONFUSS et al. (1984) ¹¹	40	60	0,1 (15)	≥ 50-65 (7500-10000)
FINN et al. (1983) ¹²	40	60	0,2 (30)	≥ 135 (20.000)

FONTE: SOUZA et al. (1991).

¹⁰ VILJOEN, A. W. & MEADOWS, K. The creep test - A mix design tool to rank asphalt mixes in terms of their resistance to permanent deformation under heavy traffic. Publ. por National Institute for Transport and Road Research, Pretória, África do Sul, Technical Note TP-36-81, 1981.

¹¹ KRONFUSS, F.; KRZEMIEN, R.; NIEVELT, G.; PUTZ, P. Verformungsfestigkeit von asphalten ermittlung im Kriechtest. Publ. por Bundesministerium fur Bauten and Technik, Strassenforschung, Heft 240, Wien, Austria, 1984.

¹² FINN, F.; MONISMITH, C. L.; MARKEVICH, N.J. Pavement performance and asphalt concrete mix design. The Association of Asphalt Paving Technologists, PROCEEDINGS, vol. 52, 1983.

Porém, critérios deste tipo devem estar associados a condições climáticas e de tráfego específicas, e não devem ser adotados sem uma cuidadosa avaliação de sua validade para cada situação, como adverte SOUZA et al. (1991).

3.4. Métodos para a previsão das deformações permanentes nas trilhas-de-roda.

3.4.1. Considerações gerais sobre esses métodos.

A tecnologia moderna vem impondo aos veículos de carga rodoviários, um crescente aumento da carga por eixo e da pressão dos pneus; como imperativo do desenvolvimento tem-se ainda um aumento cada vez maior do volume diário médio desses tipos de veículos circulando pelas rodovias, o que exige a construção de camadas de revestimento asfáltico e de estrutura dos pavimentos, cada vez mais espessas e resistentes. Esses fatos acarretaram a necessidade de serem desenvolvidos métodos adequados para a previsão das deformações permanentes nas trilhas-de-rodas dos pavimentos rodoviários objetivando evitar problemas de hidroplanagem, para os veículos leves, e estruturais, para o pavimento, com a redução de sua vida útil.

A solução desse problema envolve duas ações básicas:

- [1] estabelecimento de um método de cálculo das deformações permanentes, com base num modelo de comportamento dos materiais das diversas camadas que constituem o pavimento;
- [2] escolha de métodos de ensaio, em laboratório, de corpos-de-prova compostos dos materiais que serão empregados, para poder-se medir os parâmetros básicos, necessários à aplicação de um método de cálculo, anteriormente escolhido; evidentemente, o método de ensaio de laboratório deve ter consistência comprovada, através dos resultados de testes realizados em pistas experimentais de campo ou, pelo menos, de laboratório.

Segundo SOUZA et alii (1991) existe atualmente uma variedade bastante grande de métodos para a previsão da deformação permanente total nas trilhas-de-rodas (ou profundidade das trilhas-de-rodas) dos pavimentos rodoviários. Nesse trabalho são citadas 19 propostas para a solução desse problema utilizando os mais diversos ensaios de laboratório, para a caracterização dos materiais que compõem as camadas do pavimento. Os autores dessas propostas sugerem o uso de ensaios de fluência por compressão uniaxial tanto com carga estática como com carga repetida, ensaios de fluência por compressão triaxial dinâmicos, ou então com carga repetida, e ainda ensaios de fluência por compressão diametral tanto com carga estática como também com carga repetida.

Alguns dos métodos de cálculo das deformações permanentes utilizam como critério, para que sejam evitadas deformações permanentes excessivas ao nível da superfície dos pavimentos, a limitação do valor das deformações específicas no sub-leito. No entanto, isso não necessariamente prevê os casos das deformações excessivas que podem surgir nos rodeiros (trilhas-de-rodas) em consequência de deformações ocorridas apenas na camada asfáltica de revestimento superficial do pavimento. O método da Shell, desenvolvido pelos pesquisadores do laboratório da Shell localizado em Amsterdã, na Holanda ("Koninklijke/Shell Laboratorium, Amsterdam, Shell Research B.V."), e divulgado por VAN DE LOO (1974, 1976, 1978) e CLAESSEN et al. (1977)¹³ constitui-se num exemplo desse tipo de método, que propõe uma solução mais refinada dessa questão, mediante a inclusão de uma análise para a estimativa dos afundamentos nas linhas das trilhas-de-rodas, devido às deformações específicas ocorridas em camadas asfálticas.

Alguns outros métodos têm sugerido limitações para as tensões verticais (e não as deformações) no subleito, como o fazem,

¹³ CLAESSEN, A. I. M.; EDWARDS, P. S.; UGE, P. Asphalt Pavement Design - The Shell Method. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Fourth, PROCEEDINGS, vol. I, Ann Arbor, E.U.A., 1977. p.: 39-74.

BARKSDALE & MILLER (1977)¹⁴, por exemplo. Outros ainda, têm sugerido a utilização de equações de natureza estatística, para a previsão das deformações permanentes nas trilhas-de-rodas (SOUZA et al., 1991).

Quanto à forma de encaminhar a solução desse problema, segundo SOUZA et al. (1991), os métodos de cálculo podem ser basicamente de dois tipos:

- (1) *método de análise elástica da deformação específica das camadas e,*
- (2) *método de análise viscoelástica das camadas.*

O primeiro desses métodos consiste em estimar os afundamentos das trilhas-de-rodas, através das características da deformação permanente específica, obtidas mediante ensaios de laboratório juntamente com um processo de análise da estrutura do pavimento usando uma teoria elástica linear ou não-linear, aplicada a um sistema de camadas. O princípio geral desse método, segundo SOUZA et al. (1991), foi originalmente proposto por BARKSDALE (1972)¹⁵ e ROMAIN (1972)¹⁶. Para a estimativa das deformações permanentes totais que podem ocorrer nas trilhas-de-rodas, após um determinado número de solicitações de carga, cada camada do pavimento é subdividida em diversas sub-camadas sendo estão calculado, através de teoria elástica, o estado de tensão no centro de cada sub-camada, sob a linha que passa pelo centro-de-carga. Com o estado de tensão médio, no centro de cada uma das sub-camadas, o correspondente estado de deformação plástica axial, pode ser examinado, a partir dos resultados de ensaio de laboratório realizados com os materiais do pavimento. A profundidade total das trilhas-de-

¹⁴ BARKSDALE, R. D. & MILLER, J. H. Development of equipment and techniques for evaluating fatigue and rutting characteristics of asphalt concrete mixes. Publ. por School of Civil Engineering, Georgia, E.U.A., Institute of Technology, SCEGIT-77-149, 1977.

¹⁵ BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Third, Londres, Inglaterra, PROCEEDINGS, vol. I, 1972. p.: 161-174.

¹⁶ ROMAIN, J. E. Rut depth prediction in asphalt pavements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Third, Londres, Inglaterra, PROCEEDINGS, vol. I, 1972. p.: 205-210.

rodas, para um determinado número de solicitações de carga, é obtida somando-se os produtos das deformações plásticas médias específicas, que ocorrem no centro de cada sub-camada, pelas espessuras dessas sub-camadas.

O método de análise visco-elástica das camadas, considera para efeito de determinação do estado de tensão e deformação, num determinado ponto da estrutura do pavimento, as cargas móveis das rodas, em conjunto com as propriedades dos materiais em função do tempo de carga. As propriedades dos materiais podem ser definidas através de modelos visco-elásticos e de equações constitutivas generalizadas. A grande vantagem deste método é a possibilidade de poder-se avaliar a fluência plástica lateral, do material localizado sob a área de ação dos pneus. No entanto, a complexidade matemática exigida por esses métodos, mesmo no caso de hipótese de visco-elasticidade linear, praticamente inviabiliza um uso corrente dos mesmos, tanto pelo esforço computacional necessário como pela grande quantidade de ensaios de laboratório com os materiais, para o estabelecimento de equações constitutivas consistentes.

Embora o método de análise visco-elástica das camadas seja teoricamente mais consistente, sua complexidade aliada à baixa concordância entre as deformações permanentes previstas pelos cálculos por esse método e aquelas medidas nos ensaios de trilha-de-roda, fartamente demonstrada pelas diversas pesquisas publicadas (SOUZA et al., 1991), levam à conclusão de que, esse método, acaba não apresentando vantagem significativa em relação ao método, mais simples e prático, de análise elástica das deformações específicas das camadas. Este último, apesar das simplificações e aproximações introduzidas, tem sido considerado um processo bastante razoável para a estimativa dos afundamentos das trilhas-de-rodas, se não em termos absolutos, pelo menos em termos relativos, para fins de comparar o comportamento das diversas composições de materiais, para as camadas de pavimentação (VAN DE LOO, 1974).

Com relação à etapa [2], que se refere à *escolha de métodos de ensaio, em laboratório, para a avaliação das propriedades das misturas* destinadas à produção de camadas de concreto betuminoso, devido à sua importância no contexto deste trabalho, será destinado um capítulo específico à ela, que será o próximo capítulo.

3.4.2. O método da "Shell".

Este método foi divulgado por VAN DE LOO (1976) e CLAESSEN et al. (1977) e incorporado ao "*The Shell Pavement Design Manual*" publicado pela "Shell Internacional Petroleum Co." através do "Koninklijke/Shell-Laboratorium" localizado em Amsterdã, na Holanda, apud VAN DE LOO (1978). Pela sua simplicidade e conveniência às condições do Brasil (COELHO, 1994) apresenta-se, a seguir, um resumo deste método.

Com base nos modelos de deformação dos concretos asfálticos desenvolvidos por HILLS (1973), e apresentado de forma resumida no item 4.3 do próximo capítulo deste trabalho, o método permite estimar as deformações permanentes nas trilhas-de-rodas (dtr), que devem ocorrer nos ensaios de trilha-de-rodas de laboratório, com base nos valores do módulo de rigidez da mistura asfáltica ($S_{mix} = \sigma/\epsilon$) obtidos em função do módulo de rigidez do betume (S_{bit}), através do ensaio de fluência por compressão estática ("static creep test"), mediante a expressão:

$$dtr = h \times \sigma_{av} / S_{mix} \dots\dots\dots (3.1)$$

onde:

h = espessura da camada asfáltica considerada;

σ_{av} = valor médio da tensão normal exercida pelos pneus.

O parâmetro σ_{av} depende de diversas variáveis tais como: o módulo de rigidez e o coeficiente de Poisson das camadas do pavimento e a relação entre a área de contacto dos pneus e a espessura da camada superficial asfáltica. Para calcular as tensões devido à ação da carga móvel foi usado um programa computacional (BISAR), que se baseia num modelo de camadas elásticas, visto que os tempos de carregamento durante o ensaio de trilha-de-rodas (e também de solicitação nos pavimentos reais) são muito curtos ($\approx 0,01 - 0,1$ s) e,

nessas condições, o comportamento das camadas asfálticas é praticamente elástico. Assim, esse parâmetro foi expresso como uma fração da pressão de contacto (σ_0) da seguinte forma:

$$\sigma_{av} = Z \sigma_0 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

onde:

Z = relação entre a deformação relativa (δ/h) sob dadas condições e a deformação relativa sob condições de não confinamento (σ_0/E).

Desse modo:

$$Z = (\delta/h) / (\sigma_0/E) = (\delta E/h) / \sigma_0 = \sigma_{av} / \sigma_0 \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

Para o cálculo da deformação permanente foi suposto, e comprovado através dos resultados dos ensaios de fluência por compressão estática (VAN DE LOO, 1978), que as relações $S_{mix} - S_{bit}$, derivadas desses ensaios, são iguais às relações $S_{mix,visc} - S_{bit,visc}$ onde $S_{mix,visc} = \sigma/\epsilon_{perm}$ e $S_{bit,visc}$ é a componente viscosa (ou não-recuperável) da rigidez do betume, a qual é responsável pelas deformações permanentes. Assim, a deformação permanente pode ser calculada através da expressão (3.1) na qual o valor de S_{mix} (na verdade $S_{mix,visc}$) resulta da relação da fluência característica do material $S_{mix} - S_{bit}$ para $S_{bit} = S_{bit,visc}$. O valor de $S_{bit,visc}$ é calculado através da expressão:

$$S_{bit,visc} = 3 \text{ visc} / W t_0 \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

onde:

visc = viscosidade do betume nas condições de ensaio;

W = No. de passadas da carga móvel;

t_0 = tempo de carregamento, em cada passada da carga móvel.

Para a correção do efeito dinâmico (do ensaio de trilha-de-rodas) em relação ao carregamento estático (do ensaio de fluência por compressão estática) verificou-se ser necessário a introdução de um fator de correção (C_m) o qual constatou-se ser sempre inferior a 2. Assim, para o cálculo da deformação permanente total, nas trilhas-de-rodas, a expressão (3.1) foi modificada para

$$dtr = C_m \times h \times \sigma_{av} / S_{mix} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

Na tabela abaixo, extraída de VAN DE LOO (1978), são apresentados valores médios do fator de correção dos efeitos dinâmicos (C_m), obtidos com diversos tipos de misturas.

FATORES DE CORREÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS

TIPOS DE MISTURAS		C_m
Aberta ↑	Areia-asfalto e Misturas de areia-asfalto "magras"	1,6 - 2,0
	Concreto asfáltico aberto e "magro"	
	Macadame betuminoso aberto	1,5 - 1,8
	Concreto asfáltico Areia-asfalto-pedregulho Macadame betuminoso denso	1,2 - 1,6
↓ Fechada	Mastiques asfálticos	1,0 - 1,3
	"Rolled-asphalt" denso	

Fonte: VAN DE LOO (1978).

Para considerar os diferentes gradientes térmicos, dentro de uma mesma camada asfáltica, o trabalho de VAN DE LOO (1978) apresenta detalhes da aplicação desse método e afirma, que a boa consistência dos resultados obtidos com o mesmo, levaram à sua incorporação ao "*Shell Pavement Design Manual*", para o fim específico de estimativa das deformações permanentes nas trilhas-de-rodas.

3.4.3. Dificuldades para a previsão das deformações permanentes.

Apesar de todas as simplificações de cálculo e de hipóteses, já discutidas, uma previsão precisa, das deformações permanentes que ocorrem nos pavimentos, apresenta uma série de problemas que podem causar distorções dos resultados. Abreviadamente, os principais desses problemas são os seguintes:

Para fins de cálculo, no método da Shell acima delineado, bem como em muitos outros, trabalha-se com uma temperatura média da camada asfáltica. Além dessa temperatura variar ao longo da espessura da camada, as temperaturas de cálculo baseiam-se em resultados de pesquisas de temperatura dos pavimentos que devem ter sido realizadas na região em que o pavimento está localizado. Assim, a precisão dos cálculos depende muito da consistência entre os valores empregados nos cálculos e aqueles que efetivamente se verificam nas camadas do pavimento, em cada mês do ano.

Também a diferença entre a carga móvel empregada nos ensaios de trilha-de-rodas de laboratório, e aquelas que solicitam os pavimentos reais podem acarretar grandes imprecisões de cálculo.

Deve-se ressaltar ainda que, embora se possa trabalhar em laboratório, com corpos-de-prova extraídos de placas asfálticas cuidadosamente moldadas para fins de ensaio, as condições de compactação e conseqüentemente os estados de compacidade desses materiais, podem divergir bastante daquelas que efetivamente acontecem por ocasião da execução das camadas de pavimentação no campo.

Por tudo isso, divergências entre os valores calculados e aqueles que realmente se verificam nas pistas devem acontecer com relativa frequência tornando a tarefa de previsão das deformações permanentes uma atividade das mais difíceis. Face a isso, parece que a melhor forma de se utilizarem os resultados de deformações permanentes, obtidos em laboratório, seja o de empregá-los para uma classificação das performances dos materiais quanto às suas resistências às deformações permanentes.

3.5. Classificação das misturas betuminosas em função das deformações permanentes.

Segundo VAN DE LOO (1974) os principais problemas relativos a uma classificação das misturas betuminosas quanto às suas resistências às deformações permanentes são basicamente dois:

- (1) *a fixação de um critério para a qualificação das misturas;*
- (2) *a dependência das variáveis dos ensaios.*

Com relação à primeira dessas questões a experiência adquirida com o uso de um método é o principal fator para que a classificação das misturas seja consistente. Quanto a esse aspecto, a grande experiência acumulada com o uso do método Marshall encorajou o seu emprego para efeito de *classificação de misturas asfálticas com base nos valores da estabilidade Marshall*. Ressalte-se também, que o ensaio de fluência (estático e dinâmico) tem sido recomendado, para esse fim, em substituição ao método Marshall e com maior vantagem em relação aos outros métodos de ensaio existentes.

Quanto à segunda dessas questões os principais aspectos a serem considerados, segundo VAN DE LOO (1974), são os seguintes:

- (a) Até que ponto o método de compactação e o processos de misturação pode influir nos resultados da classificação das misturas ?
- (b) Será que há consistência entre a classificação das misturas segundo o ensaio de trilha-de-rodas de laboratório e a performance das mesmas, nas pistas ?
- (c) Até que ponto os "efeitos dinâmicos", anteriormente citados, podem influenciar na classificação das misturas através dos ensaios estáticos e dinâmicos, de laboratório ?

Quanto ao item (a), tanto as pesquisas de VAN DE LOO (1974) como as de MONISMITH et al. (1991), de ENDERSBY & VALLERGA (1952) e muitos outros, demonstram a grande influência que os processos de misturação e de compactação das misturas têm no comportamento mecânico das mesmas.

Quanto ao aspecto citado em (b), VAN DE LOO (1978), CLAESSEN et al. (1977) e a Shell holandesa, mediante a incorporação do "creep test" ao "*The Shell Pavement Design Manual*", confirmam a boa consistência que pode ser obtida na classificação das misturas através de ensaios de laboratório.

Quanto ao item (c), as pesquisas com diversos tipos de misturas levaram à publicação de uma tabela de "Fatores de correção dos efeitos dinâmicos" por VAN DE LOO (1978) a qual é o resultado de extensa pesquisa realizada pelo autor e pela equipe do "Koninklijke/Shell-Laboratorium" de Amsterdã-Holanda.

No próximo capítulo estarão sendo discutidos, mais detalhadamente, os méritos e as limitações dos diversos métodos de ensaio, de laboratório, para a avaliação das características mecânicas das misturas para pavimentação.

Capítulo 4. Métodos de ensaio para a avaliação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas.

4.1. Propriedades mecânicas das misturas betuminosas.

Segundo GOETZ & WOOD (1960) ao se considerar o projeto de uma mistura betuminosa é preciso ter-se em mente quais seriam as propriedades desejáveis nessa mistura para fins de pavimentação. Assim, um projeto adequado requer que se tenha uma mistura com *trabalhabilidade* satisfatória e com a melhor combinação possível das seguintes propriedades: *estabilidade*, *durabilidade*, *flexibilidade* e *resistência à derrapagem*.

A *estabilidade* é a propriedade da mistura betuminosa que se refere à sua resistência às deformações sob a ação de cargas estáticas e/ou repetidas, ou seja, sua resistência às deformações permanentes. Como já foi visto no item 2.4 do capítulo 2, essa resistência compõe-se de três parcelas: (1) a resistência coesiva do ligante betuminoso, (2) a resistência viscosa do ligante betuminoso e (3) a resistência do atrito intergranular dos agregados. A medida da estabilidade de uma mistura tem sido feita de diversas maneiras, dependendo do método de ensaio empregado, como se verá mais adiante.

A *durabilidade* é a propriedade da mistura de resistir à desintegração ou desagregação por ação do tráfego e/ou do intemperismo. Os mais importantes fatores em relação à durabilidade são a quantidade e as características físico-químicas do ligante betuminoso empregado.

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. Esta propriedade é da maior

importância para a *resistência à fadiga* de uma mistura e tanto a quantidade como as características do ligante betuminoso são fundamentais para a obtenção de uma flexibilidade adequada. A temperatura também é um fator de grande influência na flexibilidade de uma mistura; o aumento da temperatura melhora a flexibilidade enquanto que as temperaturas mais baixas reduzem-na, tornando as camadas betuminosas mais rígidas e quebradiças. Atualmente, as características de fadiga de uma mistura betuminosa costumam ser medidas através de ensaios de compressão diametral e de flexão alternada.

A *resistência à derrapagem* é a propriedade da mistura que se refere à capacidade da superfície de uma camada de revestimento betuminoso de oferecer resistência ao escorregamento dos pneus dos veículos. Excesso de ligante na mistura, que conduz ao fenômeno da exsudação superficial desse material provoca a redução da resistência à derrapagem enquanto a granulometria dos agregados e o uso de agregados graúdos desempenham um papel de fundamental importância para a obtenção de camadas betuminosas com boa resistência de atrito superficial.

No contexto deste trabalho o interesse principal está voltado para a resistência às deformações permanentes. Assim, os métodos de ensaio para a avaliação dessa propriedade das misturas serão examinados mais detalhadamente.

4.2. Generalidades sobre os métodos de ensaio das misturas betuminosas.

De acordo com o ROAD RESEARCH LABORATORY (1962) os métodos de ensaio para a análise da resistência das misturas betuminosas à deformação permanente podem ser de três tipos:

- (1) os métodos de ensaio empíricos;
- (2) os métodos de ensaio das propriedades fundamentais;
- (3) os métodos de ensaio por simulação do tráfego.

Nos métodos de ensaio empíricos escolhe-se um ensaio de laboratório, que de alguma forma seja capaz de avaliar a estabilidade mecânica (ou resistência às deformações permanentes) das misturas, e, através de correlações entre os resultados desses ensaios e as performances das misturas na pistas, possam ser estabelecidos critérios para o projeto de misturas betuminosas. São desse tipo a grande maioria dos primeiros métodos de ensaios que surgiram para a dosagem de misturas betuminosas como: o método Marshall, o método de Hubbard-Field, o método do estabilômetro de Hveem, o método do coesímetro de Hveem e muitos outros.

Já os métodos de ensaio das propriedades fundamentais procuram estimar, através de ensaios de laboratório, as propriedades fundamentais das misturas betuminosas compactadas, ou seja, resistência à tração, resistência à compressão, resistência ao cisalhamento e resistência à flexão. São desse tipo os ensaios de tração simples, os ensaios de tração e de compressão triaxial, os ensaios de cisalhamento puro, os ensaios de compressão axial (com ou sem confinamento), os ensaios de flexão com carga estática ou com carga repetida e os ensaios de compressão diametral.

Os métodos de ensaio por simulação do tráfego consistem em procurar reproduzir, em escala laboratorial ou de campo experimental, a ação que o tráfego exerce sobre segmentos ou placas de camadas asfálticas, e a partir disso, tentar obter informações a respeito da resistência desses materiais às deformações permanentes. São desse tipo os ensaios de trilha-de-rodas ("wheel-tracking tests") de laboratório ou de campo e certas versões de ensaio de carregamento estático em placas como o ensaio de punçonnement ("indentation test") e o ensaio com carga estacionária ou repetida (porém, não-móvel) realizado com o equipamento do ensaio de trilha-de-rodas.

Para SOUZA et al. (1991), tendo em vista o mecanismo das deformações permanentes, descrito no item 3.1 do Capítulo 3 deste trabalho, nos ensaios para a verificação da resistência dos materiais a esse tipo de deformação, deve-se procurar reproduzir em laboratório, estados de tensão similares àqueles que ocorrem nas condições reais das pistas, inclusive no

que se refere à temperatura, umidade e condição geral do material. Segundo esses autores, os métodos de ensaio atualmente empregados para esse fim, podem ser classificados em 4 tipos:

- (1) ensaios de compressão uniaxial: nestes ensaios, corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos, não-confinados, são submetidos à fluência através de carregamentos estáticos, ou repetidos, ou dinâmicos;
- (2) ensaios de compressão triaxial: nestes ensaios, corpos-de-prova cilíndricos, confinados, são submetidos à fluência através de carregamentos estáticos, ou repetidos, ou dinâmicos;
- (3) ensaios de compressão diametral: nestes ensaios, corpos-de-prova cilíndricos são submetidos à fluência, por compressão diametral, através de carregamentos estáticos ou repetidos;
- (4) ensaios de trilhas-de-roda: são ensaios realizados com placas moldadas em laboratório, ou retiradas do pavimento, através da aplicação de carga de roda móvel e repetida.

Os referidos ensaios são usados para a avaliação dos parâmetros elásticos, viscoelásticos, plásticos e de resistência ao cisalhamento dos concretos asfálticos. Segundo SOUZA et al. (1991) parece que os ensaios de compressão triaxial, com carregamento repetido, apresentam resultados mais consistentes, na previsão das deformações permanentes, do que aqueles obtidos com os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática ("static creep test"), embora estes últimos, sejam mais largamente empregados devido à sua maior simplicidade e à maior disponibilidade, nos laboratórios, dos equipamentos necessários à sua realização.

Dentre os ensaios acima citados, os ensaios de trilha-de-rodas são os que melhor simulam as condições reais que ocorrem com os materiais nas pistas e permitem uma validação dos resultados de previsão das deformações permanentes, obtidos com base nos outros ensaios de laboratório, porém seu uso, se restringe às atividades de pesquisa pelo alto custo e pouca disponibilidade dos equipamentos necessários à sua realização bem como pelo tempo que demanda a sua execução e a obtenção de seus resultados.

Tabela 4.1 - Quadro comparativo dos diversos métodos de ensaio para a avaliação das deformações permanentes.

Método de Ensaio	Características dos Corpos-de-prova	Características Medidas	Vantagens e Limitações	Classificação		
				Simulação	Simplicidade	Geral
Compressão uniaxial estática ("creep")	Cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura	Módulo de fluência x tempo Deformação permanente x tempo	Grande variabilidade de resultados e ensaio bem conhecido; Fácil de ser implementado e equipamento geralmente disponível nos laboratórios; O estado de tensão correspondente contém as componentes de cisalhamento da representação de Mohr-Coulomb; Boa quantidade de informações técnicas.	5	1	3
Compressão uniaxial repetida		Módulo de resiliência Deform. permanente x No. ciclos Coeficiente de Poisson	Exprime melhor as condições de tráfego; Equipamento mais complexo;			
Compressão uniaxial dinâmica		Módulo dinâmico Coeficiente de amortecimento Deform. permanente x No. ciclos Coeficiente de Poisson	Capacidade de determinar o amortecimento em função da frequência para diferentes temperaturas;			
Compressão triaxial estática ("creep confined")	Cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura	Módulo de fluência x tempo Deformação permanente x tempo	Mais estados de tensão podem ser obtidos; Estado de tensão contém as componentes de cisalhamento da represent. de Mohr-Coulomb	4	3 - 4	2
Compressão triaxial repetida		Módulo de resiliência Deform. permanente x No. ciclos Coeficiente de Poisson	Expressa melhor as condições de tráfego; Equipamento mais complexo; Requer uma câmara de compressão triaxial;			
Compressão triaxial dinâmica		Módulo dinâmico Coeficiente de amortecimento Coeficiente de Poisson Deform. permanente x No. ciclos	Capacidade de determinar o amortecimento em função da frequência e da temperatura;			
Ensaio de trilhas-de-roda ("Test tracks")	Placas	Perfil da trilha x No. de passadas Perfil completo da relação deformação / tensão	Estados de tensão reproduzem as condições do campo; As propriedades fundamentais dos materiais não são obtidas; Bom método para a verificação de modelos de previsão; Requer equipamento de custo elevado;	1	6	Uso rotineiro não serve

Fonte: SOUZA et al. (1991).

Tabela 4.1 - Quadro comparativo dos diversos métodos de ensaio para a avaliação das deformações permanentes. (continuação)

Método de Ensaio	Características do Corpo-de-prova	Características Medidas	Vantagens e Limitações	Classificação		
				Simulação	Simplicidade	Geral
Compressão diametral estática (" creep ")	Cilíndrico com 10 cm de diâmetro e 6,35 cm de altura	Módulo de fluência x tempo Deformação permanente x tempo	Ensaio fácil de se implementar; Os corpos-de-prova de campo podem ser facilmente obtidos; Estado de cisalhamento de campo não é uniforme; No estado de tensão predomina a tração; O equipamento é relativamente simples para o ensaio estático; Para ensaios repetidos e dinâmicos a complexidade do equipamento é similar à do equipamento do ensaio de compressão triaxial repetida e dinâmica	6	2	4
Compressão diametral repetida		Módulo de resiliência Deformação permanente x No. de ciclos				
Compressão diametral dinâmica		Módulo dinâmico Coeficiente de amortecimento Deformação permanente x No. de ciclos				
Cisalhamento estático simples (" creep ")	Cilíndrico com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura	Módulo de fluência por cisalhamento x tempo Deformação permanente por cisalhamento x tempo	A tensão de cisalhamento pode ser aplicada diretamente ao corpo-de-prova; Amostras de corpos-de-prova de campo podem ser facilmente retiradas dos pavimentos;	3	3 - 4	1
Cisalhamento simples repetido		Deformação permanente por cisalhamento x No. de Ciclos Módulo de resiliência por cisalhamento	Expressa melhor as condições de tráfego			
Cisalhamento simples dinâmico		Módulo de cisalhamento dinâmico Deformação permanente por cisalhamento x No. de Ciclos Coeficiente de amortecimento	Capacidade de determinar o amortecimento em função da frequência para diferentes temperaturas; Equipamento geralmente não disponível;			
Cisalhamento por torção de cilindro vazado (ôco) ("Hollow cylindrical")	Cilindro vazado com 22,5 cm de diâmetro externo, 45 cm de altura e paredes com 2,5 cm de espessura	Módulo dinâmico axial Módulo de cisalhamento dinâmico Coeficiente de amortecimento axial Coeficiente de amortecimento por cisalhamento Deform. permanente axial x No. de ciclos Deform. permanente por cisalhamento x No. de ciclos	Quase todos os estados de tensão podem ser reproduzidos; Capacidade de determinar o amortecimento em função da frequência para diferentes temperaturas tanto para cisalhamento como para a solicitação axial; Preparação dos corpos-de-prova é trabalhosa; Equipamento de custo muito elevado; Amostras de corpos-de-prova não podem retiradas do campo;	2	5	Uso rotineiro não serve

Fonte: SOUZA et al. (1991).

Por outro lado, o uso de ensaios de compressão diametral, para estudo das deformações permanentes, parece ser pouco promissor, segundo SOUZA et al. (1991), principalmente devido às duas seguintes razões: (1) o estado de tensão não é uniforme e depende muito do formato dos corpos-de-prova o qual varia no decorrer do ensaio; sob altas temperaturas ou cargas elevadas, as deformações permanentes produzem variações de forma dos corpos-de-prova as quais afetam significativamente tanto o estado de tensão como os resultados do ensaio; (2) durante a realização do ensaio, o único estado de tensão relativamente uniforme é a tração no plano vertical diametral do corpo-de-prova. Os demais estados de tensão não são uniformes e variam diferentemente durante o ensaio, principalmente as tensões de cisalhamento, as quais, reconhecidamente, interferem diretamente nos valores finais das deformações permanentes além de não corresponderem àquelas das condições dos pavimentos "in situ".

Além desses, são também atualmente empregados ensaios de cisalhamento direto, ou então cisalhamento por torção. Embora os resultados obtidos com esses ensaios sejam relativamente de boa qualidade a complexidade dos equipamentos utilizados, por um lado, ou a dos corpos-dos-prova, por outro, dificultam o seu uso corrente.

Face a isso, para as atuais condições tecnológicas do Brasil, o ensaio de fluência por compressão estática ("static creep test"), sobre o qual se apoia o método da Shell, parece ser, em princípio, o mais adequado. Na Tabela 4.1, extraída de SOUZA et al. (1991, p. 85, 86), apresenta-se um quadro comparativo dos principais métodos, atualmente empregados, para avaliação das deformações permanentes. Adotando como critério de avaliação a simulação, a simplicidade e os resultados dos ensaios, esses autores apresentam uma classificação subjetiva desses métodos de ensaio.

Os ensaios de fluência por compressão uniaxial foram classificados em primeiro lugar, pelo critério da *simplicidade* e em terceiro lugar, na *classificação geral*, pelos resultados razoáveis que apresentam na avaliação da capacidade das misturas de resistir às deformações permanentes. O ensaio de trilha-de-

roda, evidentemente se destaca, pela grande simulação, em laboratório, das reais condições de campo, enquanto os ensaios de cisalhamento direto destacam-se pelos bons resultados (*primeiro lugar na classificação geral*) que podem gerar para previsão das deformações permanentes.

Assim, segundo SOUZA et al. (1991), os ensaios de cisalhamento direto são os mais promissores e precisos para a avaliação da capacidade de uma mistura betuminosa de suportar deformações permanentes, embora não estejam sendo correntemente empregados. Possivelmente, a viabilização prática deste método de ensaio, talvez ainda não tenha ocorrido, pela dificuldade de serem obtidos, em laboratório, estados de cisalhamento puro com corpos-de-prova de concreto asfáltico.

4.3. Seleção dos métodos de ensaio para a presente pesquisa.

Face ao exposto foram selecionados, para esta pesquisa, três métodos de ensaio: o método do ensaio Marshall, o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática e o ensaio de trilha-de-roda (ou de simulação de tráfego em laboratório).

O método do ensaio Marshall foi escolhido, por ser um dos métodos mais largamente empregado no Brasil, nos Estados Unidos (KANDHAL & KOEHLER, 1985) e no mundo (BONNOT, 1984).

O ensaio de fluência por compressão uniaxial estática foi selecionado, não só pela simplicidade de sua realização como também dos equipamentos requeridos, mas sobretudo, pela consistência dos resultados que apresenta (VAN DE LOO, 1974).

E por fim, foi selecionado o ensaio de trilha-de-roda pelo fato deste ensaio permitir uma boa simulação em laboratório, das condições reais que as camadas betuminosas se sujeitam, em regime de serviço, nas pistas.

É evidente, que a disponibilidade dos equipamentos necessários para a realização desses ensaios foi também um fator preponderante nessa escolha.

A seguir, apresenta-se um relato dos principais aspectos relativos a esses métodos de ensaio.

4.4. O método do ensaio Marshall.

4.4.1. Breve histórico do método.

O método Marshall foi concebido por Bruce G. Marshall, na década de 1930, com o intuito de permitir a determinação da quantidade ótima de ligante para a composição de misturas asfálticas preparadas a quente para fins de pavimentação asfáltica rodoviária.

Devido a diversos fatores, dentre eles a simplicidade do ensaio Marshall, em que o método se baseia, como também uma eficiência superior à dos outros métodos existentes, na época da 2a. Guerra Mundial, esse método foi adotado pelo exército americano para fins de dosagem e controle de qualidade de misturas betuminosas, preparadas a quente, para pavimentação de pistas de aeroportos militares.

Estudado, adotado e divulgado pelo Corpo de Engenheiros do exército americano ("USACE - United States Army, Corps of Engineers ") o uso desse método propagou-se por grande parte do mundo e, face à grande experiência prática adquirida com seu uso, passou-se a associar os desempenhos dos pavimentos a determinados valores da estabilidade e da fluência Marshall criando-se assim, um critério para a qualificação das misturas asfálticas através dos resultados obtidos no ensaio Marshall.

O termo estabilidade, dado por Marshall à resistência mecânica que a mistura apresenta, no ensaio de compressão diametral por ele concebido, passou então a ser usado como sinônimo de estabilidade mecânica, na forma que o meio técnico o utiliza, ou seja, como sinônimo de resistência mecânica às deformações permanentes. Isso tem gerado grandes polêmicas e muitas

confusões algumas das quais foram discutidas em COELHO (1992) e em COELHO & QUEIROZ (1992).

Apesar disso, como já se comentou anteriormente, para fins de dosagem e controle de qualidade das misturas asfálticas para pavimentação, o método Marshall tem sido usado em 76 % dos estados americanos, conforme Figura 4.1 (KANDHAL & KOEHLER, 1985) e em boa parte dos países de todo o mundo (BONNOT, 1984).

Figura 4.1 - Métodos de projeto de misturas betuminosas usados nos E.U.A.
Fonte: KANDHAL & KOEHLER (1985).

4.4.2. Descrição do método Marshall.

As versões do método Marshall, correntemente empregadas, baseiam-se numa extensa pesquisa sobre esse método, realizada pelo Corpo de Engenheiros do exército americano, e divulgada num trabalho aqui referido como USACE (1948) e que está compilada nas versões deste método publicadas pela ASTM (p.ex.: ASTM, 1989¹).

No Brasil, as versões mais conhecidas são as do DER/SP (1974), a do DNER (1964) e a da ABNT (1993b). No anexo 1, no final deste trabalho, apresenta-se uma cópia da norma NBR 12891 da ABNT (1993b). Por ser um método de ensaio bastante conhecido uma descrição pormenorizada dele parece dispensável. Em COELHO (1992), COELHO & QUEIROZ (1992) e COELHO & SÓRIA (1992) são discutidos com mais detalhes diversos aspectos desse método bem como apresentam-se as referências bibliográficas dos principais e mais conhecidos trabalhos sobre ele.

Com pequenas variações as versões do método Marshall, acima mencionadas, descrevem os procedimentos a seguir sumarizados:

- 1) Preparação e separação de material granular para a confecção de no mínimo 15 corpos-de-prova para ensaio;
- 2) estimativa do teor ótimo de betume (t_{obe}), por recorrência a experiência anterior, ao método da superfície específica (VOGT, 1970) ou a outro processo equivalente;
- 3) moldagem, por impacto (50 ou 75 golpes em cada face do corpo-de-prova cilíndrico) de um soquete padronizado, pesando 4.540 gramas, dos ternos de corpos-de-prova com os seguintes teores de ligante (t_{obe} , $t_{obe} \pm 0,5\%$, $t_{obe} \pm 1\%$); na Figura 4.2 apresenta-se uma ilustração fotográfica do equipamento, usualmente empregado, para compactação de corpos-de-prova Marshall;
- 4) extração dos corpos-de-prova dos moldes cilíndricos e cura, ao ar livre, durante 24 horas;

¹ ASTM-AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test method for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall apparatus. Edição publicada pela ASTM sob a designação de ANSI/ASTM D 1559-89, Philadelphia, EUA, 1989.

Figura 4.2 - Ilustração fotográfica do equipamento de compactação usualmente empregado para a moldagem de corpos-de-prova Marshall.

Figura 4.3 - Ilustração fotográfica de dois tipos de equipamento usados para a realização de ensaios Marshall.

- 5) pesagem e cubicagem dos corpos-de-prova para a determinação dos elementos para o cálculo de suas características físicas (densidade aparente, volume de vazios e relação betume/vazios);
- 6) imersão dos corpos-de-prova, num banho de água, a 60 °C, durante cerca de 20 a 30 minutos, após o qual são imediatamente submetidos ao ensaio de compressão diametral, na forma idealizada por Marshall, para efeito de determinação das suas características mecânicas (estabilidade e fluência Marshall); na Figura 4.3 apresenta-se uma ilustração fotográfica de dois tipos de equipamento utilizado para a realização deste ensaio;
- 7) plotagem das curvas de variação das grandezas físicas e mecânicas, acima citadas, em função do teor de betume empregado;
- 8) determinação do teor ótimo (ou ideal) de betume, atendendo-se aos critérios, definidos em norma, para os valores dos parâmetros físicos e mecânicos referidos.

Figura 4.4 - Gráfico comparativo dos resultados de um ensaio Marshall e de um ensaio de trilha-de-roda.

Fonte: ROAD RESEARCH LABORATORY (1962).

4.4.3. Méritos e limitações do método Marshall.

Neste momento, parece ser importante analisar-se um pouco mais minuciosamente a adequabilidade do uso do método Marshall para qualificação das misturas asfálticas quanto às suas resistências mecânicas às deformações permanentes. Para tanto, alguns estudos realizados serão examinados.

O ROAD RESEARCH LABORATORY (1962) apresenta um gráfico comparativo entre os resultados do ensaio Marshall e as profundidades da trilha-de-roda, obtidas num ensaio de trilha de laboratório, o qual foi reproduzido na Figura 4.4. Nessa figura observa-se que, quando as porcentagens de ligante asfáltico crescem, no sentido da porcentagem ótima (8%), os valores da estabilidade Marshall correspondentes também aumentam, indicando, pelo ensaio Marshall, um aumento da resistência às deformações. No entanto, esse aumento da estabilidade Marshall é acompanhado de aumento da taxa de acréscimo da profundidade da trilha-de-roda, no ensaio de trilha, sendo que este último resultado indica uma redução da resistência da mistura às deformações permanentes. Isto evidencia uma divergência entre os resultados desses dois ensaios. Considerando-se que o ensaio de trilha-de-roda é mais compatível com as condições reais de serviço infere-se que o valor da estabilidade Marshall parece não ser um bom indicador da "real estabilidade" da mistura. Nessa pesquisa, verifica-se uma certa consistência entre os resultados da estabilidade Marshall e os valores das deformações permanentes, na faixa correspondente a valores da porcentagem de ligante igual ou superior ao da porcentagem ótima.

Apesar da introdução do conceito de capacidade de suporte Marshall na forma proposta por METCALF (1959) [capacidade de suporte Marshall (CSM) = estabilidade Marshall (EM)/ fluência Marshall (FM)], e de rigidez equivalente do Marshall, na forma proposta por BALADI et al. (1988) [rigidez equivalente do Marshall = $\frac{1}{2}$ x estabilidade Marshall / fluência Marshall correspondente ao valor da estabilidade dividido por 2], as quais como se vê, são grandezas resultantes de uma combinação dos valores da estabilidade e

Figura 4.5 - Gráfico comparativo dos resultados de ensaios Marshall, de trilha-de-rodas e de fluência estática ("creep test") para quatro tipos de mistura.

Fonte: VAN DE LOO (1974).

da fluência Marshall, uma melhoria significativa nos aspectos acima, parece não ter sido obtida.

Um estudo comparativo entre o ensaio Marshall, o ensaio de fluência por compressão estática e o ensaio de trilha-de-roda de laboratório foi realizado por VAN DE LOO (1974). Os resultados desse estudo estão reproduzidos na Figura 4.5 em termos da Estabilidade Marshall (EM), da Capacidade de Suporte Marshall (CSM) e da deformação permanente medida no ensaio de trilha e calculada no ensaio de fluência por compressão estática.

Nessa figura, observa-se uma boa consistência entre os resultados do ensaio de fluência por compressão estática e os do ensaio de trilha-de-roda. Porém, em relação ao ensaio Marshall, essa convergência de resultados já não ocorreu. Face a isso VAN DE LOO (1974,1978) sugere que o ensaio de fluência por compressão estática parece ser uma ferramenta mais adequada que o ensaio Marshall, para a classificação das misturas asfálticas *pelo critério da estabilidade mecânica (ou seja, de sua resistência às deformações permanentes)* como também para a previsão dos valores das deformações permanentes totais, nas trilhas-de-rodas de pavimentos rodoviários (dtr).

Segundo esse autor, tendo em vista a grande simplicidade de realização do ensaio de fluência por compressão uniaxial, a relativamente fácil disponibilidade dos equipamentos necessários para sua realização (equipamento de ensaio de adensamento de solos) e o tipo de corpo-de-prova para ensaio (cilíndrico ou prismático) o "creep test" poderá ser usado, com vantagem, em substituição ao ensaio Marshall, para fins de classificação de misturas, além de permitir uma previsão das deformações permanentes e um projeto de misturas com base no critério das deformações permanentes.

4.5. O método de ensaio à fluência por compressão uniaxial estática ("static creep test").

4.5.1. Breve histórico do método.

Este método de ensaio nada mais é do que a idéia da experiência clássica de Newton, para análise do fluxo viscoso, materializada na forma de um ensaio de compressão axial. Ambas, são experiências antigas e muito empregadas nos laboratórios com finalidades específicas.

Na literatura consultada não foi possível identificar uma data em que o ensaio de fluência por compressão estática teria começado a ser empregado para medir as características das misturas betuminosas, no entanto, o uso deste método parece ter ganho impulso na década de 1970, a partir das pesquisas realizadas no laboratório da Companhia Shell ("Koninklijke/Shell-Laboratorium") de Amsterdã, na Holanda.

A base teórica para o "creep test" estático foi desenvolvida por HILLS (1973) mediante a elaboração de modelos teóricos para a deformação permanente das misturas asfálticas, no referido ensaio. No Anexo 1 deste trabalho foi inserida uma cópia do desenvolvimento completo desses modelos, extraída do artigo acima citado e no item 4.5.3, mais adiante, apresenta-se um resumo dessa teoria.

Depois do artigo de HILLS (1973) o ensaio de fluência por compressão estática foi divulgado em artigos publicados por HILLS et al. (1974)¹ apud DE HILSTER & VAN DE LOO (1977), por VAN DE LOO (1974, 1976, 1978) e por CLAESSEN et al. (1977); este último, foi apresentado na 4a. Conferência Internacional sobre Projeto Estrutural de Pavimentos Asfálticos realizada em

¹ HILLS, J. F.; BRIEN, D.; VAN DE LOO, P. J. The correlation of rutting and creep tests on asphalt mixes... Journal of the Institute of Petroleum, Paper IP 74-001, January, 1974.

Ann Arbor, nos E.U.A., e divulgou a incorporação do "creep test" ao Manual de Projeto de Pavimentos da Shell (SHELL, 1977)².

Nos E.U.A. a procura por um método racional para projeto de misturas asfálticas foi incorporada ao Programa SHRP ("Strategic Highway Research Program"), patrocinado pelo "National Research Council", dando origem ao chamado *Sistema para Análise de Misturas Asfálticas* ("AAMAS - Asphalt Aggregate Mixture Analysis System") divulgado por CONSUEGA et al. (1989), por VON QUINTUS (1991) e por LITTLE et al. (1993); o sistema AAMAS utiliza o "creep test", como instrumento básico para a análise da capacidade de uma mistura asfáltica de suportar deformações permanentes.

O método de projeto de misturas para concreto asfáltico, desenvolvido pelo Departamento Estadual de Rodovias e Transporte Público do Estado do Texas ("Texas State Department of Highway and Public Transportation"), E.U.A., e divulgado por MAHBOUB & LITTLE (1990), também utiliza o "creep test", como método de ensaio para a classificação das misturas asfálticas pelo critério das deformações permanentes.

Desse modo, parece haver atualmente uma tendência de que o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática substitua o ensaio Marshall e de que seu uso se propague pelos órgãos técnicos rodoviários; os aspectos positivos do "creep test", apresentados na Tabela 4.1, associados aos aspectos negativos do ensaio Marshall, acima referidos, certamente poderão acelerar a efetivação dessa tendência.

No entanto, o grande obstáculo a ser superado, para um uso corrente do ensaio de fluência parece ser o desenvolvimento de critérios que associem, os resultados desse ensaio, relativos à capacidade das misturas para concreto asfáltico de suportar deformações permanentes, com as suas performances nas pistas. A impressão que se tem é de que, enquanto isso não acontecer, o método do ensaio Marshall ainda continuará a ser usado, com uma finalidade para a qual ele não foi concebido.

² SHELL. Shell Pavement Design Manual. Publ. e distribuido pela Shell International Petroleum Co., Londres, Inglaterra, 1977.

O Sistema AAMAS bem como LITTLE et al. (1993) e muitos outros pesquisadores, como os citados na Tabela 3.2 do Capítulo 3, têm sugerido critérios para a avaliação das misturas em função dos resultados dos ensaios de fluência por compressão estática. No entanto, somente o uso continuado desse método de ensaio poderá conferir-lhe a credibilidade necessária para tornar-lo consuetudinário.

Uma forma de se contornar parcialmente esse problema parece ser um entendimento claro do fenômeno físico envolvido no ensaio para poder-se controlar as condições de ensaio adequando-as, da melhor forma possível, às condições reais que ocorrem com os materiais nas pistas.

4.5.2. O mecanismo das deformações durante a fluência por compressão.

O processo de fluência dos materiais, até o presente momento, tem sido explicado como um fenômeno que depende da velocidade com a qual se processa, ou seja, que depende do tempo que decorre para induzir uma determinada deformação. A lei de Newton para a viscosidade — eq. (2.3), do Capítulo 2 — exprime esse fenômeno para o caso de fluxo elástico. Trata-se portanto de um fenômeno de visco-elasticidade ou, nos casos mais complexos, de visco-plasticidade. Ressalte-se ainda, que como já se comentou nos capítulos anteriores a temperatura também é um fator que tem uma expressiva influência nesse fenômeno.

Na Figura 4.6 apresenta-se uma representação esquemática da influência que o valor da tensão de fluência tem na taxa de deformação por fluência e na Figura 4.7 apresenta-se uma representação esquemática dos diversos estágios da fluência referentes a um ensaio de fluência por compressão, segundo LITTLE et al. (1993). Para esses pesquisadores, no gráfico da Figura 4.6 verifica-se que para valores baixos de tensão as taxas de deformação são pequenas e de pouca importância prática. No trecho central deste gráfico a variação entre o logaritmo da taxa de deformação e o valor da tensão normal é linear enquanto para valores altos da tensão normal essa variação torna-se uma função do tipo hiperbólica.

Figura 4.6 - Representação esquemática da influência da intensidade da tensão de fluência na velocidade da deformação por fluência.
Fonte: LITTLE et al. (1993).

Figura 4.7 - Representação esquemática dos três estágios básicos da curva de fluência no processo de deformação por fluência.
Fonte: LITTLE et al. (1993).

Na Figura 4.6 verifica-se ainda que, nas proximidades do colapso o comportamento viscoso de um material, tal como o concreto asfáltico, não é necessariamente linear. Se o estado de tensão no campo (ou intensidade da tensão de fluência) for tal que, o valor do logaritmo da velocidade de deformação por fluência ($\log \dot{\epsilon}$) se situe na região próxima do colapso do material, a hipótese de linearidade entre esses parâmetros evidentemente não é adequada. Segundo LITTLE et al. (1993), é importante destacar-se esse fato porque o uso da hipótese elástico-linear, conveniente para simplificar a análise do fenômeno da deformação permanente tem sido muito frequente, como já foi assinalado anteriormente, no entanto pode conduzir a soluções inconsistentes.

Nas pesquisas que realizou VAN DE LOO (1974) relata que para se obter bons resultados na comparação entre os valores das deformações nas trilhas-de-roda, medidos nos ensaios de trilha de laboratório, e aqueles calculados com os resultados obtidos nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática é preciso que os ensaios de fluência sejam realizados com valores baixos de tensão normal. No entanto, para LITTLE et al. (1993), este procedimento é incorreto pois os resultados do ensaio de fluência estarão sendo simplesmente aplicados a uma condição de campo, em que os estados de tensão são mais altos, mediante uma aplicação grosseira dos princípios da superposição linear viscoelástica. Por essa razão, para esses autores, a *escolha de estados de tensão realistas ou compatíveis com as condições reais de campo*, para a realização dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, em laboratório, é essencial para que haja consistência e credibilidade nos resultados desses ensaios.

O gráfico apresentado na Figura 4.7 esquematiza uma representação bastante usual, dos vários estágios da deformação num regime de fluência. Neste gráfico, a curva de deformação devido à fluência (ou simplesmente, *curva de fluência*) pode ser concebida como composta de três partes. Na primeira, ou estágio inicial ou primário, a velocidade da deformação é alta e a deformação cresce rapidamente com o tempo. Num segundo estágio, ou *estado de fluência uniforme*, a velocidade de deformação é constante visto

que ela é dada pelo quociente entre a variação da deformação e a variação do tempo ($\Delta\varepsilon/\Delta t = \dot{\varepsilon}$). O terceiro estágio corresponde ao trecho de colapso; nele, as deformações novamente voltam a crescer rapidamente.

Como se pode ver, dependendo do estágio da solicitação, a relação entre a deformação e o logaritmo do tempo é linear, ou então uma curva com concavidade voltada para cima ou para baixo. A relação linear, frequentemente usada nas aplicações de engenharia, simplifica a análise porém, é importante frizar-se que não há uma lei fundamental ditando este comportamento linear aos materiais em geral, inclusive os betuminosos (LITTLE et al., 1993).

4.5.3. Síntese dos modelos teóricos desenvolvidos por J. F. Hills, para o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática.

As hipóteses básicas adotadas para esses modelos foram: (1) comportamento visco-elástico do material e (2) proporcionalidade entre as tensões e as deformações correspondentes.

Com base nessas hipóteses HILLS (1973) desenvolveu quatro modelos teóricos para a deformação nos concretos asfálticos:

Modelo I : Caso de película de ligante com espessura constante.

Modelo II : Caso de agregados com granulometria uniforme e redução da espessura da película de ligante durante a solicitação.

Modelo IIq : Caso de agregados com granulometria contínua e redução da espessura da película de ligante durante a solicitação.

Modelo III : Caso em que há atrito entre partículas de agregados ou lubrificação por película de ligante no seu limite.

Como se pode observar, a partir do primeiro para o último, esses modelos aproximam-se mais e mais das condições reais em que os materiais se encontram nos pavimentos. No entanto, ficou evidenciado durante o desenvolvimento matemático desses modelos, que o modelo IIq, que resulta

de uma aplicação sucessiva do modelo II, conforme a granulometria dos agregados, constitui-se num modelo geral que abrange os demais, os quais nada mais seriam do que casos particulares dele.

A equação básica que representa o comportamento de uma mistura asfáltica constituída por agregados com diversos tamanhos, pelo modelo IIq é, segundo Hills, dada por:

$$y_q = (1 + x)^{1/2^q} - 1 \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

onde: $y_q = \varepsilon_{mix} / F_y$ = parâmetro proporcional à deformação da mistura (ε_{mix}) segundo um coeficiente de proporcionalidade F_y que depende do número de frações granulométricas considerado (q).

$x = \varepsilon'_{bit} / F_x$ = parâmetro proporcional à deformação calculada no ligante ($\varepsilon'_{bit} = \sigma t / 3\eta$) segundo um coeficiente de proporcionalidade F_x que depende do número de frações granulométricas considerado (q).

Essa equação representa uma família de curvas onde "q" é um número inteiro qualquer e corresponde a tantas frações granulométricas (q) quanto se queira considerar.

Quando "x" for muito pequeno a expressão (4.1) se torna:

$$y_q = \frac{1}{2^q} x \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

mostrando que todos os ramos iniciais das diversas curvas, numa escala bi-logaritmica, tem declividade unitária e as curvas encontram-se deslocadas segundo o valor $1/2^q$. Isso constitui-se numa dificuldade para o traçado das curvas e desse modo é mais conveniente fazer-se:

$$y = y_q 2^q \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

de modo que a equação (4.1) se torna:

$$y = 2^q [(1 + x)^{1/2^q} - 1] \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

Com a forma de equação básica dada pela expressão (4.4), quando "x" for pequeno, para qualquer valor de "q", todos os ramos iniciais das curvas coincidirão.

A modificação da equação (4.1) para a forma dada por (4.4), segundo HILLS (1973) é aceitável, visto que, a multiplicação de uma variável por uma constante apenas translada a curva no papel log-log, porém não altera sua forma.

Figura 4.8 - Representação gráfica da família de curvas de fluência dos modelos teóricos de J.F. Hills.

Fonte: HILLS (1973).

Na Figura 4.8 apresenta-se uma representação gráfica da família de curvas cujas equações são do tipo dado pela expressão (4.4). Nessa figura vê-se que o valor final da declividade da tangente à curva diminui rapidamente com o crescimento de "q", valendo apenas 0,125 para $q = 3$, cerca de 0,03 para $q = 5$ e 0,001 para $q = 10$. Assim, quando o valor de "q" for

suficientemente grande, o modelo IIq permite prever o valor-limite que virtualmente ε_{mix} atingirá para carregamentos de longa-duração.

HILLS (1973) mostrou ainda, que o modelo I corresponde ao valor de $q = 0$, que o modelo II ao valor de $q = 1$ e que o modelo III a valores de $q \geq 10$, de modo que, todos os modelos citados podem ser considerados como englobados por um único modelo que seria o modelo IIq.

4.5.4. Descrição do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática.

O ensaio de fluência por compressão uniaxial estática consiste basicamente em submeter-se um corpo-de-prova a uma carga estática de valor constante, durante um determinado período de tempo, sob condições de temperatura previamente fixada e mantida constante durante o ensaio. Usualmente, mede-se a deformação axial viscosa (Δh ou $\varepsilon_{mix,visc} = \Delta h/h$) em função do tempo de carga (t) e traça-se o gráfico da curva de fluência do material em escala di-logaritmica.

Na forma proposta por HILLS (1973) para o traçado da curva de fluência calculam-se as deformações viscosas do ligante ($\varepsilon_{bit} = \sigma t / 3\eta$) e da mistura ($\varepsilon_{mix} = \Delta h/h$) e traça-se a curva $\varepsilon_{mix} = f(\varepsilon_{bit})$; nessas expressões " σ " é o valor da tensão normal de ensaio, " t " é o tempo, " η " é a viscosidade do ligante na temperatura de ensaio, " h " é a altura inicial ou medida do corpo-de-prova na direção do carregamento e " Δh " é a deformação do corpo-de-prova na direção do carregamento. Segundo VAN DE LOO (1974) pode-se obter a curva de fluência, independentemente da temperatura de ensaio, se ela for traçada sob a forma de $S_{mix} = f(S_{bit})$, onde $S_{mix} = \sigma/\varepsilon_{mix}$ é módulo de rigidez da mistura e $S_{bit} = 3\eta / t$ é o módulo de rigidez do ligante betuminoso.

Segundo LITTLE et al. (1993) de um modo geral o fenômeno da fluência envolve deformações viscoplásticas (ϵ_{vp}) que variam segundo uma função exponencial do tipo $\epsilon_{vp} = a t^b$, que em escala di-logaritmica se transforma na função linear $\log \epsilon_{vp} = a_0 + b \log t$. Ainda, segundo esses autores, o coeficiente "a" depende do valor da tensão normal de ensaio e da rigidez da mistura enquanto o expoente "b" representa a taxa da deformação por fluência em relação ao tempo. Quando o ensaio é realizado dentro no *regime de viscoelasticidade linear* os valores de "b" variam muito pouco; segundo diversos pesquisadores citados por LITTLE et al. (1993), nessas circunstâncias, os valores de "b" geralmente variam entre 0,17 e 0,25.

Figura 4.9 - Ilustração fotográfica do equipamento utilizado no "Koninklijke/Shell Laboratorium", Amsterdã, Holanda, para a realização de ensaios de fluência por compressão estática.

Fonte: DE HILSTER & VAN DE LOO (1977).

Nos ensaios realizados no "Koninklijke/Shell-Laboratorium" foram utilizados valores de tensão normal baixos ($\sigma \approx 0,2 - 0,4 \text{ MN/m}^2$) durante períodos de tempo variáveis (de 1 a até 20 horas) sob temperaturas de ensaio de 20 a 30 °C. Os equipamentos inicialmente utilizados para este ensaio eram aqueles geralmente empregados para "*ensaio de adensamento de solos*", devidamente adaptados às condições do ensaio. Na Figura 4.9, reproduzida de DE HILSTER & VAN DE LOO (1977), apresenta-se uma foto do equipamento utilizado, nos laboratórios da Shell holandesa, para a realização dos primeiros "static creep tests".

Nos dias de hoje equipamentos mais sofisticados, como ilustra o esquema apresentado na Figura 4.10, dotados de sistema LVDT ("linear variable differential transducers") permitem a medição e o registro eletrônico das deformações facilitando a operação dos ensaios de fluência e possibilitando o processamento computacional dos dados. Porém, com equipamentos simples, como o mostrado na Figura 4.9, a operacionalização dos ensaios de fluência por compressão estática continua simples e bons resultados podem assim ser obtidos.

Nos ensaios de fluência, geralmente são utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 101,6 mm (4 polegadas) de diâmetro por 63,5 mm (2,50 polegadas) de altura (conforme normas ASTM D 1561 - 92³, D 3387-83⁴, e D 4013 - 81⁵ que instruem o processo de preparação de corpos-de-prova para o "kneading compactor" e o "gyratory compactor"). No entanto essas dimensões poderão variar em função do tipo de compactador utilizado, do tipo de ensaio a ser feito e do diâmetro máximo dos agregados empregados. Por exemplo, a norma D 3387 - 83 preconiza o uso de corpos-de-prova com as dimensões acima citadas quando o diâmetro máximo dos agregados for de 1 polegada sendo que essas dimensões deverão ser aumentadas para

³ ASTM D 1561 - 92. Standard practice for preparation of bituminous mixture test specimens by means of california kneading compactor, 1992.

⁴ ASTM D 3387 - 83. Standard test method for compaction and shear properties of bituminous mixtures by means of the U.S. Corps of Engineers gyratory testing machine (GTM), 1983.

⁵ ASTM D 4013 - 81. Standard practice for preparation of test specimens of bituminous mixtures by means of gyratory shear compactor, 1981.

152,4 mm (6 polegadas) de diâmetro por 95,3 mm (3,75 polegadas) de altura quando o diâmetro máximo dos agregados for superior a 25,4 mm (1 polegada).

Figura 4.10 - Representação esquemática da instalação dos dispositivos de LVDT, registro e processador eletrônico de dados em equipamentos para ensaios de fluência por compressão uniaxial.

Fonte: SOUZA et al. (1991).

Também é comum a utilização de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos, retirados de placas compactadas em laboratório, por rolamento de uma roda carregada. Nessas circunstâncias geralmente os corpos-de-prova cilíndricos têm 101,6 mm de diâmetro e altura variável, em função da espessura da placa. No "koninklijke/Shell Laboratorium", por exemplo, os pesquisadores holandeses utilizam corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 6 cm x 6 cm x 20 cm extraídos de placas compactadas em laboratório. Segundo MONISMITH (1994)⁶, o uso de corpos-de-prova Marshall (*moldados pelo método Marshall*) não é indicado pelo fato de o processo de compactação desse método não reproduzir as condições de compactação dos materiais no campo.

Ressalte-se ainda que, segundo SOUZA et al. (1991), os resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática, quando expressos sob a forma de deformação relativa (variação da medida da altura dividida pela medida original dessa altura), não dependem do formato nem das dimensões do corpo-de-prova empregado, desde que as bases do cilindro (ou prisma), delineado pelo corpo-de-prova, sejam paralelas entre si e estejam adequadamente polidas e lubrificadas; Segundo VAN DE LOO (1978) o polimento e a lubrificação dessas superfícies são necessários para evitar o aparecimento de tensões de cisalhamento devido a uma vinculação lateral do corpo-de-prova, para garantir a uniformidade de distribuição da tensão normal e também para evitar o embarrilamento do corpo-de-prova.

Por ser um ensaio cuja utilização está sendo difundida apenas recentemente a normalização do ensaio de fluência por compressão estática ainda está em fase de implantação. Nos E.U.A., por exemplo, a ASTM elaborou um projeto de norma, em dezembro de 1988, sob o título "Proposed Standard Test Method for unconfined Static Creep Test on Asphalt Mix Specimens" cuja utilização está sob a supervisão do "ASTM Subcommittee

⁶ MONISMITH, Carl L. (University of California, Institute of Transportation Studies, Berkeley, EUA). Comunicação pessoal, 1994.

D04.20"; as pesquisas mais recentes, acima mencionadas, têm-se desenvolvido segundo as prescrições dessa proposta de método.

Esse método da ASTM, as recomendações do sistema AAMAS e os diversos pesquisadores citados propõem, em linhas gerais, os seguintes procedimentos para o ensaio de fluência por compressão estática:

- 1) Preparação dos corpos-de-prova, em laboratório, de preferência por extração desses de placas compactadas por rolamento de uma roda carregada (MONISMITH et al., 1991); o uso de corpos-de-prova compactados no compactador por cisalhamento giratório ("gyratory compactor"), embora produza corpos-de-prova menos representativos das condições de compactação de campo, é considerado aceitável;
- 2) Condicionamento térmico dos corpos-de-prova na temperatura prevista para o ensaio, que geralmente é de 40 °C;
- 3) Precondicionamento do corpo-de-prova mediante a aplicação, durante 2 minutos, da carga de ensaio, seguido de um período de 5 minutos de "descanso" ou recuperação do corpo-de-prova;
- 4) Imediatamente após o período de recuperação inicia-se o ensaio com a aplicação da carga de ensaio mantida durante um período de 60 minutos; durante esse período as deformações axiais vão sendo medidas em intervalos de 30 segundos, nos primeiros 5 minutos, em seguida a cada 1 minuto até completar 30 minutos de ensaio e a cada 5 minutos na segunda metade do período de carregamento;
- 5) Em seguida a carga de ensaio é retirada e a deformação axial permanente (Δh_{75}) é medida depois de 15 minutos de "descanso" ou de recuperação do corpo-de-prova;
- 6) A deformação permanente específica viscosa ou visco-plástica (ϵ_{vp}) é então calculada por:

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\Delta h_{75}}{h_o} \dots\dots\dots (4.5)$$

onde: Δh_{75} = variação da medida da altura do corpo-de-prova após o período de recuperação, ou seja, 75 minutos após o início do carregamento de ensaio, em mm;

h_o = medida inicial da altura do corpo-de-prova, tomada na direção do carregamento, em mm;

OBS.: (a) as deformações axiais específicas (ε_t) em qualquer instante "t" do ensaio devem ser calculadas por expressão similar à acima, ou seja:

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta h_t}{h_o} \dots\dots\dots (4.6)$$

onde: Δh_t = variação da medida da altura do corpo-de-prova após um tempo "t" de ensaio em relação ao valor inicial (h_o);

(b) as variações da medida da altura do corpo-de-prova devem ser feitas com dispositivo capaz de medir milésimo de mm;

7) Com os resultados coligidos traça-se a curva de fluência do material, em papel di-log, e/ou calculam-se os parâmetros para análise da mistura.

4.5.5. Influência dos parâmetros de ensaio nos resultados do "creep test".

É interessante assinalar-se que na literatura corrente o termo "creep test" geralmente refere-se ao ensaio de fluência realizado por compressão estática. Assim, é neste contexto que esse termo está sendo usado neste trabalho.

Uma estudo interlaboratorial sobre a repetibilidade e a reprodutibilidade dos parâmetros de ensaio do "creep test" foi desenvolvido e coordenado pelos pesquisadores do "Koninklijke/Shell-Laboratorium" de Amsterdã com a participação de 6 laboratórios de países europeus ("FINA laboratory" da

Bélgica, "Thornton Research Centre" da Shell da Inglaterra, "Centre de Recherche de Grand Couronne" da Shell da França, o "PAE-Labor" de Hamburgo na Alemanha, o "RWL-Dutch State Road Laboratory" da Alemanha e o "KSL" da Holanda).

As principais conclusões desse estudo foram as seguintes, segundo DE HILSTER & VAN DE LOO (1977):

- Um estudo sobre a repetibilidade e reprodutibilidade dos resultados de ensaios de fluência, obtidos em quatro diferentes laboratórios, mostrou que os valores calculados da repetibilidade relativa (r_r) foram baixos e muito similares (1,23; 1,19; 1,20; 1,23) enquanto as diferenças entre os valores obtidos para o módulo de rigidez ($2,3 \times 10^7$; $2,0 \times 10^7$; $2,4 \times 10^7$; $2,0 \times 10^7$ N/m²) da mistura examinada foram bastante significativas; além disso, não foi possível detectar se essas diferenças se deviam às características dos equipamentos ou aos procedimentos de ensaio utilizados; (os valores de r_r foram obtidos com a expressão: $r_r = 1 + 2,77 \sqrt{(s/x_m)^2 / k}$, onde: x_m = valor médio dos módulos de fluência x , s = desvio-padrão desses valores e k = número de corpos-de-prova testados)
- As variâncias dos módulos de rigidez determinados com equipamentos de um mesmo tipo são pequenas e desprezíveis em comparação ao erro experimental de ensaio;
- Para corpos-de-prova preparados por procedimentos iguais e num mesmo local foram obtidas boa repetibilidade e boa reprodutibilidade de resultados independentemente do tipo de equipamento utilizado para ensaio; isto coloca em destaque a importância da preparação dos corpos-de-prova para a obtenção de resultados consistentes;
- O uso de corpos-de-prova com as faces bem polidas e lubrificadas, provenientes de placas compactadas por rolamento, apresentou valores de repetibilidade relativa (r_r) entre 1,30 e 1,35;
- O uso de corpos-de-prova tipo "Marshall" elevou os valores da repetibilidade relativa; a magnitude dessa variação parece depender do tipo de mistura que estiver sendo testado;

- O uso de corpos-de-prova com faces não polidas eleva os valores da repetibilidade segundo um fator da ordem de 1,4 quando são utilizados corpos-de-prova tipo "Marshall"; para outros tipos de corpos-de-prova a influência do polimento observada foi menos significativa indicando que possivelmente a maior variação de resultados acima se deva ao processo de moldagem do corpo-de-prova;
- O uso de corpos-de-prova com faces não polidas parece também influir nos níveis dos valores absolutos dos módulos de rigidez; o efeito disso depende do tipo de equipamento utilizado e também das condições de pré-condicionamento do corpo-de-prova para o ensaio. Segundo os autores dessa pesquisa é preciso investigar melhor essa questão;
- Foi observada uma influência mínima da relação entre a altura do corpo-de-prova e o seu diâmetro ou largura. A explicação para isso foi atribuída a falhas na lubrificação das superfícies de contacto entre o corpo-de-prova e as placas do equipamento de ensaio. Os autores sugerem desprezar essa influência e considerar que as dimensões dos corpos-de-prova não têm influência nos resultados do ensaio;
- Embora tenham sido feitas poucas observações quanto à influência do formato dos corpos-de-prova nos resultados dos ensaios foi observado que o uso de corpos-de-prova cilíndricos produz resultados com menor dispersão do que aqueles obtidos com corpos-de-prova prismáticos;

Com base nas observações da pesquisa acima comentada e em outras realizadas tanto por pesquisadores da Shell na Holanda, França, Inglaterra, Alemanha como por outros pesquisadores DE HILSTER & VAN DE LOO (1977) recomendam que os "creep tests" sejam realizados no regime elástico-linear. Os autores reconhecem que não é fácil determinar-se a faixa de tensões a que este regime corresponde pois ela depende da combinação de temperatura de ensaio, tempo de carregamento e também do tipo da mistura. No entanto, com base na experiência adquirida, até o final da década de 80, esses autores imaginam que a maioria das misturas trabalham em regime

elástico-linear quando ensaiadas a 40 °C, sob uma tensão normal de 0,1 MN/m² durante 1 hora de ensaio. Como se viu anteriormente pesquisas mais recentes divulgadas por LITTLE et al (1993) e VON QUINTUS et al. (1991) endossam essas recomendações, a menos do nível de tensão de ensaio que para esses últimos deve ser mais alta de modo a compatibilizar-se mais realisticamente com o estado de tensão dos materiais nas pistas.

4.5.6. Critérios para análise das misturas através dos resultados do "creep test".

Na Tabela 3.2. do Capítulo 3 deste trabalho apresentam-se três exemplos de critérios para a análise das deformações permanentes das misturas através dos resultados do "creep test".

O critério atualmente adotado pelo sistema AAMAS do programa SHRP americano foi desenvolvido por MAHBOUB & LITTLE (1988) apud LITTLE et al. (1993) e, em síntese, contém os seguintes pontos:

- 1) O ensaio de fluência por compressão estática deve ser realizado sob uma temperatura de 40 °C com duração de 1 hora;
- 2) Determinar a intensidade do tráfego rodoviário onde a mistura será aplicada. Esse tráfego deve ser definido através de equivalências em termos de operações de um eixo-padrão (ESALs - "Equivalent Single Axle Load") de projeto previsto para os 180 dias mais quentes do ano;
- 3) Através de tabelas desenvolvidas para cada tipo de estrutura de pavimento utilizada (por ex. LITTLE & YOUSSEF, 1992⁷) determina-se o nível de tensão normal em que o ensaio deve ser realizado; na maioria dos casos valores de tensão entre 344,8 e 413,7 KPa são adequados (LITTLE et al, 1993);
- 4) Executar o "creep test" de acordo com os procedimentos apresentados no item anterior;

⁷ LITTLE, D. N. & YOUSSEF, H. Improved asphalt concrete mixture design procedure: Validation and Implementation. Publ. por Texas Transportation Institute, Report 1170-1F, 1992.

- 5) Medir as deformações axiais durante 1 hora (com pelo menos um ponto a cada 100 segundos) e traçar a curva de fluência em escala aritmética. O objetivo disto é verificar se no decorrer do ensaio eventualmente o estágio de colapso é atingido;
- 6) Determinar o trecho de fluência uniforme da curva de fluência, aproximadamente entre 1000 e 3600 segundos;
- 7) Calcular a declividade média "b" da curva de fluência no intervalo acima, a deformação permanente (ϵ_{vp}), conf. eq. (4.5), e o módulo de rigidez à fluência ($M_F = \sigma / \epsilon_{vp}$). Com os valores assim obtidos pode-se, através das tabelas 4.2 e 4.3, avaliar a qualidade da mistura quanto à sua capacidade (potencial) de resistir às deformações permanentes nas trilhas-de-roda ou seja, de manter essas deformações a níveis baixos ou reduzidos;
- 8) Caso necessário, o sistema AAMAS sugere, como *critério complementar* que a soma da deformação permanente (ϵ_{vp}), medida no "creep test", com a deformação resiliente total (ϵ_{rt}), medida num ensaio de resiliência uniaxial ("uniaxial dynamic test"), não deve ser maior do que metade do valor da deformação (ϵ_{qu}) obtida num ensaio de compressão não-confinada, conforme método de ensaio ASTM T 167. A deformação " ϵ_{rt} " deve ser determinada para uma frequência de carga de 1 ciclo por segundo (carregamento de 0,1 segundos de duração seguido de um período de recuperação ou "repouso" de 0,9 segundos). Assim, esse critério complementar se escreve:

$$\epsilon_{vp} + \epsilon_{rt} < 0,5 \epsilon_{qu} \dots\dots\dots (4.7)$$

- 9) Se a mistura examinada não for aceitável para o nível de tráfego pretendido deve-se modificar sua composição mediante alterações nas porcentagens e/ou nas características tanto dos agregados como do ligante betuminoso.

Tabela 4.2 - Critérios para a avaliação da qualidade de misturas betuminosas em função dos valores de "b" e " ϵ_{vp} " obtidos no "creep test".

Deformação total após 1 h de carregamento (ϵ_{vp})	Declividade "b" do trecho de fluência uniforme					
	< 0,17	< 0,20	< 0,25	< 0,30	< 0,35	< 0,40
< 0,25	IV ²	IV ²	IV ²	IV ²	IV ²	III
< 0,40	IV ²	IV ²	IV ²	III ²	III ²	III ²
< 0,50	IV ²	IV ²	III ²	III ²	III ²	II
< 0,80	III ²	III ²	II	II	II	II
< 1,00	I	I	I	I	I ¹	
< 1,20	I ¹	I ¹	I ¹			

Notas:

I - Tráfego de baixa intensidade: < 10⁵ ESALs;

II - Tráfego de intensidade moderada: entre 10⁵ e 5x10⁵ ESALs;

III - Tráfego intensidade alta: entre 5x10⁵ e 10⁶ ESALs;

IV - Tráfego de intensidade muito alta: > 10⁶ ESALs;

¹ Deve-se ter também ϵ_{vp} < 0,8% após 1800 segundos de carga de fluência;

² Deve também atender ao critério dado pela equação (4.3);

4.7

Fonte: LITTLE et al. (1993).

Tabela 4.3 - Critérios para os módulos de rigidez à fluência obtidos com uma hora de carregamento.

Resistência às deformações na trilha-de-roda	Nível de Intensidade do Tráfego	Valor Mínimo Requerido do Módulo de Rigidez à Fluência, em Mpa, para Nível de Tensão de Ensaio de:		
		207 KPa	345 KPa	483 KPa
Alta	IV	103,4	120,7	155,1
	III	48,3	69,0	96,5
	II	34,5	44,8	60,3
	I	20,7	27,6	41,4
Moderada	IV	51,7	69,0	96,5
	III	34,5	50,0	69,0
	II	24,1	41,4	51,7
	I	17,2	20,7	27,6

Fonte: LITTLE et al. (1993).

4.5.7. Méritos e limitações do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática.

Os principais méritos do "static creep test" são a simplicidade tanto operacional do ensaio como também dos equipamentos necessários à sua realização; além disso, a boa consistência entre seus resultados e os resultados do ensaio-de-trilha parece ser um dos fatores mais positivos e favoráveis à adoção deste método de ensaio para uso corrente para fins de avaliação da estabilidade mecânica das misturas betuminosas para pavimentação.

Quanto às suas limitações, não se pode negar que trata-se de um método de ensaio empírico na medida em que ele não simula, em laboratório, as verdadeiras condições de tensão que ocorrem com os materiais no campo; por essa razão o estabelecimento de um critério confiável que correlacione os resultados do "creep test" de laboratório com os desempenhos dos materiais nas pistas, embora não limite totalmente seu uso, pelo menos o restringe às condições e ao âmbito em que foram obtidas. Desse modo, os critérios para o "creep test" acima apresentados, não podem e nem devem ser extrapolados para fora dos limites da fronteira tecnológica para os quais foram desenvolvidos (E.U.A.) sem uma cuidadosa avaliação de sua validade para a condição tecnológica na qual se pretende utilizá-los; aliás, isto é o que deve ser feito também em nível de Brasil, e a pesquisa relatada nesta tese representa um primeiro passo neste sentido, com uma avaliação do uso de corpos-de-prova Marshall, apesar das restrições a isso, acima comentadas.

O tipo de corpo-de-prova mais adequado para a obtenção de bons resultados nos ensaios de fluência estática (blocos cilíndricos ou prismáticos, extraídos de placas compactadas por rolamento) também pode representar uma limitação a uma utilização corrente deste método de ensaio.

Por fim, convém assinalar que, segundo pesquisas que foram e estão sendo realizadas no "Koninklijke/Shell-Laboratorium" (p. ex.: VALKERING et al., 1990; VALKERING & VONK, 1992) com um asfalto modificado com um polímero do tipo SBS (Cariflex TR-1101) o ensaio de fluência por compressão estática não mostrou sensibilidade significativa às alterações que o polímero provoca no ligante asfáltico. Essas alterações têm sido detectadas, de forma bastante clara, nos ensaios de trilha-de-roda e também nos ensaios de fluência com carga dinâmica ("dynamic creep test"); isso, evidentemente representa, de uma certa forma, uma limitação ao uso do ensaio de fluência realizado por compressão uniaxial estática.

4.6. O ensaio de simulação de tráfego em laboratório ou de trilha-de-roda.

4.6.1. Generalidades sobre o ensaio.

Como já se comentou anteriormente, o ensaio de trilha-de-roda é reconhecido como o melhor ensaio para a avaliação da capacidade de uma mistura de resistir às deformações permanentes por aproximar-se mais das condições reais que ocorrem nas pistas. O nível dessa simulação da realidade está associado ao fator escala ao qual o ensaio está subordinado.

No nível mais elevado dessa simulação destacam-se os ensaios de trilha-de-roda realizados em pistas experimentais de campo, em tamanho natural e sob condições reais. Exemplo disso foram os ensaios realizados nas pistas experimentais construídas nos E.U.A. na década de 1950 e muitas outras citadas por NÚÑEZ et al. (1995); dessas, uma das mais importantes, a "AASHO ROAD TEST", foi descrita com detalhes em diversos trabalhos publicados pelo "Highway Research Board" (por ex.: HRB, 1961, 1962, 1963). Em recente trabalho THOMPSON & NAUMAN (1993) analisaram os resultados desses ensaios e mostraram que eles validam os modelos teóricos anteriormente descritos para o mecanismo das deformações permanentes nas camadas betuminosas de pavimentação.

Num nível intermediário, situam-se os ensaios de simulação de tráfego realizados em pistas experimentais construídas em escala de tamanho natural, porém localizadas em recintos fechados e/ou de menor extensão. A Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), por exemplo, construiu em colaboração com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER/RS) um simulador de tráfego para ensaios dessa natureza (NÚÑEZ et. al, 1995). Nesse tipo de pista experimental apenas a simulação do fator intemperismo fica um pouco prejudicada embora a simulação das condições de tráfego seja reproduzida em escala real.

Figura 4.11 - Ilustração fotográfica de equipamento simulador de tráfego, em laboratório, tipo pista experimental circular.

Fonte: HOFSTRA & VALKERING (1972).

Num terceiro nível dessa escala de simulação do tráfego situam-se os ensaios de laboratório realizados com equipamentos de dimensões menores, portanto, em escala reduzida. Nesses tipos de ensaio podem ser reproduzidas todas ou apenas algumas das camadas de um pavimento, até mesmo somente uma delas. Exemplos desses tipos de ensaio são os realizados com o equipamento simulador de tráfego em pista circular conforme se mostra na Figura 4.11 ou com o equipamento mais compacto, idealizado pelo LCPC ("Laboratoire Central des Ponts et Chaussées") da França, mostrado na Figura 4.12. Segundo SOUZA et al. (1991) embora os equipamentos do tipo pista circular sejam de grande utilidade para para o estudo da fadiga, existe uma certa preocupação quanto à sua eficácia para estudar realisticamente a evolução das deformações permanentes sob a ação repetida da carga do tráfego. Esta preocupação, se deve em parte, ao estado de tensão imposto pelos pneus nessa trajetória circular o qual difere daquele gerado pelos pneus quando o tráfego se desenvolve em linha reta.

Figura 4.12 - Ilustração fotográfica do equipamento simulador de tráfego, em laboratório, idealizado pelo LCPC.

Fonte: SOUZA et al. (1991).

Quanto ao equipamento simulador de tráfego mais compacto, como o do LCPC, a preocupação que se tem é com a relação entre o estado de tensão do ensaio em laboratório e aquele que se desenvolve realmente na pista, devido às divergências de comportamento que podem advir não só do fator escala como também das condições de confinamento lateral e inferior do material. No entanto, para fins de comparação de performances de materiais

esses problemas podem ser abstraídos visto que, em tese, afetam igualmente todos os materiais ensaiados e por conseguinte não interferem na relatividade dos resultados dos ensaios assim obtidos. A grande vantagem deste tipo de equipamento é evidentemente a sua compacidade e maior simplicidade operacional.

O interesse da pesquisa aqui relatada está voltado para os ensaios de trilha-de-roda realizados com o equipamento simulador de tráfego do LCPC; por essa razão este ensaio será descrito mais detalhadamente.

4.6.2. Descrição do ensaio de trilha-de-roda com o equipamento do LCPC.

Em diversas publicações do LCPC os técnicos deste órgão descrevem as características dos equipamentos bem como os procedimentos para ensaio. Um trabalho facilmente disponível e que elucida bem o ensaio foi publicado por BROSSEAUD et al. (1993). Para trabalhos laboratoriais as normas francesas AFNOR (1991a,b) descrevem os procedimentos tanto para preparação das placas para ensaio como para a efetivação desses.

Em linhas gerais, esse ensaio consiste das seguintes etapas:

- 1) Preparação da mistura betuminosa, em laboratório, com misturador com capacidade para produzir, no mínimo, 30 kg de mistura;
- 2) Moldagem, por compactação mediante rolamento de carga de roda, no equipamento compactador de placas, das placas-de-prova para ensaio; o referido equipamento produz a placa de ensaio variando a carga (pressão do pneu) e a quantidade de passadas da roda alternando-as no centro e nos terços anterior e posterior da placa; devem ser moldadas no mínimo duas placas, de preferência três, para cada condição de ensaio.
- 3) Cura das placas de ensaio por um período mínimo de 48 horas sob condições ambientais com pouca variação;
- 4) Colocação das placas de ensaio no equipamento simulador de tráfego seguida da aplicação de 2000 passadas (1000 ciclos de ida-e-volta) da roda-de-ensaio, sob temperatura ambiente, para o pré-condicionamento físico da placa; a seguir procede-se o condicionamento térmico das placas, na temperatura de ensaio, por um período mínimo de 12 horas;

- 5) Execução do ensaio mediante a aplicação de uma carga de ensaio de 5000 N através de uma roda-de-ensaio, dotada de pneus lisos (de 400 mm x 8 mm) sob pressão de 0,6 MPa. Geralmente o ensaio prolonga-se a até 10.000 ou 30.000 ciclos de ensaio; em pesquisas pode-se chegar a 100.000 ciclos sendo que cada ciclo dura aproximadamente 0,1 segundo;
- 6) As medidas das deformações na trilha-de-roda ou profundidade da trilha-de-roda (P_i , %) após "i" ciclos vão sendo tomadas no decorrer de ensaio; geralmente medem-se essas deformações após 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos e eventualmente após 30, 100, 300 e 100.000 ciclos (AFNOR, 1991b);
- 7) Traçado da curva de fluência do material (P_i , % x i), em escala di-log, e elaboração do relatório do ensaio no qual devem constar todas as condições de ensaio e características do material ensaiado.

As placas-de-prova ou de ensaio geralmente tem 500 mm de comprimento, 180 mm de largura e espessura variável (50, 100 ou 200 mm) e, depois de moldadas, são mantidas dentro do molde para a realização do ensaio sob confinamento lateral e inferior da placa.

A temperatura de ensaio usualmente adotada é de 60 °C por ser essa a temperatura considerada mais crítica (máxima) sob a qual as camadas betuminosas de revestimento superficial costumam trabalhar em países de clima quente (SANTANA & GONTIJO, 1984; BROSSEAUD et al, 1993; VERSTRAETEN, 1994,) . No entanto, outras temperaturas de ensaio, podem ser objeto de estudo; por exemplo 40 °C, temperatura média máxima prevalecente numa capa asfáltica, em pesquisa realizada por MOTTA (1979), pode ser uma condição de temperatura interessante de ser examinada (PINTO,1991).

A deformação média da trilha-de-roda (P_i , %), após "i" ciclos de ensaio, corresponde à média das medidas efetuadas em 15 pontos pré-definidos, na região central da placa, conforme AFNOR (1991b), sendo a deformação específica P_{ji} (%), no "j-ésimo" ponto, calculada por:

$$P_{ji} (\%) = \frac{\Delta h_{ji}}{h_o} \times 100 \quad \dots\dots\dots (4.8.)$$

onde: Δh_{ji} = variação da espessura da placa no ponto "j", após "i" ciclos de ensaio, em 0,01 mm;

h_o = medida inicial da espessura média da placa, na área em que as medidas das deformações são efetuadas, em mm;

4.6.3. Influência dos parâmetros de ensaio nos resultados do ensaio de trilha-de-roda realizado com o equipamento do LCPC.

HIERNAUX (1991) publicou os resultados de uma pesquisa que foi realizada no "Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St-Quentin", pertencente à rede de laboratórios LPC ("Laboratoires des Ponts et Chaussées") da França, sobre o assunto referido no título deste item. Nessa pesquisa foram examinados os efeitos dos seguintes parâmetros, nos resultados do ensaio: (1) temperatura de ensaio, (2) grau de compactação das placas-de-prova, (3) espessura das placas-de-prova, (4) teor de filler e de betume, (5) curva granulométrica, (6) angularidade dos agregados, (7) tipo do ligante betuminoso e (8) adição de polímeros no ligante betuminoso.

Os principais pontos que merecem ser destacados no referido trabalho são os seguintes:

- Quanto ao efeito da temperatura dos corpos-de-prova, nos resultados do ensaio, no citado estudo verificou-se que quando a temperatura passa de 50 para 60 °C o número de ciclos necessários à obtenção de um valor de $P_i (\%) = 2,5 \%$ é aproximadamente 10 vezes menor; entre as temperaturas de 42 e 60 °C essa relação é da ordem de 50 vezes menor. A Figura 4.13, extraída desse trabalho, ilustra esses resultados. Como se vê, é bastante pertinente uma quantificação dessa influência para as condições de temperaturas mais importantes e para os vários tipos de misturas correntemente usados; *uma das partes da pesquisa relatada nesta tese foi o*

estudo da influência, nos resultados de ensaios de trilha-de-roda, das temperaturas de 25, 40 e 60 °C em seis tipos de misturas das faixas "B" e "C" da ABNT (1993a). No próximo capítulo apresenta-se uma descrição mais detalhada do enfoque dado a esta parte da pesquisa.

Figura 4.13 - Influência da temperatura nos resultados de ensaios de trilha-de-roda realizados com o equipamento simulador de tráfego do LCPC.

Fonte: HIERNAUX (1991)

- Até o momento, diversos estudos sobre a influência da energia de compactação, nas características mecânicas, medidas através dos mais diversos tipos de ensaio já foram realizadas. Como se sabe, os resultados desses estudos mostram que a deformação permanente diminui até que se atinja o nível de compactação corresponde a volumes de vazios da ordem de 4 a 6%, quando a sensibilidade à deformação permanente atinge um mínimo; a partir desses valores, a diminuição do volume de vazios acarreta um aumento das deformações permanentes revelando um novo aumento da sensibilidade da mistura a essas deformações.

- A pesquisa de HIERNAUX (1991) acerca do grau de compacidade da mistura evidentemente revela a influência do volume de vazios nos resultados do ensaio de trilha-de-roda; nesse estudo foram examinados dois níveis de compactação: um acima e outro abaixo do nível de compactação esperado no campo (volume de vazios entre 4 e 6%), pelos métodos usuais de compactação. Quando a energia de compactação utilizada, foi inferior ao padrão esperado, a taxa de variação das deformações na trilha-de-roda foi relativamente grande em comparação com a obtida quando a energia de compactação foi menor do que o padrão estipulado. Isso induz a imaginar-se que a supercompactação de uma camada betuminosa aumenta sua sensibilidade às deformações permanentes; porém, como Hiernaux adverte, essa extrapolação pode ser inconsistente para condições pouco similares às por ele estudadas, requerendo por conseguinte, uma cuidadosa avaliação da situação.
- O estudo realizado sobre a espessura da placa-de-prova mostrou que o principal efeito observado foi o aumento do volume de vazios com o aumento da espessura das placas. A influência desse parâmetro, nos resultados do ensaio de trilha-de-roda, mostrou-se pouco significativa; além disso, o uso de placas com menor espessura reproduz com maior fidelidade as condições usualmente encontradas no campo.
- Como se sabe, é relativamente difícil separar os efeitos produzidos pelas variações nos teores de filler e de betume pelo fato ambos terem ações semelhantes, ou seja, de incidirem principalmente no valor do volume de vazios da mistura. No referido estudo foram estudados três teores de filler e três de betume numa mista de areia-pedregulho-asfalto em cuja composição granulométrica apenas as porcentagens dos dois elementos acima foram alteradas. Os resultados obtidos mostraram que, em média, o volume de vazios diminuiu 4% quando o teor de betume aumentou 1% e diminuiu 0,7% quando a porcentagem de filler aumentou de 1%. Os resultados dos ensaios de trilha-de-roda mostraram que, após 100.000 ciclos de ensaio, os efeitos de aumentos de 1%, nos valores do teor de ligante, acarretam aumentos de cerca de 8% nas deformações das trilhas-de-roda. Para essa mesma

condição de ensaio, aumentos de 1% na porcentagem de filler provocaram um aumento de aproximadamente 3,6% nas deformações das trilhas-de-roda. A Figura 3.5 do Capítulo 3, mostra os resultados dessa pesquisa em relação aos teores de ligante testados.

- Em relação à influência da granulometria da mistura, nos resultados do ensaio de trilha-de-roda, HIERNAUX (1991) relata ter examinado apenas algumas misturas e os resultados disponíveis são incompletos. Segundo esse autor, estudos mais específicos, estariam em andamento na época da publicação de seu trabalho. Todavia, examinando-se a literatura técnica e científica disponível constata-se, em alguns estudos realizados, que a redução da porcentagem da fração areia do mesmo modo que o aumento da porcentagem de agregados graúdos sistematicamente induz a um melhor comportamento da mistura quanto às deformações permanentes; além disso, o uso de agregados com a ausência de partículas de determinados tamanhos (abertura na curva granulométrica) geralmente é um fator gerador de maior instabilidade da mistura, sobretudo em camadas com espessura superior à 4 cm. *Como parte da pesquisa relatada nesta tese também foi realizado um estudo a respeito da influência, nos resultados do ensaio de trilha-de-roda, da composição granulométrica de seis tipos de misturas, com curva granulométrica dentro das faixas "B" e "C" da ABNT (1993a), as quais são correntemente usadas em nosso país.*
- Os resultados dos estudos apresentados nessa pesquisa do LPC mostram que, embora o aumento da porcentagem de agregados britados favoreça a resistência às deformações permanentes, medida no ensaio de trilha-de-roda, a influência desse parâmetro foi considerada apenas moderada; nessa pesquisa foram testados cinco diferentes tipos de mistura com porcentagens crescentes de agregados britados e, a maior redução conseguida na profundidade das trilhas-de-roda (ou aumento de estabilidade mecânica) foi da ordem de 50%.
- A influência da consistência do ligante betuminoso nas deformações das trilhas-de-roda foi estudada para três tipos de asfalto, com mesma penetração a 25 °C porém com pontos de amolecimento, medidos no ensaio do anel e bola, de 50,5, 52 e 56 °C respectivamente. Os resultados dos

ensaios mostraram que independentemente da curva granulométrica da mistura, quando se substitui o asfalto mais duro pelo mais mole, a deformação da trilha-de-roda, obtida após 3.000 ciclos de ensaio, fica multiplicada por 1,5 ou 2. Esse resultado, segundo HIERNAUX (1991), confirma a importância do fator betume na composição das misturas betuminosas. Porém, o autor reconhece, que o papel dos agregados é mais importante e significativo para o controle das deformações permanentes nas trilhas-de-roda (como aliás, foi assinalado no capítulo 3, como referência ao trabalho de DAVIS, 1987).

- Quanto à influência da adição de polímeros na resistência às deformações permanentes, medida pelo ensaio de trilha-de-roda, HIERNAUX (1991) relata que apenas uns poucos estudos foram realizados e estes não permitem uma avaliação confiável da melhoria que esses produtos podem trazer com relação à resistência das misturas às deformações permanentes pois a maioria desses estudos permitem apenas verificar que as misturas propostas apresentam resistência às deformações permanentes suficientemente boa para justificar o uso desses materiais. Uma comparação dessas misturas com misturas de referência são raras. No entanto, algumas publicações sobre o assunto parecem indicar que as adições de polímeros aos ligantes betuminosos podem melhorar a resistência das misturas às deformações permanentes.

4.6.4. Critérios para a avaliação da resistência das misturas às deformações permanentes através dos resultados de ensaios de trilha-de-roda .

Segundo BROSSEAUD et al. (1993), o simulador de tráfego do LCPC pode ser usado tanto para pesquisas como para o projeto de misturas betuminosas destinadas a pavimentos sujeitos a tráfego pesado de grande intensidade.

Para o projeto de misturas, esse autor assinala que devem ser seguidas as recomendações constantes das normas francesas NFP 98.130 a 98.141 publicadas em 1990 e 1991. As características do ensaio de trilha-de-roda e os critérios estabelecidos nessas normas são os seguintes:

- Realização do ensaio de trilha-de-roda, com o equipamento do LCPC, a 60 °C;
- A espessura das placas-de-prova ou de ensaio deve ser de: (a) 10 cm para o caso de camadas betuminosas com espessura, no campo, superior a 5 cm, (b) 5 cm para camadas com espessura de projeto menor ou igual a 5 cm e, (c) igual à espessura de uso, no campo (2 ou 2,5 cm) no caso de camadas de concreto betuminoso muito finas (VTBC, "Very Thin Bituminous Concrete");
- Os valores máximos das deformações das trilhas-de-roda são fixados para determinados valores de número de ciclos, conforme Tabela 4.4, os quais dependem do tipo e da finalidade da camada betuminosa. Os valores das deformações dessa tabela representam a média, das porcentagens de deformação das trilhas-de-roda, obtidas com placas compactadas (usualmente com o compactador de placas do LCPC) com dois níveis de energia de compactação associados às densidades obteníveis no campo.

Segundo BROSSEAUD et al. (1993) essas especificações resultam de correlações estabelecidas através de diversas pesquisas realizadas nos vários laboratórios que utilizam o equipamento simulador de tráfego do LCPC. Tratam-se portanto de correlações empíricas estruturadas mediante análises das características locais (tráfego pesado e clima da região) e dos níveis de deformação que não devem ser ultrapassados de modo a garantir uma boa estabilidade da camada betuminosa.

4.6.5. Méritos e limitações dos ensaios de trilha-de-roda.

Face ao exposto, parece que o grande mérito dos ensaios de trilha-de-roda reside no fato de tratar-se de ensaios que reproduzem, em laboratório, as condições que mais se assemelham àquelas que ocorrem com os materiais nas pistas, embora essa simulação ainda se afaste mais ou menos da realidade, dependendo do tipo de ensaio que se realiza devido ao já comentado fator escala.

Tabela 4.4 - Valores máximos admissíveis para as deformações das trilhas-de-roda medidas em ensaios com o equipamento do LCPC.

TIPO DE MATERIAL BETUMINOSO	APLICAÇÃO	NÚMERO DE CICLOS	VALOR MÁXIMO DE P_i (%)
Tratamento betuminoso Granulometria de 0/20 ou 0/14 mm	base sub-base	10.000	≤ 10
Concreto betuminoso Granulometria de 0/14 ou 0/10 mm espessura de 60 a 80 mm	base capa	30.000	≤ 10
Concreto betuminoso em camadas finas (VTBC) espessura de 30 a 40 mm	capa	1.000 3.000	≤ 10 ≤ 20
Concreto betuminoso com módulo de rigidez alto Granulometria de 0/14 ou 0/10 mm espessura de 80 a 100 mm (uso de asfalto duro, pen. 10/20)	base	30.000	≤ 8
Concreto betuminoso Granulometria de 0/14 ou 0/10 mm espessura de 50 a 70 mm	capa ou base de pavimento de aeroporto	10.000	≤ 10
Concreto betuminoso em camadas finas (VTBC) Granulometria 0/14, 0/10 ou 0/6 mm espessura de 20 a 25 mm	capa	3.000	$\Delta h < 5 \text{ mm}$

Fonte: BROSSEAUD et al. (1993).

Em recente estudo, publicado por ASCHENBRENER (1994), o autor relata que em 33 pontos localizados em diversas rodovias do estado do Colorado, nos E.U.A., sujeitas a condições de tráfego e de temperatura bastante variáveis verificou-se que, quando a camada betuminosa enquadra-se nos critérios franceses, mostrados na Tabela 4.4, não ocorrem trilhas-de-roda com os pavimentos no campo. Isso demonstra a grande capacidade que esse ensaio tem de estimar o desempenho das camadas betuminosas de pavimentação.

Na citada pesquisa verificou-se ainda que esses critérios são até excessivamente rigorosos visto que, em diversos locais (11 em 15), situados em região de temperatura ambiental moderada, embora os materiais não atendessem aos citados critérios a performance deles nas pistas eram bastante boas. Isso levou o autor a sugerir que os ensaios de trilha-de-roda fossem realizados em temperaturas mais baixas (50 ou 55 °C), no caso de regiões com temperatura ambiental moderada.

Como conclusão de seu trabalho, ASCHENBRENER (1994) assinala que quando as condições de temperatura e de tráfego locais, são adequadamente consideradas, as correlações entre os resultados dos ensaios de trilha-de-roda, realizados com o equipamento do LCPC, foram excelentes.

4.7. Considerações finais.

Face ao exposto conclue-se que, após extensos programas de pesquisas realizados com o "creep test", os bons resultados obtidos estimularam a incorporação deste ensaio, aos métodos mais recentes de avaliação das propriedades dos concretos betuminosos tal como ocorreu com o método da "Shell" e com o método "AAMAS" do Programa SHRP. Assim, parece razoável supor-se que, o ensaio de fluência parece ser mais eficiente do que o método Marshall e ainda apresenta a mesma simplicidade operacional e de equipamentos que esse último, para fins de análise da estabilidade mecânica das misturas asfálticas para pavimentação.

Desse modo, em princípio parece razoável, dentro do atual contexto tecnológico da pavimentação rodoviária do Brasil, a proposta de utilização do método da Shell para a previsão das deformações permanentes nas trilhas-de-rodas do pavimentos rodoviários e para a composição de misturas asfálticas adequadas, com base no critério da resistência às deformações permanentes (COELHO, 1994). Uma pesquisa sobre essa questão, para a misturas usualmente empregadas no Brasil, está sendo implementada nos laboratórios de Pavimentação da Escola de Engenharia de São Carlos/USP.

Seria interessante também, que em outros centros de estudos de pavimentação de nosso país esses métodos fossem testados para que se estabelecesse uma consistente base comparativa de resultados e se desenvolvesse um apoio tecnológico, que pudesse servir de referência para uma utilização confiável desse método no Brasil.

Ressalte-se, por fim, que para fins de dosagem-piloto de misturas asfálticas pouco usuais e controle do processo produtivo, das misturas asfálticas em geral, o método Marshall continua sendo um instrumento valioso, como o reconhece o "Laboratoire des Ponts et Chaussées" da França (BONNOT,1984).

Capítulo 5. Materiais e Métodos empregados.

5.1. Materiais.

5.1.1. Ligante asfáltico.

Nas Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam-se as características físicas e químicas, respectivamente, do ligante asfáltico empregado na pesquisa. Como se vê, trata-se um cimento asfáltico tipo CAP-20 com propriedades satisfazendo às exigências contidas no Regulamento Técnico DNC No. 01/92 - Rev.02, de 24/03/93, do Departamento Nacional de Combustíveis.

5.1.2. Materiais granulares.

Na Tabela 5.3 são apresentadas as características físicas dos materiais granulares empregados. Estes, são agregados britados, de natureza basáltica, provenientes da Pedreira Colacy localizada na cidade de Pederneiras, no Estado de São Paulo. Esses agregados foram selecionados para seis granulometrias correspondentes ao limite superior (B-1 e C-1) ao centro (B-2 e C-2) e ao limite inferior (B-3 e C-3) respectivamente das faixa "B" e "C" da ABNT(1993a), conforme Tabela 5.4 e Figura 5.1. O filler utilizado foi extraído, por peneiramento a seco, do pó-de-pedra oriundo da pedreira mencionada.

Ressalte-se ainda, que os materiais granulares foram previamente separados nas frações correspondentes a cada uma das peneiras especificadas pela referida norma e depois foram remisturados nas proporções correspondentes, a cada uma dessas peneiras, para as composições granulométricas mencionadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.1 - Características físicas do CAP-20 utilizado.

ENSAIO	RESULTADO	EXIGÊNCIA DNC 01/92	MÉTODO DE ENSAIO
Viscosidade absoluta a 60 °C, (P)	2012	2000 - 3500	MB-827
Viscosidade cinemática a 90 °C, (cSt)	8252	—	—
Viscosidade cinemática a 120 °C, (cSt)	883	—	MB-826
Viscosidade cinemática a 150 °C, (cSt)	170	—	—
Viscosidade Saybolt Furol a 135 °C, (s)	178	mínimo 120	MB-517
Viscosidade Saybolt Furol a 177 °C, (s)	30	30 a 150	MB-517
Efeito do calor e do ar Variação em massa, (%) Relação de viscosidade Ductilidade a 25 °C, (cm)	- 1,2	máximo 1,0	MB-425
	3,8	máximo 4,0	—
	> 100	mínimo 20	MB-167
Índice de suscetibilidade térmica	- 0,73	(-1,5) a (+1,0)	—
Ponto de Fulgor, (°C)	252	mínimo 235	MB-50
Penetração (25 °C, 100g, 5s), (0,1 mm)	64	mínimo 50	MB-107
Ponto de amolecimento, (°C)	49,5	—	ASTM D36
Solubilidade em tricloroetileno (% em massa)	99,5	mínimo 99,5	MB-166

Tabela 5.2 - Resultados do ensaio de fracionamento químico do CAP-20 utilizado.

ENSAIO	RESULTADO	VALORES EXIGIDOS
(A) Asfaltenos, (% em massa)	24,2	—
(N) Bases Nitrogenadas, (% em massa)	23,2	—
(A1) Acidafinas 1, (% em massa)	18,8	—
(A2) Acidafinas 2, (% em massa)	19,2	—
(P) Saturados, (% em massa)	14,6	—
Parâmetros de Rostler (N+A1) / (P+A2) (N/P)	1,2	0,4 a 1,5
	1,6	> 0,5
Parâmetros de Gotolski (N+A1) / A+P)	1,6	1,3 a 2,6

TABELA 5.3 - Características físicas dos materiais granulares utilizados.

ENSAIO	M A T E R I A L		
	AGR. GRAÚDO	AGR. MIÚDO	FILLER
Abrasão Los Angeles	17,42 (≤ 40)	27,19 (≤ 40)	—
Densidade Real das Partículas	2,968	3,011	2,956
Resistência ao Sulfato de. Sódio	9,4 (≤ 20%)	8,9 (≤ 20%)	—
Equivalente de Areia	—	64% (≥ 55%)	—
Adesividade	Satisfatória	Satisfatória	—

OBS.: Os valores entre parênteses são os valores-limites máximos ou mínimos exigidos.

Tabela 5.4 - Composição granulométrica das misturas estudadas (% passadas).

PENEIRA		G R A N U L O M E T R I A					
mm	ASTM	C-1	C-2	C-3	B-1	B-2	B-3
38	1 1/2"	—	—	—	—	100	—
25	1"	—	—	—	100	97,5	95
19	3/4"	100	100	100	100	90,0	80
12,5	1/2"	100	92,5	85	93	76,5	60
9,5	3/8"	100	87,5	75	80	62,5	45
4,8	No. 4	85	67,5	50	60	44,0	28
2,0	No. 10	75	52,5	30	45	32,5	20
0,42	No. 40	40	27,5	15	32	21,0	10
0,15	No. 100	30	19,0	8	20	14,0	8
0,075	No. 200	10	7,5	5	8	5,5	3

Figura 5.1 - Curvas granulométricas das misturas estudadas.

5.1.3. Misturas.

Foram estudados seis tipos de misturas. Para cada uma delas foi feita a dosagem de ligante asfáltico, de acordo com o método Marshall na versão da norma NBR 12891, da ABNT (1993b). Nas tabelas A2.39 a A2.44, do Anexo 2, apresentam-se as planilhas dessas dosagens. Na Tabela 5.5 apresenta-se um resumo das características físicas dessas misturas bem como as características mecânicas obtidas com corpos-de-prova Marshall moldados com material retirado das “fornadas” de mistura preparadas para a confecção das placas para o ensaio de trilha-de-roda.

Considerando que o teor ótimo de ligante, determinado pelo método Marshall, representa uma condição adequada para o estabelecimento de uma base comparativa consistente, todas as misturas foram preparadas com teor de ligante referido às dosagens anteriormente mencionadas. Ressalte-se no entanto que, por ocasião dos ensaios de trilha-de-roda preliminares constatou-se que um teor de ligante levemente superior ao teor ótimo determinado pelo método Marshall resulta numa condição de compactação mais favorável ao equipamento de compactação de placas do LCPC. Assim, foram adotados para as misturas os teores ótimos de ligante, determinados pela dosagem Marshall, com corpos-de-prova compactados com 50 golpes por face, acrescidos de 0,2%.

Tabela 5.5 - Características das misturas.

MISTURA	MC-1	MC-2	MC-3	MB-1	MB-2	MB-3
Porcentagem de Agreg. Graúdos ^[1] , (%)	14,00	30,60	47,15	37,70	53,30	67,90
Porcentagem de Agreg. Miúdos ^[1] , (%)	70,00	56,60	42,45	49,00	36,65	23,60
Porcentagem de Filler ^[1] , (%)	9,50	7,10	4,70	7,60	5,25	2,80
Porcentagem de Ligante Asfáltico ^[2] , (%)	6,50	5,70	5,70	5,70	4,80	5,70
Vazios dos Agregados Minerais, (%)	21,50	18,50	18,40	17,80	15,40	17,40
Relação Betume/Vazios, (%)	73,70	77,30	77,60	80,70	79,80	82,90
Porcentagem de Vazios, (%)	5,60	4,20	4,10	3,50	3,10	3,00
Densidade Aparente	2,498	2,571	2,572	2,590	2,640	2,602
Estabilidade Marshall (N)	23134	15769	14994	26360	15681	6610
Fluência Marshall (mm)	3,05	3,05	3,81	3,81	4,57	3,56

^[1] conforme definições da NBR 7225 (ABNT, 1993c).

^[2] para misturas destinadas a camadas de rolamento.

5.2. Métodos.

O esquema apresentado na Figura 5.2 representa o método de trabalho utilizado nos experimentos realizados.

Figura 5.2 - Diagrama esquemático do método de trabalho experimental empregado.

5.2.1. Seleção, manuseio e preparação dos materiais granulares.

Os materiais granulares utilizados foram caracterizados e selecionados em conformidade com as normas do DER/SP, cujos resultados apresentam-se na Tabela 5.3.

Depois de secos em estufa, a 105 °C, esses agregados foram separados, por peneiramento a seco, nas frações correspondentes às 10 peneiras especificadas na Tabela 5.4, sendo depois pesados e remisturados de acordo com a curva granulométrica selecionada e nas quantidades previstas para cada fim. Este procedimento foi adotado tanto para efeito das dosagens Marshall como para fins de separação dos materiais granulares para o preparo das misturas para a confecção das placas, para os ensaios de trilha-de-roda, e dos corpos-de-prova Marshall para os ensaios Marshall e de fluência por compressão uniaxial estática.

Para as dosagens Marshall foram preparados 1.200 gramas de material granular, para cada corpo-de-prova, os quais foram armazenados individualmente em pequenas caixas de 10 x 10 x 25 cm construídas com chapa galvanizada. Para as misturas foram preparadas porções com cerca de 35 kg de material granular, suficientes para a moldagem de 2 placas para ensaio de trilha-de-roda e 6 corpos-de-prova Marshall. Cada uma dessas porções foi dividida em duas e armazenada individualmente, em sacos plásticos reforçados.

5.2.2. Seleção, manuseio e preparação do ligante asfáltico.

O asfalto empregado na pesquisa foi selecionado pela Ipiranga Asfaltos S.A. de modo a ter-se um material com suscetibilidade térmica média (próxima de -0,5) para que o estudo da influência da temperatura, nas características das misturas, não resultasse dependente de uma característica peculiar e específica de um determinado ligante. Foi escolhido para a pesquisa um asfalto tipo CAP-20 por ser o ligante mais comumente empregado nos serviços de pavimentação do Brasil. As características físicas e químicas desse material, apresentadas nas Tabelas 5.1 e 5.2, foram determinadas pelos métodos especificados, no laboratório de asfaltos do IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, localizado na cidade de São Paulo.

Esse material foi retirado de uma mesma partida de asfalto e armazenado em barricas de papelão em porções de aproximadamente 30 kg. Foram armazenados cerca de 120 kg desse material. Para facilitar sua utilização e evitar aquecimentos desnecessários esse material foi reembalado, em porções de aproximadamente 2 kg, em pequenas latas com capacidade para 2,5 litros. No processo de reembalagem cada barrica era deixada numa estufa, a 100 °C, por um período de aproximadamente 6 horas, sendo em seguida separadas as referidas porções com o material em estado semi-sólido.

5.2.3. Dosagens Marshall das misturas.

As seis misturas selecionadas foram dosadas pelo método Marshall, de acordo com a versão da NBR 12891 da ABNT (1993b). Os procedimentos utilizados foram descritos no item 4.4.2 do Capítulo 4. Ressalte-se apenas que as referidas dosagens basearam-se nas características de corpos-de-prova moldados com 50 golpes por face por ter sido verificado, nos ensaios pilotos da pesquisa, que misturas com teor de ligante correspondente a essa energia de compactação, acrescido de 0,2%, permitiam uma condição de compactação compatível com a energia de compactação elevada, aplicável com o equipamento do LCPC, para a moldagem de placas para os ensaios de trilha-de-roda.

5.2.4. Preparo, manuseio e processamento das misturas.

As misturas examinadas são do tipo pré-misturadas a quente. Assim, tanto os agregados como o ligante foram previamente aquecidos antes do processo de mistura. O aquecimento prévio dos agregados foi realizado em estufa, a 178 °C, durante um período mínimo de 12 horas. Foi utilizada para esse fim, uma estufa modelo 315 SE, fabricada pela FANEM - SP, com dimensões internas de 90 x 100 x 70 cm e esse material, pesando aproximadamente 35 kg, era distribuído em duas bandejas de chapa galvanizada, medindo 35 x 60 x 6 cm, a fim de agilizar e homogeneizar o aquecimento.

O aquecimento prévio do ligante asfáltico foi realizado em estufa, a 160 °C, durante um período máximo aproximado de 4 horas. A estufa utilizada tinha dimensões internas de 50 x 50 x 40 cm, e também era de fabricação da FANEM-SP. Durante esse processo quando o ligante asfáltico passava para o estado líquido, depois de aproximadamente 2 horas na estufa, ele era transferido para recipientes de alumínio com cabo, para facilitar o manuseio, e era previamente pesado e dividido em duas porções nas quantidades que seriam utilizadas no preparo da mistura, com um excedente de aproximadamente 40 g, em cada porção, para compensar o material que ficava aderido às paredes do recipiente.

Figura 5.3 - Ilustração fotográfica da betoneira usada no preparo das misturas e do sistema de aquecimento da betoneira.

Figura 5.4 - Ilustração fotográfica do equipamento utilizado para o transporte e manuseio de agregados e acessórios aquecidos.

As misturas foram preparadas, a quente, mediante o emprego de uma betoneira comum modelo BSK-100, fabricada pela Engemac, com capacidade para 100 litros de mistura. O sistema de aquecimento da betoneira constituiu-se de 02 maçaricos manuais montados conforme se mostra na foto apresentada na Figura 5.3. Foi instalado na parte externa da betoneira um dispositivo metálico com uma cavidade adequada, de modo a permitir o controle, com termômetro metálico, da temperatura da caçamba da betoneira.

O processo de mistura na betoneira consistia de duas etapas: na primeira, misturava-se a primeira porção de ligante com os agregados de diâmetro superior a 2,0 mm enquanto, numa segunda etapa, eram acrescentados os agregados mais finos com a segunda porção de ligante para o término do processo. O tempo total de mistura variava em função do tipo de mistura que estava sendo preparada, e durava de 3 a 5 minutos.

As bandejas utilizadas tanto para o manuseio dos materiais granulares como das misturas preparadas tinham as medidas acima mencionadas (35 x 60 x 6 cm) para permitir o melhor rendimento dos serviços e uma boa compatibilidade com as dimensões da estufa, da betoneira e do carrinho-transportador utilizados. A foto apresentada na Figura 5.4 mostra o carrinho-transportador e duas bandejas com as porções de agregados grossos e finos separadas.

Depois de preparada a mistura era pesada e separada nas quantidades necessárias para a moldagem dos corpos-de-prova Marshall e das placas para o ensaio de trilha-de-roda. Essas porções eram mantidas na estufa grande, para a homogeneização da temperatura de moldagem, que era de 150 °C. O tempo necessário para que esse processo se completasse era de aproximadamente 1 hora.

Em cada "massada" produzia-se cerca de 35 kg de material, os quais eram suficientes para a moldagem de 2 placas para o ensaio de trilha-de-roda e de 6 corpos-de-prova Marshall. Com as instalações disponíveis e os procedimentos utilizados produzia-se e processava-se uma "massada" de mistura por dia, num período de trabalho que durava cerca de 7 horas.

Figura 5.5 - Aspectos gerais do equipamento compactador de placas do LCPC.

Figura 5.6 - Ilustração fotográfica dos moldes metálicos utilizados na confecção das placas para os ensaios de trilha-de-roda.

Foto No. 1 - Detalhe da cavidade de moldagem das placas.

Foto No. 2 - Detalhe do processo de aquecimento da cavidade de moldagem das placas.

Figura 5.7 - Ilustrações fotográficas de detalhe da cavidade de moldagem das placas, para os ensaios de trilha-de-roda, do compactador de placas do LCPC.

5.2.5. Moldagem, manuseio e armazenagem das placas para os ensaios de trilha-de-roda.

As placas para os ensaios de trilha-de-roda foram preparadas de acordo com os procedimentos prescritos pela norma francesa NF P 98-250-2 (AFNOR, 1991b). No Anexo 2 deste trabalho apresenta-se uma cópia desta norma. A moldagem das placas foi feita com um equipamento compactador de placas, idealizado pelo "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC ", da França, na unidade que se encontra instalada no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, em São Paulo. A foto mostrada na Figura 5.5 apresenta uma vista geral desse equipamento.

Os procedimentos utilizados, no processo de moldagem dessas placas, foram os seguintes:

a) Preparação do equipamento e acessórios para a moldagem das placas.

Uma hora antes da operação de moldagem das placas os moldes metálicos eram colocados na estufa em que a mistura estava, a fim de também serem previamente aquecidos para evitar o esfriamento da mistura durante o processo de compactação e moldagem. Foram utilizados moldes metálicos com dimensões internas de 18 x 50 x 5 cm e 2,5 cm de espessura das paredes. A foto apresentada na Figura 5.6 mostra uma vista das características gerais desses moldes.

Dez minutos antes da moldagem das placas a cavidade de moldagem, localizada no equipamento compactador de placas do LCPC, também era previamente aquecida por contacto com uma chapa metálica aquecida a aproximadamente 200 °C. A foto No. 1, da Figura 5.7, mostra um detalhe dessa cavidade de moldagem, cujo fundo móvel permitia o controle eletro-mecânico, através de um painel, da espessura da placa. A foto No. 2 dessa figura, mostra o processo de aquecimento da cavidade de moldagem através da chapa metálica (de 10 mm de espessura) pré-aquecida.

Em seguida, o molde metálico era retirado da estufa e rapidamente ajustado e fixado através de dois parafusos, ao equipamento compactador de placas. O fundo da cavidade era então abaixado de modo que a profundidade total da cavidade (cavidade da máquina + altura do molde) fosse de aproximadamente 80 mm, para placas com espessura final de 50 mm.

b) Colocação e acomodação da mistura na cavidade de moldagem das placas.

Estando tudo preparado a mistura era retirada da estufa e colocada na cavidade do compactador por intermédio de um funil metálico retangular, com dimensões e características, especificamente projetados, para facilitar a colocação e a acomodação da mistura na cavidade de moldagem. A mistura era então espalhada de modo a ter-se a melhor uniformidade possível na distribuição desse material.

Em seguida, a superfície da placa era manualmente pré-compactada com mesma chapa usada para o pré-aquecimento da cavidade do compactador. Nesse processo aplicavam-se na superfície da chapa metálica, cerca de 25 golpes de uma marreta de 5 kg através de um sarrafo de madeira de 5 x 5 x 20 cm; esses golpes eram distribuídos de modo a uniformizar a espessura e regularizar a superfície da placa asfáltica.

c) Moldagem da placa por rolamento de uma carga de roda.

No equipamento compactador do LCPC o processo de compactação se desenvolve por amassamento, através de uma roda dotada de um pneu de borracha com 40 cm de diâmetro externo, o qual apresenta uma trilha-de-compactação com cerca de 9,2 cm de largura. Através de uma área de contacto com aproximadamente 160,00 cm² aplica-se a pressão de compactação. Após 2 meses de testes, para ajuste desse processo, verificou-se que o grau de compactação, usualmente obtido nessa operação, era igual a 95% daquele correspondente ao ensaio Marshall; assim, a massa específica das placas-de-ensaio foi fixada para esse nível de compactação, que correspondia à compactação do tipo forte, aplicável com o equipamento compactador.

O painel de controle desse equipamento era dotado de dispositivos que permitiam processos independentes de ajuste da pressão dos pneus e de controle da carga de roda aplicada pelo mecanismo hidráulico da máquina. O processo de compactação iniciava-se com pressão nos pneus de 1 bar ($\cong 0,1$ MPa) e carga de roda ajustada para essa pressão de contacto, numa fase considerada de pré-compactação. Em seguida, essas pressões eram elevadas e mantidas em 6 bar ($\cong 0,6$ MPa) até o término do processo de moldagem.

De acordo com as recomendações da AFNOR (1991b) o processo de compactação das placas deve se desenvolver segundo três linhas de compactação. A linha 1, que corresponde ao primeiro terço, refere-se ao ajuste da roda de compactação na posição da frente ("avant"); a linha 2, correspondente ao terço central, refere-se ao ajuste da roda de compactação na posição de centro ("centre") e a linha 3, correspondente ao terceiro terço, refere-se ao posicionamento da roda de compactação na posição detrás ("arrière"). A Figura 5.8 apresenta um esquema mostrando uma vista em planta dessas linhas de compactação.

Figura 5.8 - Representação esquemática das linhas de compactação de uma placa.

O plano de compactação desenvolvido correspondia à compactação forte - Tipo 2 apresentado na Tabela 2 da norma NF P 98-250-2 da AFNOR (1991b). Como se pode ver nessa tabela, esse plano consiste de três etapas. A primeira, *de pré-compactação*, com pressão de pneus de 1 bar ($\cong 0,1$ MPa), consistindo de um total 6 passadas (3 + 3) alternando 1 passada em cada linha de compactação na seguinte sequência: linha 1, linha 3 e linha 2.

A segunda etapa, *de compactação propriamente dita*, era realizada com pressão de pneus de 6 bar ($\cong 0,6$ MPa), na mesma sequência acima citada. Esse processo iniciava-se com 2 passadas em cada uma das linhas laterais e 1 no eixo da placa progredindo em seguida para 4 e 8 nas linhas laterais e 2 e 4, respectivamente, na linha central.

Em seguida, a quantidade de passadas voltava a diminuir, na mesma proporção em que havia crescido, terminando com 2 passadas nas laterais e uma no centro da placa.

A terceira dessas etapas, que seria de *acabamento superficial da placa*, também era realizada com pressão de pneus de 6 bar ($\cong 0,6$ MPa), porém com o eixo da roda de compactação bloqueado, para efetivamente apenas aplanar essa superfície. Para melhorar esse acabamento superficial a chapa metálica, de 10 mm, era em seguida colocada sobre a superfície da placa de concreto asfáltico e eram aplicadas 12 passadas de roda na linha central da placa.

Durante o processo de compactação a base móvel da cavidade de moldagem do compactador ia sendo, de tempos em tempos elevada, na medida em que a compactação progredia. Isso permitia o controlar a espessura da placa, com precisão de décimos de milímetro, que ao término desse processo deveria ser de 50 mm.

Em seguida, a placa era retirada do compactador, apoiada numa chapa metálica, especificamente projetada pelos técnicos do LCPC, para esse fim. A placa era então deixada ao ar livre, para esfriar, durante cerca de 2 horas sendo, em seguida, transferida para um tabuleiro de madeira, especificamente projetado para o seu transporte e armazenagem. Durante todo esse processo as placas eram sempre mantidas dentro do molde metálico.

Depois de esfriada e fixada no tabuleiro de madeira a placa era etiquetada para sua identificação. O processo de codificação utilizado foi o seguinte: Fn - Pm - D / M; neste código "F" indica a faixa da mistura (B ou C), "n" é o número da curva granulométrica (1, 2 ou 3), "P" significa corpo-de-prova tipo placa, "m" indica o número da placa, "D" indica a dia de moldagem da placa e "M" representa o mês de moldagem da placa. Depois de identificada a placa era armazenada, até a data do ensaio, o qual segundo a norma francesa AFNOR (1991b) só deveria ocorrer no mínimo dois dias depois de sua moldagem.

Foto No. 1 - Aspectos gerais do equipamento simulador de tráfego utilizado.

Foto No. 2 - Detalhe da aplicação da carga de roda na placa.

Foto No. 3 - Detalhe do sistema de carga de roda.

Foto No. 4 - Detalhe do equipamento para medida das deformações na trilha-de-roda.

Figura 5.9 - Ilustrações fotográficas do equipamento simulador de tráfego do LCPC.

5.2.6. Método dos ensaios de trilha-de-roda.

Os ensaios de trilha-de-roda foram realizados com um equipamento simulador de tráfego, também desenvolvido pelo LCPC, na unidade que se encontra instalada no laboratório citado, da Escola Politécnica da USP. A foto No. 1 da Figura 5.9 mostra os aspectos gerais desse equipamento; na foto No. 2 é mostrado um detalhe da aplicação da carga de roda na placa. Na foto No. 3, dessa figura, mostra-se mais um detalhe do processo de carga de roda do ensaio bem como do dispositivo (termopar elétrico) para o controle da temperatura da placa durante o ensaio. Na foto No. 4 é mostrado um detalhe do equipamento para a medição dos afundamentos ocorridos na trilha-de-roda durante o ensaio.

As placas eram ensaiadas aos pares e as temperaturas de ensaio programadas foram: 25, 40 e 60 °C.

De um modo geral, as medidas dos afundamentos na trilha-de-roda eram feitas após 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos. Cada ciclo (ida e volta) corresponde a 2 passadas da roda-de-ensaio num intervalo de tempo de 1 segundo.

As condições gerais do ensaio foram as seguintes:

- curso da roda-de-ensaio: 410 mm $\pm$ 5 mm;
- frequência de movimento relativo: 1 Hz $\pm$ 0,1 Hz;
- pressão de enchimento do pneu: 6 bar $\pm$ 0,1 bar ($\cong$ 0,6 MPa $\pm$ 0,01 MPa) ;
- carga rolante aplicada: 5 000 N $\pm$ 50 N;

O tempo total gasto para o ensaio de um par de placas, nessas condições, variava de 12 a 15 horas. O processo completo de operacionalização deste ensaio está descrito, em detalhes, na norma francesa NF P 98-253-1 (AFNOR, 1991b). No Anexo 2 deste trabalho, apresenta-se uma cópia dessa norma.

Os procedimentos de ensaio, em síntese, foram os seguintes:

a) Preparação para o ensaio.

Um par de placas, *moldadas com mistura de um mesmo tipo*, era selecionado. Para as misturas MC1, MC2 e MB3 foram selecionados pares compostos por placas moldadas em diferentes datas; para as misturas MC3, MB1 e MB3 foram selecionadas placas moldadas num mesmo dia, ou seja, com misturas de uma mesma "massada". A razão disso foi examinar a influência do processo de produção das misturas e de moldagem das placas através dos resultados do ensaio.

Cada uma das placas selecionadas era então montada sobre a plataforma de ensaio do equipamento simulador. A pressão dos pneus era calibrada para 6 bar ($\cong 0,6$ MPa) e, em seguida, a pressão de carga do sistema hidráulico da máquina também era ajustada nesse valor. A seguir eram aplicados 1.000 ciclos de carga, sob temperatura ambiente (entre 15 a 25 °C) para conformação da trilha e assentamento da placa na plataforma de ensaio sendo então realizadas as medidas iniciais m_{j0} dos perfis transversais da trilha, em 15 pontos ($j = 15$) previamente definidos. A Figura 5.9 apresenta uma representação esquemática da localização desses pontos.

Figura 5.10 - Localização dos pontos de medida dos afundamentos na trilha-de-roda.

A seguir, a temperatura de ensaio era ajustada no painel de controle do simulador e o horário de início do sistema de aquecimento das placas e do interior da máquina era fixado num “timer” que foi instalado no equipamento. O período de aquecimento programado era de 6 horas para temperaturas de ensaio de 40 °C e de 8 horas para os ensaios a 60°C.

b) Desenvolvimento do ensaio.

A carga de roda era então aplicada. Após 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos de carga eram realizadas as medidas das deformações da trilha (m_{ji}). Para as placas moldadas com as misturas MC1 e MB1 e duas placas ensaiadas a 60 °C, da mistura MB3, foram também medidas as profundidades da trilha após 30 ciclos de ensaio a fim de se examinar o progresso das deformações no início do processo.

Para a medida dessas deformações foi utilizado um extensômetro analógico com 50 mm de curso e sensibilidade de centésimos de milímetro. Este equipamento foi montado sobre uma base móvel fixada num quadro rígido de alumínio; este último, apoiava-se sobre três pinos cônicos de aço que permitiam seu acoplamento ao molde da placa, sempre na mesma posição, através da furação previamente realizada nesses moldes para esse fim.

Como foi comentado anteriormente, de acordo com a norma NF P 98-253-1 as medidas dos afundamentos na trilha-de-roda devem ser realizadas em 5 secções transversais e em 3 pontos de cada secção totalizando os 15 pontos de medida, ilustrados na Figura 5.10.

Após cada parada para medida das deformações o ensaio só recomeçava após a temperatura das placas ter-se restabelecido no nível fixado para o ensaio. Isso demandava cerca de 5 minutos, nos ensaios realizados a 40 °C, e de 10 a 15 minutos quando a temperatura de ensaio era de 60 °C.

Terminado o ensaio as placas ensaiadas eram removidas dos moldes metálicos e armazenadas. Os moldes eram limpados e então reutilizados. Foram confeccionados 12 moldes para que a pesquisa pudesse ter um desenvolvimento regular.

c) Cálculo das deformações na trilha-de-roda.

As deformações na trilha-de-roda (P_{ji} , %) foram calculadas através da expressão:

$$P_{ji} (\%) = \frac{\Delta h_{ji}}{h_o} \times 100 \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

onde: $\Delta h_{ji} = m_{ji} - m_{j0}$ = variação da espessura da placa no ponto "j", após "i" ciclos de ensaio, em 0,01 mm;

h_o = medida inicial da espessura média da placa, na área em que as medidas das deformações são efetuadas, em mm;

A deformação média (P_i , %), após "i" ciclos de ensaio, foi obtida considerando-se a média dos 15 valor de P_{ji} calculados pela expressão (5.1).

d) Traçado das curvas de fluência.

Com os valores de P_i (%) foram traçadas, em escala di-logaritmica, as curvas de fluência ($P_i \times i$) para cada tipo de mistura e temperatura de ensaio. Para tal foram considerados os resultados médios obtidos com os pares de placa de uma mesma mistura numa mesma temperatura de ensaio.

Para efeito de identificação dos resultados, nos gráficos das curvas de fluência, a codificação utilizada foi a seguinte: $F_n - P_m - T$ ou então $MF_n - T$; como se vê, no código de identificação das placas, anteriormente descrito, foi substituída a data de moldagem da placa pela temperatura "T" e introduziu-se uma nova codificação para se referir apenas à mistura "M" e à temperatura de ensaio "T". Os demais símbolos têm os mesmos significados anteriormente citados.

5.2.7. Método de moldagem dos corpos-de-prova Marshall.

Os corpos-de-prova Marshall, para os ensaios Marshall e os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, foram moldados de acordo com os procedimentos prescritos no item "5.2-Confecção dos corpos-de-prova" da norma NBR 12891 da ABNT(1993b). Os equipamentos utilizados na compactação dos corpos-de-prova Marshall são os mostrados na foto da Figura 4.2, do Capítulo 4. Como particularidade desta pesquisa ressaltase apenas que, no processo de moldagem, a temperatura da mistura foi rigidamente controlada e mantida da faixa de 145 a 150 °C e que os corpos-de-prova foram moldados aplicando-se 50 golpes do soquete padrão em cada face. Esse número de golpes foi adotado para que a densidade dos concretos asfálticos dos corpos-de-prova Marshall tivesse uma estreita correspondência com aquela dos concretos asfálticos das placas, moldadas por rolamento, face aos diversos aspectos já anteriormente comentados.

Depois de moldados os corpos-de-prova Marshall eram etiquetados para sua identificação através do seguinte código: Fn - Mm - D / M; neste código "F" indica a faixa granulométrica da mistura (B ou C), "n" indica o número da curva granulométrica dos agregados (1, 2 ou 3), "M" significa que trata-se de um corpo-de-prova do tipo Marshall, "m" indica o número do corpo-de-prova, "D" a dia da moldagem e "M" o mês da moldagem. Depois de etiquetados eram determinadas as densidades aparentes desses corpos-de-prova de acordo com os procedimentos descritos no item "5.3-Determinação da densidade de massa aparente dos corpos-de-prova" da norma NBR 12891 da ABNT (1993b). Em seguida os corpos-de-prova eram armazenados em caixas de papelão até a ocasião dos ensaios.

5.2.8. Método de ensaio e procedimentos de cálculo dos ensaios Marshall.

Os ensaios Marshall foram realizados rigidamente de acordo com os procedimentos descritos no item "5.4 - Determinação da estabilidade e da fluência" da norma NBR 12891. A estabilidade Marshall foi simbolizada por "EM" e a fluência Marshall por "FM". A prensa empregada para a compressão diametral dos corpos-de-prova é uma Versatester eletromecânica da qual foi apresentada uma ilustração na foto da direita da Figura 4.3 do Capítulo 4.

Os cálculos dos parâmetros do ensaio — Densidade de massa teórica máxima (D_t), Vazios não preenchidos ou Volume de vazios (V_v), Vazios do agregado mineral (VAM) e Relação entre os vazios preenchidos e não preenchidos por betume ou Relação Betume/Vazios (RBV) — foram feitos com o emprego das seguintes expressões:

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_b}{D_b} + \frac{P_a}{D_{rm}}} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

onde:

P_b = Porcentagem de material betuminoso empregado, expressa em relação à massa total da mistura;

D_b = Densidade de massa do material betuminoso empregado, obtida de acordo com a NBR 6296 da ABNT;

P_a = Porcentagem de agregado empregado, expressa em relação à massa total da mistura (igual a $100 - P_b$);

D_{rm} = Densidade real de massa média dos grãos ou fragmentos, dada por:

$$D_{rm} = \frac{100}{\frac{P_{ag}}{D_{rag}} + \frac{P_{am}}{D_{ram}} + \frac{P_f}{D_{rf}}} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

onde: P_{ag} , P_{am} , P_f = Porcentagens de agregado graúdo, agregado miúdo e filler respectivamente, de acordo com a granulometria adotada e as definições de agregados da NBR 7225 da ABNT (1993c).

e D_{rag} , D_{ram} , D_{rf} = Densidade real da massa dos grãos ou fragmentos de agregado graúdo, agregado miúdo e filler respectivamente, determinados de acordo com as normas da ABNT.

$$V_v (\%) = 100 \left(1 - \frac{D_a}{D_t} \right) \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

onde: D_a = Densidade de massa aparente do corpo-de-prova;

D_t = Densidade de massa teórica máxima, calcula pela expressão (5.2);

$$VAM = V_v + VCB \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

onde: VCB = Vazios preenchidos por betume ou Vazios com betume é calculado por:

$$VCB = \frac{Da \times Pb}{Db} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

onde: Da, Pb, Db são os parâmetros acima definidos.

$$RBV = 100 \times \frac{VCB}{VAM} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

Os valores da estabilidade Marshall (EM) foram corrigidos, em função da altura dos corpos-de-prova, de acordo com os coeficientes de correção da Tabela 1 da norma NBR 12891 da ABNT (1993b).

5.2.9. Método dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática.

Como foi comentado anteriormente, embora a idéia do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática não seja nova, um emprego mais corrente deste método de ensaio, para avaliação da qualidade das misturas, só ganhou impulso após as experiências bem sucedidas realizadas nos laboratórios da Shell, sobretudo no "koninklijke/Shell-Laboratorium" de Amsterdã na Holanda. Assim, os procedimentos deste ensaio ainda estão sendo definidos juntamente com a conceituação das condições mais adequadas de ensaio.

Face a isso, nesta pesquisa foram empregados os procedimentos de ensaio descritos no item 4.5.4 do Capítulo 4, que segundo KRUTZ & STROUP-GARDINER (1990), foram propostos, em Dezembro de 1988, pelo "ASTM Subcommittee D04.20", num projeto de norma para a realização do "creep test".

Foto No. 1 - Aspectos gerais dos dispositivos utilizados para a realização dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática.

Foto No. 2 - Detalhe dos sistemas de medida das deformações e controle da temperatura.

Figura 5.11 - Ilustrações fotográficas dos equipamentos e instalações utilizados para a realização dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática.

Como particularidades desta pesquisa, em relação aos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, destaque-se que:

- Foram empregados corpos-de-prova compactados pelo método Marshall pelas diversas razões, que já foram expostas.
- A prensa utilizada nos ensaios foi uma prensa de adensamento de solos com as adaptações necessárias para a realização dos ensaios de fluência. Essa prensa tinha um coeficiente de multiplicação da carga igual a 11,2; assim, foi utilizado nos ensaios um carregamento de 29,024 kgf ($\cong 0,29$ kN) o qual gerou uma tensão normal média de ensaio de 4,00 kgf/cm² (0,39 MPa ou 390 kPa). A adoção deste valor de tensão nos ensaios justifica-se em virtude das ponderações sobre essa tensão, apresentadas no item 4.5 do capítulo 4, sobretudo as recomendações de LITTLE et al. (1993). As fotos mostradas na Figura 5.11 apresentam os aspectos gerais dos equipamentos de ensaio.
- O ensaio foi realizado em ambiente sob temperatura condicionada em 40 °C; o controle da temperatura do ambiente de ensaio foi realizado através de um par termoeletrico. A foto No. 1 da Figura 5.11 mostra a caixa térmica construída para o condicionamento térmico do ambiente de ensaio através de um conjunto de resistências elétricas e de um ventilador para circulação do ar. Como se pode ver o sistema de aquecimento consistia de 6 resistências, de 200 watts cada uma, e permitia que em 15 minutos se atingisse e estabilizasse a temperatura de ensaio, sendo a seguir essa temperatura mantida com apenas 2 dessas resistências.
- O condicionamento térmico dos corpos-de-prova, antes da execução dos ensaios, foi realizado em estufa sob temperatura de 40 °C, e durante um período de no mínimo 3 horas.
- As medidas das alturas dos corpos-de-prova foram realizadas com paquímetro, com resolução de centésimos de milímetro, e os valores utilizados representam as médias das 6 medições efetuadas em cada corpo-de-prova. As medidas das deformações axiais (Δh) foram realizadas com um extensômetro com 10 mm de curso e precisão de milésimos de milímetro. A foto No. 2 da Figura 5.11 mostra um detalhe do sistema de medida das deformações e de controle da temperatura de ensaio.

- As bases circulares dos corpos-de-prova foram polidas, primeiramente com lixa para ferro No. 80, sendo o acabamento dessas superfícies dado com a lixa No. 120. Depois de alisadas essas superfícies foram lubrificadas com uma fina camada de vaselina comum, atendendo às recomendações descritas no item 4.5.5 do Capítulo 4, para serem evitados os problemas de ensaio ali referidos.

Quanto aos cálculos dos parâmetros, para análise dos resultados dos ensaios, foram empregadas as expressões (4.5) e (4.6) do Capítulo 4 (vide p. 88).

Capítulo 6. Resultados Obtidos.

Apresentam-se, a seguir, os resultados obtidos nos ensaios realizados.

6.1. Resultados das dosagens Marshall das misturas.

Os valores dos teores de asfalto considerados como “ótimos”, para as misturas estudadas, de acordo com o critério descrito no item “5.6 Escolha do teor ótimo de material betuminoso” da NBR 12891, da ABNT (1993b), e as ponderações apresentadas no item 4.5.3 do capítulo 5, foram os seguintes:

● Granulometria C1: 6,9 pca;	● Granulometria B1: 6,0 pca;
● Granulometria C2: 6,0 pca;	● Granulometria B2: 5,0 pca;
● Granulometria C3: 6,0 pca;	● Granulometria B3: 6,0 pca;

Nas Tabelas A2.39 a A2.44, do Anexo 2, são apresentadas as planilhas completas referentes a essas dosagens.

6.2. Resultados dos ensaios de trilha-de-roda.

Nas Tabelas 6.1 e 6.2 são apresentados os resultados dos ensaios de trilha-de-roda. Os gráficos, em escala bilogarítmica, apresentados nas Figuras 6.1 a 6.3 ilustram os resultados obtidos com as misturas da faixa “C” da ABNT (1993) enquanto nas Figuras 6.4 a 6.6 são representados graficamente os resultados coligidos nesses ensaios com as misturas da faixa “B” dessa norma.

6.3. Resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática.

Na Tabela 6.3 são apresentados os resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática. Na Figura 6.7 representam-se graficamente os resultados obtidos, nesses ensaios, com misturas da faixa “C” da ABNT (1993) e na Figura 6.8 apresentam-se as representações gráficas dos resultados obtidos com as misturas da faixa “B”.

6.4. Resultados dos ensaios Marshall.

Na Tabela 6.4 são apresentados os resultados dos ensaios Marshall, obtidos com corpos-de-prova moldados com as misturas preparadas para a confecção das placas-de-prova, para os ensaios de trilha-de-roda.

TABELA 6.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA ESTÁTICA.

VALORES MÉDIOS DAS DEFORMAÇÕES AXIAIS, ϵ_t (%)						
TEMPO	G R A N U L O M E T R I A					
t (s)	C 1	C 2	C 3	B 1	B 2	B 3
0	0	0	0	0	0	0
10	0,32	0,28	0,29	0,29	0,29	0,35
30	0,39	0,30	0,32	0,32	0,32	0,37
60	0,41	0,32	0,34	0,34	0,34	0,39
100	0,43	0,33	0,36	0,36	0,36	0,41
200	0,44	0,36	0,38	0,39	0,39	0,44
300	0,46	0,37	0,40	0,41	0,41	0,46
400	0,47	0,39	0,41	0,42	0,43	0,48
500	0,47	0,39	0,42	0,43	0,44	0,49
600	0,48	0,40	0,43	0,44	0,45	0,50
700	0,48	0,41	0,43	0,45	0,45	0,52
800	0,49	0,41	0,44	0,45	0,46	0,52
900	0,49	0,42	0,44	0,46	0,47	0,53
1000	0,50	0,42	0,45	0,46	0,47	0,54
1400	0,50	0,44	0,46	0,48	0,48	0,57
2000	0,51	0,45	0,47	0,49	0,50	0,61
2500	0,51	0,46	0,48	0,50	0,51	0,64
3000	0,52	0,46	0,48	0,51	0,52	0,67
3600	0,52	0,47	0,49	0,52	0,53	0,69
ϵ_{t60} (%)	0,52	0,47	0,49	0,52	0,53	0,69
ϵ_{vp} (%)	0,18	0,17	0,20	0,25	0,26	0,45
valor "b"						
200-2000	0,058	0,099	0,092	0,103	0,106	0,141
300-3000	0,056	0,090	0,084	0,098	0,105	0,157
M_F (MPa)	237,5	234,4	199,4	159,2	157,7	88,5

TABELA 6.4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS MARSHALL.

F A I X A " C "											
C. P.	Tb	Pb	Pag	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	C S M
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01") [mm]	(kgf/mm)
C1-M1	6,9	6,5	93,5	2,504	5,4	15,9	21,3	74,6	2.235	12 [3,05]	732,79
C1-M2	6,9	6,5	93,5	2,490	5,9	15,8	21,7	72,7	2.236	12 [3,05]	733,11
C1-M3	6,9	6,5	93,5	2,499	5,6	15,8	21,4	73,9	2.605	13 [3,30]	789,39
média				2,498	5,6	15,8	21,5	73,7	2.359	12 [3,05]	751,77
C2-M1	6,0	5,7	94,3	2,566	4,4	14,2	18,6	76,6	1.511	13 [3,30]	457,88
C2-M2	6,0	5,7	94,3	2,577	4,0	14,3	18,3	78,4	1.696	12 [3,05]	556,07
C2-M3	6,0	5,7	94,3	2,569	4,2	14,3	18,5	77,0	1.618	11 [2,79]	579,93
média				2,571	4,2	14,3	18,5	77,3	1.608	12 [3,05]	531,29
C3-M1	6,0	5,7	94,3	2,577	4,0	14,3	18,3	78,4	1.624	15 [3,81]	426,25
C3-M2	6,0	5,7	94,3	2,565	4,4	14,2	18,6	76,4	1.334	16 [4,06]	328,57
C3-M3	6,0	5,7	94,3	2,575	4,0	14,3	18,3	78,0	1.630	13 [3,30]	493,94
média				2,572	4,1	14,3	18,4	77,6	1.529	15 [3,81]	416,25
F A I X A " B "											
C. P.	Tb	Pb	Pag	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	C S M
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01") [mm]	(kgf/mm)
B1-M1	6,0	5,7	94,3	2,574	4,1	14,3	18,3	77,9	2.736	13 [3,30]	829,09
B1-M2	6,0	5,7	94,3	2,584	3,7	14,3	18,0	79,5	2.678	17 [4,32]	619,91
B1-M3	6,0	5,7	94,3	2,613	2,6	14,5	17,1	84,8	2.651	14 [3,56]	744,66
média				2,590	3,5	14,4	17,8	80,7	2.688	15 [3,81]	731,22
B2-M1	5,0	4,8	95,2	2,646	2,9	12,3	15,2	81,0	1.012	15 [3,81]	(*)
B2-M2	5,0	4,8	95,2	2,634	3,3	12,3	15,6	78,6	1.547	17 [4,32]	358,10
B2-M3	5,0	4,8	95,2	2,640	3,1	12,3	15,4	79,8	1.650	20 [5,08]	324,80
média				2,640	3,1	12,3	15,4	79,8	1.599	18 [4,57]	341,45
B3-M1	6,0	5,7	94,3	2,609	2,8	14,5	17,2	84,0	563	15 [3,81]	147,77
B3-M2	6,0	5,7	94,3	2,624	2,2	14,6	16,8	86,9	863	14 [3,56]	242,42
B3-M3	6,0	5,7	94,3	2,574	4,1	14,3	18,3	77,9	595	14 [3,56]	167,13
média				2,602	3,0	14,4	17,4	82,9	674	14 [3,56]	185,77

(*) corpo-de-prova descartado.

Figura 6.1 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C1.

Figura 6.2 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C2.

Figura 6.3 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria C3.

Figura 6.4 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B1.

Figura 6.5 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B2.

Figura 6.6 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda em misturas com granulometria B3.

Figura 6.7 - Resultados dos ensaios de fluência estática em misturas com granulometria C1, C2 e C3.

Figura 6.8 - Resultados dos ensaios de fluência estática em misturas com granulometria B1, B2 e B3.

Capítulo 7. Análise e Discussão dos Resultados.

7.1. Análise dos processos de produção das misturas e dos corpos-de-prova.

Examina-se inicialmente o processo de produção das misturas projetadas. De acordo com o estabelecido na norma 12949 da ABNT (1993d) o controle de qualidade das misturas betuminosas deve ser feito através das características dos corpos-de-prova Marshall que com elas são obtidos. Como foi descrito no capítulo 5, relativo a materiais e métodos, os procedimentos utilizados objetivaram um controle rigoroso não só da granulometria e da quantidade dos agregados como também da quantidade de ligante. Considerando que as temperaturas, tanto dos materiais como das misturas, também foram cuidadosamente controladas resta saber se o processo de misturação foi suficientemente eficiente para produzir misturas com características homogêneas.

Como se pode ver nas planilhas de dosagens Marshall (Tabelas A2.39 a A2.44, do Anexo 2), para as misturas examinadas, variações de 0,5% no teor de ligante, em relação ao teor ótimo, acarretam variações de 25 a 50% nos valores de vazios não preenchidos (Vv). Assim, esse parâmetro é uma grandeza física suficientemente sensível e portanto adequada ao controle das características das misturas produzidas. Para isso foram considerados os valores dessa grandeza, obtidos com os corpos-de-prova Marshall, moldados com as misturas preparadas na betoneira.

A justificativa dessa decisão parece reforçar-se pelo fato de que, além da homogeneidade das misturas, pode-se, através desse parâmetro, controlar indiretamente o teor de ligante e uma importante característica das misturas que é a sua "compactabilidade"; além disso, a prática resultante do uso corrente do método Marshall permite minimizar erros ou falhas inerentes aos

procedimentos envolvidos conferindo assim, maior credibilidade ao processo de controle, através desse método. Nas tabelas A2.31 a A2.38, do Anexo 2, são apresentadas as características físicas dos corpos-de-prova Marshall acima referidos.

O processo de análise adotado consistiu no exame dos valores de Vv e das grandezas estatísticas (média, desvio-padrão e coeficiente de variação) deste parâmetro para os corpos-de-prova Marshall denominados M1 a M12, onde: M1 a M6 correspondem à primeira "fornada" de cada tipo de mistura estudada e M7 a M12 correspondem à segunda. Na Tabela 7.1 apresentam-se os valores das referidas grandezas estatísticas enquanto os valores de Vv são apresentados nas tabelas A2.31 a A2.38, do Anexo 2.

Tabela 7.1 - Média, Desvio-padrão e Coeficiente de Variação dos valores de Vv (%) para as misturas estudadas.

MISTURA	1a. "fornada"		2a. "fornada"		corpos-de-prova M1 a M12		
	$\bar{x}$ (Vv)	s (Vv)	$\bar{x}$ (Vv)	s (Vv)	$\bar{x}$ (Vv)	s (Vv)	cv (Vv)
MC1	5,07	0,78	4,43	0,31	4,75	0,66	0,14
MC2	4,13	0,46	4,72	0,53	4,42	0,57	0,13
MC3	3,69	0,53	4,23	0,63	3,96	0,60	0,16
MB1	3,00	0,72	2,37	0,35	2,69	0,71	0,26
MB2	2,82	0,40	3,32	0,33	3,07	0,44	0,14
MB3	3,51	0,95	4,81	0,51	4,16	1,06	0,25

Uma análise desses resultados permite concluir-se que eles se encontram dentro dos limites estabelecidos na norma NBR 12948 da ABNT (1993a) para a variável Vv (3 a 5 %).

É evidente, que a análise acima apresentada, também reflete a qualidade do processo de produção dos corpos-de-prova Marshall, que, a exemplo do processo de produção das misturas, pode ser considerado como razoável.

Examina-se a seguir o processo de produção das placas-de-prova para os ensaios de trilha-de-roda. Para esse fim foram selecionados, para as

misturas MC1, MC2 e MB3, pares compostos por placas moldadas em dias distintos e consequentemente com misturas de mesma granulometria porém produzidas em diferentes datas. Desse modo, placas com numeração tipo P1 e P3 ou P2 e P4 foram ensaiadas e comparadas. Para as demais misturas foram selecionados, para ensaio, pares compostos por placas moldadas com misturas de uma mesma "massada", tendo portanto, placas com numeração sequencial. Os resultados usados nesta análise encontram-se nas Tabelas 6.1 e 6.2 do Capítulo 6.

Nas misturas com granulometria C1 (tipo areia-asfalto) constatou-se uma maior sensibilidade, aos parâmetros que intervêm no processo de compactação por amassamento usado na moldagem das placas, face à maior dispersão observada nos resultados, visto que, nos outros dois tipos de misturas que foram submetidos ao mesmo processo, essa dispersão foi bem menor. Essa afirmação parece reforçar-se quando se verifica que o problema parece não advir da qualidade das misturas pois os corpos-de-prova Marshall moldados com elas apresentaram valores de volume de vazios (V_v) com variabilidade relativamente pequena ($cv = 0,14$) e a médias dos valores desse parâmetro (5,07% para os corpos-de-prova C1-M1 a C1-M6, moldados com a mistura usada nas placas C1-P1-40 e C1-P2-60, e 4,43% para os corpos-de-prova C1-M7 a C1-M12, moldados com a mistura usada nas placas C1-P3-40 e C1-P4-60) podem ser aceitas como iguais, a um nível de significância de 5%, segundo o teste-t de Student.

Ressalte-se, no entanto, que grande dispersão de resultados de ensaio são frequentes quando se trabalha com misturas betuminosas, face à grande diversidade da estrutura granular oriunda da aleatoriedade a que, o arranjo de grânulos de vários tamanhos que compõem a mistura, ficam sujeitos.

Por outro lado, para as placas C1-P1-40 e C1-P2-60, apesar de terem sido ensaiadas sob diferentes condições de temperatura, os valores das médias de $P(30000)$ podem ser consideradas como iguais, segundo os resultados do teste-t, a um nível de significância de 2,8%.

Figura 7.1 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com as placas moldadas com a mistura MC1.

Figura 7.2 - Resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com placas moldadas com a mistura MC2.

No entanto, comparando-se os resultados do par de placas C1-P1-40 e C1-P2-60 com os do par C1-P3-40 e C1-P4-60, vê-se que a influência dos parâmetros envolvidos no processo de compactação das placas parece ser até mais significativa do que a temperatura de ensaio, pelo menos para esse tipo de mistura e condições de ensaio similares às que foram empregadas nesta pesquisa.

Na Figura 7.1 apresentam-se as curvas de fluência para as placas moldadas com misturas de granulometria C1; uma análise mais detalhada dessas curvas será apresentada no próximo item.

Para as misturas com granulometria C2 os valores de $P(30000)$, obtidos tanto para o par de placas ensaiado a 60 °C (C2-P1-60 e C2-P3-60) como para aquele ensaiado a 40 °C (C2-P2-40 e C2-P4-40) são bastante próximos, como se pode ver na Tabela 6.1. A Figura 7.2 mostra a boa proximidade das curvas de fluência para os dois pares de placas acima e permite dizer que as placas-de-prova, moldadas com as misturas MC2, podem ser aceitas como integrantes de um mesmo universo e portanto representam uma boa base para comparação de resultados.

Para as misturas com granulometria B3 os resultados de $P(30000)$, mostrados na Tabela 6.2, apresentam uma dispersão dentro dos padrões normais para misturas asfálticas, e desse modo, as placas-de-prova ensaiadas parecem ser bem representativas desse tipo de mistura.

Para as demais misturas as placas-de-prova ensaiadas foram moldadas com materiais oriundos de uma mesma "massada" e os baixos valores dos índices de dispersão observados para $P(30000)$ permitem, em conjunto com as ponderações feitas acima, afirmar-se que o processo de produção das placas-de-prova, para os ensaios de trilha-de-roda, foi bastante satisfatório.

7.2. Análise dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda.

De acordo com BROSSEAUD et al. (1993, p.64) o valor máximo de P_i (%), admissível no ensaio de trilha-de-roda, para concretos betuminosos destinados a camadas de rolamento de pavimentação com espessura compreendida entre 50 e 70 mm, é de 10% para 10000 ciclos de ensaio a 60 °C. Pelos resultados apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2 todas as misturas estudadas nesta

pesquisa enquadraram-se dentro desse critério. Isso significa que, embora a granulometria da mistura possa influir nos resultados desse ensaio, como se verá mais adiante, essa influência parece não ter sido suficientemente forte para acarretar deformações permanentes acima dos limites aceitáveis para concretos betuminosos com estabilidade considerada boa.

Figura 7.3 - Gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda obtidos com as seis misturas estudadas.

Na Figura 7.3 apresenta-se um gráfico comparativo das profundidades da trilhas-de-roda a 60 °C (PTR-60°C) e a 40 °C (PTR-40°C). Essa comparação foi feita com base nos valores das deformações após 30000 ciclos de ensaio (P_{30000}).

De acordo com esses gráficos, a 60 °C, as misturas que apresentaram melhor desempenho seriam MB1, MC1 e MC3, nessa ordem. A mistura com pior desempenho foi a MC2 enquanto as misturas MB2 e MB3 tiveram desempenhos bastante similares.

Quando a temperatura de ensaio foi fixada em 40 °C, essa situação parece ter-se alterado, consideravelmente. Nessa condição, o melhor desempenho teria sido o da mistura MB2, o pior o da MB3 enquanto o da mistura MC2 parece poder ser classificado com um dos melhores.

Do ponto-de-vista teórico isso talvez não devesse ter ocorrido; o comportamento normal possivelmente deveria ter resultado, nesse gráfico, em linhas aproximadamente paralelas, tal como ocorreu com as misturas MC3 e MB1. No entanto, a grande variação dos resultados de P_{30000} , observada nas misturas MC2 e MB2, talvez possa ser interpretada como uma maior "suscetibilidade térmica" dessas misturas. Sob essa ótica, as demais misturas, sobretudo a MC3, teriam se revelado menos sensíveis aos efeitos da temperatura.

Nas análises a seguir apresentadas, serão examinadas as diversas "nuances", bem como a consistência desses resultados.

7.2.1. Análise estatística.

Tendo em vista que a análise dos resultados desses ensaios será feita com base nos resultados dos parâmetros P_{30000} e P_{3000} e considerando-se que esses valores, foram calculados com a expressão (5.5), mostrada no Capítulo 5, a partir dos valores de $\delta(30000)$ e de $\delta(3000)$, apresentam-se na TABELA 7.3, os resultados de uma análise estatística da variabilidade dos valores de $\delta(i)$, através do coeficiente de variação (cv), calculado para os 15 resultados desses parâmetros, para cada placa-de-ensaio.

Um dos primeiros e importante aspecto a se observar é que, para uma mesma placa-de-prova, a dispersão dos resultados, medida através do valor de "cv" de $\delta(3000)$, é geralmente maior que o correspondente a $\delta(30000)$. Isso talvez possa ser interpretado como consequência da acomodação do material, ao longo do ensaio, uniformizando o estado de compactação na área onde as medidas das deformações são realizadas, com uma consequente redução da dispersão dos resultados e das diferenças entre as deformações nos diversos pontos da placa.

TABELA 7.2 - Valores de "cv" de δ (3000) e de δ (30000).

PLACA	$\delta(3000)$	$\delta(30000)$	PLACA	$\delta(3000)$	$\delta(30000)$
C1-P1-40	0,28	0,15	B1-P3-40	0,37	0,27
C1-P3-40	0,14	0,15	B1-P4-40	0,27	0,24
C1-P2-60	0,19	0,14	B1-P1-60	0,28	0,42
C1-P4-60	0,19	0,11	B1-P2-60	0,24	0,20
C2-P7-25	0,26	0,25	B2-P5-25	0,27	0,27
C2-P8-25	0,50	0,36	B2-P6-25	0,42	0,32
C2-P2-40	0,28	0,21	B2-P3-40	0,28	0,23
C2-P4-40	0,09	0,11	B2-P4-40	0,32	0,24
C2-P5-40	0,20	0,18	B2-P1-60	0,11	0,08
C2-P6-40	0,15	0,11	B2-P2-60	0,21	0,12
C2-P1-60	0,20	0,13	B3-P1-40	0,28	0,25
C2-P3-60	0,09	0,08	B3-P3-40	0,24	0,22
C3-P3-40	0,26	0,22	B3-P2-60	0,25	0,25
C3-P4-40	0,30	0,28	B3-P4-60	0,22	0,21
C3-P1-60	0,16	0,12			
C3-P2-60	0,25	0,15			
MISTURA / TEMPERATURA			MISTURA / TEMPERATURA		
MC-1/40	0,21	0,15	MB-1/40	0,32	0,26
MC-1/60	0,19	0,13	MB-1/60	0,26	0,31
MC-2/25	0,38	0,31	MB-2/25	0,35	0,30
MC-2/40	0,18	0,15	MB-2/40	0,30	0,24
MC-2/60	0,15	0,11	MB-2/60	0,16	0,10
MC-3/40	0,28	0,25	MB-3/40	0,26	0,24
MC-3/60	0,21	0,14	MB-3/60	0,24	0,23
Valor Médio Faixa "C"	0,22	0,17	Valor Médio Faixa "B"	0,27	0,24

A temperatura de ensaio também parece influir na dispersão dos resultados. Comparando-se os valores de "cv" das placas moldadas com misturas de uma mesma granulometria vê-se que, em geral, os valores correspondentes aos ensaios realizados a 60 °C são menores do que os correspondentes à temperatura de 40 °C, e esses, por sua vez, são geralmente menores do que aqueles correspondentes à temperatura de 25 °C. Essa observação parece indicar que, quanto mais alta for a temperatura de ensaio tanto mais rapidamente o grau de compactação da placa tende a se uniformizar diminuindo assim a dispersão dos resultados e as diferenças entre as deformações nos diversos pontos da placa.

Admitindo-se que o coeficiente de variação (cv) é um parâmetro que mede o erro relativo dos processos envolvidos no ensaio procurou-se também analisar a variação estatística desse parâmetro. Nessa análise, destacam-se os aspectos a seguir comentados.

Os valores médios de "cv", para as misturas da faixa "C", foram iguais a 0,22 para δ (3000) e 0,17 para δ (30000); para as misturas da faixa "B" esses valores foram: 0,27 para δ (3000) e 0,24 para δ (30000). Os valores médios de "cv", de todas as placas ensaiadas, foram: 0,24 para δ (3000) e 0,20 para δ (30000). Observe-se ainda, que para a temperatura de ensaio igual a 60 °C, que é geralmente o padrão adotado para ensaio, os valores médios de "cv" foram relativamente baixos para as misturas da faixa "C", ou seja, variaram entre 0,11 (mistura MC-2/60) a 0,14 (mistura MC-3/60); para as misturas da faixa "B" a faixa de variação desses valores foi um pouco maior: de 0,10 (mistura MB-2/60) a 0,31 (mistura MB-1/60).

O levantamento desses valores foi considerado interessante por ter sido esta a primeira vez que o ensaio de trilha-de-roda é realizado em nosso país e o levantamento de um padrão de resultados para os materiais empregados entre nós é muito útil e importante. Segundo BROSSEAUD et al. (1993) o estudo interlaboratorial sobre a realização desse ensaio, com o equipamento tipo LPC, iniciado no segundo trimestre de 1992 ainda não tinha sido completado, por ocasião da redação de seu artigo. Porém, numa primeira avaliação dos resultados parciais, colhidos entre 9 dos 12 laboratórios que participavam do estudo, o padrão de variação de resultados das deformações nas trilhas-de-roda, entre dois ensaios de um mesmo laboratório, era de 15 a 20% (0,15 a 0,20). Segundo esse autor, esse padrão de dispersão pode ser considerado como bom.

Assim, considerando-se que esse padrão refere-se a ensaios realizados a 60 °C e com concreto asfáltico constituído por agregados com tamanho máximo de 10 mm (granulometria C1), vê-se que os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa, inclusive com misturas um pouco mais grossas, como MC-2 e MC-3, encontram-se dentro dos padrões obtidos pelo citado estudo.

É interessante observar-se também que, para as misturas da faixa "B", o referido padrão talvez seja aplicável visto que, os dois resultados que não se enquadram na faixa citada, 0,42 (B1-P1-60) e 0,25 (B3-P2-60), possivelmente devam ser atribuídos a fatores aleatórios, não identificados através desta pesquisa.

7.2.2. Análise da influência da temperatura de ensaio.

A representação gráfica dos resultados desses ensaios, apresentada nas Figuras 6.1 a 6.6, evidencia claramente uma significativa influência da temperatura de ensaio (na prática, temperatura de serviço) nos valores das deformações da trilha-de-roda (P_i), e conseqüentemente, na posição relativa das curvas de fluência correspondentes a diferentes temperaturas de ensaio.

A quantificação dessa influência pode ser feita através de um parâmetro $\alpha_T(T_k / T_m)$, denominado *fator de deslocamento devido à temperatura* e usado na literatura consultada (VAN DE LOO, 1974); nesta pesquisa, o valor desse parâmetro referiu-se à condição da placa de ensaio após 30000 ciclos de solicitação e foi calculado com a seguinte expressão:

$$\alpha_T(T_k / T_m) = \frac{P_{30000}(G - T_k)}{P_{30000}(G - T_m)} \dots\dots\dots(7.1)$$

onde:

$P_{30000}(G - T_k)$ = Profundidade da trilha-de-roda após 30000 ciclos numa mistura com granulometria G (C1, C2, C3, B1, B2 ou B3) ensaiada à uma temperatura T_k (°C), em (%);

$P_{30000}(G - T_m)$ = Profundidade da trilha-de-roda após 30000 ciclos numa mistura com granulometria G (C1, C2, C3, B1, B2 ou B3) ensaiada à uma temperatura T_m (°C), em (%);

Os valores de $\alpha_T(60/40)$, para as misturas estudadas, foram os seguintes:

■ Mistura MC1: 1,56;

■ Mistura MC2: 3,76;

■ Mistura MC3: 1,29;

■ Mistura MB1: 1,72;

■ Mistura MB2: 3,34;

■ Mistura MB3: 1,48;

Os valores de $\alpha_T(60/25)$ para as misturas MC2 e MB2 foram 17,78 e 9,75 respectivamente; os valores de $\alpha_T(40/25)$ para essas misturas foram 4,72 e 2,92 respectivamente.

Observe-se ainda que, em todas as misturas estudadas a temperatura de ensaio influi nas curvas de fluência segundo um fator maior que 10 em relação ao número de ciclos; ou seja, um mesmo valor de P_i (%), a 40 °C corresponde a um número de ciclos no mínimo 10 vezes maior do que o correspondente a 60 °C.

Esses resultados mostram de forma bastante clara que concretos asfálticos trabalhando em regimes de temperatura de serviço distintos tendem a sofrer deformações permanentes muito diferentes. Embora isso não seja novidade, a quantificação da influência que a temperatura tem nessas deformações coloca em destaque o papel do clima da região no comportamento das capas asfálticas de pavimentação e mostra a importância de se considerar esse fator, no projeto das misturas asfálticas, o que não vem sendo feito de forma adequada pelos métodos atualmente em uso em nosso país.

Face a isso torna-se importante assinalar-se a necessidade de serem realizadas, em todo o Brasil, extensas pesquisas sobre temperaturas de pavimentos para que sejam obtidos subsídios a esses projetos; além disso, é preciso adotar-se um método que contemple, de forma adequada, a questão da temperatura de serviço no projeto das misturas, principalmente para capas asfálticas de pavimentação.

Por outro lado, a tendência de evolução das deformações permanentes representada pela declividade média da curva de fluência, no trecho de *regime de velocidade de deformação constante*, pode ser medida através de um parâmetro "b"; neste trabalho, esse regime de deformação foi identificado no intervalo entre 3000 e 30000 ciclos de ensaio, o parâmetro "b" foi por isso designado por "b₃₃" e foi calculado com a seguinte expressão:

$$b_{33}(G - T_k) = \frac{\log P_{30000} - \log P_{3000}}{\log 30000 - \log 3000} = \log P_{30000} - \log P_{3000} \quad \text{.....(7.2)}$$

onde:

$b_{33}(G - T_k)$ = valor médio da declividade da curva de fluência, no ensaio de trilha-de-
roda, entre 3000 e 30000 ciclos de uma mistura com granulometria
G (C1, C2, C3, B1, B2 ou B3) ensaiada à uma temperatura T_k (°C);

$\log P_{30000}$ = logaritmo decimal do valor de P_i (%) após 30000 ciclos de ensaio;

$\log P_{3000}$ = logaritmo decimal do valor de P_i (%) após 3000 ciclos de ensaio;

Os valores de b_{33} , calculados com a expressão (7.2) acima, para cada mistura e temperatura de ensaio apresentam-se nas Tabelas 6.1 e 6.2 do capítulo 6.

Uma análise desses valores revela que, aparentemente, a temperatura de ensaio não exerceu uma significativa influência na declividade das curvas de fluência com excessão do caso das misturas MC1 e MB1 em que valores mais altos de b_{33} para a temperatura de 40 °C pode significar uma espécie de “reserva” de deformabilidade latente nas misturas, não esgotada durante o ensaio, diferentemente do que ocorreu sob temperatura de ensaio de 60 °C; aliás, essa tendência também se observa, embora de modo bem tênue, com as demais misturas, sobretudo com granulometria na faixa “B”, em relação às diferentes temperaturas de ensaio.

7.2.3. Análise da influência da composição granulométrica.

A influência da composição granulométrica das misturas, nos resultados dos ensaios de trilha-de-roda, pode ser analisada observando-se dois aspectos: (1) a posição relativa das curvas de fluência numa mesma temperatura de ensaio; (2) os valores de b_{33} dessas curvas para uma mesma condição de ensaio. Os resultados desses ensaios, apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2, serão usados como referência para essas análises.

Nas Figuras 7.4 e 7.5 apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos com as misturas com granulometria na faixa "C". Como se pode ver, para uma temperatura de ensaio de 40 °C, a mistura MC3 apresentou, após 30000 ciclos, um valor de deformação permanente $[P_i (\%)]$, superior aos apresentados pelas misturas MC1 e MC2 segundo um fator da ordem de 1,5, ou seja, 50% maior. Por outro lado, nessa temperatura de ensaio, não foi observada diferença significativa nos valores das deformações permanentes correspondentes às misturas MC1 e MC2 levando a concluir-se que, a 40 °C, as deformações permanentes nessas misturas são de uma mesma ordem de grandeza.

Quando a temperatura de ensaio foi fixada em 60 °C as diferenças granulométricas dessas misturas, sobretudo de MC1 e MC2, mostraram-se sensivelmente mais pronunciadas, como se pode ver nos gráficos da Figura 7.5. Um outro aspecto interessante de ser observado é que, nessa temperatura, o comportamento das misturas MC1 e MC3 se aproximam enquanto, o da mistura MC2, parece revelar uma sensibilidade maior à ação da temperatura mediante um fator $\alpha_T(60/40)$ igual a 3,76 (10,31/2,74).

Das misturas estudadas na faixa "C" parece que a mistura MC3 é a mais estável — $b_{33}(C3-40) = b_{33}(C3-60) = 0,15$ e o valor de $\alpha_T(60/40)$ é igual a 1,29 (5,93/4,61) — enquanto que a mistura MC1 parece ser a menos estável e a que apresentou grande suscetibilidade à ação da temperatura (valor de b_{33} variou de 0,53 para 0,23 quando a temperatura de ensaio mudou de 40 para 60 °C) e ao processo de compactação das placas, como se viu no item anterior.

Figura 7.4 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MC1, MC2 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 °C.

Figura 7.5 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MC1, MC2 e MC3, nos ensaios de trilha-de-roda a 60 °C.

Figura 7.6 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1, MB2 e MB3, nos ensaios de trilha-de-roda a 40 °C.

Figura 7.7 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB1, MB2 e MB3, nos ensaios de trilha-de-roda a 60 °C.

Com as misturas preparadas com granulometria na faixa "B" alguns aspectos de comportamento, observados nas misturas da faixa "C", se repetiram, como se pode observar nos gráficos apresentados nas Figuras 7.6 e 7.7; por exemplo, a posição relativa das curvas de fluência a 40 e a 60 °C apresentam uma certa semelhança. Neste caso, uma maior resistência à ação da temperatura foi observada na mistura mais grossa, a MB3, na qual $b_{33} (B3-40) \cong b_{33} (B3-60)$ e o valor de $\alpha_T (60 / 40)$ é igual a 1,48 — apesar dos valores da deformação permanente (P_{30000}) terem sido maiores.

Já as misturas com granulometria B1 e B2 apresentaram um comportamento bastante parecido, com uma melhor "performance" da mistura MB1 a 60 °C e da MB2 a 40 °C. Esse melhor desempenho dessa mistura, talvez se explique através das curvas granulométricas apresentadas na Figura 5.1 onde se observa que a granulometria B1 tem uma porcentagem significativamente maior de materiais das frações areia e "filler"; isso pode acarretar um melhor travamento da estrutura granular da mistura, formando assim um "esqueleto" mais estável e mais resistente.

A Figura 7.8 apresenta uma comparação dos resultados obtidos com as misturas MB2 e MC2 através das curvas de fluência, obtidas nos ensaios de trilha-de-roda, a 25, 40 e 60 °C. Como se pode ver nessa figura não há diferença significativa de comportamento entre essas misturas, a não ser uma melhor "performance" da mistura MB2 a 60 °C. Face a isso, parece oportuno discutir-se neste ponto, a preferência por uma dessas composições granulométricas.

Figura 7.8 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos com as misturas MB2 e MC2, nos ensaios de trilha-de-roda a 25, 40 e 60 °C.

Nas rodovias estaduais do estado de São Paulo, o DER/SP (1991) recomenda o uso de misturas com granulometria na faixa "C" para as camadas de rolamento de pavimentação; desse modo, parece lógico imaginar-se que, segundo esse órgão, uma mistura asfáltica deva ser tanto melhor quanto mais próxima sua granulometria for do centro dessa faixa, ou seja, da granulometria C2. Por outro lado, PINTO (1991, p.24 e 25) assinala que, nos últimos 10 anos, tem predominado no Brasil, nas rodovias administradas pelo DNER, o uso de misturas, com granulometria na faixa "B", para a execução de capas asfálticas para pavimentação, inferindo-se, a partir disso, que do ponto-de-vista do DNER, misturas com granulometria nessa faixa e nas proximidades da B2, devam apresentar melhores "performances" nas pistas.

Pelos resultados obtidos nesta pesquisa, a mistura MB2 realmente mostrou-se melhor que a MC2, sobretudo a 60 °C. Desse modo pode-se observar uma certa vantagem de MB2 em relação a MC2, o que pode justificar uma preferência por essa composição granulométrica. Evidentemente, pesquisas futuras, empregando uma grande quantidade de corpos-de-prova,

para comparar-se os desempenhos dessas misturas, seriam bastante úteis e desejáveis pois permitiriam que isso pudesse ser estabelecido de forma mais consistente.

Por ora, assinale-se que, a despeito da pequena quantidade de corpos-de-prova empregada nesta pesquisa, a tendência de comportamento dessas misturas pode ser levantada e os resultados obtidos parecem indicar que tanto as misturas com granulometria B2 como C2, quando bem dosadas e bem preparadas tendem a apresentar desempenhos praticamente idênticos, pelo critério das deformações permanentes, com uma ligeira vantagem da granulometria B2, quando a temperatura de ensaio foi de 60 °C. Além disso, considerando-se que, 30000 ciclos, no ensaio de trilha-de-roda, que correspondente a 6×10^4 passadas da roda de ensaio e a uma quantidade bem maior de solicitações de veículos, no campo, devido ao "vagueio" lateral do tráfego de veículos [segundo YODER & WITCZAK (1972, p.155), nas rodovias, a distribuição normal da variação transversal do tráfego tem um desvio-padrão aproximadamente igual a 1 pé (30,48 cm)], os valores das deformações permanentes [δ (30000)], a 60 °C, obtidos com essas misturas (4,92 mm para C2-60 e 3,36 mm para B2-60) são relativamente baixos quando comparados com os valores-limites para deformações permanentes, apresentados em SOUZA et alii (1991) e mencionados no item 3.1 deste trabalho.

Assim, tendo em vista que: (1) em condições reais, o regime de temperaturas de serviço é bastante variado e que a porcentagem de tempo em que as temperaturas situam-se próximas de 60 °C é de no máximo 10%, segundo pesquisa relatada por MOTTA (1979); (2) o ensaio de trilha-de-roda de laboratório é, segundo o ROAD RESEARCH LABORATORY (1962) e SOUZA et al. (1991), o ensaio que melhor se aproxima das condições reais de solicitação, pode-se dizer, com base nos resultados dos ensaios realizados, que misturas asfálticas, tanto da faixa "C" como da faixa "B", quando convenientemente dosadas e adequadamente preparadas e compactadas devem produzir concretos asfálticos com boa capacidade de suportar deformações permanentes.

Pode-se também dizer, que os resultados obtidos nesta pesquisa, com misturas das faixas "B" e "C", parecem induzir à conclusão de que pequenas variações granulométricas, dentro dos limites dessas faixas, não devem acarretar significativos aumentos nos valores das deformações permanentes produzidas por trilha-de-roda. Desse modo, se não houverem erros grosseiros na granulometria dos agregados (por exemplo: ausência de quantidade adequada de "filler"), deformações permanentes prematuras e exageradas, às vezes observadas na prática, possivelmente estejam sendo causadas por alguma outra razão como falha na dosagem de ligante, falta de compactação adequada ou predominância de temperaturas de serviço elevadas, acima do normal, além de outros.

Figura 7.9 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos nos ensaios de trilha-de-roda com as misturas MB1 e MC2.

Por outro lado, diferenças de “performance” e de comportamento, em decorrência de variações na granulometria, parecem poder ocorrer mediante alterações nas proporções de agregados graúdos, miúdos e “fillerizados”, como se verá a seguir.

Uma comparação interessante parece ser a apresentada na Figura 7.9, entre os resultados das misturas com granulometria B1 e C2. Isso porque, como se pode observar na Figura 5.1, acima de 0,8 mm, a mistura MB1, é mais grossa do que a MC2 e abaixo de 0,8 mm, ela é mais fina do que a MC2. Isso significa, em termos de projeto de mistura, que a granulometria B1 deve, teoricamente, produzir uma mistura melhor, ou seja, mais densa e estruturalmente melhor travada que aquela correspondente à granulometria C2. Pelos resultados dos ensaios de trilha-de-roda, obtidos nesta pesquisa, quando a temperatura de ensaio foi de 40 °C, nenhuma diferença significativa de comportamento entre essas misturas foi observado; porém, quando a temperatura de ensaio foi fixada em 60 °C a mistura MC2 apresentou uma maior sensibilidade térmica visto que no valor de $\alpha_T(60/40)$, para essa mistura, verificou-se um aumento da deformação permanente de 276%, enquanto que para a mistura MB1 esse aumento foi de apenas 72%.

Ressalte-se ainda, que pelos resultados dos ensaios de trilha-de-roda coligidos, as misturas MB1 e MC3 apresentaram um desempenho relativamente melhor do que as demais pois, para essas misturas, além dos baixos valores de P_i (30000), os de b_{33} também foram baixos e pouco afetados pela temperatura; nesse quadro, observa-se uma ligeira vantagem da mistura MB1, quando se considera o valor de P_{30000} enquanto que, quando o valor de b_{33} for empregado, como critério de avaliação da qualidade da mistura, a MC3 mostra-se um pouco melhor. Na Figura 7.10 apresenta-se uma comparação das curvas de fluência dessas misturas.

Figura 7.10 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos nos ensaios de trilha-de-roda com as misturas MB1 e MC3.

Figura 7.11 - Gráfico comparativo dos resultados obtidos nos ensaios de trilha-de-roda com as misturas MB2 e MC3.

Pelos gráficos apresentados nessa figura, e pelos valores de b_{33} mostrados nas Tabelas 6.1 e 6.2, vê-se que essa diferença de comportamento pode apresentar-se em termos de evolução das deformações, ao longo do tempo, a qual é menor na mistura MC3 e maior na mistura MB1; se essa tendência se mantiver, para as solicitações acima de 30000 ciclos, a mistura MC3 deveria ser mais promissora do que a MB1, na qual as deformações permanentes tenderiam a evoluir com uma taxa de crescimento (b_{33}) maior, o que implicaria em valores de P_i (%) maiores do que os que seriam observados na mistura MC3.

Outra comparação interessante de ser feita é entre as misturas MB2 e MC3. Como se pode ver na Figura 5.1, a situação entre essas duas misturas é semelhante àquela descrita para as misturas MC2 e MB1, sendo que, agora, a mistura MB2 seria, teoricamente, a melhor estruturada, pois contém uma porcentagem maior de agregados miúdos, com tamanho inferior a 2,5 mm, do que a MC3. Desse modo, pelo mesmo princípio anteriormente considerado, a mistura MB2, teoricamente, deve apresentar um melhor desempenho em relação às deformações permanentes. Na Figura 7.11 apresenta-se um gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda para essas misturas.

Quando a temperatura de ensaio foi de 40 °C essa previsão teórica realmente se verificou, porém, quando o ensaio foi realizado a 60 °C as diferenças de granulometria dessas misturas não acarretaram significativas diferenças de comportamento entre elas, pelo menos até os 10000 ciclos de ensaio; a partir desse ponto a tendência observada é de um crescimento maior das deformações permanentes na mistura MB2 do que na MC3, contrariando a hipótese teórica mencionada. Possivelmente, a maior porcentagem de agregados graúdos, contida pela mistura MC3, contribua para uma estabilização mais rápida tanto em relação à ação da carga como da temperatura.

7.3. Análise dos resultados dos ensaios de fluência estática (“creep”).

A análise dos resultados dos ensaios de fluência estática será desenvolvida mediante a apreciação dos seguintes aspectos: (1) posição relativa e declividade média (b_{33}) das curvas de fluência das misturas estudadas; (2) valores médios obtidos para os parâmetros atualmente usados para interpretação dos resultados desses ensaios — deformação total após 60 minutos de carregamento (ε_{t60}), deformação visco-plástica (ε_{vp}) e módulo de fluência (M_F).

Na Tabela 6.3, do Capítulo 6, são apresentados os valores médios das deformações axiais [ε_t (%)], obtidos nesses ensaios. Nas Figuras 6.7 e 6.8 apresentam-se as curvas de fluência, traçadas com esses resultados, correspondentes às seis misturas estudadas. Como se pode ver, nessa tabela e nessas figuras, as diferenças de granulometria das misturas, aparentemente não tiveram grande influência nos resultados desses ensaios; no entanto, somente uma análise estatística desses dados permitirá interpretá-los de forma mais consistente. Isto, é o que a seguir se apresenta.

7.3.1. Análise estatística dos resultados.

A principal e mais importante técnica que se utiliza para a solução do problema de comparação de várias médias populacionais é a *Análise de Variância* que foi inicialmente desenvolvida pelo estatístico britânico R. A Fisher segundo COSTA NETO (1994). Genericamente, essa análise testa a hipótese (H_0), de igualdade das médias, através do cálculo de uma função estatística (F_{calc}) a qual é comparada com um valor de referência (F_{α}), ao qual está associado um nível de significância (α) e os graus de liberdade da amostra. Assim, aceita-se a hipótese H_0 se $F_{calc} \leq F_{\alpha}$, e rejeita-se essa hipótese, em caso contrário.

Desse modo, foi realizada uma comparação dos valores médios dos resultados desses ensaios, submetendo-se a uma análise de variância as médias obtidas para os parâmetros b_{33} , ε_{160} , ε_{vp} e M_F , para as seis misturas estudadas. Os valores de F_{calc} obtidos foram comparados com um valor de F_α correspondente a um nível de significância $\alpha = 5\%$.

Tomando-se como referência os resultados de b_{33} a análise de variância só não revelou igualdade das médias desse parâmetro para a mistura MC1. Para as demais misturas obteve-se $F_{calc} = 0,36 < F_{\alpha=5,4,10} = 3,48$, conforme Tabela 7.3.

TABELA 7.3 - Quadro da Análise de Variância de " b_{33} ".

GRANULOMETRIA	P A R Â M E T R O						
	X _{ij}			$\bar{X}_i$	S_i	ΣX_{ij}	ΣX_{ij}^2
C 1							
C 2	97	79	95	90,33	9,87	271	24675
C 3	93	100	58	83,67	22,50	251	22013
B 1	123	76	94	97,67	23,71	293	29741
B 2	121	87	90	99,33	18,82	298	30310
B 3	96	110	82	96	14	288	28040
Soma						$T = 1401$	$Q = 134779$
$n = 3; k = 5; N = 15; \alpha = 5\%$							
Fonte de Variação	Soma dos Quadrados		Graus de Liberdade	Quadrado Médio	F_{calc}	F_α	
Entre as amostras	493		4	123,25	0,36	3,48	
Residual	3433		10	343,30			
Total	3926		14				

Com relação aos resultados de ε_{vp} vê-se que a análise de variância, apresentada na Tabela 7.4, revelou igualdade das médias desse parâmetro para todas as misturas com exceção da MB3. Nesse caso obteve-se $F_{calc} = 3,25 < F_{\alpha=5,4,10} = 3,48$. Esse resultado, aplica-se também aos valores de M_F , visto que, os valores desse parâmetro são obtidos a partir de ε_{vp} com a expressão $M_F = \sigma / \varepsilon_{vp}$.

TABELA 7.4 - Quadro da Análise de Variância de " ϵ_{vp} (%)".

GRANULOMETRIA	P A R Â M E T R O						
	X _{ij}			$\bar{X}_i$	S _i	ΣX_{ij}	ΣX_{ij}^2
C 1	0,14	0,15	0,25	0,18	0,061	0,54	0,1046
C 2	0,18	0,15	0,19	0,17	0,021	0,52	0,0910
C 3	0,19	0,22	0,19	0,20	0,017	0,60	0,1206
B 1	0,23	0,26	0,26	0,25	0,017	0,75	0,1881
B 2	0,32	0,24	0,22	0,26	0,053	0,78	0,2084
B 3							
Soma						T = 3,19	Q = 0,7127
n = 3; k = 5; N = 15; $\alpha = 5\%$							
Fonte de Variação	Soma dos Quadrados		Graus de Liberdade	Quadrado Médio	F_{calc}		F_{α}
Entre as amostras	0,0196		4	0,0049	3,25		3,48
Residual	0,0151		10	0,0015			
Total	0,0347		14				

TABELA 7.5 - Quadro da Análise de Variância de " ϵ_{t60} (%)".

GRANULOMETRIA	P A R Â M E T R O						
	X _{ij}			$\bar{X}_i$	S _i	ΣX_{ij}	ΣX_{ij}^2
C 1	0,44	0,48	0,65	0,52	0,11	1,57	0,8465
C 2	0,43	0,44	0,53	0,47	0,06	1,40	0,6594
C 3	0,48	0,45	0,53	0,49	0,04	1,46	0,7138
B 1	0,49	0,55	0,52	0,52	0,03	1,56	0,8130
B 2	0,58	0,58	0,53	0,56	0,03	1,69	0,9537
B 3	0,61	0,65	0,57	0,61	0,04	1,83	1,1195
Soma						T = 9,51	Q = 5,1059
n = 3; k = 6; N = 18; $\alpha = 5\%$							
Fonte de Variação	Soma dos Quadrados		Graus de Liberdade	Quadrado Médio	F_{calc}		F_{α}
Entre as amostras	0,040		5	0,0080	2,34		3,11
Residual	0,041		12	0,0034			
Total	0,081		17				

Para a deformação total ϵ_{160} a análise de variância, que se apresenta na Tabela 7.5, teve como resultado a igualdade das médias desse parâmetro para todas as misturas, sem exceção. Nessa análise obteve-se $F_{\text{calc}} = 2,34 < F_{\alpha=5,5,12} = 3,11$.

7.3.2. Análise dos resultados.

Face aos resultados da análise estatística apresentada parece que os ensaios de fluência estática realizados não permitiram distinguir diferenças de comportamento entre as misturas estudadas. Uma análise das curvas de fluência, apresentadas nas Figuras 6.7 e 6.8, também revela que as diferenças granulométricas das misturas testadas não são acompanhadas por diferenças significativas nas curvas de fluência correspondentes.

Possivelmente, a causa dessa pouca sensibilidade do ensaio às variações granulométricas nas misturas seja consequência de terem sido usados, nesses ensaios, corpos-de-prova moldados pelo método Marshall, ou seja, compactados por impacto, com um soquete metálico. Como já se comentou nos capítulos anteriores, os principais pesquisadores que têm utilizado o ensaio de fluência estática para avaliar o potencial das misturas, de resistir às deformações permanentes, trabalham com corpos-de-prova moldados no "kneading compactor", no "gyratory compactor" ou extraídos de placas, compactadas por amassamento, com rolos de rodas metálicas e ou pneumáticas. No entanto, por ser o único método correntemente usado e facilmente disponível no Brasil, para a fabricação de corpos-de-prova de concreto asfáltico, o método Marshall foi utilizado nesta pesquisa e talvez só deva ter seu uso descartado quando não houver mais possibilidades de ser empregado.

Assim, parece que o processo de compactação do método Marshall produz concretos asfálticos mais rígidos do que os obtidos na compactação por amassamento, como se comentou no capítulo 5, no item referente à

compactação das placas-de-prova para o ensaio de trilha-de-roda e no capítulo 4, no item referente à compactação dos corpos-de-prova para os ensaios de fluência estática. Isso parece se confirmar quando se observa que, na Tabela 6.3, os valores do módulo de fluência (M_F), obtidos nesta pesquisa, são bem superiores aos valores mínimos desse parâmetro, determinados pelo ensaio de fluência estática e exigidos das misturas com baixa tendência de sofrer deformações permanentes elevadas, conforme citações no capítulo 4 (MAHBOUB & LITTLE, 1988 apud LITTLE et al., 1993; VILJOEN et al., 1981, KRONFUSS et al.,1984 e FINN et al., 1983 apud SOUZA et al., 1991).

Desse modo, parece que o uso de corpos-de-prova Marshall não se mostrou adequado ao ensaio de fluência estática. Por essa razão, uma pesquisa sobre a influência do processo de compactação dos corpos-de-prova nos resultados do ensaio de fluência estática, por compressão axial, seria de grande importância para uma futura utilização desse ensaio no Brasil.

Quanto aos valores de b_{33} e de ϵ_{vp} (%) os resultados apresentados na Tabela 6.3 demonstram que eles situaram-se dentro dos limites especificados por LITTLE et al. (1993), para concretos asfálticos de boa qualidade, conforme citação feita no capítulo 5. À vista disso, o ensaio de fluência estática com a utilização de corpos-de-prova Marshall embora não tenha se mostrado um bom "classificador" das misturas parece confirmar-se um bom instrumento para a avaliação do seu potencial de resistir às deformações. Como já se assinalou anteriormente, para elucidar essa questão seria recomendável a realização de extensas pesquisas com diversos tipos de asfaltos e de agregados.

Ressalte-se, por fim, que uma comparação entre os resultados dos ensaios de fluência e de trilha-de-roda seria interessante face ao alto grau de simulação das condições reais que se atribui a esse último. Esse estudo comparativo será apresentado mais adiante, no item 7.5.

7.4. Análise dos resultados dos ensaios Marshall.

Os resultados dos ensaios Marshall serão analisados considerando-se os três seguintes parâmetros: estabilidade Marshall (EM), fluência Marshall (FM) e capacidade de suporte Marshall ($CSM = EM / FM$).

Os resultados desses parâmetros, apresentados na Tabela 6.4, mostram que as diferenças granulométricas se refletiram nos resultados desses ensaios, sobretudo nos valores de "EM" e de "CSM". No entanto, alguns desses resultados induzem à conclusão de que misturas com diferentes granulometrias teriam desempenhos iguais.

Figura 7.12 - Gráfico comparativo dos resultados da estabilidade Marshall para as seis misturas estudadas.

Assim, tomando-se como referência os valores da estabilidade Marshall infere-se que as misturas MC2, MC3 e MB2 teriam qualidades iguais, que as misturas MB1 e MC1 seriam as de melhor qualidade e que a mistura MB3 seria a pior de pior qualidade. A Figura 7.12 apresenta uma ilustração gráfica desses resultados.

Quando a referência usada, são os valores da capacidade de suporte Marshall, a situação se altera um pouco: as misturas MB1 e MC1 continuam sendo classificadas como as melhores enquanto as misturas MC2, MC3 e MB2 já não são mais classificadas como de mesma qualidade, sendo agora a seguinte ordem de classificação, numa escala decrescente: MC2, MC1 e MB2; no entanto, por esse critério, a mistura MB3 continuaria sendo classificada como a de pior qualidade. A Figura 7.13 apresenta uma ilustração gráfica desses resultados.

Figura 7.13 - Gráfico comparativo dos resultados da capacidade de suporte Marshall para as seis misturas estudadas.

É difícil saber-se qual critério usar para a classificação dessas misturas, até porque não existe um consenso sobre essa questão conforme se assinalou em COELHO (1992). Assim, uma forma de tentar-se uma elucidação dessa questão seria uma comparação desses resultados com os resultados dos ensaios de trilha-de-roda tendo em vista que, os ensaios de trilha-de-roda, realizados em laboratório ou em pistas experimentais, são considerados como a melhor aproximação que se pode ter das condições reais de solicitação no

campo (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1962; SOUZA et al., 1991; HOSFSTRA & VALKERING, 1972, HILLS et al., 1974 e muitos outros). Isso, é o que se apresenta mais adiante, no item 7.6.

7.5. Comparação entre os resultados dos ensaios de trilha-de-roda e de fluência estática.

Na Figura 7.14 apresenta-se um gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de fluência estática, para as seis misturas estudadas, tomando-se como referência os valores das deformações axiais permanentes [ϵ_{vp} (%)]. Por esse gráfico, a mistura MB3 teria se mostrado a mistura com menor capacidade de resistir às deformações permanentes enquanto as outras cinco teriam revelado uma capacidade, praticamente igual, de resistir a essas deformações.

Figura 7.14 - Gráfico comparativo dos resultados dos ensaios de fluência estática para as seis misturas estudadas.

Comparando-se os resultados desse gráfico com aqueles mostrados na Figura 7.3, para os ensaios de trilha-de-roda, observa-se que há uma certa correlação entre os resultados dos ensaios de fluência estática e os de trilha-de-roda a 40 °C para as misturas MC1, MC2 e MC3. Para as demais misturas só se observa uma pequena convergência de resultados para a mistura MB3, a qual é classificada por ambos os ensaios, como a mais suscetível à deformação permanente, dentre as seis misturas estudadas. Possivelmente, o uso de corpos-de-prova moldados pelo método Marshall, tenha sido a causa dessas incoerências, que não deveriam ocorrer segundo as pesquisas relatadas no item 4.4. Como já se comentou, pesquisas futuras, que estão fora do escopo desta, talvez possam elucidar essa questão.

Com relação aos resultados dos ensaios de trilha, realizados a 60 °C, a falta de correlação entre os resultados desses dois ensaios parece ter sido ainda maior. Isso talvez possa ser consequência do tipo de corpo-de-prova usado, como comentou-se anteriormente e também do fato de se ter realizado o ensaio de fluência a 40 °C, que, por razões diversas, apresentadas no capítulo 4, é a temperatura de ensaio usualmente adotada (LITTLE et al., 1993; VON QUINTUS et al., 1991 e muitos outros autores citados por SOUZA et al., 1991).

Segundo LITTLE et al. (1993) a temperatura de ensaio do “static creep test” deve ser o mais próxima possível da temperatura de serviço do material que está sendo testado. Assim, se futuramente ficar constatado que, as contradições observadas entre os resultados desses ensaios, não se devem exclusivamente ao tipo de corpo-de-prova empregado nesta pesquisa, talvez deveriam ser feitas tentativas de realizar-se o ensaio de fluência estática a 60 °C, como forma de tentar-se dirimir essa dúvida e ou diminuir essas inconsistências.

7.6. Comparação entre os resultados dos ensaios Marshall e os de trilha-de-roda.

Observando-se os gráficos das Figuras 7.12 e 7.13 constata-se diferenças relativamente pequenas na classificação das misturas com base nos valores da estabilidade Marshall e da capacidade de suporte Marshall. Isso significa que a fluência Marshall, introduzida no cálculo de CSM, funcionou apenas como um fator, praticamente constante, multiplicador dos resultados da estabilidade Marshall. Desse modo, o critério utilizado para a classificação das misturas estudadas, pelo método Marshall, parece não alterar significativamente esses resultados.

Assim, comparando-se os gráficos das Figuras 7.12 (ou 7.13) e 7.3, correspondentes a uma mesma temperatura de ensaio, ou seja 60 °C (PTR-60 °C na Figura 7.3), observa-se uma concordância de resultados nas classificações das misturas da faixa "B" sendo a MB1 classificada como a de melhor qualidade, a MB3 a de pior qualidade e a MB2, como de qualidade intermediária entre essas duas. Para as misturas da faixa "C" não há correlação entre os resultados desses ensaios: enquanto pelo método Marshall deve-se classificar a mistura MC1 como de qualidade superior a MC2, e esta, como superior à MC3 pelo ensaio de trilha-de-roda as misturas MC1 e MC3 teriam apresentado desempenhos praticamente iguais enquanto MC2 teria tido um pior desempenho do que essas, bem como, de todas as outras misturas estudadas.

Quando se comparam individualmente, as diversas misturas testadas, observam-se tanto como concordâncias como discordâncias entre os resultados desses dois ensaios. Como exemplos de concordância nota-se: por ambos os ensaios as misturas MC1 e MB1 deveriam ser consideradas como as de melhor capacidade de suportar deformações permanentes; teriam ainda, as misturas MC3 e MB2 praticamente a mesma estabilidade mecânica, com uma leve superioridade de MC3, por ambos os ensaios. As maiores discordâncias de resultados parecem ser: a classificação da mistura MC2 como a de pior desempenho, pelo ensaio de trilha-de-roda, enquanto pelo

ensaio Marshall, a pior mistura seria a MB3 e a classificação de MC3 como bem melhor do que a MC2, pelo ensaio de trilha-de-roda, enquanto pelo ensaio Marshall, MC2 teria qualidade superior à de MC3, ou seja classificação inversa.

Neste momento, parece oportuno perguntar-se: não teria sido a diferença entre os processos de compactação dos corpos-de-prova, do ensaio Marshall, e das placas-de-prova, do ensaio de trilha-de-roda, a causa das divergências desses resultados? Na revisão da bibliografia consultada não se encontrou estudo que abordasse essa questão. Assim, uma pesquisa futura comparando os resultados desses dois ensaios, utilizando-se corpos-de-prova compactados por rolamento da carga de compactação talvez devesse ser realizado objetivando dirimir-se também essa dúvida.

É evidente, que não se pode descartar a possibilidade de as causas dessas e de outras divergências terem sido fatores aleatórios que intervieram nos processos experimentais inerentes a esta pesquisa; no entanto, as análises estatísticas apresentadas parecem permitir um grau de confiabilidade relativamente bom nos resultados desta pesquisa e, salvo melhor juízo, as pesquisas apontadas neste capítulo como necessárias, talvez contribuissem para uma melhor compreensão dos problemas que envolvem o fenômeno da deformação permanente e permitissem a viabilização de um método simples, prático e eficiente para a avaliação da capacidade dos concretos asfálticos de suportar deformações permanentes.

Por tudo o que se apresentou neste trabalho as citadas pesquisas parecem ser, no momento atual, de fundamental importância à tecnologia de pavimentação asfáltica do Brasil.

Capítulo 8. Comentários, Conclusões e Considerações Finais.

Face ao exposto parecem pertinentes os comentários e considerações finais que a seguir se apresentam.

8.1. Ensaios mecânicos para avaliação das deformações permanentes.

- ① O ensaio de trilha-de-roda, realizado em laboratório com o equipamento simulador de tráfego, é reconhecido como um dos melhores instrumentos para a avaliação da capacidade de um concreto asfáltico de suportar deformações permanentes, em condições similares às condições reais, que ocorrem nas pistas. No entanto, é preciso ressaltar-se que: (a) nesse ensaio não se reproduz a estrutura real de um pavimento nem as condições reais de solicitação, seja pelas dimensões tanto da roda como da placa de ensaio como pela solicitação em si — *carregamento sempre segundo uma mesma linha de largura menor do que a real* — embora a pressão dos pneus, que é o parâmetro de maior importância para as deformações permanentes nas camadas de rolamento, possa ser reproduzida em laboratório; (b) esse ensaio é bastante complexo para uso corrente, assim, a sua utilização deve se restringir aos trabalhos de pesquisa e de estudo de misturas não-convencionais; (c) a dispersão dos resultados desse ensaio pode ser relativamente grande, dependendo de uma série de fatores como: tipo da mistura e condições de realização do ensaio. Assim, o uso de um mínimo de quatro placas, para cada situação de ensaio, seria recomendável, embora com duas placas, como sugere a norma francesa (NF P 98-253-1, AFNOR, 1991), seja possível obter-se uma razoável avaliação da tendência de comportamento do material.

- ② O uso do ensaio de cisalhamento simples, como instrumento de avaliação da capacidade dos concretos asfálticos de suportar deformações permanentes, parece ser, segundo SOUZA et al. (1991), bastante promissor e sua viabilização laboratorial talvez devesse ser tentada por pesquisadores de nosso país.
- ③ O uso do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática, como instrumento de avaliação da capacidade dos concretos asfálticos de suportar deformações permanentes, parece ter-se mostrado, pelos resultados desta pesquisa, viável e promissor; a utilização de corpos-de-prova, compactados pelo método Marshall, parece não ter sido, pelos resultados desta pesquisa, muito adequada a esse ensaio pois, aparentemente, não permitiu distinguir pequenas diferenças granulométricas dos materiais. Assim, o uso de outro tipo de compactação de corpos-de-prova talvez deva ser tentado. No entanto, a tendência de evolução das deformações permanentes, medida através da declividade da curva de fluência, no trecho de regime de deformação uniforme, parece ser possível de se avaliar, com esse tipo de corpos-de-prova, pelos critérios atualmente usados nos EUA.
- ④ O uso do ensaio Marshall, como instrumento de avaliação da capacidade dos concretos asfálticos de suportar deformações permanentes, parece não ser uma das melhores alternativas; no entanto, a dúvida de que o processo de compactação dos corpos-de-prova Marshall possa ser a causa das divergências dos resultados desse ensaio e do ensaio de trilha-de-roda parece recomendar uma pesquisa sobre essa questão.

8.2. Influência da granulometria nas deformações permanentes.

Pelos resultados obtidos nesta pesquisa parece plausível afirmar-se que:

- ① Misturas asfálticas, com granulometria nas faixas "B" e "C" da ABNT (1993a), quando adequadamente produzidas e convenientemente compactadas geram concretos asfálticos com boa capacidade de suportar deformações permanentes, quando preparadas com o teor ótimo de ligante asfáltico.

- ② Como todas as misturas estudadas nesta pesquisa revelaram um bom potencial para suportar deformações permanentes parece plausível supor-se que: em misturas asfálticas, com granulometria nas faixas "B" e "C" da ABNT (1993), desde que corretamente projetadas e adequadamente preparadas e compactadas, a ocorrência, na prática, de deformações permanentes prematuramente elevadas talvez não esteja relacionada a problemas de granulometria mas sim de dosagem, ou de execução, ou de temperatura de serviço elevada durante um período de tempo proporcionalmente grande.
- ③ Misturas asfálticas, com granulometria situada na faixa compreendida entre as curvas granulométricas C3 e B1, desta pesquisa, ou próxima dessas, parecem produzir concretos asfálticos com melhor potencial de suportar deformações permanentes, ou seja, teriam maior estabilidade mecânica.
- ④ Misturas asfálticas, com porcentagem elevada de agregados graúdos, parecem ter maior estabilidade térmica e mecânica, ou seja, seriam menos sensíveis aos efeitos das temperaturas elevadas.
- ⑤ Misturas asfálticas finas (tipo areia-asfalto ou MC1, desta pesquisa) parecem ter potencial de apresentar excelentes performances com relação às deformações permanentes; no entanto, a grande variabilidade de resultados, observada neste tipo de mistura, indicativo de uma sensibilidade maior aos processos de mistura e de compactação talvez deva ser melhor examinada em pesquisas futuras, visto que, na prática, isso pode ser um aspecto altamente indesejável.

8.3. Influência da temperatura nas deformações permanentes.

O estudo da influência desse parâmetro, realizado nesta pesquisa através do ensaio de trilha-de-roda, parece permitir as seguintes considerações:

- ① A temperatura de ensaio (na prática, temperatura de serviço) tem uma significativa influência nos valores das deformações permanentes; dependendo da granulometria da mistura, o fator de influência da temperatura pode aumentar ou diminuir. Quando a temperatura de ensaio passa de 40 para 60 °C as deformações permanentes aumentaram, desde um mínimo de 30 % (MC3) a até 276 % (MC2); nessas circunstâncias verificou-se ainda que, o número de ciclos, para um mesmo valor de deformação permanente variou segundo um fator superior a 10, para todas as misturas testadas; ou seja, a 40 °C, o número de solicitações necessárias para provocar uma mesma deformação permanente é no mínimo 10 vezes maior do que o correspondente à temperatura de 60 °C. Essas observações colocam em destaque o papel da temperatura nos fenômenos de deformação permanente.
- ② Face ao exposto no parágrafo anterior, a consideração da temperatura de serviço, no projeto das camadas de concreto asfáltico para pavimentação parece ser um imperativo, para a obtenção de soluções compatíveis com as condições reais.
- ③ Pela literatura consultada, sobretudo a publicação de DAVIS (1987), o uso de misturas, com elevada porcentagem de agregados graúdos, parece poder atenuar os efeitos danosos das elevadas temperaturas nas deformações das trilhas-de-roda; essa parece ser, no momento atual, uma saída para o problema das deformações permanentes elevadas e/ou prematuramente altas. Os resultados obtidos com as misturas da faixa "B" — principalmente MB1 e MB2 — desta pesquisa, de uma certa forma, parecem ratificar essa observação.
- ④ Pelas pesquisas referidas neste trabalho, o uso de asfaltos modificados com polímeros parece ser uma outra alternativa capaz de reduzir as deformações permanentes; a associação desta alternativa com a anteriormente mencionada, possivelmente conduza a curto prazo, a boas soluções para o

urgentemente implementadas, pois, os diversos fatores capazes de acarretar deformações permanentes elevadas estão em ação em nossos pavimentos sem que, aparentemente, as devidas precauções estejam sendo tomadas; isto pode, a curto e médio prazo, significar pesadas perdas de recursos, tanto em recapeamentos como em pavimentações novas, face a uma indesejável e inconcebível redução da vida útil das camadas de concreto asfáltico, ocorrência cuja frequência parece estar aumentando.

8.4. Propostas de pesquisas sobre deformações permanentes.

Tendo em vista os resultados obtidos nesta pesquisa e as considerações feitas durante a exposição deste trabalho parece recomendável a sugestão das seguintes pesquisas sobre o assunto:

- ① Estudo da influência da compactação dos corpos-de-prova nos resultados dos ensaios de fluência estática ("creep").
- ② Estudo da comparativo dos resultados do ensaio Marshall com corpos-de-prova compactados pelo método Marshall e por amassamento com carga rolante (rolos metálicos e pneumáticos).
- ③ Estudo da variabilidade dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda, com o equipamento simulador de tráfego tipo LPC ("Laboratoire des Ponts et Chaussées"), com misturas das faixas "B" e "C" da ABNT (1993), sobretudo as do tipo areia-asfalto.
- ④ Estudo comparativo dos resultados dos ensaios de trilha-de-roda, com o equipamento simulador de tráfego tipo LPC ("Laboratoire des Ponts et Chaussées"), em misturas preparadas com asfalto convencional e com asfaltos modificados com polímeros, em processo de produção no Brasil.

- ⑤ Estudo comparativo dos resultados dos ensaios de fluência estática, em misturas preparadas com asfalto convencional e com asfaltos modificados com polímeros, em processo de produção no Brasil.
- ⑥ Levantamento das temperaturas médias e máximas nas capas asfálticas dos pavimentos rodoviários das diversas regiões do Brasil.
- ⑦ Estudo comparativo da resistência ao cisalhamento, através de ensaio de cisalhamento simples, em laboratório, das misturas asfálticas para pavimentação usualmente empregadas no Brasil.

Em consequência dessas pesquisas, talvez se possa, a médio prazo, ter-se uma metodologia simples e adequada para a previsão e a avaliação das deformações permanentes em nossos pavimentos melhorando a tecnologia da pavimentação asfáltica em nosso país e aumentando a eficiência e a vida útil de nossos pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- AASHO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS OFFICIALS. The AASHO Road Test, Report 5, Pavement Research. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Special Report 61E, 1962. p. 125-131.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais para concreto betuminoso usinado a quente - NBR 12948. Rio de Janeiro, ABNT, Junho, 1993a. 3p.
- . Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall - NBR 12891. Rio de Janeiro, Publ. da ABNT, julho, 1993b. 12p.
- . Materiais de pedra e agregados naturais - NBR 7225. Rio de Janeiro, Publ. da ABNT, junho, 1993c. 4p.
- . Concreto betuminoso usinado a quente - NBR 12949. Rio de Janeiro, Publ. da ABNT, junho, 1993d. 5p.
- AFNOR - ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés - Partie 1: Essai d'orniérage. NF P 98-253-1. Paris, França, Association Française de Normalisation, juillet, 1991a. 11p.
- . Préparation des mélanges hydrocarbonés - Partie 2: Compactage des plaques. NF P 98-250-2. Paris, França, Association Française de Normalisation, NOVEMBRE, 1991b. 11p.
- ANANI, B. A.; BALGHYNAIM, F. A.; AL-HAZZAA, A. S. Laboratory and field study of pavement rutting in Saudi Arabia. Washington, D.C., EUA, Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1259, 1990. p. 79-90.
- ASCHENBRENER, Tim. Comparison of results obtained from the LCPC rutting tester with pavements of known field performance. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1454, 1994. p.: 66-73.
- BALADI, Gilbert Y.; HARICHANDRAN, Ronald S.; LYLES, Richard W. New relationships between structural properties and asphalt mix parameters. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1171, 1988. p.:168-177.
- BASMA, Adnan A. & AL-SULEIMAN, Turki I. Climate considerations in new AASHTO flexible pavement design. Nova York, EUA, American Society of Civil Engineers-ASCE, Journal of Transportation Engineering, vol. 117, No. 2, março/abril, 1991. p. 210-223.
- BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. Londres, Inglaterra, Proceedings of Third International Conference on the Structural Design of asphalt pavements, vol. I, 1972. p.: 161-174.
- BARKSDALE, R.D. & MILLER II, J. H. Development of equipment and techniques for evaluating fatigue and rutting characteristics of asphalt concrete mixes. Georgia, EUA, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, Publicação SCEGIT-77-149, 1977.

BISSADA, Amir F. Asphalt pavement temperatures related to Kuwait climate. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 404, 1972. p. 71-85.

_____. Analysis of high-temperature instability failures of heavily trafficked asphalt pavements. Washington, D.C., EUA, Association of Asphalt Paving Technologists-AAPT, Proceedings, vol. 49, 1980. p. 578-605.

BONNOT, J. Essais mécaniques pratiques de formulation et de controle des enrobés bitumineux: Rapport General. Paris, França, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 132: 79-90, 1984.

BROSSEAUD, Yves; DELORME, Jean-Luc; HIERNAUX, René. Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1384, 1993. p.59-68.

CHAMECKI, Samuel. Síntese da reologia e da sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos. Publicação B-10-59 do Curso de Especialização de Pavimentação Rodoviária. Rio de Janeiro-RJ, publicado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER, 1959. Reimp. em 1961.

CLAESSEN, A. I. M.; EDWARDS, J. M.; SOMMER, P.; UGE, P. Asphalt Pavement Design. The Shell Method. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Proceedings, University of Michigan, 1977.

COELHO, Vladimir. Um estudo sobre a dosagem, pelo método Marshall, de misturas asfálticas preparadas a quente. Dissertação de mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da USP, janeiro, 1992.

_____. Considerações sobre o método Marshall. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26a., Aracaju-SE, Associação Brasileira de Pavimentação-ABPv, Anais, 1992. p.: 233-298.

_____. Considerações sobre deformações permanentes em camadas asfálticas de pavimentação. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12o., Rio de Janeiro-RJ, Instituto Brasileiro de Petróleo-IBP, Anais, 1994. p.:179-194.

_____. Influência da granulometria e da temperatura nas deformações permanentes das trilhas-de-rodas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29a., Cuiabá-MT, Associação Brasileira de Pavimentação-ABPv, Anais, vol.2, 1995. p.: 402-431.

COELHO, Vladimir & SÓRIA, Manoel H. A.. Influência da temperatura dos corpos-de-prova nos resultados do ensaio Marshall. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28a., Belo Horizonte-MG, Associação Brasileira de Pavimentação-ABPv, Anais, 1994. p.: 317-348.

COELHO, Vladimir & QUEIROZ, Rudney C. Análise crítica do método Marshall. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 11o., Rio de Janeiro-RJ, Instituto Brasileiro de Petróleo-IBP, Anais, 1992. p.: 240-265.

- CONSUEGRA, H.; LITTLE, D. N.; VON QUINTUS, H. Comparative evaluation of laboratory compaction devices based on their ability to produce mixtures with engineering properties similar to those produce in the field. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1228, 1989. p.109-116.
- COSTA NETO, Pedro Luís de Oliveira. Estatística. São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda, 1977, 13a. reimpressão, 1994. 264p.
- CROTTAZ, R. & PIGOIS, M. L. Construction de la superstructure routière - Liants hydrocarbonés et technologie de construction. Tome II. Lausanne, Bélgica, Laboratoire des Voies de Circulation de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1978.
- CSANYI, Ladis H.; COX, Rodney E.; TEAGLE, Charles R. Effect of fillers on asphaltic concrete mixes. Washington, D.C., Highway Research Board, Highway Research Record, 51, 1964. p.68-88.
- DAVIS, Richard L. Relationship between the rheological properties of asphalt and the rheological properties of mixtures and pavements. In: ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Asphalt Rheology: Relationship to mixture. Philadelphia, EUA, ASTM Special Technical Publication 941, ASTM PCN 04-941000-08, Oliver E. Briscoe, Ed., 1987. p.:28-50.
- DER/SP-DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall - Método M120-60. Publ. do DER/SP, São Paulo, Métodos de Ensaio, 1974.
- DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Ensaio Marshall para misturas betuminosas - DNER-ME 43-64. Publ. do DNER, Métodos e Instruções de ensaios, 1964.
- DE HILSTER, E. & VAN DE LOO, P. J. The Creep Test: Influence of test parameters. Amsterdam, Holanda, Koninklijke/Shell-Laboratorium, In: COLLOQUIUM PLASTISCHE VERFORMBARKEIT VON ASPHALTMISCHUNGEN, Zurich, 1977, 173-215. 41p.
- DICKINSON, E.J. Temperature conditions in bituminous concrete surfacings at a site near Melbourne during a period of three years. Australian Road Research, vol. 3, No. 9, março, 1969a. p. 35-41.
- _____. Temperature conditions in bituminous surfacings at a site near Sydney during a period of one year. Australian Road Research, vol. 3, No. 9, março, 1969b. p. 42-48.
- _____. Temperature conditions in bituminous surfacings at a site near Peath during a period of one year. Australian Road Research, vol. 4, No. 7, 1971.
- _____. Temperature conditions in bituminous concrete pavements at a site near Brisbane during a period of one year. Australian Road Research, vol. 5, No. 8, 1975.
- _____. Temperature conditions in bituminous surfacings at a site near Camberra during a period of eleven months. Australian Road Research, vol. 7, No. 4, 1977.

- DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Terminologia rodoviária, DNER-TER 268/94, vol.1. Brasília-DF, Publ. do DNER-Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico/IPR, 1994. 5 vol.
- EDWARDS, J. M. & VALKERING, C. P. Asphalt pavements for road vehicles: Updating of structural design proposals with special reference to the influence of high temperatures. Highways and Road Construction, february, 1974.
- EISENMANN, J. & HILMER, A. Influence of wheel load and inflation pressure on the rutting effect at asphalt-pavements - Experiments and theoretical investigations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 6a., Ann Arbor, EUA, PROCEEDINGS, Vol. I, 1987. p.: 392-403.
- ENDERSBY, B.A. & VALLERGA, B.A. Laboratory compaction methods and their effects on mechanical stability tests for asphaltic pavements. Proceedings of Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 21: 298-348, 1952.
- GOACOLOU, Honoré. Calcul des structures à l'orniérage: programme CASTOR - Méthode de prévision des déformations permanentes dans les structures bitumineuses. Paris, França, Laboratoire des Ponts et Chaussées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 154, Mars-Avril, 1988. p.:85-94.
- GOETZ, William H. & WOOD, L. E. Bituminous materials an mixtures, Section 18. In: WOODS, Kenneth B., Highway Engineering Handbook, Mc-Graw-Hill Book Company, New York, EUA, 1960. 1696 p.
- GOTOLSKI, William H. High temperatures effects on bituminous mixes. Nova Yord, EUA, American Society of Civil Engineers-ASCE, Proceedings of ASCE, vol 86, No. HW3, setembro, 1960.
- GRIFFITH, John M. & KALLAS, B. F. Influence of fine aggregates on asphaltic concrete paving mixtures. In: THIRTY-SEVENTH ANNUAL MEETING, january 6-10, Washington, D.C., Highway Research Board, Proceedings, vol. 37, , 1958. p.219-255.
- GRIMAU, J. P. & HIERNAUX, R. Utilisation de l'orniéreur type LPC. Paris, França, Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, spécial V, Bitumes et enrobés bitumineux, décembre, 1977. p.:165-172.
- HEUKELOM, W. A bitumen test data chart for showing the effect of temperature on the mechanical behaviour of asphaltic bitumens. Journal of the Institute of Petroleum, vol. 55, No. 546, novembro, 1969. p.: 404-417.
- _____. The role of filler in bituminous mixes. In: ANNUAL MEETING OF THE A.A.P.T., Philadelphia, EUA, february, 1965. 36 p.
- HEUKELOM, W. & KLOMP, A. J. G. Road design and dynamic loading. Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, vol. 333 ,1964.

- HIERNAUX, R. The rutting tester - Influence of the test parameters and of some formulation factors. St-Quentin, França, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de St-Quentin. Publ. do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes, França, outubro, 1991. 24p.
- HRB - HIGHWAY RESEARCH BOARD. The AASHO Road Test. Washington, D.C., Highway Research Board, Special Report 73, Publication No. 1012, 1962. 117p.
- _____. The AASHO Road Test - History and description of project. Washington, D.C., Highway Research Board, Special Report 61A, Publication No. 816, 1961. 56p.
- _____. The AASHO Road Test - Report 7 - Summary Report. Washington, D.C., Highway Research Board, Special Report 61G, Publication No. 1061, 1963. 59p.
- HILLS, J. F. The creep of asphalt concrete mixes. Journal of the Institute of Petroleum, vol. 59, No. 570, novembro, 1973. p.: 247-262.
- HOFSTRA, A.. & VALKERING, C.P. The modulus of asphalt layers at high temperatures: comparison of laboratory measurements under simulated traffic conditions with theory. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Londres, Inglaterra, Proceedings, vol. I, 1972. p. 613-621.
- HOFSTRA, A & KLOMP, A. J. G. Permanent deformation of flexible pavements under simulated road traffic conditions. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Londres, Inglaterra, Proceedings, vol. I, 1972. p. 430-443.
- JIMENEZ, R. A. Asphalt: Mixture design method to minimize rutting. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1417, 1993. p.109-116.
- KALLAS, B. F. Asphalt pavement temperatures. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 150, 1966. p. 1-11.
- KHEDR, Safwan A. Deformation mechanism in asphaltic concrete. Nova York, EUA, Journal of Transportation Engineering, vol. 112, No. 1, january, 1986. p.: 29-45.
- KING, G. N. & PRUDHONME, J. B. The improved rheological properties of polymer modified asphalt binder's effect on mix properties, 1986.
- KRUTZ, Neil C. & STROUP-GARDINER, Mary. Relationship between permanent deformation of asphalt concrete and moisture sensitivity. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1259, 1990. p.:169-177.
- LAI, James S. & LEE, Thay-Ming. Use of a loaded-wheel testing machine to evaluate rutting of asphalt mixes. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1269, 1990. p.116-124.
- LCPC - LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES. Bitumes et Enrobés Bitumineux. - Numéro Spécial V. Publicação do Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées,, dezembro, 1977. 314 p, 24 art.

- LEHMANN, H. L. & ADAM, V. Application of Marshall method in hot mix design. In: ANNUAL MEETING OF THE AMERICAN SOCIETY FOR TEST AND MATERIALS-ASTM, 62nd, Atlantic City, N.J., EUA, 1983. Publicado pelo Louisiana Department of Hihgways, 1983, 45p.
- LITTLE, Dallas N.; BUTTON, Joe W.; YOUSSEF, Hisham. Development of criteria to evaluate uniaxial creep data and asphalt concrete permanent deformation potential. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1417, 1993. p.49-57.
- MAHBOUB, Kamyar & LITTLE, Dallas N. Overview of a rational asphalt concrete mixture design for Texas. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1269, 1990. p. 125-132.
- MANZ, G. P. Study of temperature variation in hot-mix asphalt base, surface course and subgrade. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 150, 1966. p. 12-19.
- McLAUGHLIN, J. F.; WOODS, K. B.; MIELENZ, R. C. ROCKWOOD, Nathan C. Distribution, Production, and Engineering Characteristics of Aggregates, Section 16. In: WOODS, Kenneth B., Highway Engineering Handbook, Mc-Graw-Hill Book Company, New York, EUA, 1960. 1696 p.
- McLEAN, D. B. & MONISMITH, C. L. Estimation of permanet deformation in asphalt concrete layers due to repeated traffic loading. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 510, 1974. p. 14-30.
- McLEOD, Norman W. Using paving asphalt rheology to impair or improve asphalt pavement design and performance. In: ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Asphalt Rheology: Relationship to mixture. Philadelphia, EUA, ASTM Special Technical Publication 941, ASTM PCN 04-941000-08, Oliver E. Briscoe, Ed., 1987. p.:51-75.
- MEDINA, J. & FARAH, H. Dados sobre a temperatura de um revestimento betuminoso. In: SIMPÓSIO SOBRE PESQUISAS RODOVIARIAS, I, Rio de Janeiro-RJ, IPR, 1965.
- MONISMITH, C.L.; SOUZA, J.B.; HARVEY, J.; DEACON, J.A. Preparation of test specimens for asphalt-aggregate mixture analysis systems. Berkeley, California, E.U.A., University of California, Project A-003A do Strategic Highway Research Program, TM-UCB-A-003A-91-1, 1991.
- MONISMITH, C. L. Rutting prediction in asphalt concrete pavements. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 616, 1976. p. 2-8.
- MOTTA, Laura M. G. Um ano de medições de temperatura no painel experimental da COPPE. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS E PROJETO DE REFORÇO, Rio de Janeiro-RJ, 9 a 14 de setembro, Anais, 1979.
- _____. O estudo da temperatura em revestimentos betuminosos. Rio de Janeiro-RJ, Tese de mestrado apresentada na COPPE/UFRJ, 1979b.
- MOUTIER, Francis. Compacteur de plaques - Expérimentation. Paris, França, Laboratoire des Ponts et Chaussées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 111, Janvier-Février, 1981. p.:61-72.

- NIELSON, J. P. Rational pavement evaluation - Review of present technology. Kirkland Air Force Base, Air Force Weapons Laboratory Technical Report, AFWL-TR-69-9, New Mexico, EUA, 1969
- NIJBOER, L. W. Plasticity as a factor in the design of dense bituminous road carpets. Amsterdã, Holanda, Elsevier Publishing Company, Inc., 1948. 184p.
- NÚÑEZ, Washington P.; CERATTI, Jorge Augusto P.; OLIVEIRA, José Augusto. Análise experimental de pavimentos com camadas estruturais em basalto alterado - O planejamento da pesquisa. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29a., Cuiabá-MT, 23 a 27/outubro/1995, promovida pela ABPv-Associação Brasileira de Pavimentação, Anais, vol.3, ABPv, 1995. p.:02-26.
- PAGEN, Charles A. A study of the temperature-dependent rheological characteristics of asphaltic-concrete. Washington, D.C., Highway Research Board, Highway Research Record, 158, 1967. p.116-143.
- PERL, Mordechai; UZAN, Jacob; SIDES, Arie. Visco-elasto-plastic constitutive law for a bituminous mixture under repeated loading. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 911, 1983. p. 20-27.
- PINTO, Salomão. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. Rio de Janeiro-RJ, Tese de doutoramento apresentada à COPPE/UFRJ, agosto, 1991. 478 p.
- PREVITERA Fº, João. Efeito da temperatura na deformabilidade dos pavimentos asfálticos. Rio de Janeiro-RJ, Tese de mestrado apresentada na COPPE/UFRJ, 1974.
- PUZINAUSKAS, V. P. Influence of mineral aggregate structure on properties of asphalt paving mixtures. Washington, D.C., Highway Research Board, Highway Research Record, 51, 1964. p.1-18.
- QUEIROZ, César A.V.; VISSER, Alex T.; MOSER, Barry K. Influência das cargas, temperaturas e estações nas deflexões. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS E PROJETO DE REFORÇO, Rio de Janeiro-RJ, 9 a 14 de setembro, Anais, 1979. Publicação No. 691/50 do IPR/DNER, Rio de Janeiro, 1982. 40 p.
- RRL - ROAD RESEARCH LABORATORY . Bituminous material in road construction. Londres, Inglaterra, Her Majesty's Stationery Office, 1962. 611 p.
- ROMAIN, J. E. Run depth prediction in asphalt pavements. Londres, Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, vol I, 1972. p.: 205-210.
- RUMNEY, T.N. & JIMENEZ, R.A. Pavement temperatures in the southwest. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 361, 1971. p. 1-13.
- SANTANA Humberto & GONTIJO Paulo R. A. Seleção dos tipos de CAP necessários à pavimentação no Brasil. Rio de Janeiro-RJ, Brasil, Publ. ABEDA - Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, Trabalho Técnico TT.01, 1984.

SAUTEREY, R. Interêt technique des bitumes durs. Paris, França, Publ. do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 78, jul-ago, 1975.

SOUTHGATE, H.F. & DEEN, R.C. Temperature distribution within asphalt pavements and its relationship to pavement deflection. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 291, 1969. p. 116-131.

_____. Temperature distributions in asphaltic concrete pavements. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 549, 1975. p. 39-46.

SOUZA, Jorge B.; CRAUSS, Joseph; MONISMITH, Carl L. Summary report on permanent deformation in asphalt concrete. Washington, D.C., Strategic Highway Research Program/National Research Council, Publicação SHRP-AIR-91-104 do Strategic Highway Research Program, 1991. 120p.

STRAUB, A. L.; SCHENCK, Jr., H. N.; PRZYBYCIEN, F. E. Bituminous pavement temperature related to climate. Washington, D.C., EUA, Highway Research Board, Highway Research Record, No. 256, 1968. p. 53-77.

THOMPSON, Marshall R. & NAUMAN, David. Rutting rate analyses of the AASHO Road Test flexible pavements. Washington, D.C., EUA, Transportation Research Board, Transportation Research Record No. 1384, 1993. p.: 36-48.

TRB - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Pavement temperatures - An annotated bibliography. Transportation Research Board, Special Report: Bibliography 55, 1974. 25 p.

USACE - UNITED STATES CORPS OF ENGINEERS. Investigation of the design and control of asphalt paving mixtures - Technical Memorandum No. 3-254. Vicksburg, Mississippi, EUA, Department of the Army, Corps of Engineers, Mississippi River Commission, maio, 1948. 3 vol.

VALKERING, C. P.; LANCON, D. J. L.; DE HILSTER, E.; STOKER, D. A. Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer-modified binders. In: SYMPOSIUM - IMPROVED RUT RESISTANCE, Albuquerque, EUA, 19-21, fevereiro, 1990, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, 1990. p.: 590-609.

VALKERING, C. P. & VONK, W.C. Cariflex TR in bitumen for asphalt mixes: improved elastic recovery and higher performance. Publ. da Shell Chemicals, Thermoplastic Rubbers Technical Manual TR 8.23, abril, 1992.

VALLERGA, B. A. Recent laboratory compaction studies of bituminous paving mixtures. Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, vol. 20, 1951, p.: 117-153.

VAN DE LOO, P. J. Creep testing, a simple tool to judge asphalt mix stability. Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, vol. 43, 1974. p.: 253-284.

_____. Practical approach to the prediction of rutting in asphalt pavements: The Shell Method. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record No. 616, 1976. p.: 15-21.

- VAN DE LOO, P. J. The creep test: a key tool in asphalt mix evaluation and in prediction of rutting. Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, vol. 47, 1978. p.: 522-557.
- VAN DER POEL, C. A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relation to routine test data. Journal of Applied Chemistry, vol 4, 1954. p.: 221-236.
- VERSTRAETEN, J. Resistance a l'orniérage et resistance a la fissuration des couches bitumineuses. Bruxelas, Bélgica, Centre de Recherches Routières, Avril, 1994.
- VOGT, Jean Claude. Fórmula Duriez generalizada para o cálculo do teor em ligante / pré-misturados e lama asfáltica. Rio de Janeiro-RJ, Publ. No. 521 do IPR-Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER, 1970. 37p.
- VON QUINTUS, H. L.; SCHEROCMAN, J. A.; HUGHES, C. S.; KENNEDY, T. W. Asphalt Aggregate Mixture Analysis System (AAMAS). Washington, D.C., Publ. do Transportation Research Board, NCHRP Report 338, 1991.
- YACKOLEV, Vladimir & BARENBERG, Ernest J. Some aspects of the rheological behavior of bituminous mixes. Washington, D.C., Highway Research Board, Highway Research Record, 273, 1969. p.12-27.
- YODER, Eldon Joseph & WITCZAK, Matthew W. Principles of pavement design. N. York, E.U.A., 2a. edição, 1975. 711p. ISBN 0-471-97780-2.
- WAHHAB, H. Al-Abdul & KHAN, Ziauddin A. Evaluation of Marshall and Hveem mix design procedures for local use. Washington, D.C., Transportation Research Board, Transportation Research Record, 1317, 1991. p.68-76.

Anexos

Anexo 1

NORMAS E MÉTODOS DE REFERÊNCIA

**ABNT-Associação
Brasileira de
Normas Técnicas**

Sede:
Rio de Janeiro
Av. Treze de Maio, 13 - 28º andar
CEP 20003-900 - Caixa Postal 1680
Rio de Janeiro - RJ
Tel.: PABX (021) 210-3122
Telex: (021) 34333 ABNT - BR
Endereço Telegráfico:
NORMATECNICA

Copyright © 1990,
ABNT-Associação Brasileira
de Normas Técnicas
Printed in Brazil/
Impresso no Brasil
Todos os direitos reservados

JUN 1993

NBR 12948

Materiais para concreto betuminoso usinado a quente

Especificação

Origem: Projeto 02:008.10-020/1992

CB-02 - Comitê Brasileiro de Construção Civil

CE-02:008.10 - Comissão de Estudo de Terminologia Rodoviária

NBR 12948 - Materials for plant-hot mixed bituminous concrete - Specification

Descriptor: Bituminous concrete.

Válida a partir de 30.07.1993

Palavras-chave: Concreto betuminoso. Betume

3 páginas

SUMÁRIO

- 1 Objetivo
- 2 Documentos complementares
- 3 Definições
- 4 Condições gerais
- 5 Condições específicas
- 6 Inspeção
- 7 Aceitação e rejeição

1 Objetivo

Esta Norma fixa as condições exigíveis para os materiais a serem utilizados na execução de camada de concreto betuminoso usinado a quente.

2 Documentos complementares

Na aplicação desta Norma é necessário consultar:

Regulamento Técnico CNP Nº 21/86 - Cimento asfáltico de petróleo

NBR 5741 - Cimento Portland - Extração e preparação de amostras - Método de ensaio

NBR 6465 - Agregados - Determinação da abrasão "Los Angeles" - Método de ensaio

NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica - Método de ensaio

NBR 7208 - Materiais betuminosos para emprego em pavimentação - Terminologia

NBR 7216 - Amostragem de agregados - Procedimento

NBR 7809 - Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio

NBR 11170 - Serviços de pavimentação - Terminologia

NBR 12052 - Solo ou agregado miúdo - Determinação do equivalente de areia - Método de ensaio

NBR 12583 - Agregado graúdo - Verificação da adesividade a ligante betuminoso - Método de ensaio

NBR 12584 - Agregado miúdo - Verificação da adesividade a ligante betuminoso - Método de ensaio

NBR 12891 - Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall - Método de ensaio

ASTM C-88 - Soundness of aggregate by use of sodium sulfate or magnesium sulfate

ASTM D-140 - Practice for sampling bituminous materials

ASTM D-490 - Standard specification for road tar

ASTM D-3381 - Standard specification for viscosity-graded asphalt cement for use in pavement construction

3 Definições

Os termos técnicos utilizados nesta Norma estão definidos nas NBR 7208 e NBR 11170.

4 Condições gerais

4.1 Agregado graúdo

Deve ser constituído de fragmentos de rocha britada, escoria britada, pedregulho ou cascalho, britados ou não, como também de fragmentos são, duráveis, livres de torrões de argila e substâncias nocivas.

4.2 Agregado miúdo

Deve ser constituído de areia, pó-de-pedra, ou mistura de ambos. Os agregados devem ser resistentes, livres de torrões de argila e de substâncias nocivas.

4.3 Material de enchimento

Deve ser constituído de materiais minerais finamente divididos, tais como cimento Portland, cal extinta, pós calcários, etc. O material deve estar seco e isento de grumos.

5 Condições específicas

Os materiais devem atender às condições estabelecidas em 5.1 a 5.5.

5.1 Agregado graúdo

5.1.1 Abrasão

Deve haver uma perda por abrasão "Los Angeles" inferior a 40%.

5.1.2 Índice de forma

Deve haver um índice de forma inferior ou igual a 2.

5.1.3 Durabilidade

Deve haver perdas menores que 12% pelo emprego de solução de sulfato de sódio, em cinco ciclos.

5.1.4 Adesividade

Deve haver boa adesividade ao material betuminoso. Caso não exista boa adesividade entre o agregado e o material betuminoso, deve ser empregado um melhorador de adesividade, na quantidade fixada no projeto.

5.2 Agregado miúdo

5.2.1 Equivalente de areia

Deve haver um equivalente de areia igual ou superior a 55%.

5.2.2 Adesividade

Deve haver boa adesividade ao material betuminoso. Caso não exista boa adesividade entre o agregado e o ma-

terial betuminoso, deve ser empregado um melhorador de adesividade, na quantidade fixada no projeto.

5.3 Material de enchimento

5.3.1 Granulometria

Deve haver uma porcentagem mínima de 65%, em massa, de material passando na peneira de 0,075 mm, e 100%, em massa, passando na peneira de 0,60 mm.

5.4 Materiais betuminosos

Podem ser empregados os seguintes materiais:

a) cimento asfáltico de petróleo tipos: 30 - 45, 50 - 60 ou 85 - 100,

- devem atender ao prescrito na ASTM D-3381;

b) cimento asfáltico de petróleo tipos: CAP 20 ou CAP 55,

- devem atender ao prescrito no Regulamento Técnico CNP nº 21/86;

c) alcatrão tipo AP-12,

- deve atender ao prescrito na ASTM D-490.

5.5 Composição da mistura

5.5.1 Distribuição granulométrica

5.5.1.1 Deve ser enquadrada na faixa especificada no projeto.

5.5.1.2 Deve ser utilizada a faixa granulométrica cujo diâmetro máximo dos grãos seja igual ou inferior a dois terços da espessura da camada compactada.

5.5.1.3 As faixas granulométricas sugeridas são indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Faixas granulométricas

Peneira (mm)	Porcentagem em massa, passando		
	A	B	C
50	100	-	-
38	95-100	100	-
25	75-100	95-100	-
19	80-90	80-100	100
12,5	-	-	85-100
9,5	35-65	45-80	75-100
4,8	25-50	28-60	50-85
2,0	20-40	20-45	30-75
0,42	10-30	10-32	15-40
0,15	5-20	8-20	8-30
0,075	1-8	3-8	5-10

Notas: a) A fração retida entre duas peneiras consecutivas não deve ser inferior a 40% do total.

b) A faixa A é indicada para camadas intermediárias.

c) A faixa B é indicada para camadas intermediárias e de rolamento.

d) A faixa C é indicada para camadas de rolamento.

5.5.1.4 Outras faixas granulométricas podem ser utilizadas desde que comprovado o seu bom desempenho.

5.5.2 Dosagem

A mistura de agregado e material betuminoso deve atender aos parâmetros indicados na Tabela 2.

Tabela 2 - Dosagem de agregado e material betuminoso

Parâmetros	Camada de rolamento	Camada intermediária
Porcentagem de vazios (%)	3 a 5	4 a 6
Relação betume/vazios (%)	75 a 82	65 a 72
Estabilidade mínima (N)		
- para 75 golpes	3500	3500
- para 50 golpes	2500	2500
Fluência (1/10 mm) (1/100 pol)	20 - 46 (8 - 18)	20 - 46 (8 - 18)

6 Inspeção

6.1 A coleta dos materiais granulares deve ser feita no local de produção, ou na obra, de acordo com o prescrito na NBR 7216.

6.1.1 A coleta do cimento, quando utilizado, deve ser feita no local de produção, ou na obra, de acordo com o prescrito na NBR 5741.

6.1.2 A coleta do material betuminoso deve ser feita na obra, de acordo com a ASTM D-140.

6.2 A quantidade, em massa, de amostras a ser coletada deve ser a seguinte:

- material betuminoso - 10 kg;
- agregados graúdos - 100 kg;
- agregados miúdos - 80 kg;
- material de enchimento - 50 kg.

Nota: No caso da existência de mais de um tipo de agregado graúdo ou miúdo, a quantidade requerida deve ser para cada um deles.

6.3 Os ensaios a serem realizados sobre cada material e os respectivos métodos de ensaio são os seguintes:

a) agregado graúdo,

- abrasão "Los Angeles" - NBR 6465;
- índice de forma - NBR 7809;
- durabilidade - ASTM C-88;
- adesividade - NBR 12583;

b) agregado miúdo,

- equivalente de areia - NBR 12052;
- adesividade - NBR 12584;

c) material de enchimento,

- análise granulométrica - NBR 7181;

d) material betuminoso,

- cimento asfáltico de petróleo - Regulamento Técnico CNP Nº 21/86 ou ASTM D-3381;
- alcatrão - ASTM D-490;

e) mistura betuminosa,

- granulometria - NBR 7181;
- dosagem Marshall - NBR 12891.

7 Aceitação e rejeição

7.1 Os agregados graúdos devem ser aceitos se atenderem integralmente ao prescrito em 5.1.1 a 5.1.4.

7.2 O agregado miúdo deve ser aceito se atender integralmente ao prescrito em 5.2.1 e 5.2.2.

7.3 O material de enchimento deve ser aceito se atender integralmente ao prescrito em 5.3.1.

7.4 O material betuminoso deve ser aceito se atender integralmente ao prescrito em 5.4, para o tipo de material a ser utilizado.

7.5 A mistura betuminosa deve ser aceita se atender integralmente ao prescrito em 5.5.1, para a faixa granulométrica a ser empregada, e 5.5.2, para o tipo de camada a ser usada.

**ABNT-Associação
Brasileira de
Normas Técnicas**

Sede:
Rio de Janeiro
Av. Treze de Maio, 13 - 28º andar
CEP 20003-900 - Caixa Postal 1680
Rio de Janeiro - RJ
Tel.: PABX (021) 210-3122
Telex: (021) 34333 ABNT - BR
Endereço Telegráfico:
NORMATECNICA

Copyright © 1990,
ABNT-Associação Brasileira
de Normas Técnicas
Printed in Brazil
Impresso no Brasil
Todos os direitos reservados

JUL 1993

NBR 12891

Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall

Procedimento

Origem: Projeto 02:008.10-019/1992
CB-02 - Comitê Brasileiro de Construção Civil
CE-02:008.10 - Comissão de Estudo de Terminologia Rodoviária
NBR 12891 - Mix-design of bituminous mixtures using Marshall test - Procedure
Descriptors: Marshall test. Aggregate. Asphaltic cement. Tar. Bituminous mixture
Válida a partir de 30.08.1993

Palavras-chave: Método Marshall. Agregado. Cimento asfáltico.
Alcatrão. Mistura betuminosa

12 páginas

SUMÁRIO

- 1 Objetivo
- 2 Documentos complementares
- 3 Definições
- 4 Condições gerais
- 5 Condições específicas
- 6 Resultados
- ANEXO - Figuras e tabelas

1 Objetivo

Esta Norma fixa as condições exigíveis de dosagem de misturas agregado-cimento asfáltico ou agregado-alcatrão, preparadas a quente, de acordo com o método Marshall.

2 Documentos complementares

Na aplicação desta Norma é necessário consultar:

NBR 5734 - Peneiras para ensaio com telas de tecido metálico - Especificação

NBR 5847 - Material betuminoso - Determinação da viscosidade absoluta - Método de ensaio

NBR 6296 - Produtos betuminosos líquidos e semi-sólidos - Determinação da densidade 20°C/4°C - Método de ensaio

NBR 6458 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água - Método de ensaio

NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica - Método de ensaio

NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica - Método de ensaio

NBR 7208 - Materiais betuminosos para emprego em pavimentação - Terminologia

NBR 11170 - Serviços de pavimentação - Terminologia

NBR 11171 - Serviços de pavimentação - Classificação

ASTM D 1665 - Engler Specific Viscosity of Tar Products

ASTM E 102 - Saybolt Furd Viscosity of Bituminous Materials at High temperatures - Standard Test Method

3 Definições

Os termos técnicos utilizados nesta Norma estão definidos em 3.1 a 3.10 e nas NBR 7208, NBR 11170 e NBR 11171.

3.1 Agregado

Todo material sólido, inerte e granular que faz parte da mistura betuminosa.

3.2 Densidade de massa dos grãos ou fragmentos

Razão da massa dos grãos ou fragmentos, ao ar e a 25°C, para a massa de um volume de água destilada a 25°C, igual ao volume dos grãos ou fragmentos, inclusive os vazios impenetráveis e exclusive todos os demais vazios, e de símbolo (D1).

3.3 Densidade de massa aparente do corpo-de-prova

Razão da massa, ao ar e a 25°C do corpo-de-prova, para a massa ao ar e a 25°C de um volume de água destilada, igual ao volume aparente do corpo-de-prova, e de símbolo (Da).

3.4 Estabilidade Marshall

Resistência máxima à compressão radial, apresentada pelo corpo-de-prova, quando moldado e ensaiado de acordo com o processo estabelecido neste procedimento, expressa em N(kgf).

3.5 Fluência Marshall

Deformação total apresentada pelo corpo-de-prova, desde a aplicação da carga inicial nula até a aplicação da carga máxima, expressa em décimos de milímetro (centésimos de polegada).

3.6 Teor de betume em relação à mistura

Relação entre a massa do material betuminoso contida na mistura e a massa total da mistura, expressa em porcentagem, e de símbolo (Pb).

3.7 Teor de betume em relação aos agregados

Relação entre a massa do material betuminoso e a massa do agregado contidas na mistura, expressa em porcentagem, e de símbolo (Tb).

3.8 Vazios do agregado

Volume total dos espaços existentes entre os agregados do corpo-de-prova, preenchidos ou não por material betuminoso, expresso porcentualmente em relação ao volume aparente do corpo-de-prova, e de símbolo (Va).

3.9 Vazios não preenchidos

Volume dos espaços vazios do corpo-de-prova, expresso porcentualmente em relação ao volume aparente do corpo-de-prova, e de símbolo (Vv).

3.10 Vazios preenchidos

Volume ocupado pelo material betuminoso da mistura, expresso porcentualmente em relação ao volume de vazios do agregado, e de símbolo (Vp).

4 Condições gerais

4.1 Aparelhagem

A aparelhagem necessária é a prescrita em 4.1.1 a 4.1.25.

4.1.1 Prensa capaz de aplicar carga até 4000 kgf, com erro inferior a 2,5 kgf, mecânica ou manual, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de 5 cm/min.

4.1.2 Molde de compactação de aço, consistindo em anéis superior e inferior e numa placa-base. A placa-base e o anel superior devem encaixar-se perfeitamente nas extremidades do anel inferior (ver Figura 1 do Anexo).

4.1.3 Soquete de compactação de aço, com 4540 g de massa e uma altura de queda livre de 45,72 cm. A face de compactação no pé do soquete é plana e circular (ver Figura 2 do Anexo).

4.1.4 Medidor de fluência, podendo ter divisões de 1/100 mm ou 1/100 pol (ver Figura 3 do Anexo).

4.1.5 Molde de compressão de aço (ver Figura 4 do Anexo).

4.1.6 Repartidores de amostra de 1,3 cm e de 2,5 cm de abertura.

4.1.7 Estufa capaz de manter temperaturas até 200°C, com variação de $\pm 2^\circ\text{C}$.

4.1.8 Balança com capacidade de 2 kg, com resolução de 0,1 g.

4.1.9 Balança com capacidade de 5 kg, com resolução de 1 g.

4.1.10 Peneiras de 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm e 2,0 mm, inclusive tampa e fundo, de acordo com a NBR 5734.

4.1.11 Colher de metal, com capacidade de 30 mL a 50 mL. Cabo com cerca de 25 cm.

4.1.12 Bandejas metálicas de cerca de 30 cm x 25 cm x 5 cm e 50 cm x 30 cm x 5 cm.

4.1.13 Recipiente metálico em forma de calota esférica, fundo chato e munido de duas alças laterais, com capacidade de 5 L.

4.1.14 Recipiente metálico, cilíndrico, munido de asa lateral de material isolante térmico e bico vertedor, com capacidade de 0,5 L.

4.1.15 Termômetro de par termoeletrônico, graduado em 2°C , de 0°C a 200°C .

4.1.16 Termômetro graduado em 1°C , de 0°C a 60°C .

4.1.17 Termômetro graduado em 2°C , de 0°C a 200°C .

4.1.18 Espátula de aço, com ponta arredondada, com lâmina de 18 cm de comprimento e 3 cm de largura.

4.1.19 Bloco de madeira, medindo aproximadamente 40 cm de diâmetro, ou de lado, e de altura compatível com o operador, sobre o qual deve ser apoiado o molde. Deve ser instalado em nível perfeitamente estável, livre de excesso de vibração ou trepidação.

4.1.20 Extrator de corpo-de-prova (ver Figura 1 do Anexo).

4.1.21 Paquímetro com exatidão de 0,1 mm.

4.1.22 Banho d'água, com capacidade para oito corpos-de-prova, utilizando-se uma prateleira plana e perfurada.

para permitir a circulação da água. O nível da água deve ficar, no mínimo, 3,0 cm acima dos corpos-de-prova. O aquecimento deve ser, preferivelmente, elétrico, com controle automático de temperatura para $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$ e para $(38 \pm 1)^\circ\text{C}$.

4.1.23 Par de luvas de amianto.

4.1.24 Relógio de alarme para intervalo de tempo, até 60 min, com resolução de 1 min.

4.1.25 Pinça de aço inoxidável ou de alumínio, para colocar ou retirar os corpos-de-prova do banho d'água.

4.2 Reagentes e materiais

Os reagentes e materiais são os descritos a seguir:

a) parafina;

b) papel de filtro com 101,6 mm de diâmetro;

c) lápis de cera.

5 Condições específicas

5.1 Preparo da mistura de agregados

5.1.1 Secar os vários agregados até massa constante em estufa entre 105°C e 110°C .

5.1.2 Efetuar a análise granulométrica de cada agregado de acordo com a NBR 7181.

5.1.3 Compor a mistura dos agregados, de forma a enquadrá-la na faixa granulométrica especificada no projeto.

5.2 Confeção dos corpos-de-prova

5.2.1 Estimar a porcentagem ótima de materiais betuminosos (Pbo) para o agregado a ser utilizado, através de experiência ou no intervalo recomendado na especificação técnica indicada para o tipo de camada em estudo.

5.2.2 Os corpos-de-prova devem ser moldados com as seguintes porcentagens (em relação à massa total da mistura betuminosa): Pbo - 1%, Pbo - 0,5%, Pbo + 0,5% e Pbo + 1%.

5.2.3 Conhecidas as porcentagens, em massa, dos materiais que serão misturados, preparar, no mínimo, três corpos-de-prova para cada teor. Calcular a quantidade de cada um deles para um corpo-de-prova com cerca de 1200 g de massa e com altura de $(6,35 \pm 0,13)$ cm.

5.2.4 Secar os agregados até massa constante em estufa entre 105°C e 110°C e misturá-los nas quantidades determinadas em 5.1.3.

5.2.5 A temperatura do ligante para ser misturado aos agregados é aquela que corresponde a uma viscosidade Saybolt-Furol de (85 ± 10) SSF (ver ASTM E 102) ou a uma viscosidade absoluta de 2 P (ver NBR 5847) para o cimento asfáltico ou uma viscosidade específica Engler de 25 ± 3 (ver ASTM D 1665) para o alcatrão.

5.2.6 A temperatura de compactação da mistura é aquela na qual o ligante apresenta viscosidade Saybolt-Furol de (140 ± 15) SSF ou uma viscosidade absoluta de 3 P para o cimento asfáltico ou viscosidade específica Engler de 40 ± 5 para o alcatrão.

5.2.7 Pesar os agregados para um corpo-de-prova de cada vez (ma) em recipientes separados. Colocar os recipientes na estufa e aquecê-los à temperatura de, aproximadamente, 28°C acima da temperatura de aquecimento do ligante, estabelecida de acordo com 5.2.5, desde que não ultrapasse 177°C . Retirar o recipiente da estufa e abrir uma cratera para receber o ligante.

5.2.8 Colocar o recipiente de mistura no prato da balança e despejar uma quantidade (mb) de material betuminoso na cratera do agregado. Efetuar a mistura rapidamente até completar a cobertura do agregado pelo ligante. Neste momento, a temperatura dos agregados e do material betuminoso deve estar dentro dos limites estabelecidos. A quantidade (mb) deve ser calculada pela equação seguinte:

$$mb = \frac{Pb \times ma}{100 - Pb}$$

Onde:

mb = massa de material betuminoso a ser despejada, em g

ma = massa de agregado, em g

Pb = porcentagem de material betuminoso a ser utilizado na moldagem (inicialmente deve ser utilizado $Pb = Pbo - 1\%$)

5.2.9 O molde de compactação e a base do soquete devem estar limpos e ligeiramente aquecidos em água fervente ou em estufa com 90°C a 150°C . Colocar o molde em posição, no suporte de compactação (bloco de madeira), e introduzir nele uma folha de papel-filtro cortada conforme a seção do molde. Colocar no molde a mistura, de uma só vez. Acomodar a mistura quente com 15 golpes vigorosos de espátula ao redor do molde e 10 no centro da massa.

5.2.10 Remover o anel superior e alisar a mistura com uma colher ligeiramente aquecida. A temperatura da mistura, imediatamente antes da compactação, deve estar nos limites fixados em 5.2.5. Se a mistura estiver fora destes limites de temperatura, ela deve ser recusada e a operação deve ser repetida.

Nota: Não se admite reaquecimento da mistura.

5.2.11 Aplicar, com o soquete, determinado número de golpes, inverter o anel inferior, forçar com o soquete a mistura até atingir a placa-base e aplicar o mesmo número de golpes.

Nota: 50 golpes para pressão de pneu até 0,69 MPa (7 kgf/cm²) e 75 golpes para pressão de pneu de 0,69 MPa a 1,38 MPa (7 kgf/cm² a 14 kgf/cm²).

5.2.12 Após a compactação, o corpo-de-prova deve ser retirado do anel inferior. Cuidadosamente, colocar o corpo-de-prova numa superfície lisa e plana e deixá-lo em repouso durante, no mínimo, 12 h, à temperatura ambiente.

Devem ser tomados cuidados no manuseio do corpo-de-prova para evitar fratura ou deformação. Corpo-de-prova que não possui coesão suficiente para permanecer com o formato cilíndrico após ter sido removido do molde deve ser resfriado no molde, ao ar, com o auxílio de ventiladores, até que desenvolva tal coesão. A altura do corpo-de-prova deve ser de $(6,35 \pm 0,13)$ cm, medida com o paquímetro em quatro posições diametralmente opostas. Adota-se como altura o valor da média aritmética das quatro leituras. Caso o corpo-de-prova não tenha altura de $(6,35 \pm 0,13)$ cm, calcular a massa de agregado (m_a) a ser utilizada nas moldagens seguintes, usando a equação abaixo:

$$m_a = \frac{6,35 \times \text{mm} \times (100 - P_b)}{100 h}$$

Onde:

P_b = porcentagem de material betuminoso a ser empregado na moldagem seguinte

mm = massa da mistura, preparada na moldagem efetuada, em (mm = $m_a + m_b$)

h = altura do corpo-de-prova obtido na moldagem efetuada, em cm

5.3 Determinação da densidade de massa aparente dos corpos-de-prova

5.3.1 Pesar o corpo-de-prova, tendo o cuidado de retirar o papel de filtro porventura aderente a ele, obtendo-se a massa (m_1).

5.3.2 Calcular a densidade de massa aparente ($D'a$) do corpo-de-prova pela equação seguinte:

$$D'a = \frac{m_1}{r^2 \cdot h}$$

Onde:

m_1 = massa do corpo-de-prova ao ar, em g, obtida em 5.3.1

r = raio do corpo-de-prova

h = altura do corpo-de-prova, expresso em cm, com exatidão de 0,1 cm, obtida em 5.2.12

5.3.3 Revestir o corpo-de-prova com parafina e pesá-lo novamente, obtendo-se a massa (m_2). Em seguida, transferir o corpo-de-prova para o prato imerso da balança hidrostática e determinar a massa imersa (m_i).

5.3.4 Calcular a densidade de massa aparente (D_a) do corpo-de-prova, utilizando a equação seguinte:

$$D_a = \frac{m_1}{m_2 - m_i - \frac{(m_2 - m_1)}{D_p}}$$

Onde:

m_1 = massa do corpo-de-prova não envolvido com parafina, em g

m_2 = massa do corpo-de-prova envolvido com parafina, em g

m_i = massa do corpo-de-prova envolvido com parafina, imerso em água, em g

D_p = densidade de massa da parafina

5.3.5 Se o corpo-de-prova apresentar uma superfície perfeitamente lisa e impermeável, a sua massa específica pode ser determinada efetuando-se as mesmas operações constantes em 5.3.1 a 5.3.3, dispensando-se, entretanto, o revestimento do corpo-de-prova com parafina. Neste caso, a densidade de massa aparente deve ser dada pela equação seguinte e deve ser verificada a igualdade $D_a = D'a$ (ver 5.3.2):

$$D_a = \frac{m_1}{(m_1 - m_i)}$$

5.4 Determinação da estabilidade e da fluência

5.4.1 Limpar as superfícies internas do molde de compressão e lubrificar as hastes de guia.

5.4.2 Imergir o corpo-de-prova em banho-maria a $(60 \pm 1)^\circ\text{C}$, para misturas com cimento asfáltico, ou a $(38 \pm 1)^\circ\text{C}$, para misturas com alcatrão, por um período de 30 min a 40 min.

5.4.3 Retirar o corpo-de-prova do banho-maria, enxugá-lo e colocá-lo no molde de compressão, centrando-o cuidadosamente. Em seguida, levar o conjunto à prensa com o medidor de fluência colocado na posição de ensaio.

5.4.4 Operar a prensa aplicando uma velocidade de 5 cm/min até o rompimento do corpo-de-prova, o que é observado no defletômetro pela indicação de um máximo. A leitura deste máximo deve ser anotada e convertida em N(kgf) pelo gráfico de calibração do anel dinamométrico.

5.4.5 Anotar a carga, em N(kgf), necessária para produzir o rompimento do corpo-de-prova à temperatura especificada como "estabilidade lida". Este valor deve ser corrigido para a altura do corpo-de-prova ensaiado, obtida em 5.2.12, multiplicando-se por um fator que é função da altura do corpo-de-prova, conforme apresentado na Tabela 1 do Anexo.

5.4.6 O espaço de tempo entre retirar o corpo-de-prova do banho e o seu rompimento não deve exceder 30 s. O resultado, assim obtido, é o valor da estabilidade Marshall.

5.4.7 O valor da fluência é obtido simultaneamente ao da estabilidade. Durante a aplicação da carga, a luva-guia do medidor de fluência deve ser firmada, com a mão, contra o topo do segmento superior do molde de compressão, diretamente sobre um dos pinos-guia. A pressão da mão sobre a luva do medidor de fluência deve ser relaxada no momento em que se der o rompimento do corpo-de-prova. O valor da fluência deve ser lido e anotado.

5.4.8 Para cada porcentagem de material betuminoso, a estabilidade e a fluência são representadas pela média dos três valores correspondentes aos corpos-de-prova ensaiados.

5.5 Cálculos

5.5.1 Densidade de massa média dos grãos dos fragmentos

5.5.1.1 Se o agregado a ser utilizado na mistura betuminosa for constituído de componentes com grãos ou fragmentos de natureza mineralógica ou petrográfica diferente, deve ser calculada a densidade de massa média dos grãos ou fragmentos (D_{rm}), utilizando a equação seguinte:

$$D_{rm} = \frac{100}{\frac{P_1}{D_{r1}} + \frac{P_2}{D_{r2}} + \frac{P_3}{D_{r3}}}$$

Onde:

D_{rm} = densidade de massa média dos grãos ou fragmentos

D_{r1}, D_{r2}, D_{r3} = densidade de massa dos grãos ou fragmentos de cada componente, obtida de acordo com a NBR 6508 para agregados que passam na peneira n° 4 e NBR 6458 para agregados que ficam retidos na peneira n° 4

P_1, P_2, P_3 = porcentagem de cada componente no agregado total, de acordo com a granulometria a ser adotada

5.5.1.2 Se o agregado total a ser utilizado for constituído por grãos ou fragmentos de mesma natureza mineralógica ou petrográfica, a sua densidade de massa média, D_{rm} , é igual àquela determinada para o agregado graúdo, de acordo com a NBR 6458.

5.5.2 Densidade de massa teórica máxima

Calcular a densidade de massa teórica máxima, D_t , pela equação seguinte:

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_b}{D_b} + \frac{P_a}{D_{rm}}}$$

Onde:

D_t = densidade de massa teórica máxima

D_b = densidade de massa do material betuminoso empregado, obtida de acordo com a NBR 6296

D_{rm} = densidade de massa média dos grãos ou fragmentos

P_b = porcentagem de material betuminoso empregado, expressa em relação à massa total da mistura betuminosa

P_a = porcentagem do agregado empregado, expressa em relação à massa total da mistura betuminosa (igual a $100 - P_b$)

5.5.3 Vazios não preenchidos

Calcular os vazios não preenchidos (V_v), pela equação seguinte:

$$V_v = 100 \frac{(D_t - D_a)}{D_t} = 100 \left(1 - \frac{D_a}{D_t} \right)$$

Onde:

V_v = vazios não preenchidos da mistura compactada, expressos em porcentagem do volume aparente do corpo-de-prova

D_t = densidade de massa teórica máxima, obtida em 5.5.2

D_a = densidade de massa aparente, determinada em 5.3

5.5.4 Vazios do agregado

Calcular os vazios do agregado do corpo-de-prova (V_a) pela equação seguinte:

$$V_a = 100 - \frac{100 \cdot P_a \cdot mm}{D_{rm} \cdot V'a} = 100 \left(1 - \frac{ma}{D_{rm} \cdot V'a} \right)$$

Onde:

V_a = vazios do agregado do corpo-de-prova, expressos em porcentagem do volume aparente deste

P_a = porcentagem de agregado contido na mistura, obtida em 5.5.2

mm = massa do corpo-de-prova, expressa em g, obtida em 5.2.12

ma = massa do agregado contido no corpo-de-prova, em g, determinado em 5.2.7

D_{rm} = densidade de massa média dos grãos ou fragmentos, obtida em 5.5.1

$V'a$ = volume aparente do corpo-de-prova, expresso em cm^3 , obtido pela equação seguinte:

$$V'a = \frac{mm}{D_a}$$

Onde:

mm = massa do corpo-de-prova

D_a = densidade de massa aparente do corpo-de-prova, obtida em 5.3

5.5.5 Vazios preenchidos

Calcular os vazios preenchidos (V_p), pela equação seguinte:

$$V_p = \frac{100 \cdot V_b}{V_a} = \frac{P_b \cdot D_a}{V_a \cdot D_b}$$

Onde:

V_p = vazios preenchidos de material betuminoso, expressos em porcentagem dos vazios do agregado do corpo-de-prova

V_b = volume aparente porcentual do material betuminoso do corpo-de-prova, obtido pela equação seguinte:

$$V_b = \frac{P_b}{D_b} \times D_a$$

P_b = porcentagem de material betuminoso na mistura do corpo-de-prova

D_a = densidade de massa aparente do corpo-de-prova, obtida em 5.3

V_a = vazios do agregado, expressos em porcentagem, obtidos em 5.5.4

5.5.6 Verificação

Verificar se $V_v + V_b = V_a$. Caso esta igualdade não seja satisfatória, refazer os cálculos.

5.6 Escolha do teor ótimo de material betuminoso

5.6.1 Preparar cinco gráficos cartesianos, representando, em abscissas, a porcentagem de material betuminoso e, em ordenadas, as médias dos seguintes valores, correspondentes a cada teor de material betuminoso:

- a) estabilidade Marshall;
- b) fluência;
- c) vazios não preenchidos (V_v);
- d) vazios preenchidos (V_p);
- e) densidade de massa aparente do corpo-de-prova (D_a).

5.6.2 Traçar a curva média, contínua, entre os pontos obtidos.

5.6.3 Determinar, com emprego dos gráficos, os teores de material betuminoso correspondentes a:

- a) máxima estabilidade;
- b) máxima densidade de massa aparente dos corpos-de-prova;

c) valor médio da porcentagem de vazios não preenchidos (V_v), constante na Tabela 2 do Anexo;

d) valor médio dos vazios preenchidos de material betuminoso (V_p), constante na Tabela 2 do Anexo.

5.6.4 Determinar a média aritmética das porcentagens obtidas em 5.6.3. Verificar, com emprego dos gráficos, se esta porcentagem satisfaz às exigências constantes na Tabela 2 do Anexo, admitindo-se tolerâncias máximas de 1%, para os vazios não preenchidos, e 5%, para os vazios preenchidos de material betuminoso. Se estas condições forem cumpridas, adotar a porcentagem média de material betuminoso; caso contrário, a granulometria do agregado deve ser alterada, a fim de que a nova mistura satisfaça às condições impostas na Tabela 2 do Anexo.

6 Resultados

Este procedimento fornece os resultados finais de 6.1 a 6.6.

6.1 Teor ótimo de material betuminoso, com aproximação de 0,1%.

6.2 Estabilidade Marshall, expressa em N(kgf).

6.3 Fluência correspondente ao teor ótimo de material betuminoso com aproximação de 10^{-1} mm ou 10^{-2} pol.

6.4 Densidade de massa aparente correspondente ao teor ótimo de material betuminoso, com aproximação de $0,01 \text{ g/cm}^3$.

6.5 Vazios não preenchidos correspondentes ao teor ótimo de material betuminoso, expressos em porcentagem e com aproximação de 0,1%.

6.6 Vazios preenchidos correspondentes ao teor ótimo de material betuminoso, expressos em porcentagem e com aproximação de 1%.

ANEXO - Figuras e tabelas

Figura 1 - Molde de compactação e extrator de corpo-de-prova

Figura 2 - Soquete de compactação

Unid.: mm

Figura 3 - Medidores de fluência

Figura 4 - Molde de compressão

Tabela 1 - Correção da estabilidade

Volume do corpo-de-prova, em cm ³	Altura aproximada do corpo-de-prova, em mm	Razão de correção
200 - 213	25,4	5,56
214 - 255	27,0	5,00
226 - 237	28,5	4,55
238 - 250	30,1	4,17
251 - 264	31,7	3,85
265 - 276	33,3	3,57
277 - 289	34,9	3,33
290 - 301	36,5	3,03
302 - 316	38,1	2,78
317 - 328	39,7	2,50
329 - 340	41,3	2,27
341 - 353	42,8	2,08
354 - 367	44,4	1,92
368 - 379	46,0	1,79
380 - 392	47,6	1,67
393 - 405	49,2	1,56
406 - 420	50,8	1,47
421 - 431	52,4	1,39
432 - 443	54,0	1,32
444 - 456	55,5	1,25
457 - 470	57,1	1,19
471 - 482	58,7	1,14
483 - 495	60,3	1,09
496 - 508	61,9	1,04
509 - 522	63,5	1,00
523 - 535	65,1	0,96
536 - 546	66,7	0,93
547 - 559	68,2	0,89
560 - 573	69,8	0,86
574 - 585	71,4	0,83
586 - 598	73,0	0,81
599 - 610	74,6	0,78
611 - 625	76,2	0,76

Nota: Obter a estabilidade corrigida multiplicando os valores da estabilidade do corpo-de-prova pela razão de correção correspondente à sua altura ou ao seu volume.

Tabela 2 - Características recomendadas

Determinações	Critérios - Pressão de pneu	
	0,69 MPa (7 kgf/cm ²)	1,38 MPa (14 kgf/cm ²)
Estabilidade Marshall - N(kgf) ^(A)	2500 (250)	3500 (350)
Fluência - 0,1 mm (0,01 pol)	20 - 46 8 - 18	20 - 46 8 - 18
% de vazios não preenchidos (Vv)		
a) Concreto asfáltico		
. camada de rolamento	3 a 5	3 a 5
. camada intermediária	4 a 6	4 a 6
b) Pré-misturado		
. camada de rolamento	3 a 5	3 a 5
. camada intermediária	4 a 10	4 a 10
c) Areia-asfalto	3 a 8	3 a 8
% de vazios preenchidos de material betuminoso (Vp)		
a) Concreto asfáltico		
. camada de rolamento	75 - 82	75 - 82
. camada intermediária	65 - 72	65 - 72
b) Pré-misturado		
. camada de rolamento	75 - 82	75 - 82
. camada intermediária	50 - 70	50 - 70
c) Areia-asfalto	65 - 82	65 - 82

^(A) Para areia-asfalto, a estabilidade mínima é de 1500 N (150 kgf).

norme française

Essais relatifs aux chaussées

Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés

Partie 1 : Essai d'orniérage

E : Tests relating to pavements — Bituminous mixtures permanent deformation — Part 1 : Wheel tracking test

D : Prüfungen für Fahrbahnen — Überelastische Durchbiegung von bituminösen Mischungen — Teil 1 : Fahrspurversuch

Norme française homologuée par décision du Directeur Général de l'afnor le 28 juin 1991 pour prendre effet le 28 juillet 1991.

correspondance À la date de publication de la présente norme, il n'existe pas de norme ou de projet de norme européenne ou internationale sur le sujet.

analyse La présente norme définit les méthodes permettant d'étudier le comportement en déformation permanente des mélanges hydrocarbonés.
La partie 1 spécifie une méthode pour déterminer la profondeur d'ornière par fluage au moyen de la simulation d'une charge roulante sur des matériaux hydrocarbonés.

descripteurs Thésaurus International Technique : chaussée, produit hydrocarboné, mélange, déformation sous contrainte, essai de fluage, essai, mesurage d'épaisseur.

modifications

corrections

Chaussées — Terrassement : Essais Chaussées

BNSR CTEC

Membres de la commission de normalisation

Président : M BONNOT

Secrétaire : M DELORME — Laboratoire Régional de l'Est Parisien

M	ABDO	Syndicat National des Fabricants de ciment et de chaux
M	AUSSEDAT	CEBTP
M	BALLIE	Laboratoire Régional d'Autun
M	BAR	Centre d'Etudes des Transports Urbains
M	BARON	Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques
M	BARON	STBA
MME	BICHERON	Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence
M	BONNOT	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M	COLOMBIER	Laboratoire Régional d'Autun
MME	COPIE	Syndicat National des Industries d'Equipements
M	COUSSIN	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux Routiers de France
MME	DAURELLE	AFNOR
M	DIVAY	Caterpillar Matériels Routiers SA
M	GAMBARD	Centre d'Etudes des Transports Urbains
M	GAMET	Direction Générale de l'Aviation Civile
MLLE	GOUX	Direction Générale de l'Aviation Civile
M	HIERNAUX	Laboratoire Régional de St Quentin
M	JOLY	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux Routiers de France
M	JOUBERT	SETRA
M	KOBISCH	Laboratoire Régional Saint Brieuc
M	LEROY	Syndicat Professionnel des Industries des Goudrons et Dérivés
M	LUCAS	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M	MOUTIER	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M	PANIS	Laboratoire Régional de Nancy
M	PELLION	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux Routiers de France
M	PICRON	Aéroport de Paris
M	PLANQUE	Centre de Recherches Appliquées BP Dunkerque

SOMMAIRE

	Page
1 OBJET	3
2 DOMAINE D'APPLICATION	3
3 DÉFINITIONS — SYMBOLES	4
4 PRINCIPE	4
5 APPAREILLAGE	4
6 PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES	6
6.1 Confection des éprouvettes en laboratoire	6
6.2 Éprouvettes issues de prélèvements sur chaussée	6
6.3 Conservation des éprouvettes avant essai	6
6.4 Contrôle des éprouvettes	6
7 MODE OPÉRATOIRE	6
7.1 Conditions d'essai	6
7.2 Procédure d'essai	6
7.2.1 Contrôle du pneumatique	6
7.2.2 Mise en place des éprouvettes	7
7.2.3 Déroulement de l'essai	7
8 CALCUL ET EXPRESSION DES RÉSULTATS	8
9 PROCÈS-VERBAL D'ESSAI	8
10 BIBLIOGRAPHIE	9
ANNEXE A (informative) Exemple de présentation de résultat	10

1 OBJET

La présente norme spécifie une méthode pour déterminer en laboratoire la profondeur d'ornièrre par fluage au moyen de la simulation d'une charge roulante sur des matériaux hydrocarbonés de compositions et de masses volumiques apparentes données.

2 DOMAINE D'APPLICATION

C'est un essai réalisé sur une éprouvette de matériaux hydrocarbonés. Cette éprouvette est soit confectionnée en laboratoire, soit issue de prélèvement de chaussée.

3 DÉFINITIONS — SYMBOLES

Pourcentage de profondeur d'ornière P_i % : pourcentage de diminution d'épaisseur moyenne mesurée en 15 points prédéterminés. P_i % est appelé dans la présente norme «Profondeur d'ornière».

Trace du pneu : empreinte du pneu sur une surface plane, lorsqu'on applique une charge verticale.

Cycle : un aller et un retour de la charge roulante.

E : épaisseur de la couche déformable ou des couches déformables de l'éprouvette exprimée en millimètres.

m_{ij} : distance exprimée en millimètres mesurée lors de la i ème séquence de mesure entre une surface de référence et un point spécifié de la face supérieure de l'éprouvette (j varie de 1 à 15).

4 PRINCIPE

Le passage répété d'une roue équipée d'un pneumatique, soumettant une éprouvette parallélépipédique de matériau hydrocarboné à une charge verticale, provoque une diminution relative de l'épaisseur appelée ornière.

L'éprouvette est placée dans un moule et est testée dans des conditions isothermes, la surface de l'éprouvette affleurant la partie supérieure du moule. La charge verticale est maintenue quasi-constante par un dispositif approprié. Le pneumatique est animé suivant le grand axe de l'éprouvette d'un mouvement sinusoïdal de fréquence et d'amplitude spécifiées.

5 APPAREILLAGE

Un dispositif simulant une charge roulante comportant :

- une roue équipée d'un pneumatique sans sculpture 400×8 de largeur de trace $8 \text{ cm} \pm 0,5 \text{ cm}$, (1)
- un ou plusieurs moules de dimensions intérieures $180 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ ou $180 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ non déformables dans les conditions d'essai,
- une jauge de profondeur pour mesurer m_{ij} à $0,2 \text{ mm}$ près (2) dont la surface de touche carrée ou circulaire est comprise entre 5 et 10 mm^2 . Un capteur sans contact peut être utilisé s'il conduit au même résultat,
- une enceinte ventilée à température de consigne variable, thermorégulée par une sonde placée dans l'éprouvette comme indiqué en figure 1, pour garantir la température spécifiée au cœur de l'éprouvette à $\pm 2^\circ\text{C}$,
- un indicateur de contrôle de la température au cœur de l'éprouvette comme indiqué en figure 1,
- une plaque-support d'éprouvette en acier, dont le défaut de planéité contrôlé à la règle suivant les diagonales soit inférieur à 1 mm et d'épaisseur telle que la flèche n'excède pas $0,5 \text{ mm}$ dans les conditions normales d'essai.

(1) Le pneumatique type Trelleborg T522 BV Extra ou Spécial, 6 plis convient à cet essai.

(2) Une jauge ou un comparateur au $1/50 \text{ mm}$ convient pour cette mesure.

Moules 180x500x100

Moules 180x500x50

Figure 1 — Emplacement des sondes de température

6 PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES

6.1 Confection des éprouvettes en laboratoire

Les éprouvettes sont confectionnées dans les moules 180 mm × 500 mm × 100 mm ou 180 mm × 500 mm × 50 mm, le principe du mode de compactage étant précisé sur le procès-verbal d'essai.

6.2 Éprouvettes issues de prélèvements sur chaussée

Les prélèvements de couche de chaussée doivent être adaptés par sciage et éventuellement calage indéformable approprié aux dimensions du moule. Le bon contact du matériau avec le fond du moule et les parois latérales est assuré par scellement au plâtre.

6.3 Conservation des éprouvettes avant essai

Les éprouvettes soumises à l'essai doivent être confectionnées depuis plus de deux jours et dans des conditions telles que les caractéristiques dimensionnelles soient conservées. Le temps de conservation doit être du même ordre de grandeur pour les éprouvettes d'une même série. La durée réelle de conservation en jours doit être portée sur le procès-verbal.

6.4 Contrôle des éprouvettes

Épaisseur : on s'assure en tous points de la zone de mesurage que l'épaisseur de l'éprouvette ne s'écarte pas de plus de 5 % de l'épaisseur nominale, pour des épaisseurs nominales supérieures à 50 mm. Pour des épaisseurs nominales inférieures ou égales à 50 mm, on applique une tolérance de $\pm 2,5$ mm.

Planéité : la planéité de la face inférieure de l'éprouvette est contrôlée à l'aide d'une règle ; une déformation supérieure à 5 mm entraîne le rebut de l'éprouvette.

7 MODE OPÉRATOIRE

7.1 Conditions d'essai

L'essai est réalisé suivant les conditions suivantes :

- course du pneumatique : 410 mm $\pm$ 5 mm,
- fréquence du mouvement relatif : 1 Hz $\pm$ 0,1 Hz,
- pression du pneumatique : 6 bar $\pm$ 0,1 bar en début d'essai,
- charge roulante appliquée : 5 000 N $\pm$ 50 N relevée statiquement au centre de l'éprouvette,
- écart entre l'axe de la trace et l'axe théorique de l'éprouvette inférieur à 5 mm,
- absence d'angle d'envirage.

7.2 Procédure d'essai

7.2.1 Contrôle du pneumatique

La propreté du pneumatique doit être vérifiée, pour éviter un échauffement parasite en cours d'essai.

L'emploi de produit anticollage sur le pneumatique, tel que l'oléate de soude glycéринé, permet d'éviter des arrachements.

La pression est maintenue en permanence à 6 bar $\pm$ 0,3 bar au cours de l'essai. Cette pression est soit régulée par un dispositif approprié, soit contrôlée et ajustée à chaque arrêt.

7.2.2 Mise en place des éprouvettes

Chaque éprouvette est testée dans le moule ayant servi à sa confection. Cependant, on peut utiliser un autre moule dont les dimensions sont identiques à celles de l'éprouvette à 0,5 mm près.

Le moule contenant l'éprouvette est fixé sur la plaque-support.

L'éprouvette subit 1 000 cycles de la charge roulante à une température comprise entre 15 et 25 °C.

Après cette phase préalable, les mesures initiales m_{0j} (j variant de 1 à 15) du profil de l'éprouvette sont relevées conformément à la figure 2.

L'enceinte est réglée à la température d'essai.

La température de l'air est contrôlée par une sonde placée sur la paroi du moule de l'éprouvette comme indiqué en figure 1.

La température relevée sur cette sonde ne doit pas dépasser de plus de 15 °C la température de consigne, si celle-ci est supérieure ou égale à 60 °C. Si la température de consigne est inférieure à 60 °C la température relevée sur la sonde ne doit pas dépasser 75 °C.

L'éprouvette est conservée au moins 12 h dans ces conditions avant le début de l'essai.

Figure 2 — Localisation des points de mesure

7.2.3 Déroulement de l'essai

La charge roulante est appliquée. Les profondeurs d'ornièrre sont mesurées à 1 000, 3 000, 10 000 et éventuellement à 30, 100, 300, 30 000, 100 000 cycles.

Avant chaque mesure, on relève la température de l'éprouvette : la moyenne des températures relevées à chaque arrêt est la température réelle moyenne de l'essai, qui doit figurer sur le procès-verbal d'essai.

À chacun des arrêts d'ordre i , les mesures m_{ij} (j variant de 1 à 15) sont faites, conformément à la figure 2. La profondeur d'ornièrre P_i est calculée suivant la formule suivante :

$$P_i \% = 100 \times \frac{\sum_j (m_{ij} - m_{0j})}{15 \times E}$$

pour $j = 1$ à 15

où :

E est l'épaisseur de la couche étudiée en millimètres,

m_{ij} sont les mesurages exprimés en millimètres.

À chaque arrêt, après la fin des mesures, un délai d'une durée suffisante est observé pour que la température spécifiée au cœur de l'éprouvette soit atteinte.

L'essai doit être interrompu si la moyenne des valeurs de $(m_{ij} - m_{0j})$ profondeur d'ornièrre est supérieure à 15 mm.

L'essai porte sur au minimum deux éprouvettes de même composition.

8 CALCUL ET EXPRESSION DES RÉSULTATS

On trace la courbe d'évolution de P_i % en fonction du nombre de cycles sur un graphique à coordonnées bilogarithmiques.

Une relation entre la profondeur d'ornièrre P_i % et le nombre de cycles à l'arrêt d'ordre i est recherchée, avec une équation de la forme :

$$Y = A (N/1\ 000)^b$$

où :

Y est la profondeur d'ornièrre à N cycles,

A est la profondeur d'ornièrre à 1 000 cycles,

b est la pente de la droite en coordonnées logarithmiques.

Pour ce calcul, on élimine toutes les profondeurs d'ornièrre mesurées à N cycles si l'une des répétitions dépasse à N cycles la valeur de 15 %.

9 PROCÈS-VERBAL D'ESSAI

Le procès-verbal d'essai dont un exemple est donné en annexe doit faire référence à la présente norme et mentionner :

- l'identification des composants,
- l'identification de la formule,
- le mode de fabrication du mélange hydrocarboné avec le type de malaxeur utilisé,
- le principe du mode de compactage de l'éprouvette,
- l'épaisseur de la couche étudiée,
- la durée de conservation de l'éprouvette avant essai,
- la masse volumique apparente de l'éprouvette avant essai, préciser la méthode utilisée,
- la température moyenne d'essai,
- l'ensemble des résultats de profondeur d'ornièrre avec leur représentation graphique,
- les conditions d'essai et les détails opératoires non prévus dans la présente norme ainsi que les incidents éventuels susceptibles d'avoir agi sur les résultats.

10 BIBLIOGRAPHIE

Essai à l'ornièreur — Avant-projet de mode opératoire — Décembre 81 — Ministère de l'Urbanisme et du Logement.

Annexe A
(informative)
EXEMPLE DE PRÉSENTATION DE RÉSULTAT

Procès-verbal d'essai : orniérage

(norme NF P 98-253-1)

La reproduction de ce rapport d'essai n'est autorisée que sous la forme de fac-similé reprographique intégré. Il comporte ... page(s) et ... annexe(s)

Affaire : 1 7 0 78 78

N° du PV : 011

Couche de roulement RN

N° du registre d'essai : 027

Date de l'essai : 90-08-13

Température de l'essai : 60 °C

Épaisseur de la couche étudiée : 10 cm

Pourcentage de vides prévisible sur chantier : 6,7 %

Pourcentage de vides avant essai

Méthode : Banc gamma. NF P 98-250-5 (*)

Identification des composants

Granularité	Origine du matériau	%
10/14	Noubleau	24
6/10	Noubleau	20
2/6	Noubleau	17
0/2	Noubleau	38,5
Fines	Calcaires	0,5
60/70	ELF	5,45

		Niveau			Moyenne
		1	2	3	
Compactage faible					
Éprouvette	1	10,6	8,9	8,0	9,17
	2	10,2	8,8	7,9	8,97
	$\frac{3}{m}$	10,4	8,85	7,95	9,06
Compactage fort					
Éprouvette	1	6,2	5,1	4,4	5,23
	2	6,5	5,1	4,3	5,30
	$\frac{3}{m}$	6,25	5,10	4,35	5,27

Profondeur de l'ornière

		Nombre de cycles						
		10 ²	3.10 ²	10 ³	3.10 ³	10 ⁴	3.10 ⁴	10 ⁵
Compactage faible	1							
Méthode : norme NF P 98-250-2	2							
Pourcentage de vides moyen : 9,1 %	3							
	$\overline{m}$	1,88	2,69	3,46	4,61	5,36	5,85	6,75
Compactage fort	1							
Méthode : norme NF P 98-250-2	2							
Pourcentage de vides moyen : 5,3 %	3							
	$\overline{m}$	1,45	1,89	2,34	3,07	3,86	5,16	6,83

Évolution de la profondeur d'ornièrè en fonction du nombre de cycles

Forme de la régression appliquée : $Y = A (N/1\ 000)^b$

avec :

A = profondeur d'ornièrè à 1 000 cycles

b = pente de la droite en coordonnées logarithmiques

	A %	B	% vides V %	Température moyenne d'essai °C	Durée de conservation de l'éprouvette avant essai
Compactage faible	3,10	0,206	9,1	60	3 jours
Compactage fort	2,40	0,223	5,3	60	4 jours

OBSERVATIONS	DESTINATAIRES

<p>L'attention est attirée sur le fait que les résultats donnés par le présent procès-verbal d'essai ont été obtenus avec les échantillons définis ci-dessus, mais que la portée et les conclusions à tirer de ces résultats :</p> <p>☐ sont indiquées par le présent procès-verbal en application du texte de référence fixé par le donneur d'ordre.</p> <p>☐ font l'objet d'un document ci-joint. Référence :</p> <p>☐ n'ont pas été demandées par le donneur d'ordre.</p>	<p>À : Date :</p>
	<p>Le Responsable d'essai</p>
	<p>Signature</p>

norme française

Essais relatifs aux chaussées

Préparation des mélanges hydrocarbonés

Partie 2 : Compactage des plaques

E : Tests relating to pavements — Preparation of bituminous mixtures —
Part 2 : Plates compaction

D : Strassenbau-Prüfungen — Vorbereitung der teerhaltigen Mischungen —
Teil 2 : Verdichtung der Platten

Norme française homologuée par décision du Directeur Général de l'afnor
le 5 octobre 1991 pour prendre effet le 5 novembre 1991.

correspondance À la date de publication de la présente norme, il n'existe pas de norme ou de projet de norme européenne ou internationale sur le sujet.

analyse La présente norme a pour objet de définir une méthode de compactage de plaques parallélépipédiques de mélanges hydrocarbonés à l'aide d'une charge roulante.

descripteurs Thésaurus International Technique : chaussée, produit hydrocarboné, mélange, préparation, plaque, essai, compactage, conditions d'essai.

modifications

corrections

Essais relatifs aux chaussées

BNSR CTEC

Membres de la commission de normalisation

Président : M BONNOT

Secrétaire : M DELORME — Laboratoire Régional de l'Est Parisien

		Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Chaussées en béton et d'équipements annexes
M	AUSSEDA	CEBTP
M	ABDO	Syndicat National des Fabricants de ciment et de chaux
M	BAR	Centre d'Etudes des Transports Urbains
M	BALLIE	Laboratoire Régional d'Autun
M	BARON	Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques
M	BARON	STBA
MME	BICHERON	Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence
M	BONNOT	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Orly
M	COLOMBIER	Laboratoire Régional d'Autun
MME	COPIE	Syndicat National des Industries d'Equipements
M	COUSSIN	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux routiers de France
M	DIVAY	Caterpillar Matériels Routiers SA
M	GAMBARD	Centre d'Etudes des Transports Urbains
M	GAMET	Direction Générale de l'Aviation Civile
MLLE	GOUX	Direction Générale de l'Aviation Civile
M	HIERNAUX	Laboratoire Régional de St Quentin
M	JOLY	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux routiers de France
M	JOUBERT	SETRA
M	JOUNOT	AFNOR
M	KOBISCH	Laboratoire Régional Saint Brieuc
M	LEROY	Syndicat Professionnel des Industries des Goudrons et dérivés
M	LUCAS	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M	MOUTIER	Laboratoire Central des Ponts et chaussées
M	PANIS	Laboratoire Régional de Nancy
M	PELLION	Syndicat Professionnel des Entrepreneurs de Travaux routiers de France
M	PICRON	Aéroport de Paris
M	PLANQUE	Centre de Recherches Appliquées BP Dunkerque

Experts consultés

M	MOUTIER	LCPC
M	DELORME	LREP

Sommaire

	Page
1 Objet	4
2 Domaine d'application	4
3 Définitions — Symboles — Abréviations	4
3.1 Définitions	4
3.2 Symboles — Abréviations	4
4 Principe	5
5 Appareillage	5
6 Préparation des éprouvettes	6
6.1 Masse des plaques	6
6.2 Remplissage du moule	6
7 Mode opératoire	7
7.1 Conditions d'essai	7
7.2 Procédures de compactage	7
7.2.1 Compactages à énergie déterminée	7
7.2.1.1 Compactage faible — Type 1	7
7.2.1.2 Compactage fort — Type 2	8
7.2.1.3 Compactage faible — Type 1 bis	9
7.2.1.4 Compactage fort — Type 2 bis	10
7.2.2 Compactage à pourcentage de vides recherché	11
7.2.3 Utilisation d'un cylindre lisse	11
7.2.3.1 Cylindre lisse en finition de compactage	11
7.2.3.2 Compactage au cylindre lisse	11
8 Procès-verbal d'essai	11

1 Objet

La présente norme a pour objet de définir un moyen de compactage de plaques de mélanges hydrocarbonés par l'effet d'une charge roulante. Les modalités et l'énergie de compactage sont adaptées selon le type et la destination des plaques.

2 Domaine d'application

Le domaine d'application comprend les mélanges hydrocarbonés à chaud ou à froid fabriqués en laboratoire ou prélevés sur chantier.

3 Définitions — Symboles — Abréviations

3.1 Définitions

pas : un aller ou un retour de la charge roulante.

np : nombre de passes.

axe de la plaque : axe de symétrie de la plaque parallèle à la plus grande dimension du moule.

axe latéral : axe d'une passe parallèle à la plus grande dimension du moule, situé à une distance a de l'axe de la plaque.

position arrière : axe latéral le plus éloigné de la face avant de l'appareil.

mode «axe bloqué» : mode de fonctionnement de l'appareil tel que la hauteur de l'axe de la roue reste constante par rapport au bord supérieur du moule pendant une passe.

mode «axe libre» : mode de fonctionnement de l'appareil tel que la charge appliquée sur la plaque reste constante au cours d'une passe.

plan de balayage : ensemble des modalités de passage de la ou des roues sur la plaque, définies par le nombre, l'ordre d'exécution et les valeurs de la translation latérale.

3.2 Symboles — Abréviations

Figure 1 : schéma d'une plaque — Vue de dessus

L	: longueur intérieure du moule en centimètres.
l	: largeur intérieure du moule en centimètres.
h	: hauteur intérieure du moule en centimètres.
M	: masse de la plaque en grammes.
MVR	: masse volumique réelle du mélange hydrocarboné en grammes par centimètre cube.
v %	: pourcentage de vides de la plaque.
F	: charge appliquée sur les pneumatiques en kilonewtons.
V_t	: vitesse de translation longitudinale des roues en centimètres par seconde.
position centre	: axe de la plaque.
position avant	: axe latéral le plus proche de la face avant de l'appareil.
a	: valeur de la translation latérale en centimètres.
E (np)	: épaisseur de la plaque en cours de compactage en centimètres.
E	: épaisseur finale de la plaque en centimètres.

4 Principe

Une masse donnée de mélange hydrocarboné est compactée dans un moule parallélépipédique à l'aide d'une charge appliquée par une ou plusieurs roues équipées de pneumatiques. Celles-ci peuvent tourner librement autour de leur axe. La ou les roues exécutent des passes à vitesse constante parallèlement à l'axe de la plaque selon un plan de balayage spécifié. Au cours du compactage la surface de l'éprouvette est maintenue affleurante au bord supérieur du moule par un dispositif permettant de compenser la réduction du pourcentage de vides en résultant.

Si le comportement du mélange hydrocarboné ne permet pas un compactage avec des roues équipées de pneumatiques, un cylindre métallique peut être utilisé.

5 Appareillage

— Un ou plusieurs moules de dimensions intérieures à 0,1 cm près :

L = 50 cm, l = 18 cm, h = 10 ou 5 cm,

ou

L = 60 cm, l = 40 cm, h = 15 ou 20 cm.

— Un dispositif permettant de compacter les plaques dans les moules suivant le principe décrit à l'article 5.

Ce dispositif doit :

- permettre d'appliquer une charge F sur la ou les roues, réglable entre 1 et 10 kN à $\pm 5 \%$,
- comporter une ou plusieurs roues équipées de pneumatiques sans sculpture de dimension 400×8 ¹⁾,
- comporter éventuellement un cylindre métallique lisse de diamètre compris entre 42 cm et 80 cm, de longueur de génératrice égale à $17,5 \text{ cm} \pm 0,2 \text{ cm}$ ou $39 \text{ cm} \pm 0,5 \text{ cm}$ et d'épaisseur comprise entre 0,4 cm et 0,8 cm,
- permettre la translation de la charge roulante à la vitesse V_l constante à 10 % près,
- comporter un système de positionnement de la ou des roues sur les différents axes de compactage selon des valeurs de a prédéterminées,
- permettre un mode de fonctionnement à axe libre et un mode à axe bloqué,
- comporter éventuellement une ou plusieurs cales de dimensions appropriées pour réaliser des plaques d'épaisseur E spécifiée différente de la hauteur h du moule,
- comporter un dispositif de mesure de l'épaisseur E (np) en continu ayant une résolution inférieure ou égale à 0,1 cm,
- comporter un système permettant de ramener la surface de la plaque affleurante au bord supérieur du moule périodiquement en cours de compactage.

6 Préparation des éprouvettes

6.1 Masse des plaques

La masse M est fonction de la masse volumique réelle MVR du mélange hydrocarboné, des dimensions du moule, de l'épaisseur E de la plaque et du pourcentage de vide escompté $v \%$ pour les modalités de compactage choisies.

$$M = L \times l \times E \times MVR (100 - v \%).$$

6.2 Remplissage du moule

On charge le moule avec la masse M à 0,1 % près du mélange hydrocarboné à la température de référence, en répartissant le mélange dans le moule.

Les températures de référence de préparation des éprouvettes de mélanges à base de bitume pur sont définies comme suit :

bitume 80/100	: 140 °C $\pm$ 5 °C
bitume 60/70	: 150 °C $\pm$ 5 °C
bitume 40/50	: 160 °C $\pm$ 5 °C
bitume 20/30	: 180 °C $\pm$ 5 °C

Pour les autres liants hydrocarbonés, les températures de référence de fabrication des mélanges seront celles définies par le fournisseur.

La température de référence et le mode de préparation du mélange hydrocarboné sont indiqués sur la feuille d'essai et doivent figurer sur les procès-verbaux d'essais utilisant les plaques ainsi confectionnées.

1) Le pneumatique type Trelleborg T522BV. Extra ou spécial, 6 plis convient à cet usage.

7 Mode opératoire

7.1 Conditions d'essai

- Nombre de roues :
 - 1 pour les plaques de dimension 50 cm × 18 cm × E,
 - 2 roues jumelées distantes de 18 cm ± 0,1 cm pour des plaques de dimension 60 cm × 40 cm × E.
- Vitesse de translation V_t comprise entre 20 et 50 cm/s.
- Pression de gonflage à l'arrêt : suivant mode de compactage à ± 0,3 bar.
- Charge F : suivant mode de compactage à ± 5 % en valeur relative.

7.2 Procédures de compactage

Plusieurs types de procédures de compactage peuvent être réalisés, en fonction de l'énergie à appliquer, de la dimension des plaques, de l'état de surface recherché.

7.2.1 Compactages à énergie déterminée

7.2.1.1 Compactage faible — Type 1

Tableau 1 : modalités de compactage faible pour plaques L = 50 cm, l = 18 cm

Nombre de passes						Pression du pneu en bar	F en kN	Départ	a en cm	Mode de fonctionnement
Position roues										
Avant		Centre		Arrière						
	Cumulé *		Cumulé *		Cumulé *					
1						1	1	droite	7,5	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								
2	2					3	2	droite	4,5	axe libre
				2	2					
		1	1							
4	6									
				4	6					
		2	3							
2	8									
				2	8					
		1	4							
1						3	2		4,5	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								

*) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».

7.2.1.2 Compactage fort — Type 2

Tableau 2 : modalités de compactage fort pour plaques L = 50 cm, l = 18 cm

Nombre de passes						Pression du pneu en bar	F en kN	Départ	a en cm	Mode de fonctionnement
Position roues										
Avant		Centre		Arrière						
	Cumulé *		Cumulé *		Cumulé *					
1						1	1	droite	7,5	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								
2	2					6	5	droite	4,5	axe libre
				2	2					
		1	1							
2	4									
				2	4					
		1	2							
4	8									
				4	8					
		2	4							
8	16									
				8	16					
	4	8								
8	24									
				8	24					
		4	12							
4	28									
				4	28					
	2	14								
2	30									
				2	30					
		1	15							
2	32									
				2	32					
		1	16							
1						6	5		4,5	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								

**) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».*

*) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».

7.2.1.3 Compactage faible — Type 1 bis

Tableau 3 : modalités de compactage faible pour plaques L = 60 cm, l = 40 cm

Nombre de passes						Pression du pneu en bar	F en kN	Départ	a en cm	Mode de fonctionnement
Position roues										
Avant		Centre		Arrière						
	Cumulé *		Cumulé *		Cumulé *					
1										
				1		1	2	droite	7,5	axe bloqué
		1								
1										
				1						
		1								
2	2					3	4	droite	6,3	axe libre
				2	2					
		1	1							
4	6			4	6					
		2	3							
2	8									
				2	8					
		1	4							
1						3	4		6,3	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								

*) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».

7.2.1.4 Compactage fort — Type 2 bis

Tableau 4 : modalités de compactage fort pour plaques L = 60 cm, l = 40 cm

Nombre de passes						Pression du pneu en bar	F en kN	Départ	a en cm	Mode de fonctionnement
Position roues										
Avant		Centre		Arrière						
	Cumulé *		Cumulé *		Cumulé *					
1						1	2	droite	7,5	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								
2	2					6	10	droite	4,5	axe libre
				2	2					
		1	1							
2	4									
				2	4					
		1	2							
4	8									
				4	8					
		2	4							
8	16									
				8	16					
		4	8							
8	24									
				8	24					
		4	12							
4	28									
				4	28					
		2	14							
2	30									
				2	30					
		1	15							
2	32									
				2	32					
		1	16							
1						6	10		6,3	axe bloqué
				1						
		1								
1										
				1						
		1								

*) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».

*) Le nombre de passes cumulé est noté seulement pour le fonctionnement en mode «axe libre».

7.2.2 Compactage à pourcentage de vides recherché

Les modalités définies au paragraphe 7.2.1 ne permettent pas, a priori, d'obtenir un pourcentage de vides préalablement choisi pour une plaque donnée.

S'il est souhaité obtenir des plaques à pourcentage de vide recherché, on peut modifier les modalités de compactage.

On choisit la modalité définie au paragraphe 7.2.1 conduisant au résultat le plus proche par excès de pourcentage de vide recherché, puis on augmente le nombre de passes en veillant à l'équilibrage du plan de balayage (croissance et décroissance, symétriques, du nombre de passes) pour éviter les hétérogénéités et les déformations superficielles.

Dans ce cas la procédure employée est décrite sur la feuille d'essai et sur les procès-verbaux des essais utilisant les plaques réalisées.

7.2.3 Utilisation d'un cylindre lisse

Le cylindre lisse dont la longueur de génératrice est proche de la largeur l de la plaque à compacter est monté sur la roue ou sur les roues jumelées.

7.2.3.1 Cylindre lisse en finition de compactage

Les passes à axe bloqué en fin de procédures définies en 7.2.1 sont remplacées par quatre à six passes de cylindre lisse sans déplacement transversal.

7.2.3.2 Compactage au cylindre lisse

Pour des mélanges hydrocarbonés inaptés au compactage par pneumatiques, on utilise le cylindre lisse pour l'ensemble du compactage sans déplacement transversal de la charge roulante.

Le mode de compactage est décrit sur la feuille d'essai et doit être mentionné sur les procès-verbaux des essais utilisant les plaques fabriquées selon ces procédures.

8 Procès-verbal d'essai

Le procès-verbal d'essai doit faire référence à la présente norme et indiquer :

- la masse M de l'éprouvette,
- l'identification de la formule employée,
- la température de référence de fabrication,
- le mode de fabrication,
- le mode de compactage utilisé,
- les conditions de l'essai et les détails opératoires non prévus dans la présente norme ainsi que les incidents éventuels susceptibles d'avoir agi sur le résultat.

MODELOS TEÓRICOS DESENVOLVIDOS POR J. F. HILLS (1973) PARA O ENSAIO DE FLUÊNCIA POR COMPRESSÃO UNIAXIAL.

APPENDIX II

MODEL I : Theoretical model for the deformation of asphalt mixes where the thickness of the binder film remains constant.

We shall consider an average pair of adjacent mineral particles in a specimen of asphalt mix that undergoes a creep test (Figure 1). Let the applied stress be σ , and assume that the local normal stress acting on the film of bitumen between the particles is $\alpha\sigma$, and the maximum tangential stress is $\beta\sigma$ acting in the direction g , where α and β are constants (Figure 2).

Figure 1 - Schematic diagram of creep test.

Figure 2 - Particle-pair separated by a film of binder.

Let the thickness of the film be h at the time of loading t , and h_0 , when $t = 0$. If the binder has the viscosity η , the Newton's equation gives:

$$\frac{dg}{dt} = \frac{b \sigma h}{\eta} \quad \dots (2-1)$$

where β is a constant that takes account of both b and the geometry of the particles.

In Model I we shall take the simple limiting case of a mix in which the film thickness remains constant at its initial value h_0 . Then from (2-1):

$$\frac{dg}{dt} = \frac{b \sigma h_0}{\eta} \quad \dots (2-2)$$

and

$$g = \frac{b h_o \sigma t}{h} \quad \dots (2-3)$$

Let us assume that strain in the mix ϵ_{mix} is proportional to the displacement g in the model so that:

$$\epsilon_{mix} = m g \quad \dots (2-4)$$

where m is a constant that accounts for the number of average sliding particle-pairs per unit length of the mix, and their orientation.

The independent variable is t , but as the values of the constant s and h will be known, it is convenient to take instead the dimensionless group $(\sigma t / 3\eta)$ which we call the calculated strain in the bitumen, ϵ'_{bit} . Thus we have

$$3 \epsilon'_{bit} = \frac{\sigma t}{\eta} \quad \dots (2-5)$$

It should be noted that ϵ'_{bit} is not the strain of the binder in the itself, which is proportional to ϵ_{mix} . Physically, ϵ'_{bit} is the strain that a specimen of bitumen of viscosity η would undergo if subjected to the stress σ applied to the mix for the time of loading t . Using ϵ'_{bit} as a variable permits the results of tests at various temperatures, and hence with different values of η , to be plotted on one graph to give a single curve that could be obtained at a single low temperature only by having excessively long loading times. An alternative interpretation of ϵ'_{bit} is to regard it as a dimensionless time of loading.

From (2-3), (2-4) and (2-5) we have

$$\epsilon_{mix} = 3 b h_o m \epsilon'_{bit} \quad \dots (2-6)$$

showing that the strain in the mix is simply proportional to the calculated strain in the bitumen. For comparison with other relationships given below, it is convenient to express the basic form of (2-6) by

$$y = x \quad \dots (2-7)$$

where

$$y = \epsilon_{mix} \quad \dots (2-8)$$

and

$$x = 3 b h_o m \epsilon'_{bit} \quad \dots (2-9)$$

APPENDIX III

MODEL II: Theoretical model that allows for the thinning of the binder film.

For the Model II we again consider an average pair of particles (Figure 1), but this time assume that the bitumen film will gradually be squeezed out from between the particles under the action of the local normal stress $\alpha\sigma$.

We shall use Stefan's equation¹ to describe the approach of the particles:

$$\frac{a\sigma t}{\eta} = r^2 \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_o^2} \right) \quad \dots (3-1)$$

where a is a constant that takes account of both a and the shape of the particles, and r is their effective radius.

Assuming that the motions of approach and lateral translation of the particles are independent, we may solve (3-1) and (2-1) simultaneously by eliminating h between them to give

$$\frac{dg}{dt} = \frac{b\sigma}{\eta} \left(\frac{a\sigma t}{r^2 \eta} + \frac{1}{h_o^2} \right)^{-1/2} \quad \dots (3-2)$$

Integrating the sliding displacement from g to g and the time of loading from 0 to t yields

$$\frac{a h_o}{2 b r^3} g = \left(1 + \frac{a h_o^2}{r^2} \times \frac{\sigma t}{\eta} \right)^{1/2} - 1 \quad \dots (3-3)$$

Substituting from (2-4) and (2-5) gives

$$\frac{a h_o}{2 b m r^2} \epsilon_{mix} = \left(1 + \frac{3 a h_o^2}{r^2} \times \epsilon'_{bit} \right)^{1/2} - 1 \quad \dots (3-4)$$

By putting the constants

$$\frac{a h_o}{2 b m r^2} = \frac{1}{F_y} \quad \dots (3-5)$$

and

$$\frac{3 a h_o^2}{r^2} = \frac{1}{F_x} \quad \dots (3-6)$$

(3-4) becomes

¹ STEFAN, J. Sitzber. Akad. Wiss. Wien, Math.-Naturw. Kl. Abt. II, 1874, 69, 713.

$$\frac{\varepsilon_{\text{mix}}}{F_y} = \left(1 + \frac{\varepsilon'_{\text{bit}}}{F_x} \right)^{1/2} - 1 \quad \dots (3-7)$$

This reduces to the basic equation

$$y_1 = (1 + x)^{1/2} - 1 \quad \dots (3-8)$$

when

$$y_1 = \frac{\varepsilon_{\text{mix}}}{F_y} \quad \dots (3-9)$$

and

$$x = \frac{\varepsilon'_{\text{bit}}}{F_x} \quad \dots (3-10)$$

APPENDIX IV

MODEL IIq: Theoretical model that takes account of the thinning of the binder film and the gradation of the aggregate.

In Model II, the binder layer between the pair of adjacent particles was bitumen. To develop the model to take account of the gradation of the aggregate in a mix, we can consider, as a first step, the behaviour of a particle-pair whose binder layer is a Model II material.

Denoting this second model by the subscript 2, (3-8) becomes:

$$y_2 = (1 + x_2)^{1/2} - 1 \quad \dots (4-1)$$

where

$$x_2 = y_1 = (1 + x)^{1/2} - 1 \quad \dots (4-2)$$

Substituting (4-2) into (4-1) gives

$$y_2 = (1 + x)^{1/4} - 1 \quad \dots (4-3)$$

This material could, in turn, be used as the binder in a particle-pair of still larger dimensions, giving a material with the basic equation

$$y_3 = (1 + x)^{1/8} - 1 \quad \dots (4-4)$$

It is easily seen that the relation for the qth model is

$$y_q = (1+x)^{1/2^q} - 1 \quad \dots (4-5)$$

This is the equation for a family of curves with q being any integer.

When x is very small (4-5) becomes

$$y_q = \frac{1}{2^q} x \quad \dots (4-6)$$

showing that, though the initial branches of the various curves in a log-log plot all have unit slope, they are displaced according to the value of $1/2^q$. This is a disadvantage for curve-fitting purposes, and it is more convenient to put

$$y = 2^q y_q \quad \dots (4-7)$$

so that (4-5) becomes

$$y = 2^q \{ (1+x)^{1/2^q} - 1 \} \quad \dots (4-8)$$

With this form of the basic equation

$$y = x \quad \dots (4-9)$$

when x is small, for all values of q , and all the initial branches of the curves coincide.

The modification of (4-5) to give (4-8) is quite acceptable because, as discussed in Appendix VII, multiplying a variable by a constant in (4-7) only shifts the curve in a log-log graph, and does not change its shape.

APPENDIX V

MODEL III: Theoretical model for frictional, or boundary lubrication, conditions.

We shall assume that, in a creep test, the instantaneous rate of deformation is proportional to the applied stress σ , and inversely proportional to the viscosity of the binder η and the area A , which is the total nominal area of contact per unit volume of the mix where there is boundary lubrication. In this condition, the lubricant layer is extremely thin and there are local areas within the nominal area of contact where there is dry contact between opposing asperities in the surfaces. This is illustrated diagrammatically in Figure 3, which shows dry contact occurring when the average separation h of the surfaces of a particle-pair diminishes to the critical value h_c .

We thus have

$$\frac{d\lambda}{dt} = \frac{c \sigma}{A \eta} \quad \dots (5-1)$$

where λ is a strain in the mix that might be either a shear, volume or linear strain, and c is a constant of proportionality.

Figure 3 - Diagrammatic representation of the approach of particles to the critical separation h_c , when there are local areas of dry contact.

We shall assume that

$$A = A_0 + A' \quad \dots (5-2)$$

where A_0 is the value of A when the time of loading t is zero, and that

$$A' = \frac{k \sigma t}{\eta} \quad \dots (5-3)$$

where k is a constant.

From (5-1), (5-2) and (5-3) we obtain

$$\frac{d\lambda}{dt} = \frac{c \sigma}{(A_0 + (k \sigma t / \eta)) \eta} \quad \dots (5-4)$$

and integration from 0 to λ and 0 to t yields

$$\lambda = \frac{c}{k} \ln \left(1 + \frac{k \sigma t}{A_0 \eta} \right) \quad \dots (5-5)$$

Assuming that

$$\varepsilon_{\text{mix}} = \lambda \quad \dots (5-6)$$

and again defining $\varepsilon'_{\text{bit}}$ by (2-5), (5-5) becomes

$$\frac{k}{c} \varepsilon_{\text{mix}} = \ln \left(1 + \frac{3k}{A_0} \varepsilon'_{\text{bit}} \right) \quad \dots (5-7)$$

from which the basic equation

$$y = \ln (1 + x) \quad \dots (5-8)$$

is obtained when

$$y = \frac{k}{c} \varepsilon_{\text{mix}} \quad \dots (5-9)$$

and

$$x = \frac{3k}{A_0} \varepsilon'_{\text{bit}} \quad \dots (5-10)$$

APPENDIX VI

Proof that, for high values of q , the curve for Model II q has a limiting shape which is the same as that for Model III.

We shall show that when q is large enough, the curve for the Model II q tends to a limiting shape, and that this shape is the curve for the Model III.

Let

$$p = \frac{1}{2^q} \quad \dots (6-1)$$

Then substitution in (4-8) gives

$$y = \frac{1}{p} \{ (1+x)^p - 1 \} \quad \dots (6-2)$$

and the binomial expansion is

$$y = x + \frac{(p-1)}{1 \cdot 2} x^2 + \frac{(p-1)(p-2)}{1 \cdot 2 \cdot 3} x^3 + \dots \quad \dots (6-3)$$

In the limit, when q is large enough, p is small, and $(p-1) = -1$ etc., and then

$$y = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - \dots \quad \dots (6-4)$$

The right hand side of (6-4) is the logarithmic series, and so we can write

$$y = \ln(1 + x) \quad \dots (6-5)$$

which is the same as the basic equation (5-8) that was derived for the Model III.

It will be noted that there was no restriction on the value of x , and the only assumption was that q was large enough to make p small. In fact, when $q \geq 10$, the curves for Model IIq and Model III become indistinguishable.

APPENDIX VII

Graphical curve-fitting procedure for evaluating the constants F_x and F_y .

In order to discuss the curve-fitting procedure, it is convenient to take the Model II as an example, though the arguments apply equally to Model IIq.

To evaluate the constants F_x and F_y in (3-7), the experimental results are plotted as ε_{mix} against $\varepsilon'_{\text{bit}}$ on log-log graph paper, and the curve for the model is obtained by plotting y_1 against x on the same scales for (3-8):

$$y_1 = (1 + x)^{1/2} - 1$$

Now, for the type of equation with which we are concerned, if y_1 is multiplied by a constant F_y , all points in a log-log graph are shifted by an amount corresponding to F_y in the y_1 -direction. Similarly, there is an x -shift corresponding to F_x if the x -variable is multiplied by this factor. It follows that the curve for

$$F_y y_1 = (1 + F_x x)^{1/2} - 1 \quad \dots (7-1)$$

when plotted as $\log F_y y_1$ against $\log F_x x$ has the same shape as that for the basic equation (3-8).

If the shifted curve (7-1) coincides with the experimental points, the $F_y y_1 = \varepsilon_{\text{mix}}$ and $F_x x = \varepsilon'_{\text{bit}}$ and F_y and F_x are known from the shifts that were required.

In practice, it is convenient to have the basic curve for (3-8) drawn on tracing paper on which the point $(x = 1, y_1 = 1)$ is also marked so that it can be used as an index. When the curve has been shifted to obtain the best fit with the experimental points, the shift factors can be read from the $(\varepsilon_{\text{mix}}, \varepsilon'_{\text{bit}})$ co-ordinates of the index point, because $\varepsilon_{\text{mix}} = F_y$, and $\varepsilon'_{\text{bit}} = F_x$ when both x and y_1 are equal to one.

If a good fit can be obtained, the creep behaviour of the mix can be specified by saying that its curve for ε_{mix} against $\varepsilon'_{\text{bit}}$ conforms to that for the Modell II, and then giving the position of the curve by quoting the shift factors F_x and F_y , which are constants that depend on the initial internal geometry of the mix.

Anexo 2

**TABELAS COMPLETAS
COM OS RESULTADOS
DOS ENSAIOS**

TABELA A2.1 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C1-P1-40.

GRANULOMETRIA C1 - RESULTADOS DE C1 - P1 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,40	6,44	0,04	6,46	0,06	6,55	0,15	6,58	0,18	6,64	0,24	6,77	0,37	7,09	0,69
1	10	7,08	7,10	0,02	7,12	0,04	7,16	0,08	7,20	0,12	7,25	0,17	7,36	0,28	7,69	0,61
1	12	6,97	6,98	0,01	7,00	0,03	7,03	0,06	7,07	0,10	7,11	0,14	7,23	0,26	7,54	0,57
1	média	6,82	6,84	0,02	6,86	0,04	6,91	0,10	6,95	0,13	7,00	0,18	7,12	0,30	7,44	0,62
2	21	8,39	8,39	0,00	8,42	0,03	8,51	0,12	8,52	0,13	8,56	0,17	8,70	0,31	9,01	0,62
2	20	7,63	7,66	0,03	7,71	0,08	7,81	0,18	7,85	0,22	7,96	0,33	8,16	0,53	8,56	0,93
2	22	7,23	7,24	0,01	7,26	0,03	7,33	0,10	7,35	0,12	7,39	0,16	7,52	0,29	7,85	0,62
2	média	7,75	7,76	0,01	7,80	0,05	7,88	0,13	7,91	0,16	7,97	0,22	8,13	0,38	8,47	0,72
3	31	8,83	9,02	0,19	9,04	0,21	9,10	0,27	9,12	0,29	9,15	0,32	9,33	0,50	9,68	0,85
3	30	8,46	8,59	0,13	8,62	0,16	8,67	0,21	8,68	0,22	8,72	0,26	8,87	0,41	9,26	0,80
3	32	8,17	8,31	0,14	8,34	0,17	8,36	0,19	8,39	0,22	8,44	0,27	8,58	0,41	8,93	0,76
3	média	8,49	8,64	0,15	8,67	0,18	8,71	0,22	8,73	0,24	8,77	0,28	8,93	0,44	9,29	0,80
4	41	8,76	8,86	0,10	8,90	0,14	8,97	0,21	9,02	0,26	9,04	0,28	9,46	0,70	9,56	0,80
4	40	8,65	8,74	0,09	8,80	0,15	8,84	0,19	8,88	0,23	8,95	0,30	9,41	0,76	9,52	0,87
4	42	8,67	8,74	0,07	8,78	0,11	8,80	0,13	8,82	0,15	8,86	0,19	9,24	0,57	9,32	0,65
4	média	8,69	8,78	0,09	8,83	0,13	8,87	0,18	8,91	0,21	8,95	0,26	9,37	0,68	9,47	0,77
5	51	8,59	8,67	0,08	8,72	0,13	8,72	0,13	8,75	0,16	8,80	0,21	9,21	0,62	9,32	0,73
5	50	8,52	8,54	0,02	8,61	0,09	8,66	0,14	8,70	0,18	8,76	0,24	9,20	0,68	9,36	0,84
5	52	8,18	8,23	0,05	8,25	0,07	8,27	0,09	8,29	0,11	8,33	0,15	8,73	0,55	8,85	0,67
5	média	8,43	8,48	0,05	8,53	0,10	8,55	0,12	8,58	0,15	8,63	0,20	9,05	0,62	9,18	0,75
PLACA	média (δ_i)			0,07		0,10		0,15		0,18		0,23		0,48		0,73
PLACA	P_i (%)			0,13		0,20		0,30		0,36		0,46		0,97		1,49

TABELA A2.2 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C1-P3-40.

GRANULOMETRIA C1 - RESULTADOS DE C1 - P3 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	5,21	5,33	0,12	5,42	0,21	5,50	0,29	5,64	0,43	5,84	0,63	6,47	1,26	7,02	1,81
1	10	4,91	5,06	0,15	5,18	0,27	5,28	0,37	5,44	0,53	5,64	0,73	6,33	1,42	7,01	2,10
1	12	4,50	4,66	0,16	4,75	0,25	4,85	0,35	4,98	0,48	5,22	0,72	5,87	1,37	6,49	1,99
1	média	4,87	5,02	0,14	5,12	0,24	5,21	0,34	5,35	0,48	5,57	0,69	6,22	1,35	6,84	1,97
2	21	6,68	6,73	0,05	6,77	0,09	6,84	0,16	6,96	0,28	7,21	0,53	7,95	1,27	8,71	2,03
2	20	7,43	7,54	0,11	7,64	0,21	7,71	0,28	7,82	0,39	8,00	0,57	8,75	1,32	9,48	2,05
2	22	6,22	6,34	0,12	6,41	0,19	6,50	0,28	6,61	0,39	6,85	0,63	7,47	1,25	8,09	1,87
2	média	6,78	6,87	0,09	6,94	0,16	7,02	0,24	7,13	0,35	7,35	0,58	8,06	1,28	8,76	1,98
3	31	7,57	7,71	0,14	7,80	0,23	7,86	0,29	7,95	0,38	8,17	0,60	8,98	1,41	9,79	2,22
3	30	6,73	7,03	0,30	7,15	0,42	7,22	0,49	7,36	0,63	7,55	0,82	8,54	1,81	9,46	2,73
3	32	7,92	8,12	0,20	8,19	0,27	7,27	-0,65	8,34	0,42	8,56	0,64	9,30	1,38	10,06	2,14
3	média	7,41	7,62	0,21	7,71	0,31	7,45	0,04	7,88	0,48	8,09	0,69	8,94	1,53	9,77	2,36
4	41	8,05	8,14	0,09	8,23	0,18	8,33	0,28	8,43	0,38	8,66	0,61	9,52	1,47	10,50	2,45
4	40	8,48	8,60	0,12	8,68	0,20	8,80	0,32	8,94	0,46	9,22	0,74	10,19	1,71	11,30	2,82
4	42	9,00	9,10	0,10	9,19	0,19	9,27	0,27	9,37	0,37	9,61	0,61	10,36	1,36	11,26	2,26
4	média	8,51	8,61	0,10	8,70	0,19	8,80	0,29	8,91	0,40	9,16	0,65	10,02	1,51	11,02	2,51
5	51	7,95	8,10	0,15	8,22	0,27	8,31	0,36	8,47	0,52	8,81	0,86	9,78	1,83	10,75	2,80
5	50	9,10	9,21	0,11	9,31	0,21	9,41	0,31	9,56	0,46	9,86	0,76	10,83	1,73	11,82	2,72
5	52	9,80	9,91	0,11	10,01	0,21	10,12	0,32	10,25	0,45	10,50	0,70	11,20	1,40	11,95	2,15
5	média	8,95	9,07	0,12	9,18	0,23	9,28	0,33	9,43	0,48	9,72	0,77	10,60	1,65	11,51	2,56
PLACA	média (δ_i)			0,14		0,23		0,25		0,44		0,68		1,47		2,28
PLACA	P _i (%)			0,27		0,45		0,49		0,87		1,35		2,94		4,64

TABELA A2.3 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C1-P2-60.

GRANULOMETRIA C1 - RESULTADOS DE C1 - P2 - 60																
N U M E R O D E C I C L O S																
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	4,65	4,81	0,16	4,88	0,23	4,92	0,27	5,02	0,37	5,13	0,48	5,25	0,60	5,36	0,71
1	10	5,30	5,51	0,21	5,58	0,28	5,63	0,33	5,73	0,43	5,83	0,53	5,96	0,66	6,05	0,75
1	12	4,72	4,83	0,11	4,87	0,15	4,91	0,19	5,03	0,31	5,13	0,41	5,27	0,55	5,39	0,67
1	média	4,89	5,05	0,16	5,11	0,22	5,15	0,26	5,26	0,37	5,36	0,47	5,49	0,60	5,60	0,71
2	21	5,62	5,72	0,10	5,80	0,18	5,85	0,23	5,90	0,28	5,98	0,36	6,16	0,54	6,27	0,65
2	20	6,10	6,18	0,08	6,25	0,15	6,29	0,19	6,34	0,24	6,41	0,31	6,50	0,40	6,60	0,50
2	22	6,14	6,20	0,06	6,30	0,16	6,32	0,18	6,43	0,29	6,46	0,32	6,56	0,42	6,69	0,55
2	média	5,95	6,03	0,08	6,12	0,16	6,15	0,20	6,22	0,27	6,28	0,33	6,41	0,45	6,52	0,57
3	31	6,66	6,77	0,11	6,85	0,19	6,92	0,26	6,96	0,30	7,04	0,38	7,18	0,52	7,32	0,66
3	30	8,16	8,54	0,38	8,49	0,33	8,55	0,39	8,58	0,42	8,64	0,48	8,73	0,57	8,82	0,66
3	32	7,15	7,23	0,08	7,30	0,15	7,33	0,18	7,42	0,27	7,50	0,35	7,64	0,49	7,79	0,64
3	média	7,32	7,51	0,19	7,55	0,22	7,60	0,28	7,65	0,33	7,73	0,40	7,85	0,53	7,98	0,65
4	41	7,00	7,07	0,07	7,11	0,11	7,16	0,16	7,21	0,21	7,29	0,29	7,42	0,42	7,53	0,53
4	40	7,60	7,69	0,09	7,76	0,16	7,78	0,18	7,83	0,23	7,92	0,32	8,08	0,48	8,20	0,60
4	42	7,49	7,75	0,26	7,80	0,31	7,84	0,35	7,90	0,41	7,98	0,49	8,12	0,63	8,23	0,74
4	média	7,36	7,50	0,14	7,56	0,19	7,59	0,23	7,65	0,28	7,73	0,37	7,87	0,51	7,99	0,62
5	51	6,73	6,84	0,11	6,90	0,17	6,96	0,23	7,06	0,33	7,20	0,47	7,38	0,65	7,52	0,79
5	50	6,40	6,51	0,11	6,58	0,18	6,63	0,23	6,72	0,32	6,82	0,42	7,03	0,63	7,19	0,79
5	52	6,90	7,02	0,12	7,07	0,17	7,11	0,21	7,20	0,30	7,31	0,41	7,51	0,61	7,69	0,79
5	média	6,68	6,79	0,11	6,85	0,17	6,90	0,22	6,99	0,32	7,11	0,43	7,31	0,63	7,47	0,79
PLACA	média (δ_i)			0,14		0,19		0,24		0,31		0,40		0,54		0,67
PLACA	P _i (%)			0,27		0,38		0,47		0,61		0,79		1,07		1,32

TABELA A2.4 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C1-P4-60.

GRANULOMETRIA C1 - RESULTADOS DE C1 - P4 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	9,75	10,14	0,39	10,39	0,64	10,65	0,90	11,13	1,38	11,88	2,13	12,85	3,10	13,53	3,78
1	10	10,54	10,95	0,41	11,21	0,67	11,55	1,01	12,19	1,65	12,93	2,39	14,01	3,47	14,51	3,97
1	12	11,30	11,74	0,44	11,90	0,60	12,06	0,76	12,35	1,05	12,82	1,52	13,67	2,37	14,12	2,82
1	média	10,53	10,94	0,41	11,17	0,64	11,42	0,89	11,89	1,36	12,54	2,01	13,51	2,98	14,05	3,52
2	21	9,77	10,15	0,38	10,39	0,62	10,71	0,94	11,30	1,53	12,00	2,23	12,94	3,17	13,51	3,74
2	20	10,50	10,97	0,47	11,22	0,72	11,49	0,99	12,10	1,60	12,80	2,30	13,84	3,34	14,31	3,81
2	22	11,09	11,33	0,24	11,48	0,39	11,65	0,56	12,05	0,96	12,58	1,49	13,55	2,46	14,16	3,07
2	média	10,45	10,82	0,36	11,03	0,58	11,28	0,83	11,82	1,36	12,46	2,01	13,44	2,99	13,99	3,54
3	31	8,75	9,12	0,37	9,36	0,61	9,60	0,85	10,16	1,41	10,85	2,10	11,73	2,98	12,25	3,50
3	30	7,85	8,41	0,56	8,90	1,05	9,24	1,39	10,00	2,15	10,84	2,99	11,55	3,70	12,04	4,19
3	32	8,48	8,89	0,41	9,13	0,65	9,34	0,86	9,94	1,46	10,65	2,17	11,66	3,18	12,30	3,82
3	média	8,36	8,81	0,45	9,13	0,77	9,39	1,03	10,03	1,67	10,78	2,42	11,65	3,29	12,20	3,84
4	41	7,94	8,48	0,54	8,80	0,86	9,16	1,22	9,70	1,76	10,56	2,62	11,46	3,52	11,96	4,02
4	40	6,61	7,12	0,51	7,44	0,83	7,82	1,21	8,65	2,04	9,52	2,91	10,54	3,93	11,07	4,46
4	42	6,54	6,96	0,42	7,23	0,69	7,55	1,01	8,29	1,75	9,09	2,55	10,06	3,52	10,66	4,12
4	média	7,03	7,52	0,49	7,82	0,79	8,18	1,15	8,88	1,85	9,72	2,69	10,69	3,66	11,23	4,20
5	51	6,30	6,64	0,34	6,94	0,64	7,28	0,98	7,96	1,66	8,63	2,33	9,42	3,12	9,86	3,56
5	50	4,98	5,42	0,44	5,75	0,77	6,12	1,14	6,96	1,98	7,78	2,80	8,69	3,71	9,13	4,15
5	52	4,40	4,82	0,42	5,09	0,69	5,42	1,02	6,20	1,80	7,00	2,60	7,91	3,51	8,43	4,03
5	média	5,23	5,63	0,40	5,93	0,70	6,27	1,05	7,04	1,81	7,80	2,58	8,67	3,45	9,14	3,91
PLACA	média (δ_i)			0,42		0,70		0,99		1,61		2,34		3,27		3,80
PLACA	P _i (%)			0,85		1,42		2,03		3,32		4,89		6,94		8,23

TABELA A2.5 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P1-60.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P1 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	3,60					4,41	0,81	4,93	1,33	5,57	1,97	7,15	3,55	8,02	4,42
1	10	3,38					4,32	0,94	4,66	1,28	5,28	1,90	6,68	3,30	7,43	4,05
1	12	2,95					3,83	0,88	4,23	1,28	4,89	1,94	6,46	3,51	7,38	4,43
1	média	3,31					4,19	0,88	4,61	1,30	5,25	1,94	6,76	3,45	7,61	4,30
2	21	4,62					5,76	1,14	6,31	1,69	6,97	2,35	8,69	4,07	9,74	5,12
2	20	3,90					4,84	0,94	5,31	1,41	6,05	2,15	8,03	4,13	9,08	5,18
2	22	3,95					4,85	0,90	5,34	1,39	6,07	2,12	8,00	4,05	9,13	5,18
2	média	4,16					5,15	0,99	5,65	1,50	6,36	2,21	8,24	4,08	9,32	5,16
3	31	5,85					6,90	1,05	7,59	1,74	8,27	2,42	10,06	4,21	11,01	5,16
3	30	4,65					5,77	1,12	6,45	1,80	7,19	2,54	9,19	4,54	10,25	5,60
3	32	4,30					5,39	1,09	6,18	1,88	7,05	2,75	9,03	4,73	10,16	5,86
3	média	4,93					6,02	1,09	6,74	1,81	7,50	2,57	9,43	4,49	10,47	5,54
4	41	6,94					8,35	1,41	9,40	2,46	10,23	3,29	12,21	5,27	13,06	6,12
4	40	6,19					7,69	1,50	8,50	2,31	9,46	3,27	11,50	5,31	12,55	6,36
4	42	5,74					7,17	1,43	8,04	2,30	8,94	3,20	10,95	5,21	11,99	6,25
4	média	6,29					7,74	1,45	8,65	2,36	9,54	3,25	11,55	5,26	12,53	6,24
5	51	7,13					8,55	1,42	9,38	2,25	10,29	3,16	12,21	5,08	13,37	6,24
5	50	6,74					7,95	1,21	8,83	2,09	9,71	2,97	11,65	4,91	12,73	5,99
5	52	6,13					7,21	1,08	8,07	1,94	8,89	2,76	10,82	4,69	11,97	5,84
5	média	6,67					7,90	1,24	8,76	2,09	9,63	2,96	11,56	4,89	12,69	6,02
PLACA	média (δ_i)							1,13		1,81		2,59		4,44		5,45
PLACA	P _i (%)							2,14		3,51		5,08		8,85		11,48

TABELA A2.6 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P3-60.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P3 - 60																
N U M E R O D E C I C L O S																
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	3,24					3,95	0,71	4,47	1,23	5,04	1,80	6,26	3,02	6,97	3,73
1	10	3,45					4,31	0,86	4,88	1,43	5,48	2,03	6,79	3,34	7,50	4,05
1	12	3,20					4,08	0,88	4,53	1,33	5,12	1,92	6,40	3,20	7,13	3,93
1	média	3,30					4,11	0,82	4,63	1,33	5,21	1,92	6,48	3,19	7,20	3,90
2	21	4,41					5,49	1,08	6,06	1,65	6,81	2,40	8,41	4,00	9,23	4,82
2	20	4,43					5,49	1,06	5,95	1,52	6,56	2,13	8,23	3,80	9,53	5,10
2	22	5,41					6,35	0,94	6,81	1,40	7,40	1,99	8,91	3,50	9,66	4,25
2	média	4,75					5,78	1,03	6,27	1,52	6,92	2,17	8,52	3,77	9,47	4,72
3	31	4,50					5,43	0,93	6,00	1,50	6,78	2,28	8,37	3,87	9,02	4,52
3	30	6,29					7,23	0,94	7,90	1,61	8,54	2,25	10,03	3,74	10,89	4,60
3	32	6,70					7,47	0,77	8,22	1,52	8,86	2,16	10,29	3,59	11,11	4,41
3	média	5,83					6,71	0,88	7,37	1,54	8,06	2,23	9,56	3,73	10,34	4,51
4	41	6,56					7,52	0,96	8,19	1,63	8,85	2,29	10,48	3,92	11,27	4,71
4	40	7,79					8,83	1,04	9,39	1,60	10,04	2,25	11,57	3,78	12,38	4,59
4	42	7,31					8,12	0,81	8,78	1,47	9,39	2,08	10,74	3,43	11,56	4,25
4	média	7,22					8,16	0,94	8,79	1,57	9,43	2,21	10,93	3,71	11,74	4,52
5	51	8,49					9,37	0,88	9,88	1,39	10,48	1,99	11,85	3,36	12,65	4,16
5	50	8,06					8,98	0,92	9,70	1,64	10,43	2,37	11,88	3,82	12,58	4,52
5	52	6,05					6,69	0,64	7,32	1,27	7,96	1,91	9,27	3,22	10,04	3,99
5	média	7,53					8,35	0,81	8,97	1,43	9,62	2,09	11,00	3,47	11,76	4,22
PLACA	média (δ_i)							0,89		1,43		2,12		3,57		4,38
PLACA	P _i (%)							1,72		2,89		4,20		7,15		9,13

TABELA A2.7 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P2-40.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P2 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,64					6,70	0,06	6,75	0,11	6,94	0,30	7,85	1,21	8,41	1,77
1	10	5,90					6,08	0,18	6,22	0,32	6,46	0,56	7,56	1,66	8,24	2,34
1	12	6,20					6,38	0,18	6,50	0,30	6,72	0,52	7,72	1,52	8,37	2,17
1	média	6,25					6,39	0,14	6,49	0,24	6,71	0,46	7,71	1,46	8,34	2,09
2	21	6,55					6,77	0,22	6,81	0,26	6,94	0,39	7,69	1,14	8,10	1,55
2	20	5,43					5,65	0,22	5,73	0,30	5,86	0,43	6,69	1,26	7,20	1,77
2	22	6,65					6,94	0,29	7,04	0,39	7,19	0,54	8,01	1,36	8,46	1,81
2	média	6,21					6,45	0,24	6,53	0,32	6,66	0,45	7,46	1,25	7,92	1,71
3	31	6,00					6,15	0,15	6,22	0,22	6,39	0,39	7,10	1,10	7,47	1,47
3	30	5,08					5,23	0,15	5,28	0,20	5,39	0,31	6,10	1,02	6,43	1,35
3	32	6,34					6,49	0,15	6,60	0,26	6,74	0,40	7,52	1,18	7,85	1,51
3	média	5,81					5,96	0,15	6,03	0,23	6,17	0,37	6,91	1,10	7,25	1,44
4	41	6,27					6,40	0,13	6,48	0,21	6,61	0,34	7,29	1,02	7,61	1,34
4	40	5,74					5,82	0,08	5,88	0,14	5,98	0,24	6,68	0,94	7,00	1,26
4	42	5,78					5,87	0,09	5,92	0,14	6,02	0,24	6,69	0,91	6,91	1,13
4	média	5,93					6,03	0,10	6,09	0,16	6,20	0,27	6,89	0,96	7,17	1,24
5	51	5,94					6,14	0,20	6,20	0,26	6,35	0,41	7,10	1,16	7,45	1,51
5	50	4,48					4,61	0,13	4,64	0,16	4,72	0,24	5,43	0,95	5,76	1,28
5	52	4,81					4,98	0,17	5,08	0,27	5,21	0,40	5,98	1,17	6,37	1,56
5	média	5,08					5,24	0,17	5,31	0,23	5,43	0,35	6,17	1,09	6,53	1,45
PLACA	média (δ_i)							0,16		0,24		0,38		1,17		1,59
PLACA	P _i (%)							0,31		0,46		0,74		2,27		3,14

TABELA A2.8 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P4-40.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P4 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	7,00					7,07	0,07	7,20	0,20	7,80	0,80	8,06	1,06	8,51	1,51
1	10	5,75					5,91	0,16	6,00	0,25	6,66	0,91	7,02	1,27	7,58	1,83
1	12	5,81					5,96	0,15	6,06	0,25	6,73	0,92	7,12	1,31	7,66	1,85
1	média	6,19					6,31	0,13	6,42	0,23	7,06	0,88	7,40	1,21	7,92	1,73
2	21	7,00					7,08	0,08	7,15	0,15	7,75	0,75	8,35	1,35	8,70	1,70
2	20	5,18					5,33	0,15	5,45	0,27	6,14	0,96	6,59	1,41	7,22	2,04
2	22	5,95					6,10	0,15	6,21	0,26	6,88	0,93	7,30	1,35	7,87	1,92
2	média	6,04					6,17	0,13	6,27	0,23	6,92	0,88	7,41	1,37	7,93	1,89
3	31	6,31					6,44	0,13	6,68	0,37	7,20	0,89	7,58	1,27	8,06	1,75
3	30	4,94					5,08	0,14	5,16	0,22	5,80	0,86	6,23	1,29	6,89	1,95
3	32	5,58					5,74	0,16	5,85	0,27	6,50	0,92	6,97	1,39	7,51	1,93
3	média	5,61					5,75	0,14	5,90	0,29	6,50	0,89	6,93	1,32	7,49	1,88
4	41	5,50					5,65	0,15	5,74	0,24	6,32	0,82	6,68	1,18	7,16	1,66
4	40	4,77					4,93	0,16	5,02	0,25	5,65	0,88	6,05	1,28	6,60	1,83
4	42	5,64					5,79	0,15	5,92	0,28	6,59	0,95	7,00	1,36	7,50	1,86
4	média	5,30					5,46	0,15	5,56	0,26	6,19	0,88	6,58	1,27	7,09	1,78
5	51	6,14					6,20	0,06	6,26	0,12	6,82	0,68	7,07	0,93	7,42	1,28
5	50	5,00					5,11	0,11	5,20	0,20	5,82	0,82	6,16	1,16	6,61	1,61
5	52	5,67					5,81	0,14	5,96	0,29	6,61	0,94	7,07	1,40	7,52	1,85
5	média	5,60					5,71	0,10	5,81	0,20	6,42	0,81	6,77	1,16	7,18	1,58
PLACA	média (δ_i)							0,13		0,24		0,87		1,27		1,77
PLACA	P _i (%)							0,25		0,46		1,68		2,48		3,51

TABELA A2.9 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODAS REALIZADO COM A PLACA C2-P5-40.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P5 - 40																
N U M E R O D E C I C L O S																
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	7,11			7,21	0,10	7,26	0,15	7,30	0,19	7,40	0,29	7,54	0,43	7,73	0,62
1	10	7,48			7,64	0,16	7,78	0,30	7,84	0,36	8,00	0,52	8,24	0,76	8,55	1,07
1	12	7,08			7,24	0,16	7,35	0,27	7,50	0,42	7,77	0,69	8,02	0,94	8,28	1,20
1	média	7,22			7,36	0,14	7,46	0,24	7,55	0,32	7,72	0,50	7,93	0,71	8,19	0,96
2	21	7,65			7,90	0,25	8,02	0,37	8,11	0,46	8,30	0,65	8,55	0,90	8,83	1,18
2	20	7,47			7,74	0,27	7,86	0,39	8,00	0,53	8,18	0,71	8,52	1,05	8,89	1,42
2	22	8,41			8,60	0,19	8,69	0,28	8,76	0,35	8,88	0,47	9,05	0,64	9,31	0,90
2	média	7,84			8,08	0,24	8,19	0,35	8,29	0,45	8,45	0,61	8,71	0,86	9,01	1,17
3	31	7,70			7,94	0,24	7,99	0,29	8,12	0,42	8,26	0,56	8,45	0,75	8,75	1,05
3	30	9,11			9,29	0,18	9,34	0,23	9,40	0,29	9,47	0,36	9,61	0,50	9,89	0,78
3	32	7,36			7,58	0,22	7,66	0,30	7,77	0,41	7,97	0,61	8,18	0,82	8,52	1,16
3	média	8,06			8,27	0,21	8,33	0,27	8,43	0,37	8,57	0,51	8,75	0,69	9,05	1,00
4	41	7,66			7,81	0,15	7,90	0,24	8,02	0,36	8,19	0,53	8,39	0,73	8,77	1,11
4	40	7,05			7,26	0,21	7,35	0,30	7,48	0,43	7,65	0,60	7,88	0,83	8,25	1,20
4	42	7,18			7,36	0,18	7,44	0,26	7,57	0,39	7,76	0,58	8,00	0,82	8,33	1,15
4	média	7,30			7,48	0,18	7,56	0,27	7,69	0,39	7,87	0,57	8,09	0,79	8,45	1,15
5	51	7,47			7,64	0,17	7,77	0,30	7,88	0,41	8,03	0,56	8,18	0,71	8,43	0,96
5	50	7,73			7,94	0,21	8,04	0,31	8,17	0,44	8,35	0,62	8,55	0,82	8,87	1,14
5	52	6,71			6,91	0,20	6,99	0,28	7,13	0,42	7,27	0,56	7,49	0,78	7,80	1,09
5	média	7,30			7,50	0,19	7,60	0,30	7,73	0,42	7,88	0,58	8,07	0,77	8,37	1,06
PLACA	média (δ_i)					0,19		0,28		0,39		0,55		0,77		1,07
PLACA	P _i (%)					0,38		0,57		0,78		1,11		1,54		2,16

TABELA A2.10 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P6-40.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P6 - 40																
N U M E R O D E C I C L O S																
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	5,99			6,19	0,20	6,26	0,27	6,37	0,33	6,49	0,50	6,65	0,66	6,86	0,87
1	10	5,90			6,07	0,17	6,14	0,24	6,25	0,35	6,40	0,50	6,63	0,73	6,96	1,06
1	12	5,66			5,84	0,18	5,93	0,27	6,05	0,39	6,22	0,56	6,45	0,79	6,77	1,11
1	média	5,85			6,03	0,18	6,11	0,26	6,22	0,37	6,37	0,52	6,58	0,73	6,86	1,01
2	21	6,43			6,57	0,14	6,64	0,21	6,75	0,32	6,88	0,45	7,15	0,72	7,48	1,05
2	20	6,27			6,50	0,23	6,62	0,35	6,76	0,49	6,96	0,69	7,23	0,96	7,63	1,36
2	22	6,08			6,22	0,14	6,31	0,23	6,42	0,34	6,58	0,50	6,82	0,74	7,14	1,06
2	média	6,26			6,43	0,17	6,52	0,26	6,64	0,38	6,81	0,55	7,07	0,81	7,42	1,16
3	31	7,09			7,25	0,16	7,29	0,20	7,39	0,30	7,52	0,43	7,73	0,64	8,05	0,96
3	30	6,61			6,76	0,15	6,79	0,18	6,87	0,26	7,03	0,42	7,28	0,67	7,65	1,04
3	32	6,38			6,53	0,15	6,58	0,20	6,68	0,30	6,83	0,45	7,06	0,68	7,41	1,03
3	média	6,69			6,85	0,15	6,89	0,19	6,98	0,29	7,13	0,43	7,36	0,66	7,70	1,01
4	41	7,42			7,69	0,27	7,81	0,39	7,92	0,50	8,07	0,65	8,33	0,91	8,61	1,19
4	40	8,07			8,24	0,17	8,33	0,26	8,45	0,38	8,63	0,56	8,95	0,88	9,31	1,24
4	42	6,54			6,70	0,16	6,78	0,24	6,90	0,36	7,07	0,53	7,37	0,83	7,72	1,18
4	média	7,34			7,54	0,20	7,64	0,30	7,76	0,41	7,92	0,58	8,22	0,87	8,55	1,20
5	51	6,78			6,96	0,18	7,07	0,29	7,15	0,37	7,27	0,49	7,50	0,72	7,75	0,97
5	50	7,02			7,17	0,15	7,28	0,26	7,39	0,37	7,54	0,52	7,78	0,76	8,06	1,04
5	52	6,27			6,40	0,13	6,51	0,24	6,61	0,34	6,76	0,49	7,02	0,75	7,29	1,02
5	média	6,69			6,84	0,15	6,95	0,26	7,05	0,36	7,19	0,50	7,43	0,74	7,70	1,01
PLACA	média (δ_i)					0,17		0,26		0,36		0,52		0,76		1,08
PLACA	P_i (%)					0,34		0,50		0,71		1,01		1,50		2,14

TABELA A2.11 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P7-25.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P7 - 25																
N U M E R O D E C I C L O S																
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	7,21			7,21	0,00	7,22	0,01	7,28	0,07	7,33	0,12	7,48	0,27	7,55	0,34
1	10	6,86			6,86	0,00	6,87	0,01	6,90	0,04	6,96	0,10	7,03	0,17	7,10	0,24
1	12	6,70			6,70	0,00	6,71	0,01	6,75	0,05	6,80	0,10	6,87	0,17	6,94	0,24
1	média	6,92			6,92	0,00	6,93	0,01	6,98	0,05	7,03	0,11	7,13	0,20	7,20	0,27
2	21	7,42			7,44	0,02	7,46	0,04	7,51	0,09	7,58	0,16	7,75	0,33	7,80	0,38
2	20	6,95			6,97	0,02	6,98	0,03	7,01	0,06	7,04	0,09	7,08	0,13	7,09	0,14
2	22	7,13			7,14	0,01	7,17	0,04	7,21	0,08	7,26	0,13	7,38	0,25	7,42	0,29
2	média	7,17			7,18	0,02	7,20	0,04	7,24	0,08	7,29	0,13	7,40	0,24	7,44	0,27
3	31	7,84			7,86	0,02	7,88	0,04	7,93	0,09	8,00	0,16	8,16	0,32	8,21	0,37
3	30	7,15			7,15	0,00	7,19	0,04	7,24	0,09	7,31	0,16	7,44	0,29	7,49	0,34
3	32	7,73			7,79	0,06	7,93	0,20	7,87	0,14	7,94	0,21	8,04	0,31	8,08	0,35
3	média	7,57			7,60	0,03	7,67	0,09	7,68	0,11	7,75	0,18	7,88	0,31	7,93	0,35
4	41	7,84			7,84	0,00	7,86	0,02	7,94	0,10	8,06	0,22	8,22	0,38	8,32	0,48
4	40	9,07			9,07	0,00	9,09	0,02	9,13	0,06	9,22	0,15	9,38	0,31	9,45	0,38
4	42	8,59			8,60	0,01	8,63	0,04	8,67	0,08	8,78	0,19	8,95	0,36	9,05	0,46
4	média	8,50			8,50	0,00	8,53	0,03	8,58	0,08	8,69	0,19	8,85	0,35	8,94	0,44
5	51	7,50			7,52	0,02	7,55	0,05	7,60	0,10	7,68	0,18	7,80	0,30	7,85	0,35
5	50	8,95			9,00	0,05	9,02	0,07	9,06	0,11	9,16	0,21	9,30	0,35	9,34	0,39
5	52	9,02			9,04	0,02	9,06	0,04	9,11	0,09	9,20	0,18	9,32	0,30	9,38	0,36
5	média	8,49			8,52	0,03	8,54	0,05	8,59	0,10	8,68	0,19	8,81	0,32	8,86	0,37
PLACA	média (δ_i)					0,02		0,04		0,08		0,16		0,28		0,34
PLACA	P _i (%)					0,03		0,09		0,17		0,31		0,57		0,68

TABELA A2.12 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C2-P8-25.

GRANULOMETRIA C2 - RESULTADOS DE C2 - P8 - 25																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,08			6,08	0,00	6,10	0,02	6,12	0,04	6,17	0,09	6,22	0,14	6,25	0,17
1	10	6,30			6,32	0,02	6,35	0,05	6,38	0,08	6,42	0,12	6,50	0,20	6,52	0,22
1	12	6,21			6,22	0,01	6,24	0,03	6,25	0,04	6,29	0,08	6,34	0,13	6,36	0,15
1	média	6,20			6,21	0,01	6,23	0,03	6,25	0,05	6,29	0,10	6,35	0,16	6,38	0,18
2	21	7,39			7,40	0,01	7,41	0,02	7,44	0,05	7,53	0,14	7,65	0,26	7,68	0,29
2	20	6,88			6,89	0,01	6,91	0,03	6,92	0,04	7,01	0,13	7,11	0,23	7,15	0,27
2	22	6,50			6,52	0,02	6,52	0,02	6,55	0,05	6,61	0,11	6,70	0,20	6,73	0,23
2	média	6,92			6,94	0,01	6,95	0,02	6,97	0,05	7,05	0,13	7,15	0,23	7,19	0,26
3	31	7,55			7,57	0,02	7,59	0,04	7,60	0,05	7,66	0,11	7,74	0,19	7,76	0,21
3	30	7,96			7,96	0,00	7,96	0,00	7,97	0,01	8,05	0,09	8,18	0,22	8,22	0,26
3	32	6,68			6,74	0,06	6,80	0,12	6,85	0,17	6,95	0,27	7,09	0,41	7,15	0,47
3	média	7,40			7,42	0,03	7,45	0,05	7,47	0,08	7,55	0,16	7,67	0,27	7,71	0,31
4	41	6,73			6,73	0,00	6,73	0,00	6,74	0,01	6,79	0,06	6,89	0,16	6,94	0,21
4	40	7,14			7,15	0,01	7,19	0,05	7,24	0,10	7,32	0,18	7,47	0,33	7,52	0,38
4	42	7,01			7,01	0,00	7,02	0,01	7,02	0,01	7,07	0,06	7,15	0,14	7,20	0,19
4	média	6,96			6,96	0,00	6,98	0,02	7,00	0,04	7,06	0,10	7,17	0,21	7,22	0,26
5	51	7,09			7,12	0,03	7,13	0,04	7,14	0,05	7,15	0,06	7,21	0,12	7,24	0,15
5	50	7,01			7,01	0,00	7,03	0,02	7,05	0,04	7,09	0,08	7,15	0,14	7,22	0,21
5	52	6,60			6,62	0,02	6,64	0,04	6,66	0,06	6,69	0,09	6,76	0,16	6,81	0,21
5	média	6,90			6,92	0,02	6,93	0,03	6,95	0,05	6,98	0,08	7,04	0,14	7,09	0,19
PLACA	média (δ_i)					0,01		0,03		0,05		0,11		0,20		0,24
PLACA	P _i (%)					0,03		0,07		0,11		0,22		0,40		0,48

TABELA A2.13 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C3-P1-60.

GRANULOMETRIA C3 -RESULTADOS DE C3 - P1 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	4,15			4,60	0,45	4,87	0,72	5,11	0,96	5,68	1,53	6,29	2,14	7,03	2,88
1	10	6,01			7,03	1,02	7,20	1,19	7,47	1,46	8,08	2,07	8,49	2,48	9,02	3,01
1	12	5,39			6,45	1,06	6,73	1,34	7,05	1,66	7,60	2,21	8,15	2,76	8,60	3,21
1	média	5,18			6,03	0,84	6,27	1,08	6,54	1,36	7,12	1,94	7,64	2,46	8,22	3,03
2	21	4,68			5,86	1,18	6,09	1,41	6,65	1,97	7,26	2,58	7,89	3,21	8,35	3,67
2	20	6,28			7,58	1,30	7,80	1,52	8,08	1,80	8,59	2,31	9,17	2,89	9,65	3,37
2	22	4,58			5,84	1,26	6,17	1,59	6,55	1,97	7,12	2,54	7,80	3,22	8,33	3,75
2	média	5,18			6,43	1,25	6,69	1,51	7,09	1,91	7,66	2,48	8,29	3,11	8,78	3,60
3	31	4,65			5,81	1,16	6,14	1,49	6,52	1,87	7,25	2,60	8,01	3,36	8,57	3,92
3	30	6,01			6,71	0,70	6,89	0,88	7,15	1,14	7,73	1,72	8,28	2,27	8,74	2,73
3	32	3,91			5,37	1,46	5,68	1,77	6,03	2,12	6,57	2,66	7,17	3,26	7,63	3,72
3	média	4,86			5,96	1,11	6,24	1,38	6,57	1,71	7,18	2,33	7,82	2,96	8,31	3,46
4	41	4,23			5,59	1,36	6,00	1,77	6,39	2,16	7,04	2,81	7,68	3,45	8,18	3,95
4	40	3,94			5,10	1,16	5,33	1,39	5,71	1,77	6,39	2,45	7,05	3,11	7,54	3,60
4	42	4,91			5,57	0,66	5,84	0,93	6,13	1,22	6,71	1,80	7,30	2,39	7,80	2,89
4	média	4,36			5,42	1,06	5,72	1,36	6,08	1,72	6,71	2,35	7,34	2,98	7,84	3,48
5	51	5,42			6,68	1,26	7,01	1,59	7,34	1,92	7,96	2,54	8,50	3,08	8,95	3,53
5	50	6,33			7,63	1,30	7,88	1,55	8,13	1,80	8,64	2,31	9,12	2,79	9,54	3,21
5	52	5,31			6,50	1,19	6,77	1,46	7,06	1,75	7,58	2,27	8,08	2,77	8,45	3,14
5	média	5,69			6,94	1,25	7,22	1,53	7,51	1,82	8,06	2,37	8,57	2,88	8,98	3,29
PLACA	média (δ_i)					1,10		1,37		1,70		2,29		2,88		3,37
PLACA	P _i (%)					2,20		2,75		3,41		4,59		5,76		6,74

TABELA A2.14 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C3-P2-60.

GRANULOMETRIA C3 - RESULTADOS DE C3 - P2 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,74			8,55	1,81	8,88	2,14	9,09	2,35	9,46	2,72	9,87	3,13	10,17	3,43
1	10	8,29			9,63	1,34	9,84	1,55	9,98	1,69	10,44	2,15	10,55	2,26	11,08	2,79
1	12	8,14			9,10	0,96	9,32	1,18	9,49	1,35	9,89	1,75	10,25	2,11	10,54	2,40
1	média	7,72			9,09	1,37	9,35	1,62	9,52	1,80	9,93	2,21	10,22	2,50	10,60	2,87
2	21	6,28			8,90	2,62	9,75	3,47	8,60	2,32	9,36	3,08	8,62	2,34	8,95	2,67
2	20	8,35			9,05	0,70	9,10	0,75	9,25	0,90	9,66	1,31	10,15	1,80	10,47	2,12
2	22	7,57			8,76	1,19	8,93	1,36	9,06	1,49	9,48	1,91	9,77	2,20	10,05	2,48
2	média	7,40			8,90	1,50	9,26	1,86	8,97	1,57	9,50	2,10	9,51	2,11	9,82	2,42
3	31	6,23			7,10	0,87	7,25	1,02	7,43	1,20	7,84	1,61	8,26	2,03	8,55	2,32
3	30	6,75			7,60	0,85	7,75	1,00	7,89	1,14	8,32	1,57	8,66	1,91	8,91	2,16
3	32	7,31			8,51	1,20	8,76	1,45	8,96	1,65	9,49	2,18	9,95	2,64	10,32	3,01
3	média	6,76			7,74	0,97	7,92	1,16	8,09	1,33	8,55	1,79	8,96	2,19	9,26	2,50
4	41	4,88			6,15	1,27	6,36	1,48	6,57	1,69	7,06	2,18	7,52	2,64	7,83	2,95
4	40	7,69			8,55	0,86	8,72	1,03	8,85	1,16	9,29	1,60	9,60	1,91	9,89	2,20
4	42	7,01			8,28	1,27	8,53	1,52	8,76	1,75	9,20	2,19	9,61	2,60	9,91	2,90
4	média	6,53			7,66	1,13	7,87	1,34	8,06	1,53	8,52	1,99	8,91	2,38	9,21	2,68
5	51	5,39			6,26	0,87	6,51	1,12	6,66	1,27	7,10	1,71	7,45	2,06	7,77	2,38
5	50	6,56			7,23	0,67	7,42	0,86	7,56	1,00	8,07	1,51	8,48	1,92	8,78	2,22
5	52	5,70			6,61	0,91	6,82	1,12	7,00	1,30	7,41	1,71	7,78	2,08	8,08	2,38
5	média	5,88			6,70	0,82	6,92	1,03	7,07	1,19	7,53	1,64	7,90	2,02	8,21	2,33
PLACA	média (δ_i)					1,16		1,40		1,48		1,95		2,24		2,56
PLACA	P _i (%)					2,32		2,81		2,97		3,89		4,48		5,12

TABELA A2.15 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C3-P3-40.

GRANULOMETRIA C3 - RESULTADOS DE C3 - P3 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	8,15			8,81	0,66	9,39	1,24	9,88	1,73	10,21	2,06	10,68	2,53	10,92	2,77
1	10	9,84			10,39	0,55	10,62	0,78	10,83	0,99	11,09	1,25	11,52	1,68	11,76	1,92
1	12	7,70			7,96	0,26	8,10	0,40	8,31	0,61	8,58	0,88	9,17	1,47	9,42	1,72
1	média	8,56			9,05	0,49	9,37	0,81	9,67	1,11	9,96	1,40	10,46	1,89	10,70	2,14
2	21	9,20			10,32	1,12	10,88	1,68	11,38	2,18	11,83	2,63	12,50	3,30	12,79	3,59
2	20	10,39			11,15	0,76	11,52	1,13	10,87	0,48	12,20	1,81	12,74	2,35	13,01	2,62
2	22	8,48			9,29	0,81	9,69	1,21	10,05	1,57	10,45	1,97	11,12	2,64	11,39	2,91
2	média	9,36			10,25	0,90	10,70	1,34	10,77	1,41	11,49	2,14	12,12	2,76	12,40	3,04
3	31	8,94			10,05	1,11	10,50	1,56	10,98	2,04	11,39	2,45	11,96	3,02	12,23	3,29
3	30	10,72			11,64	0,92	12,03	1,31	12,35	1,63	12,66	1,94	13,08	2,36	13,27	2,55
3	32	8,33			9,31	0,98	9,71	1,38	10,09	1,76	10,48	2,15	11,03	2,70	11,26	2,93
3	média	9,33			10,33	1,00	10,75	1,42	11,14	1,81	11,51	2,18	12,02	2,69	12,25	2,92
4	41	8,55			9,68	1,13	10,08	1,53	10,43	1,88	10,80	2,25	11,27	2,72	11,51	2,96
4	40	8,01			8,93	0,92	9,30	1,29	9,61	1,60	9,93	1,92	10,32	2,31	10,50	2,49
4	42	8,19			9,15	0,96	9,49	1,30	9,78	1,59	10,07	1,88	10,48	2,29	10,70	2,51
4	média	8,25			9,25	1,00	9,62	1,37	9,94	1,69	10,27	2,02	10,69	2,44	10,90	2,65
5	51	7,27			7,95	0,68	8,20	0,93	8,48	1,21	8,75	1,48	9,16	1,89	9,36	2,09
5	50	8,41			8,85	0,44	9,15	0,74	9,44	1,03	9,69	1,28	10,01	1,60	10,17	1,76
5	52	6,39			7,04	0,65	7,26	0,87	7,49	1,10	7,75	1,36	8,15	1,76	8,40	2,01
5	média	7,36			7,95	0,59	8,20	0,85	8,47	1,11	8,73	1,37	9,11	1,75	9,31	1,95
PLACA	média (δ_i)					0,80		1,16		1,43		1,82		2,31		2,54
PLACA	P _i (%)					1,59		2,31		2,85		3,64		4,62		5,08

TABELA A2.16 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA C3-P4-40.

GRANULOMETRIA C3 - RESULTADOS DE C3 - P4 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	6,22			6,64	0,42	6,78	0,56	6,93	0,71	7,09	0,87	7,31	1,09	7,53	1,31
1	10	8,04			8,61	0,57	8,80	0,76	9,00	0,96	9,18	1,14	9,44	1,40	9,63	1,59
1	12	8,04			8,55	0,51	8,76	0,72	9,04	1,00	9,20	1,16	9,43	1,39	9,61	1,57
1	média	7,43			7,93	0,50	8,11	0,68	8,32	0,89	8,49	1,06	8,73	1,29	8,92	1,49
2	21	5,98			6,36	0,38	6,53	0,55	6,72	0,74	6,93	0,95	7,29	1,31	7,50	1,52
2	20	6,38			7,00	0,62	7,26	0,88	7,54	1,16	7,81	1,43	8,21	1,83	8,44	2,06
2	22	6,46			7,15	0,69	7,41	0,95	7,68	1,22	7,91	1,45	8,30	1,84	8,53	2,07
2	média	6,27			6,84	0,56	7,07	0,79	7,31	1,04	7,55	1,28	7,93	1,66	8,16	1,88
3	31	6,72			7,33	0,61	7,75	1,03	8,19	1,47	8,60	1,88	9,22	2,50	9,55	2,83
3	30	8,84			9,40	0,56	9,74	0,90	10,16	1,32	10,52	1,68	10,93	2,09	11,11	2,27
3	32	7,81			8,23	0,42	8,49	0,68	8,72	0,91	8,95	1,14	9,38	1,57	9,62	1,81
3	média	7,79			8,32	0,53	8,66	0,87	9,02	1,23	9,36	1,57	9,84	2,05	10,09	2,30
4	41	7,10			7,82	0,72	8,24	1,14	8,64	1,54	8,98	1,88	9,51	2,41	9,66	2,56
4	40	8,10			8,80	0,70	9,23	1,13	9,72	1,62	10,11	2,01	10,81	2,71	11,09	2,99
4	42	7,37			8,27	0,90	8,76	1,39	9,24	1,87	9,65	2,28	10,19	2,82	10,44	3,07
4	média	7,52			8,30	0,77	8,74	1,22	9,20	1,68	9,58	2,06	10,17	2,65	10,40	2,87
5	51	8,45			8,88	0,43	9,09	0,64	9,25	0,80	9,48	1,03	9,78	1,33	9,94	1,49
5	50	8,10			8,49	0,39	8,73	0,63	8,98	0,88	9,22	1,12	9,59	1,49	9,71	1,61
5	52	6,71			7,29	0,58	7,59	0,88	7,92	1,21	8,25	1,54	8,76	2,05	9,02	2,31
5	média	7,75			8,22	0,47	8,47	0,72	8,72	0,96	8,98	1,23	9,38	1,62	9,56	1,80
PLACA	média (δ_i)					0,57		0,86		1,16		1,44		1,86		2,07
PLACA	P _i (%)					1,13		1,71		2,32		2,87		3,71		4,14

TABELA A2.17 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B1-P1-60.

GRANULOMETRIA B1 - RESULTADOS DE B1 - P1 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	9,66	9,90	0,24	10,00	0,34	10,14	0,48	10,30	0,64	10,57	0,91	11,03	1,37	11,35	1,69
1	10	8,72	8,90	0,18	9,03	0,31	9,26	0,54	9,36	0,64	9,65	0,93	10,09	1,37	10,45	1,73
1	12	9,24	9,70	0,46	9,75	0,51	9,90	0,66	10,11	0,87	10,44	1,20	10,95	1,71	11,37	2,13
1	média	9,21	9,50	0,29	9,59	0,39	9,77	0,56	9,92	0,72	10,22	1,01	10,69	1,48	11,06	1,85
2	21	9,13	9,50	0,37	9,67	0,54	9,84	0,71	10,09	0,96	10,53	1,40	11,28	2,15	11,90	2,77
2	20	9,78	10,13	0,35	10,29	0,51	10,59	0,81	10,80	1,02	11,09	1,31	11,51	1,73	11,91	2,13
2	22	9,62	9,95	0,33	10,11	0,49	10,14	0,52	10,34	0,72	10,65	1,03	11,24	1,62	11,86	2,24
2	média	9,51	9,86	0,35	10,02	0,51	10,19	0,68	10,41	0,90	10,76	1,25	11,34	1,83	11,89	2,38
3	31	7,40	7,77	0,37	7,94	0,54	8,14	0,74	8,39	0,99	8,85	1,45	9,91	2,51	10,42	3,02
3	30	7,31	7,62	0,31	7,78	0,47	8,07	0,76	8,56	1,25	8,80	1,49	9,05	1,74	9,40	2,09
3	32	6,64	6,94	0,30	7,04	0,40	7,21	0,57	7,48	0,84	8,14	1,50	9,20	2,56	9,90	3,26
3	média	7,12	7,44	0,33	7,59	0,47	7,81	0,69	8,14	1,03	8,60	1,48	9,39	2,27	9,91	2,79
4	41	6,39	6,75	0,36	6,79	0,40	7,01	0,62	7,48	1,09	8,13	1,74	9,22	2,83	9,70	3,31
4	40	8,24	8,53	0,29	8,42	0,18	8,53	0,29	8,65	0,41	8,91	0,67	9,05	0,81	8,21	-0,03
4	42	6,58	6,96	0,38	7,09	0,51	7,21	0,63	7,37	0,79	7,64	1,06	8,29	1,71	8,83	2,25
4	média	7,07	7,41	0,34	7,43	0,36	7,58	0,51	7,83	0,76	8,23	1,16	8,85	1,78	8,91	1,84
5	51	6,10	6,43	0,33	6,55	0,45	6,69	0,59	6,89	0,79	7,13	1,03	7,55	1,45	7,86	1,76
5	50	6,55	6,75	0,20	6,82	0,27	6,91	0,36	7,02	0,47	7,19	0,64	7,35	0,80	7,47	0,92
5	52	6,02	6,43	0,41	6,52	0,50	6,61	0,59	6,76	0,74	7,00	0,98	7,48	1,46	7,83	1,81
5	média	6,22	6,54	0,31	6,63	0,41	6,74	0,51	6,89	0,67	7,11	0,88	7,46	1,24	7,72	1,50
PLACA	média (δ_i)			0,33		0,43		0,59		0,81		1,16		1,72		2,07
PLACA	P _i (%)			0,65		0,86		1,18		1,63		2,31		3,44		4,14

TABELA A2.18 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B1-P2-60.

GRANULOMETRIA B1 - RESULTADOS DE B1 - P2 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,04	6,16	0,12	6,24	0,20	6,32	0,28	6,51	0,47	6,83	0,79	7,18	1,14	7,51	1,47
1	10	7,37	7,58	0,21	7,66	0,29	7,86	0,49	7,97	0,60	8,31	0,94	8,78	1,41	9,11	1,74
1	12	6,60	6,90	0,30	7,04	0,44	7,19	0,59	7,43	0,83	7,82	1,22	8,30	1,70	8,68	2,08
1	média	6,67	6,88	0,21	6,98	0,31	7,12	0,45	7,30	0,63	7,65	0,98	8,09	1,42	8,43	1,76
2	21	8,07	8,50	0,43	8,63	0,56	8,72	0,65	8,90	0,83	9,27	1,20	9,73	1,66	10,15	2,08
2	20	7,00	7,49	0,49	7,60	0,60	7,69	0,69	7,89	0,89	8,24	1,24	8,77	1,77	9,18	2,18
2	22	6,00	6,62	0,62	6,75	0,75	6,93	0,93	7,21	1,21	7,70	1,70	8,35	2,35	8,92	2,92
2	média	7,02	7,54	0,51	7,66	0,64	7,78	0,76	8,00	0,98	8,40	1,38	8,95	1,93	9,42	2,39
3	31	7,29	7,75	0,46	7,85	0,56	7,94	0,65	8,08	0,79	8,43	1,14	9,02	1,73	9,50	2,21
3	30	7,23	7,54	0,31	7,61	0,38	7,68	0,45	7,80	0,57	8,08	0,85	8,55	1,32	8,95	1,72
3	32	6,66	7,25	0,59	7,38	0,72	7,50	0,84	7,75	1,09	8,13	1,47	8,73	2,07	9,18	2,52
3	média	7,06	7,51	0,45	7,61	0,55	7,71	0,65	7,88	0,82	8,21	1,15	8,77	1,71	9,21	2,15
4	41	6,66	7,22	0,56	7,40	0,74	7,58	0,92	7,90	1,24	8,37	1,71	9,04	2,38	9,54	2,88
4	40	6,11	6,61	0,50	6,80	0,69	6,96	0,85	7,25	1,14	7,64	1,53	8,20	2,09	8,39	2,28
4	42	5,56	6,12	0,56	6,31	0,75	6,48	0,92	6,80	1,24	7,33	1,77	7,90	2,34	8,43	2,87
4	média	6,11	6,65	0,54	6,84	0,73	7,01	0,90	7,32	1,21	7,78	1,67	8,38	2,27	8,79	2,68
5	51	6,85	7,17	0,32	7,28	0,43	7,43	0,58	7,70	0,85	8,07	1,22	8,60	1,75	9,01	2,16
5	50	7,13	7,41	0,28	7,55	0,42	7,65	0,52	7,86	0,73	8,22	1,09	8,66	1,53	9,05	1,92
5	52	6,16	6,57	0,41	6,78	0,62	6,93	0,77	7,25	1,09	7,72	1,56	8,20	2,04	8,64	2,48
5	média	6,71	7,05	0,34	7,20	0,49	7,34	0,62	7,60	0,89	8,00	1,29	8,49	1,77	8,90	2,19
PLACA	média (δ_i)			0,41		0,54		0,68		0,90		1,30		1,82		2,23
PLACA	P _i (%)			0,82		1,09		1,35		1,81		2,59		3,64		4,47

TABELA A2.19 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B1-P3-40.

GRANULOMETRIA B1 - RESULTADOS DE B1 - P3 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,55	6,65	0,10	6,70	0,15	6,80	0,25	6,85	0,30	6,91	0,36	7,05	0,50	7,40	0,85
1	10	6,56	6,68	0,12	6,79	0,23	6,85	0,29	6,91	0,35	6,95	0,39	7,08	0,52	7,55	0,99
1	12	7,72	7,79	0,07	7,85	0,13	7,93	0,21	7,99	0,27	8,03	0,31	8,18	0,46	8,58	0,86
1	média	6,94	7,04	0,10	7,11	0,17	7,19	0,25	7,25	0,31	7,30	0,35	7,44	0,49	7,84	0,90
2	21	7,05	7,14	0,09	7,23	0,18	7,30	0,25	7,35	0,30	7,39	0,34	7,48	0,43	8,04	0,99
2	20	6,77	6,82	0,05	6,90	0,13	6,92	0,15	6,97	0,20	6,99	0,22	7,02	0,25	7,53	0,76
2	22	7,00	7,11	0,11	7,24	0,24	7,33	0,33	7,41	0,41	7,49	0,49	7,69	0,69	8,34	1,34
2	média	6,94	7,02	0,08	7,12	0,18	7,18	0,24	7,24	0,30	7,29	0,35	7,40	0,46	7,97	1,03
3	31	8,31	8,48	0,17	8,60	0,29	8,66	0,35	8,76	0,45	8,79	0,48	8,95	0,64	9,62	1,31
3	30	8,17	8,23	0,06	8,32	0,15	8,36	0,19	8,41	0,24	8,45	0,28	8,53	0,36	9,05	0,88
3	32	7,61	7,82	0,21	8,00	0,39	8,17	0,56	8,31	0,70	8,41	0,80	8,70	1,09	9,39	1,78
3	média	8,03	8,18	0,15	8,31	0,28	8,40	0,37	8,49	0,46	8,55	0,52	8,73	0,70	9,35	1,32
4	41	8,56	8,85	0,29	9,03	0,47	9,16	0,60	9,27	0,71	9,32	0,76	9,48	0,92	10,06	1,50
4	40	9,43	9,61	0,18	9,82	0,39	9,86	0,43	9,97	0,54	10,05	0,62	10,20	0,77	10,77	1,34
4	42	8,58	8,84	0,26	9,00	0,42	9,11	0,53	9,20	0,62	9,29	0,71	9,48	0,90	10,19	1,61
4	média	8,86	9,10	0,24	9,28	0,43	9,38	0,52	9,48	0,62	9,55	0,70	9,72	0,86	10,34	1,48
5	51	8,12	8,29	0,17	8,42	0,30	8,49	0,37	8,56	0,44	8,62	0,50	8,74	0,62	9,20	1,08
5	50	9,29	9,48	0,19	9,60	0,31	9,66	0,37	9,70	0,41	9,73	0,44	9,76	0,47	10,24	0,95
5	52	9,08	9,27	0,19	9,40	0,32	9,48	0,40	9,57	0,49	9,62	0,54	9,74	0,66	10,17	1,09
5	média	8,83	9,01	0,18	9,14	0,31	9,21	0,38	9,28	0,45	9,32	0,49	9,41	0,58	9,87	1,04
PLACA	média (δ_i)			0,15		0,27		0,35		0,43		0,48		0,62		1,16
PLACA	P _i (%)			0,30		0,55		0,70		0,86		0,97		1,24		2,31

TABELA A2.20 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B1-P4-40.

GRANULOMETRIA B1 - RESULTADOS DE B1 - P4 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	7,15	7,29	0,14	7,36	0,21	7,43	0,28	7,50	0,35	7,54	0,39	7,65	0,50	8,16	1,01
1	10	9,30	9,46	0,16	9,58	0,28	9,65	0,35	9,70	0,40	9,71	0,41	9,72	0,42	9,90	0,60
1	12	8,75	8,96	0,21	9,05	0,30	9,10	0,35	9,14	0,39	9,16	0,41	9,22	0,47	9,57	0,82
1	média	8,40	8,57	0,17	8,66	0,26	8,73	0,33	8,78	0,38	8,80	0,40	8,86	0,46	9,21	0,81
2	21	8,42	8,63	0,21	8,78	0,36	8,89	0,47	9,00	0,58	9,03	0,61	9,18	0,76	9,84	1,42
2	20	8,34	8,56	0,22	8,70	0,36	8,78	0,44	8,91	0,57	8,92	0,58	9,05	0,71	9,70	1,36
2	22	7,84	8,09	0,25	8,22	0,38	8,33	0,49	8,46	0,62	8,51	0,67	8,72	0,88	9,41	1,57
2	média	8,20	8,43	0,23	8,57	0,37	8,67	0,47	8,79	0,59	8,82	0,62	8,98	0,78	9,65	1,45
3	31	9,66	10,04	0,38	10,26	0,60	10,45	0,79	10,55	0,89	10,58	0,92	10,75	1,09	11,40	1,74
3	30	9,14	9,48	0,34	9,70	0,56	9,88	0,74	10,03	0,89	10,09	0,95	10,24	1,10	10,93	1,79
3	32	7,78	8,06	0,28	8,20	0,42	8,33	0,55	8,45	0,67	8,50	0,72	8,68	0,90	9,36	1,58
3	média	8,86	9,19	0,33	9,39	0,53	9,55	0,69	9,68	0,82	9,72	0,86	9,89	1,03	10,56	1,70
4	41	9,64	9,88	0,24	10,03	0,39	10,15	0,51	10,24	0,60	10,29	0,65	10,44	0,80	11,04	1,40
4	40	9,89	10,11	0,22	10,20	0,31	10,32	0,43	10,41	0,52	10,45	0,56	10,59	0,70	11,22	1,33
4	42	8,63	8,91	0,28	9,05	0,42	9,16	0,53	9,27	0,64	9,32	0,69	9,51	0,88	10,17	1,54
4	média	9,39	9,63	0,25	9,76	0,37	9,88	0,49	9,97	0,59	10,02	0,63	10,18	0,79	10,81	1,42
5	51	8,19	8,44	0,25	8,60	0,41	8,72	0,53	8,83	0,64	8,88	0,69	9,06	0,87	9,66	1,47
5	50	8,46	8,65	0,19	8,76	0,30	8,87	0,41	8,97	0,51	9,02	0,56	9,16	0,70	9,75	1,29
5	52	7,61	7,79	0,18	7,90	0,29	7,99	0,38	8,07	0,46	8,12	0,51	8,27	0,66	8,85	1,24
5	média	8,09	8,29	0,21	8,42	0,33	8,53	0,44	8,62	0,54	8,67	0,59	8,83	0,74	9,42	1,33
PLACA	média (δ_i)			0,24		0,37		0,48		0,58		0,62		0,76		1,34
PLACA	P _i (%)			0,47		0,75		0,97		1,16		1,24		1,53		2,69

TABELA A2.21 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B2-P1-60.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P1 - 60																
		N Ú M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	9,30					10,30	1,00	10,78	1,48	11,54	2,24	12,55	3,25	13,45	4,15
1	10	9,31					9,91	0,60	10,29	0,98	11,18	1,87	12,23	2,92	13,15	3,84
1	12	8,17					9,06	0,89	9,61	1,44	10,33	2,16	11,38	3,21	12,38	4,21
1	média	8,93					9,76	0,83	10,23	1,30	11,02	2,09	12,05	3,13	12,99	4,07
2	21	9,25					10,21	0,96	10,67	1,42	11,36	2,11	12,42	3,17	13,39	4,14
2	20	8,55					9,56	1,01	10,09	1,54	10,78	2,23	11,77	3,22	12,67	4,12
2	22	7,17					8,08	0,91	8,59	1,42	9,27	2,10	10,39	3,22	11,50	4,33
2	média	8,32					9,28	0,96	9,78	1,46	10,47	2,15	11,53	3,20	12,52	4,20
3	31	9,30					10,11	0,81	10,55	1,25	11,21	1,91	12,31	3,01	13,25	3,95
3	30	8,93					10,02	1,09	10,58	1,65	11,31	2,38	12,40	3,47	13,55	4,62
3	32	7,16					8,14	0,98	8,73	1,57	9,35	2,19	10,29	3,13	11,35	4,19
3	média	8,46					9,42	0,96	9,95	1,49	10,62	2,16	11,67	3,20	12,72	4,25
4	41	6,25					7,19	0,94	7,64	1,39	8,29	2,04	9,20	2,95	10,12	3,87
4	40	6,25					7,42	1,17	7,94	1,69	8,72	2,47	9,80	3,55	10,40	4,15
4	42	6,03					6,86	0,83	7,21	1,18	7,86	1,83	8,88	2,85	9,82	3,79
4	média	6,18					7,16	0,98	7,60	1,42	8,29	2,11	9,29	3,12	10,11	3,94
5	51	3,58					4,40	0,82	4,95	1,37	5,94	2,36	6,75	3,17	7,40	3,82
5	50	4,00					4,93	0,93	5,35	1,35	5,96	1,96	6,77	2,77	7,55	3,55
5	52	3,37					4,14	0,77	4,52	1,15	5,03	1,66	5,74	2,37	6,60	3,23
5	média	3,65					4,49	0,84	4,94	1,29	5,64	1,99	6,42	2,77	7,18	3,53
PLACA	média (δ_i)							0,91		1,39		2,10		3,08		4,00
PLACA	P _i (%)							1,80		2,80		4,26		6,35		8,50

TABELA A2.22 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B2-P2-60.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P2 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	8,65					9,40	0,75	9,80	1,15	10,26	1,61	10,87	2,22	11,45	2,80
1	10	9,10					10,17	1,07	10,71	1,61	11,16	2,06	11,62	2,52	12,12	3,02
1	12	9,16					10,68	1,52	10,94	1,78	11,29	2,13	11,69	2,53	12,05	2,89
1	média	8,97					10,08	1,11	10,48	1,51	10,90	1,93	11,39	2,42	11,87	2,90
2	21	8,88					9,49	0,61	9,72	0,84	10,05	1,17	10,67	1,79	11,23	2,35
2	20	8,88					9,70	0,82	10,14	1,26	10,75	1,87	11,56	2,68	12,23	3,35
2	22	9,11					9,60	0,49	9,92	0,81	10,37	1,26	11,10	1,99	11,67	2,56
2	média	8,96					9,60	0,64	9,93	0,97	10,39	1,43	11,11	2,15	11,71	2,75
3	31	8,53					9,07	0,54	9,38	0,85	9,74	1,21	10,28	1,75	10,83	2,30
3	30	8,32					9,09	0,77	9,45	1,13	9,80	1,48	10,45	2,13	11,12	2,80
3	32	7,62					8,38	0,76	8,88	1,26	9,31	1,69	10,05	2,43	10,63	3,01
3	média	8,16					8,85	0,69	9,24	1,08	9,62	1,46	10,26	2,10	10,86	2,70
4	41	6,65					7,29	0,64	7,59	0,94	8,00	1,35	8,61	1,96	9,23	2,58
4	40	7,79					8,39	0,60	8,77	0,98	9,24	1,45	9,90	2,11	10,52	2,73
4	42	8,26					8,87	0,61	9,17	0,91	9,55	1,29	10,14	1,88	10,70	2,44
4	média	7,57					8,18	0,62	8,51	0,94	8,93	1,36	9,55	1,98	10,15	2,58
5	51	5,98					6,61	0,63	7,00	1,02	7,42	1,44	8,07	2,09	8,67	2,69
5	50	5,36					6,25	0,89	6,64	1,28	7,12	1,76	7,77	2,41	8,36	3,00
5	52	8,88					9,47	0,59	9,73	0,85	10,04	1,16	10,58	1,70	11,05	2,17
5	média	6,74					7,44	0,70	7,79	1,05	8,19	1,45	8,81	2,07	9,36	2,62
PLACA	média (δ_i)							0,75		1,11		1,53		2,15		2,71
PLACA	P _i (%)							1,51		2,27		3,14		4,45		5,74

TABELA A2.23 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B2-P3-40.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P3 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	6,33					6,56	0,23	6,65	0,32	6,81	0,48	7,05	0,72	7,32	0,99
1	10	7,65					7,86	0,21	8,01	0,36	8,18	0,53	9,11	1,46	8,83	1,18
1	12	6,62					6,74	0,12	6,85	0,23	7,10	0,48	7,42	0,80	7,78	1,16
1	média	6,87					7,05	0,19	7,17	0,30	7,36	0,50	7,86	0,99	7,98	1,11
2	21	8,77					8,89	0,12	9,01	0,24	9,10	0,33	9,36	0,59	9,57	0,80
2	20	9,93					10,07	0,14	10,56	0,63	10,32	0,39	10,56	0,63	10,82	0,89
2	22	9,40					9,50	0,10	9,64	0,24	9,82	0,42	10,10	0,70	10,39	0,99
2	média	9,37					9,49	0,12	9,74	0,37	9,75	0,38	10,01	0,64	10,26	0,89
3	31	8,60					8,75	0,15	8,88	0,28	9,06	0,46	9,25	0,65	9,49	0,89
3	30	9,64					9,85	0,21	9,98	0,34	10,15	0,51	10,40	0,76	10,69	1,05
3	32	8,70					8,80	0,10	8,92	0,22	9,18	0,48	9,50	0,80	9,91	1,21
3	média	8,98					9,13	0,15	9,26	0,28	9,46	0,48	9,72	0,74	10,03	1,05
4	41	8,02					8,22	0,20	8,33	0,31	8,48	0,46	8,70	0,68	8,96	0,94
4	40	8,00					8,17	0,17	8,31	0,31	8,45	0,45	8,72	0,72	8,98	0,98
4	42	7,85					8,27	0,42	8,17	0,32	8,30	0,45	8,48	0,63	8,76	0,91
4	média	7,96					8,22	0,26	8,27	0,31	8,41	0,45	8,63	0,68	8,90	0,94
5	51	5,85					6,26	0,41	6,45	0,60	6,68	0,83	7,05	1,20	7,45	1,60
5	50	5,56					5,98	0,42	6,17	0,61	6,38	0,82	6,74	1,18	7,14	1,58
5	52	5,55					5,83	0,28	5,97	0,42	6,18	0,63	6,51	0,96	6,95	1,40
5	média	5,65					6,02	0,37	6,20	0,54	6,41	0,76	6,77	1,11	7,18	1,53
												0,49				
PLACA	média (δ_i)							0,22		0,36		0,51		0,83		1,10
PLACA	P _i (%)							0,44		0,73		1,04		1,68		2,25

TABELA A2.24 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B2-P4-40.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P4 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	3,65					3,90	0,25	4,00	0,35	4,14	0,49	4,33	0,68	4,55	0,90
1	10	6,82					7,05	0,23	7,10	0,28	7,16	0,34	7,37	0,55	7,50	0,68
1	12	3,60					3,80	0,20	3,92	0,32	4,14	0,54	4,57	0,97	4,79	1,19
1	média	4,69					4,92	0,23	5,01	0,32	5,15	0,46	5,42	0,73	5,61	0,92
2	21	8,06					8,15	0,09	8,22	0,16	8,36	0,30	8,55	0,49	8,77	0,71
2	20	9,38					9,70	0,32	9,87	0,49	10,11	0,73	10,48	1,10	10,81	1,43
2	22	6,10					6,25	0,15	6,36	0,26	6,50	0,40	6,79	0,69	7,10	1,00
2	média	7,85					8,03	0,19	8,15	0,30	8,32	0,48	8,61	0,76	8,89	1,05
3	31	7,77					7,87	0,10	8,00	0,23	8,15	0,38	8,40	0,63	8,59	0,82
3	30	11,62					11,77	0,15	11,84	0,22	11,97	0,35	12,20	0,58	12,41	0,79
3	32	9,97					10,10	0,13	10,21	0,24	10,31	0,34	10,48	0,51	10,72	0,75
3	média	9,79					9,91	0,13	10,02	0,23	10,14	0,36	10,36	0,57	10,57	0,79
4	41	10,63					11,22	0,59	11,33	0,70	11,50	0,87	11,74	1,11	12,00	1,37
4	40	11,22					11,40	0,18	11,55	0,33	11,73	0,51	12,00	0,78	12,27	1,05
4	42	10,97					11,12	0,15	11,23	0,26	11,37	0,40	11,57	0,60	11,78	0,81
4	média	10,94					11,25	0,31	11,37	0,43	11,53	0,59	11,77	0,83	12,02	1,08
5	51	7,70					7,88	0,18	8,08	0,38	8,16	0,46	8,41	0,71	8,70	1,00
5	50	8,19					8,41	0,22	8,55	0,36	8,70	0,51	9,06	0,87	9,32	1,13
5	52	4,85					5,05	0,20	5,21	0,36	5,38	0,53	5,62	0,77	5,92	1,07
5	média	6,91					7,11	0,20	7,28	0,37	7,41	0,50	7,70	0,78	7,98	1,07
PLACA	média (δ_i)							0,21		0,33		0,48		0,74		0,98
PLACA	P _i (%)							0,42		0,66		0,96		1,49		2,01

TABELA A2.25 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-TRILHA REALIZADO COM A PLACA B2-P5-25.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P5 - 25																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	8,88			8,88	0,00	8,91	0,03	8,98	0,10	9,11	0,23	9,28	0,40	9,41	0,53
1	10	8,04			8,04	0,00	8,07	0,03	8,12	0,08	8,21	0,17	8,43	0,39	8,52	0,48
1	12	8,71			8,72	0,01	8,74	0,03	8,79	0,08	8,87	0,16	9,09	0,38	9,16	0,45
1	média	8,54			8,55	0,00	8,57	0,03	8,63	0,09	8,73	0,19	8,93	0,39	9,03	0,49
2	21	8,40			8,40	0,00	8,42	0,02	8,46	0,06	8,52	0,12	8,71	0,31	8,77	0,37
2	20	9,65			9,65	0,00	9,67	0,02	9,70	0,05	9,80	0,15	10,00	0,35	10,10	0,45
2	22	9,61			9,61	0,00	9,62	0,01	9,65	0,04	9,72	0,11	9,90	0,29	10,00	0,39
2	média	9,22			9,22	0,00	9,24	0,02	9,27	0,05	9,35	0,13	9,54	0,32	9,62	0,40
3	31	10,19			10,19	0,00	10,21	0,02	10,24	0,05	10,37	0,18	10,62	0,43	10,70	0,51
3	30	11,57			11,57	0,00	11,59	0,02	11,62	0,05	11,70	0,13	11,91	0,34	11,99	0,42
3	32	9,40			9,42	0,02	9,44	0,04	9,49	0,09	9,56	0,16	9,73	0,33	9,80	0,40
3	média	10,39			10,39	0,01	10,41	0,03	10,45	0,06	10,54	0,16	10,75	0,37	10,83	0,44
4	41	10,89			10,89	0,00	10,89	0,00	10,94	0,05	10,99	0,10	11,10	0,21	11,02	0,13
4	40	9,61			9,68	0,07	9,73	0,12	9,77	0,16	9,85	0,24	10,02	0,41	10,10	0,49
4	42	9,40			9,41	0,01	9,43	0,03	9,45	0,05	9,51	0,11	9,67	0,27	9,75	0,35
4	média	9,97			9,99	0,03	10,02	0,05	10,05	0,09	10,12	0,15	10,26	0,30	10,29	0,32
5	51	9,44			9,45	0,01	9,47	0,03	9,50	0,06	9,58	0,14	9,68	0,24	9,70	0,26
5	50	9,28			9,30	0,02	9,32	0,04	9,35	0,07	9,42	0,14	9,55	0,27	9,60	0,32
5	52	8,79			8,80	0,01	8,82	0,03	8,87	0,08	8,94	0,15	9,07	0,28	9,11	0,32
5	média	9,17			9,18	0,01	9,20	0,03	9,24	0,07	9,31	0,14	9,43	0,26	9,47	0,30
PLACA	média (δ_i)					0,01		0,03		0,07		0,15		0,33		0,39
PLACA	P_i (%)					0,02		0,06		0,14		0,31		0,65		0,78

TABELA A2.26 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B2-P6-25.

GRANULOMETRIA B2 - RESULTADOS DE B2 - P6 - 25																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	8,17			8,21	0,04	8,24	0,07	8,25	0,08	8,32	0,15	8,45	0,28	8,51	0,34
1	10	6,04			6,05	0,01	6,06	0,02	6,09	0,05	6,18	0,14	6,37	0,33	6,42	0,38
1	12	7,43			7,46	0,03	7,47	0,04	7,49	0,06	7,52	0,09	7,60	0,17	7,64	0,21
1	média	7,21			7,24	0,03	7,26	0,04	7,28	0,06	7,34	0,13	7,47	0,26	7,52	0,31
2	21	6,40			6,41	0,01	6,41	0,01	6,42	0,02	6,47	0,07	6,56	0,16	6,64	0,24
2	20	9,73			9,83	0,10	9,87	0,14	9,89	0,16	9,95	0,22	10,13	0,40	10,20	0,47
2	22	8,79			8,80	0,01	8,84	0,05	8,86	0,07	8,92	0,13	9,11	0,32	9,20	0,41
2	média	8,31			8,35	0,04	8,37	0,07	8,39	0,08	8,45	0,14	8,60	0,29	8,68	0,37
3	31	7,02			7,06	0,04	7,10	0,08	7,12	0,10	7,17	0,15	7,23	0,21	7,31	0,29
3	30	10,57			10,60	0,03	10,60	0,03	10,62	0,05	10,66	0,09	10,83	0,26	10,91	0,34
3	32	7,23			7,25	0,02	7,26	0,03	7,29	0,06	7,36	0,13	7,61	0,38	7,69	0,46
3	média	8,27			8,30	0,03	8,32	0,05	8,34	0,07	8,40	0,12	8,56	0,28	8,64	0,36
4	41	5,35			5,38	0,03	5,40	0,05	5,45	0,10	5,53	0,18	5,69	0,34	5,78	0,43
4	40	6,52			6,52	0,00	6,54	0,02	6,55	0,03	6,58	0,06	6,65	0,13	6,68	0,16
4	42	8,64			8,64	0,00	8,66	0,02	8,67	0,03	8,72	0,08	8,80	0,16	8,84	0,20
4	média	6,84			6,85	0,01	6,87	0,03	6,89	0,05	6,94	0,11	7,05	0,21	7,10	0,26
5	51	5,30			5,35	0,05	5,37	0,07	5,43	0,13	5,56	0,26	5,70	0,40	5,76	0,46
5	50	5,86			5,89	0,03	5,90	0,04	5,94	0,08	6,00	0,14	6,06	0,20	6,10	0,24
5	52	5,91			5,93	0,02	5,95	0,04	6,01	0,10	6,12	0,21	6,28	0,37	6,32	0,41
5	média	5,69			5,72	0,03	5,74	0,05	5,79	0,10	5,89	0,20	6,01	0,32	6,06	0,37
PLACA	média (δ_i)					0,03		0,05		0,07		0,14		0,27		0,34
PLACA	P _i (%)					0,06		0,09		0,15		0,28		0,55		0,67

TABELA A2.27 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B3-P1-40.

GRANULOMETRIA B3 - RESULTADOS DE B3 - P1 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	10,10			10,50	0,40	10,70	0,60	10,93	0,83	11,09	0,99	11,32	1,22	11,62	1,52
1	10	8,45			8,97	0,52	9,20	0,75	9,46	1,01	9,69	1,24	10,03	1,58	10,61	2,16
1	12	8,55			9,16	0,61	9,30	0,75	9,40	0,85	9,54	0,99	9,74	1,19	10,09	1,54
1	média	9,03			9,54	0,51	9,73	0,70	9,93	0,90	10,11	1,07	10,36	1,33	10,77	1,74
2	21	8,08			8,75	0,67	9,06	0,98	9,37	1,29	9,63	1,55	9,91	1,83	10,84	2,76
2	20	8,32			8,58	0,26	8,69	0,37	8,80	0,48	8,89	0,57	9,05	0,73	9,33	1,01
2	22	8,45			8,81	0,36	9,00	0,55	9,12	0,67	9,23	0,78	9,41	0,96	9,69	1,24
2	média	8,28			8,71	0,43	8,92	0,63	9,10	0,81	9,25	0,97	9,46	1,17	9,95	1,67
3	31	8,20			9,07	0,87	9,42	1,22	9,78	1,58	10,04	1,84	10,45	2,25	10,87	2,67
3	30	7,35			8,18	0,83	8,51	1,16	8,81	1,46	9,06	1,71	9,41	2,06	9,84	2,49
3	32	7,36			8,10	0,74	8,43	1,07	8,74	1,38	9,00	1,64	9,35	1,99	9,80	2,44
3	média	7,64			8,45	0,81	8,79	1,15	9,11	1,47	9,37	1,73	9,74	2,10	10,17	2,53
4	41	9,24			9,96	0,72	10,24	1,00	10,49	1,25	10,69	1,45	10,97	1,73	11,45	2,21
4	40	10,56			10,71	0,15	11,10	0,54	11,40	0,84	11,65	1,09	12,03	1,47	12,45	1,89
4	42	9,00			9,53	0,53	9,73	0,73	9,96	0,96	10,19	1,19	10,52	1,52	10,90	1,90
4	média	9,60			10,07	0,47	10,36	0,76	10,62	1,02	10,84	1,24	11,17	1,57	11,60	2,00
5	51	7,25			7,89	0,64	8,22	0,97	8,48	1,23	8,71	1,46	8,97	1,72	9,32	2,07
5	50	7,93			8,68	0,75	9,07	1,14	9,25	1,32	9,43	1,50	9,73	1,80	10,02	2,09
5	52	8,52			9,27	0,75	9,52	1,00	9,70	1,18	9,88	1,36	10,12	1,60	10,50	1,98
5	média	7,90			8,61	0,71	8,94	1,04	9,14	1,24	9,34	1,44	9,61	1,71	9,95	2,05
PLACA	média (δ_i)					0,59		0,86		1,09		1,29		1,58		2,00
PLACA	P _i (%)					1,25		1,76		2,25		2,68		3,28		4,18

TABELA A2.28 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B3-P3-40.

GRANULOMETRIA B3 - RESULTADOS DE B3 - P3 - 40																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	5,86			6,85	0,99	7,05	1,19	7,37	1,51	7,81	1,95	8,11	2,25	8,72	2,86
1	10	5,13			6,55	1,42	7,04	1,91	7,38	2,25	7,81	2,68	8,30	3,17	8,93	3,80
1	12	6,01			7,10	1,09	7,62	1,61	7,98	1,97	8,23	2,22	8,57	2,56	9,17	3,16
1	média	5,67			6,83	1,17	7,24	1,57	7,58	1,91	7,95	2,28	8,33	2,66	8,94	3,27
2	21	3,93			4,89	0,96	5,31	1,38	5,75	1,82	6,17	2,24	6,48	2,55	6,84	2,91
2	20	6,44			7,18	0,74	7,43	0,99	7,55	1,11	7,68	1,24	8,03	1,59	8,41	1,97
2	22	3,83			4,72	0,89	5,15	1,32	5,52	1,69	5,97	2,14	6,50	2,67	7,02	3,19
2	média	4,73			5,60	0,86	5,96	1,23	6,27	1,54	6,61	1,87	7,00	2,27	7,42	2,69
3	31	7,14			8,22	1,08	8,65	1,51	9,14	2,00	9,45	2,31	9,74	2,60	10,12	2,98
3	30	3,10			4,44	1,34	4,99	1,89	5,49	2,39	6,05	2,95	6,71	3,61	7,39	4,29
3	32	3,83			5,19	1,36	5,78	1,95	6,28	2,45	6,75	2,92	7,48	3,65	8,30	4,47
3	média	4,69			5,95	1,26	6,47	1,78	6,97	2,28	7,42	2,73	7,98	3,29	8,60	3,91
4	41	5,87			7,04	1,17	7,78	1,91	8,00	2,13	8,40	2,53	8,93	3,06	9,55	3,68
4	40	6,77			8,02	1,25	8,41	1,64	8,70	1,93	9,06	2,29	9,40	2,63	9,84	3,07
4	42	6,46			7,64	1,18	8,10	1,64	8,38	1,92	9,05	2,59	9,51	3,05	10,39	3,93
4	média	6,37			7,57	1,20	8,10	1,73	8,36	1,99	8,84	2,47	9,28	2,91	9,93	3,56
5	51	5,07			5,72	0,65	6,20	1,13	6,42	1,35	6,72	1,65	7,01	1,94	7,39	2,32
5	50	3,22			3,75	0,53	5,02	1,80	4,25	1,03	4,47	1,25	4,77	1,55	5,83	2,61
5	52	4,06			4,93	0,87	5,28	1,22	5,68	1,62	6,11	2,05	6,95	2,89	8,00	3,94
5	média	4,12			4,80	0,68	5,50	1,38	5,45	1,33	5,77	1,65	6,24	2,13	7,07	2,96
PLACA	média (δ_i)					1,03		1,54		1,81		2,20		2,65		3,28
PLACA	P _i (%)					2,08		2,98		3,54		4,32		5,25		6,55

TABELA A2.29 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B3-P2-60.

GRANULOMETRIA B3 - RESULTADOS DE B3 - P2 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	$\delta(30)$	100	$\delta(100)$	300	$\delta(300)$	1000	$\delta(1000)$	3000	$\delta(3000)$	10000	$\delta(10000)$	30000	$\delta(30000)$
		mij (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)	mij (mm)	δ_{ij} (mm)
1	11	9,80	10,39	0,59	10,55	0,75	10,75	0,95	10,98	1,18	11,27	1,47	11,56	1,76	11,73	1,93
1	10	8,73	9,24	0,51	9,35	0,62	9,73	1,00	10,31	1,58	10,91	2,18	11,55	2,82	12,42	3,69
1	12	6,44	7,01	0,57	7,40	0,96	7,92	1,48	8,73	2,29	8,68	2,24	8,48	2,04	8,54	2,10
1	média	8,32	8,88	0,56	9,10	0,78	9,47	1,14	10,01	1,68	10,29	1,96	10,53	2,21	10,90	2,57
2	21	6,75	7,55	0,80	8,96	2,21	8,37	1,62	8,82	2,07	9,41	2,66	9,93	3,18	10,31	3,56
2	20	7,48	8,64	1,16	8,72	1,24	8,96	1,48	9,10	1,62	9,58	2,10	10,47	2,99	11,00	3,52
2	22	5,88	6,75	0,87	7,27	1,39	7,71	1,83	8,36	2,48	9,07	3,19	9,24	3,36	10,31	4,43
2	média	6,70	7,65	0,94	8,32	1,61	8,35	1,64	8,76	2,06	9,35	2,65	9,88	3,18	10,54	3,84
3	31	5,95	6,67	0,72	7,03	1,08	7,38	1,43	7,73	1,78	8,10	2,15	8,60	2,65	9,00	3,05
3	30	8,08	9,10	1,02	9,45	1,37	9,63	1,55	10,11	2,03	10,32	2,24	10,69	2,61	11,10	3,02
3	32	5,21	6,10	0,89	6,55	1,34	6,93	1,72	7,36	2,15	7,90	2,69	8,39	3,18	8,82	3,61
3	média	6,41	7,29	0,88	7,68	1,26	7,98	1,57	8,40	1,99	8,77	2,36	9,23	2,81	9,64	3,23
4	41	8,43	9,19	0,76	9,44	1,01	9,75	1,32	9,97	1,54	10,23	1,80	10,42	1,99	10,86	2,43
4	40	5,40	6,01	0,61	6,33	0,93	6,65	1,25	6,96	1,56	7,27	1,87	7,67	2,27	8,13	2,73
4	42	6,23	7,38	0,46	7,95	0,65	8,40	0,86	8,80	1,03	9,30	1,22	9,83	1,42	10,41	4,18
4	média	6,69	7,53	0,61	7,91	0,86	8,27	1,14	8,58	1,38	8,93	1,63	9,31	1,89	9,80	3,11
5	51	8,22	9,17	0,95	9,58	1,36	9,97	1,75	10,30	2,08	10,59	2,37	10,86	2,64	11,15	2,93
5	50	12,41	13,27	0,86	13,77	1,36	13,94	1,53	14,01	1,60	13,85	1,44	14,00	1,59	14,38	1,97
5	52	6,38	7,04	0,66	7,36	0,98	7,68	1,30	8,00	1,62	8,36	1,98	8,74	2,36	9,12	2,74
5	média	9,00	9,83	0,82	10,24	1,23	10,53	1,53	10,77	1,77	10,93	1,93	11,20	2,20	11,55	2,55
PLACA	média (δ_i)			0,76		1,15		1,40		1,77		2,11		2,46		3,06
PLACA	P' ($\%$)			1,60		2,32		2,86		3,63		4,34		5,10		6,40

TABELA A2.30 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRILHA-DE-RODA REALIZADO COM A PLACA B3-P4-60.

GRANULOMETRIA B3 - RESULTADOS DE B3 - P4 - 60																
		N U M E R O D E C I C L O S														
SECÇÃO	PONTO	N = 0	30	δ (30)	100	δ (100)	300	δ (300)	1000	δ (1000)	3000	δ (3000)	10000	δ (10000)	30000	δ (30000)
		mij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)	mij (mm)	δ ij (mm)
1	11	4,00	4,06	0,06	4,44	0,44	4,45	0,45	4,87	0,87	5,37	1,37	5,79	1,79	6,32	2,32
1	10	5,07	6,25	1,18	6,73	1,66	7,26	2,19	7,81	2,74	8,16	3,09	8,70	3,63	9,12	4,05
1	12	4,01	5,06	1,05	5,68	1,67	6,27	2,26	6,92	2,91	7,32	3,31	7,94	3,93	8,61	4,60
1	média	4,36	5,12	0,76	5,62	1,26	5,99	1,63	6,53	2,17	6,95	2,59	7,48	3,12	8,02	3,66
2	21	5,79	7,08	1,29	8,27	2,48	9,08	3,29	9,16	3,37	9,55	3,76	11,32	5,53	12,18	6,39
2	20	5,94	7,20	1,26	7,87	1,93	8,35	2,41	9,12	3,18	9,64	3,70	10,23	4,29	10,70	4,76
2	22	4,25	5,28	1,03	5,81	1,56	6,30	2,05	6,86	2,61	7,68	3,43	8,32	4,07	8,88	4,63
2	média	5,33	6,52	1,19	7,32	1,99	7,91	2,58	8,38	3,05	8,96	3,63	9,96	4,63	10,59	5,26
3	31	5,30	6,39	1,09	6,83	1,53	7,25	1,95	8,95	3,65	9,10	3,80	9,98	4,68	11,03	5,73
3	30	6,38	8,38	2,00	8,60	2,22	8,87	2,49	9,78	3,40	10,34	3,96	11,01	4,63	11,88	5,50
3	32	6,43	7,80	1,37	8,17	1,74	8,69	2,26	9,39	2,96	9,98	3,55	10,77	4,34	11,45	5,02
3	média	6,04	7,52	1,49	7,87	1,83	8,27	2,23	9,37	3,34	9,81	3,77	10,59	4,55	11,45	5,42
4	41	7,63	8,70	1,07	9,19	1,56	9,65	2,02	10,24	2,61	10,70	3,07	11,61	3,98	12,25	4,62
4	40	5,60	6,95	1,35	7,63	2,03	8,19	2,59	8,70	3,10	9,10	3,50	9,88	4,28	10,40	4,80
4	42	3,33	4,03	0,70	4,50	1,17	4,89	1,56	5,35	2,02	5,80	2,47	6,53	3,20	7,03	3,70
4	média	5,52	6,56	1,04	7,11	1,59	7,58	2,06	8,10	2,58	8,53	3,01	9,34	3,82	9,89	4,37
5	51	3,57	4,22	0,65	4,77	1,20	6,42	2,85	6,68	3,11	6,97	3,40	7,40	3,83	7,74	4,17
5	50	4,51	8,63	4,12	9,05	4,54	9,00	4,49	9,02	4,51	8,93	4,42	8,51	4,00	8,37	3,86
5	52	5,06	6,25	1,19	7,07	2,01	7,50	2,44	8,12	3,06	9,16	4,10	10,17	5,11	10,43	5,37
5	média	4,38	6,37	1,99	6,96	2,58	7,64	3,26	7,94	3,56	8,35	3,97	8,69	4,31	8,85	4,47
PLACA	média (δ_i)			1,29		1,85		2,35		2,94		3,40		4,09		4,63
PLACA	P _i (%)			2,59		3,60		4,63		5,84		6,83		8,29		9,54

Tabela A2.31 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria C1 .

GRANULOMETRIA C1								
Tb = 6,9 pca		Pb = 6,46 pcm		Pag = 93,54 pcm		Dt = 2,647		
C. P.	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
C1-M1	1.211,81	727,81	484,00	2,504	5,41	15,86	21,27	74,55
C1-M2	1.244,66	744,77	499,89	2,490	5,94	15,77	21,71	72,65
C1-M3	1.214,92	728,85	486,07	2,499	5,57	15,83	21,40	73,96
C1-M4	1.172,35	708,81	463,54	2,529	4,45	16,02	20,47	78,25
C1-M5	1.215,20	730,89	484,31	2,509	5,21	15,89	21,10	75,32
C1-M6	1.208,09	733,54	474,55	2,546	3,82	16,12	19,95	80,83
C1-M7	1.217,08	734,31	482,77	2,521	4,76	15,97	20,73	77,04
C1-M8	1.214,47	737,01	477,46	2,544	3,91	16,11	20,02	80,48
C1-M9	1.191,68	719,19	472,49	2,522	4,72	15,97	20,69	77,20
C1-M10	1.195,52	722,71	472,81	2,529	4,48	16,01	20,49	78,16
C1-M11	1.220,18	738,48	481,70	2,533	4,30	16,04	20,35	78,85
C1-M12	1.231,66	744,86	486,80	2,530	4,42	16,02	20,44	78,40

Tabela A2.32 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria C2.

GRANULOMETRIA C2								
Tb = 6,0 pca		Pb = 5,66 pcm		Pag = 94,34 pcm		Dt = 2,683		
C. P.	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
C2-M1	1.217,58	743,05	474,53	2,566	4,37	14,24	18,60	76,53
C2-M2	1.180,92	722,58	458,34	2,577	3,97	14,30	18,27	78,27
C2-M3	1.195,58	730,14	465,44	2,569	4,26	14,25	18,51	76,99
C2-M4	1.196,37	733,58	462,79	2,585	3,65	14,34	17,99	79,73
C2-M5	1.217,27	740,38	476,89	2,553	4,86	14,16	19,03	74,44
C2-M6	1.204,12	738,18	465,94	2,584	3,68	14,34	18,02	79,58
C2-M7	1.238,08	753,80	484,28	2,557	4,71	14,19	18,90	75,06
C2-M8	1.192,05	727,86	464,19	2,568	4,29	14,25	18,54	76,88
C2-M9	1.203,13	728,47	474,66	2,535	5,53	14,07	19,59	71,79
C2-M10	1.221,47	742,80	478,67	2,552	4,89	14,16	19,05	74,33
C2-M11	1.240,31	754,28	486,03	2,552	4,89	14,16	19,05	74,35
C2-M12	1.221,52	747,27	474,25	2,576	4,00	14,29	18,29	78,13

Tabela A2.33 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria C3.

GRANULOMETRIA C3								
Tb = 6,0 pca		Pb = 5,66 pcm		Pag = 94,34 pcm		Dt = 2,683		
C. P.	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
C3-M1	1.208,17	739,40	468,77	2,577	3,94	14,30	18,24	78,41
C3-M2	1.221,48	745,19	476,29	2,565	4,41	14,23	18,64	76,33
C3-M3	1.208,35	739,07	469,28	2,575	4,03	14,29	18,32	78,00
C3-M4	1.231,31	757,92	473,39	2,601	3,05	14,43	17,49	82,53
C3-M5	1.245,41	765,97	479,44	2,598	3,18	14,41	17,60	81,92
C3-M6	1.216,96	746,90	470,06	2,589	3,51	14,37	17,87	80,38
C3-M7	1.151,88	706,56	445,32	2,587	3,59	14,35	17,94	79,98
C3-M8	1.193,80	728,44	465,36	2,565	4,39	14,24	18,62	76,45
C3-M9	1.169,18	717,55	451,63	2,589	3,51	14,37	17,88	80,36
C3-M10	1.211,50	740,38	471,12	2,572	4,15	14,27	18,42	77,45
C3-M11	1.220,80	740,98	479,82	2,544	5,17	14,12	19,29	73,20
C3-M12	936,65	570,76	365,89	2,560	4,59	14,21	18,79	75,59

Tabela A2.34 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria B1.

GRANULOMETRIA B1								
Tb = 6,0 pca		Pb = 5,66 pcm		Pag = 94,34 pcm		Dt = 2,683		
C. P.	Pcp(ar)	Pcp(im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
B1-M1	1.233,80	754,49	479,31	2,574	4,06	14,28	18,34	77,87
B1-M2	1.201,59	736,51	465,08	2,584	3,70	14,34	18,04	79,47
B1-M3	1.237,92	764,13	473,79	2,613	2,62	14,50	17,11	84,71
B1-M4	1.233,14	759,70	473,44	2,605	2,92	14,45	17,37	83,19
B1-M5	1.207,10	745,95	461,15	2,618	2,44	14,53	16,96	85,63
B1-M6	1.305,62	807,67	497,95	2,622	2,27	14,55	16,82	86,48
B1-M7	1.216,73	748,59	468,14	2,599	3,13	14,42	17,55	82,18
B1-M8	1.211,62	747,46	464,16	2,610	2,71	14,48	17,19	84,25
B1-M9	1.218,32	751,05	467,27	2,607	2,82	14,47	17,29	83,68
B1-M10	1.203,89	746,29	457,60	2,631	1,94	14,60	16,54	88,26
B1-M11	1.211,80	750,93	460,87	2,629	2,00	14,59	16,59	87,95
B1-M12	1.218,14	756,52	461,62	2,639	1,65	14,64	16,29	89,89

Tabela A2.35 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria B2.

GRANULOMETRIA B2								
Tb = 5,0 pca		Pb = 4,76 pcm		Pag = 95,24 pcm		Dt = 2,725		
C. P.	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
B2-M1	1.218,97	758,30	460,67	2,646	2,90	12,35	15,24	81,00
B2-M2	1.232,45	764,53	467,92	2,634	3,34	12,29	15,63	78,62
B2-M3	1.164,13	723,17	440,96	2,640	3,12	12,32	15,44	79,79
B2-M4	1.231,27	768,80	462,47	2,662	2,30	12,42	14,72	84,39
B2-M5	1.297,39	809,36	488,03	2,658	2,44	12,41	14,85	83,55
B2-M6	1.264,26	786,90	477,36	2,648	2,81	12,36	15,17	81,48
B2-M7	1.277,48	792,98	484,50	2,637	3,24	12,30	15,55	79,15
B2-M8	1.278,35	794,52	483,83	2,642	3,04	12,33	15,37	80,22
B2-M9	1.203,34	745,84	457,50	2,630	3,48	12,27	15,75	77,93
B2-M10	1.203,11	748,28	454,83	2,645	2,93	12,34	15,27	80,82
B2-M11	1.222,55	758,32	464,23	2,634	3,36	12,29	15,65	78,54
B2-M12	1.256,75	777,06	479,69	2,620	3,86	12,23	16,08	76,02

Tabela A2.36 - Características físicas dos corpos-de-prova Marshall moldados com o material usado nas placas e com granulometria B3.

GRANULOMETRIA B3									
Tb = 6,0 pca		Pb = 5,66 pcm		Pag = 94,34 pcm		Dt = 2,683			
C.P.	Pcp (ar)	Pcp (par)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV
	(g)		(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)
B3-M1	1.169,77	1.189,31	719,19	448,41	2,609	2,77	14,48	17,24	83,94
B3-M2	1.190,56	1.205,21	735,18	453,75	2,624	2,21	14,56	16,77	86,84
B3-M3	1.206,01	1.219,30	736,02	468,51	2,574	4,06	14,28	18,34	77,88
B3-M4	1.266,42	1.278,08	777,78	487,34	2,599	3,15	14,42	17,56	82,09
B3-M5	1.254,32	1.265,70	765,08	487,98	2,570	4,19	14,26	18,46	77,27
B3-M6	1.217,67	1.229,25	740,27	476,11	2,558	4,68	14,19	18,87	75,21
B3-M7	1.217,56	1.233,57	740,94	474,84	2,564	4,43	14,23	18,66	76,26
B3-M8	1.188,04	1.198,81	725,58	461,26	2,576	4,00	14,29	18,29	78,12
B3-M9	1.237,94	1.251,97	749,29	487,09	2,541	5,27	14,10	19,38	72,78
B3-M10	1.185,81	1.207,56	716,22	467,17	2,538	5,39	14,08	19,48	72,31
B3-M11	1.202,14	1.216,39	725,66	474,90	2,531	5,65	14,05	19,70	71,31
B3-M12	1.137,63	1.153,29	693,64	442,25	2,572	4,12	14,27	18,40	77,59

TABELA A2.37 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA ESTATICA - FAIXA "C"

ENSAIO DE FLUÊNCIA ESTATICA ("CREEP")									
	CORPO-DE-PROVA			CORPO-DE-PROVA			CORPO-DE-PROVA		
TEMPO	C1-M4	C1-M7	C1-M10	C2-M4	C2-M7	C2-M10	C3-M4	C3-M7	C3-M10
t (s)	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh
	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	95	206	270	135	170	185	162	132	200
30	182	218	285	150	183	202	179	147	230
60	197	230	300	158	193	215	192	159	241
100	205	238	311	167	202	225	202	169	250
200	215	248	320	183	214	239	219	183	264
300	220	253	332	192	222	249	230	194	272
400	225	256	344	197	228	258	237	202	277
500	226	261	350	204	233	263	242	207	283
600	227	264	355	207	237	269	247	212	286
700	230	268	358	211	241	272	250	215	289
800	233	270	361	214	243	277	253	218	292
900	235	271	364	217	245	280	256	221	294
1000	236	272	367	220	247	282	258	223	296
1400	238	275	374	228	253	291	267	230	302
2000	244	277	377	234	262	303	275	237	307
2500	247	279	380	237	264	308	280	242	309
3000	250	284	383	240	266	310	285	244	311
3600	253	288	386	245	268	315	287	249	313
75 min	80	90	150	102	91	112	112	123	115
h (mm)	57,65	60,04	59,03	57,48	60,52	59,33	59,31	55,63	59,08
ϕ (mm)	101,76	101,75	101,82	101,66	101,68	101,79	101,63	101,63	101,70
valor "b"									
200-2000	0,055	0,048	0,071	0,107	0,088	0,103	0,099	0,112	0,066
média	0,058			0,099			0,092		
300-3000	0,056	0,050	0,062	0,097	0,079	0,095	0,093	0,100	0,058
média	0,056			0,057			0,063		
$\epsilon_{0,01}$ (%)	0,14	0,15	0,25	0,18	0,15	0,19	0,19	0,22	0,19
média	0,18			0,17			0,20		
ϵ_{t60} (%)	0,44	0,48	0,65	0,43	0,44	0,53	0,48	0,45	0,53
média	0,52			0,47			0,49		
M _F (MPa)	288,3	266,8	157,4	225,4	266,0	211,9	211,8	180,9	205,5
média	237,5			234,4			199,4		

TABELA A2.38 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FLUENCIA ESTÁTICA - FAIXA "B"

ENSAIO DE FLUÊNCIA ESTATICA ("CREEP")									
TEMPO	CORPO-DE-PROVA			CORPO-DE-PROVA			CORPO-DE-PROVA		
	B1-M4	B1-M7	B1-M10	B2-M4	B2-M7	B2-M10	B3-M4	B3-M8	B3-M11
t (s)	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh	Δh
	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000	mm/1000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	150	190	162	163	165	180	228	195	215
30	167	210	182	185	182	194	246	206	230
60	178	223	195	198	195	205	259	219	242
100	187	234	207	212	206	215	270	229	255
200	201	249	225	236	223	229	288	246	277
300	211	260	236	253	234	239	300	257	295
400	218	267	244	261	241	246	309	266	308
500	224	273	250	270	247	252	316	274	315
600	229	277	256	276	251	257	323	282	324
700	233	280	261	281	255	260	328	288	334
800	237	283	265	286	259	263	329	294	341
900	240	286	269	291	263	265	331	300	348
1000	243	288	272	294	266	266	334	305	353
1400	253	295	283	306	275	271	344	326	378
2000	265	301	287	319	283	277	357	352	415
2500	276	305	290	327	285	286	366	371	446
3000	280	310	293	334	287	294	374	384	470
3600	288	313	297	341	295	299	383	399	491
75 min	136	151	149	191	140	128	280	250	306
h (mm)	58,41	57,43	57,24	59,03	58,94	57,97	62,81	59,48	61,75
ϕ (mm)	101,68	101,62	101,68	101,58	101,56	101,59	101,71	101,64	101,59
valor "b"									
200-2000	0,120	0,082	0,106	0,131	0,103	0,083	0,093	0,156	0,176
média	0,103			0,106			0,141		
300-3000	0,123	0,076	0,094	0,121	0,106	0,090	0,096	0,174	0,202
média	0,098			0,105			0,157		
ϵ_{vp} (%)	0,23	0,26	0,26	0,32	0,24	0,22	0,45	0,42	0,50
média	0,25			0,26			0,45		
ϵ_t (%)	0,49	0,55	0,52	0,58	0,50	0,52	0,61	0,67	0,80
média	0,52			0,53			0,69		
M_F (MPa)	171,8	152,1	153,7	123,6	168,4	181,2	89,7	95,2	80,7
média	159,2			157,7			88,5		

TABELA A2.39 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA B1.

C. P.	Tb	Pb	Pag	Dt	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	OBS.
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(g)	(g)	(cm ³)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01")	
1	5,00	4,76	95,24	2,725	1.247,96	766,30	481,66	2,591	4,93	12,10	17,03	71,03	1140	15	
2	5,00	4,76	95,24	2,725	1.252,33	763,32	489,01	2,561	6,03	11,96	17,99	66,46	1581	12	
3	5,00	4,76	95,24	2,725	1.245,08	765,47	479,61	2,596	4,75	12,12	16,87	71,86	1511	14	
média								2,583	5,24	12,06	17,29	69,78	1411	14	
4	6,00	5,66	94,34	2,683	1.240,74	765,90	474,84	2,613	2,61	14,50	17,11	84,73	1112	18	
5	6,00	5,66	94,34	2,683	1.246,62	767,39	479,23	2,601	3,05	14,44	17,48	82,57	1482	16	
6	6,00	5,66	94,34	2,683	1.252,23	770,96	481,27	2,602	3,02	14,44	17,46	82,68	1425	18	
média								2,605	2,89	14,46	17,35	83,33	1340	17	
7	7,00	6,54	93,46	2,643	1.258,00	773,73	484,27	2,598	1,71	16,66	18,37	90,72	1068	19	
8	7,00	6,54	93,46	2,643	1.257,88	771,12	486,76	2,584	2,22	16,57	18,79	88,20	954	20	
9	7,00	6,54	93,46	2,643	1.253,63	772,56	481,07	2,606	1,40	16,71	18,11	92,30	1112	20	
média								2,596	1,77	16,65	18,42	90,40	1045	20	
Pt. ótimo	6,00	5,66	94,34	2,683				2,605	2,89	14,46	17,35	83,33	1.340	17	

TABELA A2.40 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA B2.

C. P.	Tb	Pb	Pag	Dt	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	OBS.
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01")	
1	4,00	3,85	96,15	2,770	1.240,49	768,93	471,56	2,631	5,03	9,92	14,95	66,36	1.452	12	
2	4,00	3,85	96,15	2,770	1.242,38	765,66	476,72	2,606	5,91	9,83	15,74	62,43	1.311	13	
3	4,00	3,85	96,15	2,770	1.244,64	768,03	476,61	2,611	5,72	9,85	15,57	63,25	1.545	13	
média								2,616	5,55	9,86	15,42	64,01	1.436	13	
4	4,50	4,31	95,69	2,747	1.256,50	777,56	478,94	2,624	4,51	11,08	15,58	71,07	1.112	15	
5	4,50	4,31	95,69	2,747	1.252,86	776,20	476,66	2,628	4,33	11,10	15,43	71,93	1.026	14	
6	4,50	4,31	95,69	2,747	1.250,36	775,75	474,61	2,634	4,11	11,12	15,23	73,03	1.203	18	
média								2,629	4,32	11,10	15,41	72,01	1.113	16	
7	5,00	4,76	95,24	2,725	1.250,23	775,32	474,91	2,633	3,41	12,29	15,70	78,30	884	20	(*)
8	5,00	4,76	95,24	2,725	1.252,92	777,24	475,68	2,634	3,35	12,30	15,65	78,57	1.317	14	
9	5,00	4,76	95,24	2,725	1.247,63	773,01	474,62	2,629	3,55	12,27	15,82	77,57	1.146	14	
média								2,632	3,44	12,29	15,72	78,15	1.231	14	
10	5,50	5,21	94,79	2,704	1.254,95	781,50	473,45	2,651	1,97	13,55	15,52	87,30	1.049	19	
11	5,50	5,21	94,79	2,704	1.257,33	783,00	474,33	2,651	1,97	13,55	15,52	87,32	998	16	
12	5,50	5,21	94,79	2,704	1.254,81	780,00	474,81	2,643	2,26	13,51	15,77	85,65	821	18	
média								2,648	2,07	13,53	15,60	86,75	956	18	
Pt. ótimo	5,00	4,76	95,24	2,725				2,632	3,44	12,29	15,72	78,15	1.231	14	

(*) corpo-de-prova descartado

TABELA A2.41 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA B3.

C. P.	Tb	Pb	Pag	Dt	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	OBS.
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01")	
1	3,00	2,91	97,09	2,817	1.234,40	764,95	469,45	2,629	6,65	7,51	14,16	53,02	803	13	
2	3,00	2,91	97,09	2,817	1.232,82	758,21	474,61	2,598	7,78	7,42	15,20	48,79	547	15	
3	3,00	2,91	97,09	2,817	1.233,65	757,47	476,18	2,591	8,03	7,40	15,42	47,96	650	17	
média								2,606	7,49	7,44	14,93	49,93	667	15	
4	4,00	3,85	96,15	2,770	1.235,75	761,11	474,64	2,604	6,01	9,82	15,82	62,04	650	14	
5	4,00	3,85	96,15	2,770	1.242,15	759,42	482,73	2,573	7,10	9,70	16,81	57,74	815	12	
6	4,00	3,85	96,15	2,770	1.242,70	761,49	481,21	2,582	6,77	9,74	16,51	59,00	570	13	
média								2,586	6,63	9,75	16,38	59,59	678	13	
7	5,00	4,76	95,24	2,725	1.243,07	758,83	484,24	2,567	5,81	11,98	17,79	67,35	736	16	
8	5,00	4,76	95,24	2,725	1.170,41	714,65	455,76	2,568	5,77	11,99	17,76	67,50	562	18	
9	5,00	4,76	95,24	2,725	1.245,04	764,26	480,78	2,590	4,98	12,09	17,07	70,82	599	15	
média								2,575	5,52	12,02	17,54	68,56	632	16	
10	6,00	5,66	94,34	2,683	1.237,24	755,49	481,75	2,568	4,28	14,25	18,53	76,90	781	18	
11	6,00	5,66	94,34	2,683	1.197,84	738,32	459,52	2,607	2,85	14,47	17,31	83,56	833	16	(*)
12	6,00	5,66	94,34	2,683	1.235,63	756,63	479,00	2,580	3,86	14,32	18,17	78,78	684	19	
média								2,574	4,07	14,28	18,35	77,84	766	18	
Pt. ótimo	6,00	5,66	94,34	2,683				2,574	4,07	14,28	18,35	77,84	766	18	

(*) corpo-de-prova descartado.

TABELA A2.42 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA C1.

C. P.	Tb (pca)	Pb (pcm)	Pag (pcm)	Dt	Pcp (ar) (g)	Pcp (im) (g)	Vcp (cm ³)	Dap	Vv (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	E M (kgf)	FM (0,01")	OBS.
1	5,50	5,21	94,79	2,704	1.246,02	736,13	509,89	2,444	9,62	12,49	22,11	56,48	2.175	15	
2	5,50	5,21	94,79	2,704	1.251,03	743,08	507,95	2,463	8,91	12,59	21,50	58,54	2.298	13	
3	5,50	5,21	94,79	2,704	1.259,36	757,39	501,97	2,509	7,22	12,82	20,04	63,99	2.756	16	
média								2,472	8,59	12,63	21,22	59,67	2.410	15	
4	6,50	6,10	93,90	2,663	1.253,69	759,23	494,46	2,535	4,78	15,17	19,95	76,05	4.333	13	
5	6,50	6,10	93,90	2,663	1.259,06	765,98	493,08	2,553	4,10	15,28	19,38	78,84	4.278	15	
6	6,50	6,10	93,90	2,663	1.261,94	763,15	498,79	2,530	4,98	15,14	20,12	75,24	3.484	16	
média								2,540	4,62	15,20	19,82	76,71	4.032	15	
7	7,50	6,98	93,02	2,623	1.272,07	770,27	501,80	2,535	3,37	17,34	20,71	83,73	3.224	16	
8	7,50	6,98	93,02	2,623	1.269,28	769,63	499,65	2,540	3,17	17,38	20,54	84,59	3.224	18	
9	7,50	6,98	93,02	2,623	1.263,08	768,17	494,91	2,552	2,72	17,46	20,17	86,54	3.379	17	
média								2,542	3,08	17,39	20,47	84,95	3.276	17	
10	6,90	6,45	93,55	2,647	1.263,79	768,79	495,00	2,553	3,54	16,16	19,69	82,04	3.532	16	
11	6,90	6,45	93,55	2,647	1.269,32	768,93	500,39	2,537	4,16	16,05	20,21	79,42	3.094	15	
12	6,90	6,45	93,55	2,647	1.265,36	763,11	502,25	2,519	4,81	15,94	20,75	76,82	3.110	14	
média								2,536	4,17	16,05	20,22	79,43	3.245	15	
Pt. ótimo	6,90	6,45	93,55	2,647				2,536	4,17	16,05	20,22	79,43	3.245	15	

TABELA A2.43 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA C2.

C. P.	Tb	Pb	Pag	Dt	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	OBS.
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01")	
1	5,00	4,76	95,24	2,725	1.249,60	763,07	486,53	2,568	5,76	11,99	17,75	67,55	1.613	10	
2	5,00	4,76	95,24	2,725	1.246,86	760,12	486,74	2,562	6,01	11,96	17,97	66,56	1.472	11	
3	5,00	4,76	95,24	2,725	1.256,20	767,59	488,61	2,571	5,67	12,00	17,67	67,93	1.635	11	
média								2,567	5,81	11,98	17,80	67,35	1.573	11	
4	5,50	5,21	94,79	2,704	1.254,88	768,08	486,80	2,578	4,67	13,18	17,84	73,85	1.417	13	
5	5,50	5,21	94,79	2,704	1.255,21	768,01	487,20	2,576	4,72	13,17	17,89	73,62	1.608	12	
6	5,50	5,21	94,79	2,704	1.255,52	772,04	483,48	2,597	3,96	13,27	17,23	77,01	1.771	13	(*)
média								2,577	4,69	13,17	17,86	73,74	1.512	13	
7	6,00	5,66	94,34	2,683	1.258,75	774,21	484,54	2,598	3,18	14,42	17,59	81,94	1.499	12	
8	6,00	5,66	94,34	2,683	1.257,53	773,68	483,85	2,599	3,13	14,42	17,56	82,16	1.635	13	
9	6,00	5,66	94,34	2,683	1.259,69	776,44	483,25	2,607	2,85	14,47	17,31	83,56	1.613	15	
média								2,601	3,05	14,43	17,49	82,55	1.582	13	
10	6,50	6,10	93,90	2,663	1.265,51	778,85	486,66	2,600	2,34	15,56	17,90	86,93	1.744	16	
11	6,50	6,10	93,90	2,663	1.266,99	781,51	485,48	2,610	1,99	15,62	17,60	88,71	1.482	18	
12	6,50	6,10	93,90	2,663	1.272,54	781,97	490,57	2,594	2,58	15,52	18,10	85,75	1.444	19	
média								2,601	2,30	15,57	17,87	87,13	1.557	18	
Pt. ótimo	6,00	5,66	94,34	2,683					2,601	3,05	14,43	17,49	82,55	1.582	13

(*) c.p. descartado

TABELA A2.44 - PLANILHA DA DOSAGEM MARSHALL - GRANULOMETRIA C3.

C. P.	Tb	Pb	Pag	Dt	Pcp (ar)	Pcp (im)	Vcp	Dap	Vv	VCB	VAM	RBV	E M	F M	OBS.
	(pca)	(pcm)	(pcm)		(g)	(g)	(cm3)		(%)	(%)	(%)	(%)	(kgf)	(0,01")	
7	3,00	2,91	97,09	2,817	1.222,06	736,24	485,82	2,515	10,70	7,18	17,88	40,17	1.014	10	
8	3,00	2,91	97,09	2,817	1.225,55	731,61	493,94	2,481	11,92	7,09	19,00	37,29	1.036	11	
9	3,00	2,91	97,09	2,817	1.230,84	750,92	479,92	2,565	8,95	7,32	16,28	45,00	927	14	
média								2,520	10,52	7,20	17,72	40,82	992	12	
1	4,00	3,85	96,15	2,770	1.231,44	748,52	482,92	2,550	7,94	9,62	17,56	54,77	872	15	
2	4,00	3,85	96,15	2,770	1.232,36	744,29	488,07	2,525	8,84	9,52	18,36	51,85	818	14	
3	4,00	3,85	96,15	2,770	1.231,62	746,72	484,90	2,540	8,30	9,58	17,88	53,57	818	13	
média								2,538	8,36	9,57	17,93	53,39	836	14	
4	5,00	4,76	95,24	2,725	1.242,73	760,28	482,45	2,576	5,49	12,03	17,51	68,67	872	10	
5	5,00	4,76	95,24	2,725	1.241,94	756,79	485,15	2,560	6,07	11,95	18,02	66,31	872	11	
6	5,00	4,76	95,24	2,725	1.245,60	759,37	486,23	2,562	6,00	11,96	17,96	66,58	1.283	15	
média								2,566	5,85	11,98	17,83	67,19	1.009	12	
10	6,00	5,66	94,34	2,683	1.244,47	756,04	488,43	2,548	5,04	14,14	19,18	73,73	981	15	
11	6,00	5,66	94,34	2,683	1.249,15	761,61	487,54	2,562	4,51	14,22	18,72	75,93	872	13	
12	6,00	5,66	94,34	2,683	1.246,11	759,96	486,15	2,563	4,47	14,22	18,69	76,10	927	16	
média								2,558	4,67	14,19	18,86	75,26	927	15	
Pt. ótimo	6,00	5,66	94,34	2,683				2,558	4,67	14,19	18,86	75,26	927	15	