

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DE GRANULOMETRIA PARA
CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES**

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

EDELINO MEURER FILHO

Florianópolis, março de 2001

ESTUDO DE GRANULOMETRIA PARA CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

EDELINO MEURER FILHO

**Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina,
como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil**

Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

**Florianópolis
2001**

MEURER FILHO, Edelino.

**ESTUDO DE GRANULOMETRIA PARA CONCRETOS
ASFÁLTICOS DRENANTES.** Florianópolis, S.C., 2001, 163p.

Dissertação (Mestrado)– Universidade Federal de Santa Catarina.
Departamento de Engenharia Civil.

Orientador: Leto Momm

Defesa: 03/2001

1. Concretos Asfálticos 2. Concretos Asfálticos Drenantes.
3. Pavimentos. I Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de
Engenharia Civil. II t.

FOLHA DE APROVAÇÃO

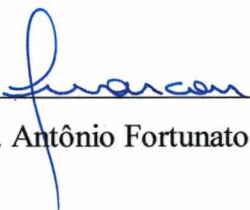
Dissertação defendida e aprovada em 12 / 03 / 2001
pela comissão examinadora



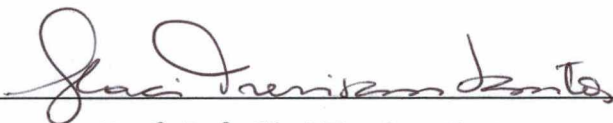
Prof. Dr. Leto Momm - Orientador



Prof.ª Dr.ª. Liede Barani Bernucci



Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon



Prof.ª Dr.ª. Glaci Trevisan Santos



Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do CPGEC

Dedicatória:

*À minha esposa
Marli Glória de Carvalho Meurer
incentivadora e companheira de todas as horas
e
Aos meus filhos,
Clio e Flávio*

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo, o agradecimento maior, com honra e louvor, a DEUS, Nosso Criador.

Também agradeço a meus pais, Edelino e Dirce (*in memoriam*).

A elaboração do presente trabalho só foi possível porque em todos os momentos contei com a colaboração, a compreensão, o incentivo e o apoio de pessoas que, de alguma forma, contribuíram para a realização do empreendimento, razão pela qual torno público meus agradecimentos:

Ao Prof. Dr. Leto Momm, que prontamente aceitou orientar meus estudos, pela sua dedicação, compreensão, paciência e que seguiu muito de perto em todas as etapas do trabalho como um mestre incansável e amigo;

Aos Engenheiros Reginaldo Porath e Ênio J. Torquato Silva, colegas de trabalho no DER-SC, pelo apoio prestado;

Aos estudantes de engenharia civil Gustavo Martins Carvalho, bolsista do PIBIC/CNPq/UFSC e Graziela Isamir da Silva, bolsista do CNPq, pela participação dedicada na execução dos ensaios;

à Prof^a Dr^a Liedi B. Bernucci, do Laboratório de Tecnologia em Pavimentos e ao laboratorista Edson de Moura, do LPT/EPUSP;

À IGUATEMI - Consultoria, Serviços de Engenharia;

À Ipiranga Asfaltos S/A.

Meu reconhecimento a todos.

MUITO OBRIGADO

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	v
LISTA DE ABREVIACÕES	v
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	ix
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO	1
1.1 MISTURAS ASFÁLTICAS DRENANTES	2
1.2 LIMITAÇÕES DA PESQUISA	3
1.3 OBJETIVO DO TRABALHO	3
1.4 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO	3
1.5 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	7
1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	9
CAPÍTULO 2	
A ADERÊNCIA ENTRE O PNEU E O PAVIMENTO	11
2.1 REGIÕES DE FORTE DEMANDA DE ATRITO	13
2.2 A ADERÊNCIA NOS PAVIMENTOS	13
2.2.1 Fator da aderência pneu/pavimento	13
2.2.2 Equipamentos medidores de atrito nos pavimentos	15
2.2.3 Fatores que afetam a avaliação da aderência nos pavimentos	16
2.3 A ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS	18
2.4 MECANISMOS FÍSICOS DO ESCOAMENTO DA ÁGUA NOS PAVIMENTOS	18
2.5 A ÁGUA SUPERFICIAL NOS PAVIMENTOS DRENANTES	22
2.6 A TEXTURA DOS PAVIMENTOS	23
2.6.1 Os tipos de textura dos pavimentos	25
2.6.1.1 Microtextura	27
2.6.1.2 Macrotextura	28
2.6.1.3 Megatextura	29
2.6.2 Principais métodos de medida da textura dos pavimentos	29
2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	31
CAPÍTULO 3	
OS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	33
3.1 OS PAVIMENTOS DRENANTES	33
3.2 HISTÓRICO DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	35
3.2.1 Experiências em pavimentos drenantes no Brasil e em Santa Catarina	37
3.2.1.1 A experiência em Santa Catarina	38
3.3 PRINCÍPIOS GERAIS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	40
3.3.1 Preâmbulo	40
3.3.2 Conceituação de concreto asfáltico drenante	41
3.3.3 Classificação das misturas drenantes quanto à geração	42
3.3.3.1 Os vazios dos concretos asfálticos drenantes	42
3.3.3.2 As gerações de concretos asfálticos drenantes	43

3.4	CLASSIFICAÇÃO DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES QUANTO AO NÚMERO DE CAMADAS	49
3.4.1	Concreto asfáltico drenante em uma camada de superfície	50
3.4.2	Camada de base	50
3.4.3	Camadas de superfície em duas camadas drenantes	51
3.5	CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES A FRIO	52
3.5.1	Características dos concretos drenantes a frio na Espanha	52
3.5.2	As emulsões para concretos asfálticos drenantes a frio utilizadas na Espanha	53
3.6	EVACUAÇÃO LATERAL DA ÁGUA PERCOLADA	54
3.6.1	Caixas laterais	55
3.6.2	Drenos longitudinais pré-fabricados	56
3.7	AGREGADOS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	57
3.8	PRINCIPAIS LIGANTES ASFÁLTICOS UTILIZADOS NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	59
3.9	PROJETOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS DRENANTES	64
3.9.1	Curvas granulométricas contínuas	64
3.9.2	Curvas granulométricas para misturas asfálticas drenantes	65
3.9.3	O projeto de misturas asfálticas drenantes	66
3.9.3.1	Ensaio Cántabro	67
3.9.3.2	Ensaio de deformação permanente	71
3.9.3.3	Condutividade hidráulica nas misturas drenantes	71
3.9.3.3.1	Avaliação da permeabilidade	72
3.10	ADERÊNCIA NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	77
3.10.1	Tratamento usual para melhorar a aderência nos concretos asfálticos drenantes recém-construídos	79
3.11	PROPRIEDADES FOTOMÉTRICAS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	79
3.12	ASPECTOS DA FABRICAÇÃO, DO ESPALHAMENTO E DA COMPACTAÇÃO	80
→ 3.12.1	Preparação da camada de suporte	80
3.12.2	Fabricação, transporte e compactação	81
3.13	DURABILIDADE DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	82
3.14	ASPECTOS DA CONSERVAÇÃO E DA MANUTENÇÃO	83
3.14.1	Intervenções para manter as qualidades drenantes	84
3.14.2	Intervenções para reparos	86
3.15	CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
CAPÍTULO 4		
	QUALIDADES AMBIENTAIS DOS PAVIMENTOS DRENANTES	88
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO RUÍDO	89
4.2	A EMISSÃO DE RUÍDOS NO TRÁFEGO	92
4.2.1	Fontes de ruído	92
4.2.2	Mecanismo de geração dos ruídos de rolagem	92
4.2.3	Parâmetros que afetam o ruído de rolagem	93
4.3	EFEITOS DO RUÍDO NA SAÚDE HUMANA	94
4.4	A CORREÇÃO DOS RUÍDOS	96
4.5	COMPORTAMENTO DO CONCRETO ASFÁLTICO DRENANTE QUANTO À ACUSTICA DOS PAVIMENTOS	96

4.5.1	Princípios do comportamento das misturas betuminosas	96
4.6	A ABSORÇÃO ACÚSTICA NOS PAVIMENTOS DRENANTES	102
4.7	EVOLUÇÃO DO RUÍDO COM A IDADE DO PAVIMENTO DRENANTE	104
4.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	106

CAPÍTULO 5

MÉTODOS UTILIZADOS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO		108
5.1	AGREGADOS	108
5.2	MATERIAL BETUMINOSO	109
5.3	DEFINIÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DA PRIMEIRA ETAPA	110
5.4	ENSAIOS DA PRIMEIRA ETAPA	113
5.5	COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DA PRIMEIRA ETAPA	113
5.6	RESULTADOS DOS ENSAIOS DA PRIMEIRA ETAPA	116
5.6.1	Percentagem de vazios	116
5.6.2	Vazios comunicantes	119
5.6.3	Ensaio Cántabro da primeira etapa	122
5.7	SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS	124
5.7.1	Definição das curvas granulométricas da segunda etapa	124
5.8	RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SEGUNDA ETAPA	126
5.8.1	Compactação dos corpos de prova da segunda etapa	126
5.8.2	Percentagem de vazios da segunda etapa	127
5.8.3	Percentagem de vazios comunicantes da segunda etapa	128
5.8.4	Ensaio Cántabro da segunda etapa	130
5.8.5	Ensaio de deformação permanente e de permeabilidade	131
5.8.5.1	Confecção de placas da segunda etapa	131
5.8.5.2	Permeabilidade das placas	133
5.8.5.3	Ensaio de deformação permanente	135
5.9	TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS	137
5.10	RESULTADOS DOS ENSAIOS DA TERCEIRA ETAPA	138
5.10.1	Percentagem de vazios da terceira etapa	138
5.10.2	Percentagem de vazios comunicantes da terceira etapa	140
5.10.3	Ensaio Cántabro da terceira etapa	141
5.10.4	Ensaio de permeabilidade da terceira etapa	143
5.10.5	Ensaio de deformação permanente da terceira etapa	143

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS		146
6.1	PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS	146
6.1.1	Vazios comunicantes	146
6.1.2	Perdas no ensaio Cántabro	147
6.2	SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS	148
6.2.1	Vazios comunicantes	149
6.2.2	Desgaste no ensaio Cántabro	149
6.2.3	Permeabilidade	150
6.2.4	Ensaio de deformação permanente	151
6.3	TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS	151
6.3.1	Vazios comunicantes	152

6.3.2	Desgaste no ensaio Cántabro	152
6.3.3	Permeabilidade	152
6.3.4	Deformação permanente	152
6.4	EFEITOS DA VARIAÇÃO NA DESCONTINUIDADE DAS CURVAS	152
6.4.1	Vazios comunicantes	152
6.4.2	Desgaste no ensaio Cántabro	153
6.4.3	Permeabilidade	153
6.4.4	Deformação permanente	153
6.5	HIERARQUIA DAS GRANULOMETRIAS	153
CAPÍTULO 7		
CONCLUSÕES		154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		156

LISTA DE SÍMBOLOS

μ : Coeficiente de atrito

λ : Comprimento de onda

α : Coeficiente de absorção acústica

LISTA DE ABREVIACÕES

AIPCR: ASSOCIATION INTERNATIONALE PERMANENTE DES CONGRESSES
DE LA ROUTE

ASTM: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS

AFNOR: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION

b: Brecha (*gap*)

CAL: Coeficiente de atrito longitudinal

CAT: Coeficiente de atrito transversal

CP: Corpo de Prova

CRR: CENTRE DE RECHERCHES ROUTIÈRES

DERSA: EMPRESA DE DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S/A

DNER: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM

EUA: ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

EEG: Eletro-encéfalograma

D: Diâmetro máximo

FAA: FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION

FHWA: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION

GNCDS: GROUPE NATIONAL "CARACTÉRISTIQUES DE SURFACE DES
CHAUSSÉES"

LCPC: LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSÉES

NF: Norma francesa

OCDE: Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico

OIT: ORGANIZAÇÃO INTERNACIONAL DO TRABALHO

SQ: Silo quente

LISTA DE FIGURAS

Fig.1.1	Drenabilidade em concreto asfáltico drenante e denso	5
Fig. 1.2	Esquema do primeiro conjunto de ensaios	7
Fig. 1.3	Esquema do segundo conjunto de ensaios	8
Fig. 1.4	Esquema do terceiro conjunto de ensaios	9
Fig. 2.1	Zonas de contato pneu/pavimento	19
Fig. 2.2	Relação do coeficiente de atrito com a altura da areia	24
Fig. 2.3	Relação entre o coeficiente de atrito longitudinal e a altura de areia com a velocidade	24
Fig. 2.4	Características de desempenho de pavimentos rodoviários em função dos intervalos de comprimento de onda da textura superficial	27
Fig. 3.1	Escoamento da água da chuva nos revestimentos impermeáveis	33
Fig. 3.2	Drenagem sobre um pavimento impermeável molhado	34
Fig. 3.3	Infiltração e percolação em revestimento drenante	35
Fig. 3.4	Drenagem e infiltração em pavimento drenante molhado	35
Fig. 3.5	Trecho experimental com camada porosa de atrito no km 10 - km 11 da BR-101	40
Fig. 3.6	Aspectos dos tipos de vazios do revestimento poroso	43
Fig. 3.7	Evolução das velocidades de percolação	47
Fig. 3.8	Caixas laterais para a evacuação da água em vias urbanas	55
Fig. 3.9	Drenos longitudinais pré-fabricados	56
Fig. 3.10	Esquema do permeâmetro de carga variável de campo da NF P 98-254-3	73
Fig. 3.11	Permeâmetro de carga variável instalado sobre o pavimento	74
Fig. 3.12	Esquema do permeâmetro de carga constante	75
Fig. 3.13	Esquema do equipamento utilizado para o ensaio de permeabilidade na Rodovia Bandeirantes	76
Fig. 3.14	Evolução da aderência em diferentes velocidades	78
Fig. 3.15	Comparação entre coeficientes de atrito longitudinal em concretos asfálticos drenantes 0/10 e em concreto asfáltico semi aberto 0/10	78
Fig. 3.16	Evolução da colmatção entre pavimentos tratados com limpeza e não tratados	85
Fig. 4.1	Níveis de ruído pneu/pavimento para diferentes combinações de pneus e revestimentos	94
Fig. 4.2	Comportamento ruído/aderência das capas de pavimentos	98
Fig. 4.3	Relação entre ruído e velocidade em pavimento seco	99
Fig. 4.4	Relação entre ruído e velocidade em pavimento molhado	99
Fig. 4.5	Resumo de medidas de ruído em rodovias espanholas	101
Fig. 4.6	Absorção acústica em pavimentos drenantes	103
Fig. 4.7	Níveis sonoros para veículos em trânsito	103
Fig. 4.8	Alto coeficiente de absorção acústica dos concretos drenantes em torno de 1000 Hz	104
Fig. 4.9	Influência do diâmetro máximo sobre o ruído na rodovia A-63	105
Fig. 4.10	Evolução dos níveis de ruído exterior na rodovia A-63	106
Fig. 5.1	Curvas granulométricas da primeira etapa	113
Fig. 5.2	Secagem dos agregados na estufa	114
Fig. 5.3	Primeiro conjunto de corpos de prova	116
Fig. 5.4	Teor de vazios para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/2	117
Fig. 5.5	Teor de vazios para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/2	117

Fig. 5.6	Teor de vazios para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/4	118
Fig. 5.7	Teor de vazios para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/2	118
Fig. 5.8	Teor de vazios para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/6	118
Fig. 5.90	Teor de vazios para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 2/9	119
Fig. 5.10	Vazios comunicantes para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/2	120
Fig. 5.11	Vazios comunicantes para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/2	120
Fig. 5.12	Vazios comunicantes para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/4	120
Fig. 5.13	Vazios comunicantes para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/2	121
Fig. 5.14	Vazios comunicantes para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/6	121
Fig. 5.15	Vazios comunicantes para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 2/9	121
Fig. 5.16	Desgaste do corpo de prova Marshall no ensaio Cántabro	122
Fig. 5.17	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/2	122
Fig. 5.18	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/4	123
Fig. 5.19	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/2	123
Fig. 5.20	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/2	123
Fig. 5.21	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/4	124
Fig. 5.22	Perdas no ensaio Cántabro para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 2/9	124
Fig. 5.23	Curvas granulométricas da Segunda etapa	126
Fig. 5.24	Corpos de prova Marshall da segunda etapa	127
Fig. 5.25	Teor de vazios para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	127
Fig. 5.26	Teor de vazios para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	128
Fig. 5.27	Teor de vazios para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	128
Fig. 5.28	Vazios comunicantes para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	129
Fig. 5.29	Vazios comunicantes para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	129
Fig. 5.30	Vazios comunicantes para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	129
Fig. 5.31	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	130
Fig. 5.32	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	130
Fig. 5.33	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	131
Fig. 5.34	Compactação da placa	132
Fig. 5.35	Ensaio de permeabilidade	133
Fig. 5.36	Velocidade de escoamento para a segunda etapa	134
Fig. 5.37	Deformação permanente para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	136
Fig. 5.38	Deformação permanente para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	136
Fig. 5.39	Deformação permanente para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	136
Fig. 5.40	Curvas granulométricas da terceira etapa de ensaios	138
Fig. 5.41	Teor de vazios para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	139
Fig. 5.42	Teor de vazios para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	139
Fig. 5.43	Teor de vazios para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	140
Fig. 5.44	Vazios comunicantes para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	140
Fig. 5.45	Vazios comunicantes para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	141
Fig. 5.46	Vazios comunicantes para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	141
Fig. 5.47	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	142
Fig. 5.48	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	142
Fig. 5.49	Desgaste no ensaio Cántabro para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	142
Fig. 5.50	Velocidade de escoamento da terceira etapa de ensaios	143
Fig. 5.51	Deformação permanente para $D_{max} = 9,5 \text{ mm}$ b 0/4	144
Fig. 5.52	Deformação permanente para $D_{max} = 12,5 \text{ mm}$ b 0/6	144
Fig. 5.53	Deformação permanente para $D_{max} = 19,1 \text{ mm}$ b 0/9	145
Fig. 6.1	Vazios comunicantes da primeira etapa	147
Fig. 6.2	Perdas no ensaio Cántabro na primeira etapa	148

Fig. 6.3	Vazios comunicantes para 4% de cimento asfáltico nas segunda e terceira etapas	149
Fig. 6.4	Desgaste no ensaio Cántabro para 4% de cimento asfáltico nas segunda e terceira etapas	150
Fig. 6.5	Permeabilidade sobre placas nas segunda e terceira etapas	150
Fig. 6.6	Deformação permanente em placas nas segunda e terceira etapas	151

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	CLASSIFICAÇÃO DA TEXTURA	26
TABELA 2.2	MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DA TEXTURA E ATRITO CORRESPONDENTE	31
TABELA 3.1	FORMULAÇÕES COM TEORES DE VAZIOS ELEVADOS	45
TABELA 3.2	FORMULAÇÕES FRANCESAS OTIMIZADAS DA SEGUNDA GERAÇÃO	46
TABELA 3.3	COMPARAÇÃO DA PERMEABILIDADE PELA VELOCIDADE DE PERCOLAÇÃO A 0,25 ANOS E 2 ANOS ENTRE MISTURAS DRENANTES DAS PRIMEIRA E SEGUNDA GERAÇÕES	47
TABELA 3.4	MISTURAS DA SEGUNDA GERAÇÃO - EMPRESA COLAS	48
TABELA 3.5	EVOLUÇÃO DA PERMEABILIDADE - MISTURAS DA SEGUNDA GERAÇÃO	49
TABELA 3.6	GRANULOMETRIA ESPANHOLA AF-10	53
TABELA 3.7	CARACTERÍSTICAS DA EMULSÃO ESPANHOLA PROMIBUL CM	54
TABELA 3.8	ESPECIFICAÇÕES DOS AGREGADOS EM ALGUNS PAÍSES EUROPEUS	58
TABELA 3.9	PRINCIPAIS TIPOS DE LIGANTES ASFÁLTICOS UTILIZADOS EM PAÍSES DA EUROPA PARA CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES	64
TABELA 3.10	GRANULOMETRIAS UTILIZADAS PARA COMPARAÇÃO DO ENSAIO CÁNTABRO NA ESPANHA	69
TABELA 3.11	VARIAÇÕES COM A TEMPERATURA NA PERDA NO ENSAIO CÁNTABRO	70
TABELA 4.1	RELAÇÃO DE ALGUNS VALORES DE NÍVEIS SONOROS	91
TABELA 4.2	FATORES QUE INFLUENCIAM O RUÍDO E A ADERÊNCIA EM REVESTIMENTOS	97
TABELA 4.3	CARACTERÍSTICAS DOS TRECHOS ACOMPANHADOS NA RODOVIA FRANCESA	

	A63	105
TABELA 5.1	CARACTERÍSTICAS DO ASFALTO MODIFICADO UTILIZADO	110
TABELA 5.2	CARACTERÍSTICAS DO ASFALTO MODIFICADO UTILIZADO: EFEITOS DO CALOR E DO AR	110
TABELA 5.3	GRANULOMETRIAS DA PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS	112
TABELA 5.4	GRANULOMETRIAS DA A SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS	125
TABELA 5.5	GRANULOMETRIAS DA TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS	137

RESUMO

Neste trabalho são estudadas as graduações granulométricas dos agregados para maximizar o teor de vazios comunicantes e a permeabilidade. Foram escolhidos 3 tamanhos máximo de agregados e diferentes brechas na graduação da granulometria. O teor de asfalto foi obtido com a ajuda do ensaio Cántabro e do ensaio MARSHALL. Os parâmetros usados foram o teor de vazios e de vazios comunicantes determinados em corpos de prova MARSHALL.

Foram executadas placas para avaliação da deformação permanente e da permeabilidade. Foram compactadas três placas para cada uma das granulometrias estudadas no compactador LPC, de acordo com normas francesas.

O resultado dos ensaios mostrou concretos asfálticos drenantes com percentagem de vazios comunicantes maior que 25%, com velocidade de percolação de até 13 cm/s no ensaio de permeabilidade, com perdas no ensaio Cántabro menores do que 25% e percentagem de deformação permanente menor do que 10% (exceto para uma formulação).

O estudo mostrou que é possível obter-se concretos asfálticos drenantes com teores de vazios superiores a 25% controlando-se as brechas da curva granulométrica, permanecendo as misturas com resistência à desagregação e à deformação permanente, em limiares adequados.

ABSTRACT

In this dissertation is studied the aggregate graduations of pervious asphalt concrete, to maximize the communicant void contents and the permeability. The arrangement of the curved line gradation was chose from 3 maximum sizes and different gaps in the gradation. The binder content has been getting with the aid of MARSHLL test, considering the functions the void contents, the communicant void contents, and the CANTABRO test. The communicant void content was defined from the MARSHALL specimens.

Plaques have been made to evaluate the rutting and the permeability. Three plaques for each mixture have been compacted, according to the French standard with the tire machine LPC.

The test results showed that the gap choice can let to pervious asphalt concrete with communicant void contents higher than 25% and with drainage speed higher just to 13 cm/s in the permeability test. The values of the loss in the CANTABRO test were smaller than 25% and the rutting values were smaller than 10% (except for one formulation).

The study showed that is possible to obtain pervious asphalt concrete with communicant void content close to 25% controlling the gap in the aggregate gradation, and the mixture is able to remain stability of rutting and resistance to disaggregation.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A frota de veículos do Brasil e de Santa Catarina apresentou um notável crescimento nas últimas décadas, resultando em aumento no volume de tráfego nas rodovias e vias urbanas.

A melhoria tecnológica dos veículos resultou em aumento das velocidades desenvolvidas pelos veículos. Com isto, especialmente em condições climáticas desfavoráveis, impõe-se maior atenção das administrações rodoviárias ao estado da superfície das rodovias, principalmente naquelas de grande volume de tráfego, às quais são exigidos melhores padrões de segurança e de conforto em quaisquer condições de clima (AIPCR, 1991).

Nos últimos tempos, os usuários passaram a exigir qualidade dos serviços prestados pelos órgãos rodoviários governamentais, o que, inevitavelmente, provoca a implantação de novas técnicas referentes à construção e à execução de pavimentos, de sinalização, de equipamentos e de normas de segurança. Em especial nas rodovias concedidas, nas quais a cobrança de pedágio induz exigência de diferencial de qualidade, de conforto e de segurança para o usuário.

O trabalho compreende um estudo de um tipo de revestimento rodoviário, o concreto asfáltico drenante, que é um concreto asfáltico desenvolvido com vistas a maximizar a eliminação d'água sobre o pavimento rodoviário, para melhorar o conforto e a segurança sem, contudo, afastar-se dos padrões de qualidade estrutural.

O concreto asfáltico drenante, camada permeável, assente sobre camada estrutural impermeável vem sendo usado em muitos países da Europa (França, Holanda, Espanha, Itália, Portugal,...), nos Estados Unidos da América, no Japão, e outros.

O emprego de pavimentos drenantes ainda é incipiente no Brasil, mas está se tornando evidente a necessidade de melhorar as condições de superfície das rodovias, especialmente em locais de pluviosidade elevada.

A aplicação desses pavimentos constitui-se num salto de qualidade considerável para os usuários. E se o Brasil quiser tornar-se um país desenvolvido está obrigado a melhorar o padrão de qualidade de sua infra-estrutura rodoviária, pois não há país desenvolvido que não tenha um sistema rodoviário de qualidade.

1.1 MISTURAS ASFÁLTICAS DRENANTES

As misturas asfálticas drenantes foram desenvolvidas com percentagens de vazios suficientemente altas, superiores a 20%, de modo a permitir a percolação da água da chuva através delas e evitar a permanência d'água sobre a superfície da pista, mesmo sob condições de chuvas intensas ou prolongadas (AFNOR, 1991).

Entre as principais vantagens das camadas de concreto asfáltico drenante, destacam-se:

- a) A percolação d'água elimina a lâmina d'água na área de contato entre o pneu e o pavimento, com a conseqüente eliminação do risco de hidroplanagem e o aumento do coeficiente de atrito;
- b) Redução dos fenômenos da projeção d'água e da névoa formada atrás de veículos nos pavimentos molhados;
- c) Melhoria da visibilidade do tráfego sob pavimento molhado;
- d) Eliminação do fenômeno do espelhamento, melhorando a visibilidade à noite;
- e) Redução dos ruídos de rolagem do tráfego.

Para que uma mistura betuminosa adquira um caráter de mistura drenante deve apresentar granulometria descontínua, isto é, ter uma brecha na distribuição granulométrica, diferindo principalmente nesse aspecto das curvas granulométricas das misturas densas ou convencionais e que são consideradas impermeáveis.

1.2 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

A pesquisa limita-se ao estudo, em laboratório, de concreto asfáltico drenante quanto à composição granulométrica a ser aplicado como camada superficial de rolamento, considerada sem função estrutural.

O trabalho está circunscrito às possibilidades de análises encontradas nos laboratórios regionais que viabilizam o desenvolvimento da pesquisa com base nos ensaios: compactação MARSHALL, CÁNTABRO, permeabilidade e formação de trilha de rodas (*ornièrage*).

1.3 OBJETIVO DO TRABALHO

O enfoque principal do trabalho é determinar a granulometria de concreto asfáltico drenante que otimize a principal função dos pavimentos drenantes: a permeabilidade da mistura, representada pelos seus vazios comunicantes. Entretanto, o pavimento drenante deve resistir às solicitações do tráfego dentro de limites de sua resistência à deformação permanente e à desagregação.

O objetivo do trabalho é assim colocado:

“DEFINIR CURVA GRANULOMÉTRICA PARA CONCRETO ASFÁLTICO DRENANTE QUE MAXIMIZE O TEOR DE VAZIOS COMUNICANTES, MANTENDO A RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE E À DESAGREGAÇÃO EM LIMIARES ADEQUADOS”.

1.4 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO

A relevância da pesquisa justifica-se em razão do valor que se dá, atualmente, em todo o mundo à segurança e à qualidade de vida, e que pode ser analisada pelos seguintes aspectos:

a) Para a economia

O desenvolvimento econômico e social de um país só se dá com a existência de um sistema de movimentação de pessoas e cargas eficiente e seguro. As nações mais ricas são as que têm os melhores sistemas de transportes e, as mais pobres, os mais precários.

Dentre os altos custos que se paga pelos precários sistemas de transportes, os custos dos acidentes rodoviários atingem valores enormes.

No Brasil, onde os sistemas rodoviários são predominantes em pavimentos de concreto asfáltico, é de suma relevância melhorar a qualidade da superfície de rolamento dos pavimentos, a exemplo do que se verifica em todo o mundo.

Os acidentes rodoviários têm causado, em todo o mundo, grandes prejuízos econômicos e sociais. Nos EUA estimam-se que ocorram 2 milhões de acidentes anuais com vítimas e o prejuízo causado pelos mesmos em aproximadamente 150 bilhões de dólares por ano (BRANCO, 1999).

b) Para a segurança

Os estudos de PEJOAN et LE BRETON (1995) revelam que a falta de aderência pneu/pavimento, além de outros fatores, contribui de modo muito forte para a elevação dos índices de acidentes e aparece como o principal fator agravante para a ocorrência de acidentes.

No mesmo sentido, os estudos de GOTHIE (1993) mostraram que a taxa de acidentes cresce significativamente na proporção inversa do coeficiente de atrito do pavimento, especialmente, para valores de coeficiente de atrito inferiores a 0,55, a partir do qual a taxa cresce fortemente.

Recomendações especiais de melhoria do desempenho dos revestimentos, quanto à aderência pneu/pavimento, têm sido colocadas nos congressos internacionais para que se dê muito mais atenção à seleção de superfícies de pavimentos com características apropriadas, considerando o crescente aumento do volume de veículos em circulação e o aumento da velocidade imprimida a esses veículos (AIPCR, 1991).

Sob chuva, em qualquer período do dia, a visibilidade pode ser reduzida devido à água lançada sobre os pára-brisas dos veículos e pela névoa formada, principalmente atrás de caminhões. Porém, com melhorias na superfície da pista pode-se obter melhoria significativa da visibilidade em dias de chuva e reduzir-se o ofuscamento

no tráfego noturno, uma vez que, em pistas molhadas a eficiência da iluminação fica comprometida.

c) Para a sociedade

O objeto da presente pesquisa refletir-se-á sobre a qualidade de vida dos usuários das rodovias e vias urbanas onde o pavimento drenante for aplicado, qualidade de vida que está relacionada com o conforto e com a segurança que os pavimentos drenantes oferecem, além da redução dos custos globais de acidentes.

Destaque-se, aqui, a redução dos efeitos da formação da névoa formada atrás dos veículos em movimento nos instantes que existiu lâmina d'água sobre o pavimento. A imagem mostrada na figura 1.1 revela a grande diferença entre um pavimento normal e um pavimento drenante (LCPC, 1997).



Figura 1.1: Drenabilidade em concreto asfáltico drenante e denso (LCPC, 1997)

d) Para o meio ambiente

O fenômeno da ocorrência de ruído produzido pelo contato pneu-pavimento nas rodovias e vias urbanas causa forte impacto à vizinhança dessas vias. O

desenvolvimento de pavimento que possa propiciar a redução de alguns decibéis de pressão sonora pode significar uma melhoria substancial à qualidade de vida.

Embora o concreto asfáltico drenante não tenha sido desenvolvido inicialmente com o objetivo de redução do ruído da rolagem do tráfego, ele tem sido adotado em todo o mundo como melhor tipo de concreto asfáltico para redução desses ruídos (ARQUER *et al.*, 1997; LARRAD *et al.*, 1997; PÉREZ-JIMÉNES *et al.*, 1997b; WOODSIDE *et al.*, 1997; BROSSEAU *et al.*, 1997).

e) Para a área de conhecimento

Em relação a esse assunto, pode-se adiantar que o tema está em estudo nos países mais desenvolvidos da Europa (França, Espanha, Suíça, Bélgica, etc.) e o conhecimento do comportamento com relação à permeabilidade se desenvolve nos principais centros de pesquisa.

Contudo, valendo-se dos meios disponíveis nos laboratórios tradicionais de pavimentação será possível elaborar concretos asfálticos drenantes para aplicação nas rodovias e vias urbanas.

Embora a falha humana possa ser a maior responsável pelos acidentes (sendo que nos EUA atribuem-se à falhas humanas 85% dos acidentes rodoviários e no Brasil os números são semelhantes), as condições da pista de rolamento e a própria estrada em si são de fundamental importância, pois:

“... uma estrada bem projetada, bem sinalizada e operada pode reduzir consideravelmente o índice de erros do motorista que, muitas vezes, é levado a cometê-los por falta de orientação adequada” (BRANCO, 1999).

1.5 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

Uma revisão bibliográfica é realizada sobre a aderência entre o pneu e o pavimento e sobre os concretos asfálticos drenantes, incluindo os efeitos na redução de ruídos. Estudam-se curvas granulométricas utilizadas em países europeus. A partir de então se desenvolve pesquisa para a determinação de curvas granulométricas com agregados da região de Florianópolis, com a dosagem das misturas para as curvas estudadas. A análise da mistura dá-se através da moldagem de corpos de prova MARSHAL para conhecimento de suas características físicas, para a determinação dos vazios comunicantes e para conhecimento de suas características de desagregação (ensaio CÁNTABRO).

Foram realizados conjuntos de ensaios para diversas granulometrias. O esquema do primeiro conjunto de ensaios está apresentado na figura 1.2.

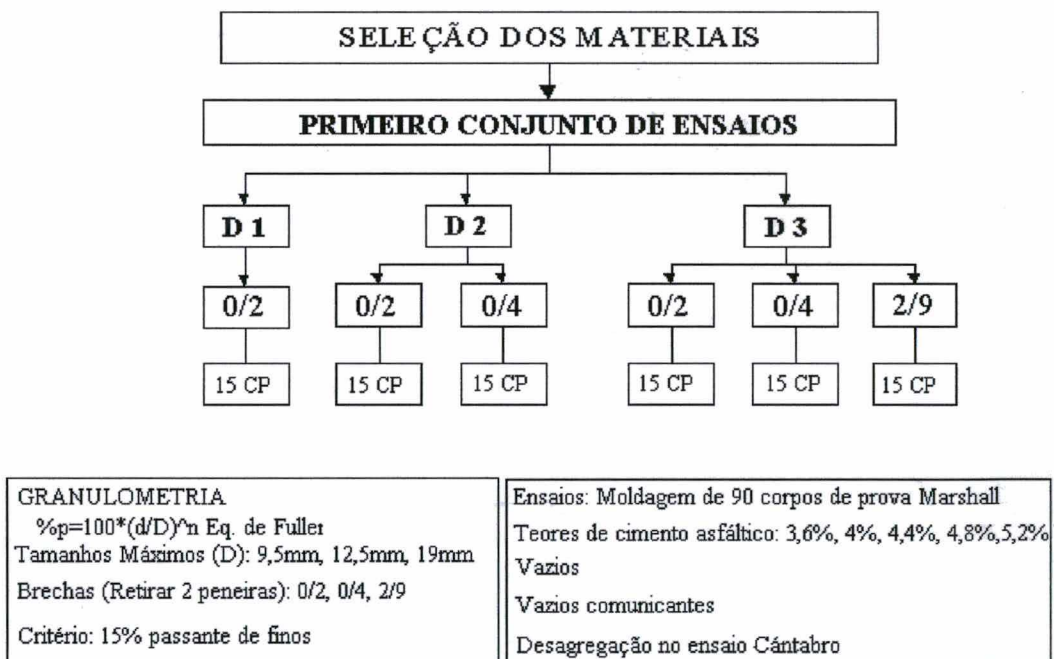


Figura 1.2: Esquema do primeiro conjunto de ensaios.

Para atingir o objetivo foram moldadas seqüências de corpos de prova MARSHALL com cada curva granulométrica com os três diâmetros máximos, combinando brechas

(*gap*) nas graduações granulométricas dos agregados para a verificação dos teores de asfalto e analisando-se quanto aos critérios de vazios, vazios comunicantes e perdas no ensaio CÁNTABRO.

A partir dos resultados do primeiro conjunto de ensaios, novas granulometrias foram estabelecidas para o segundo conjunto de ensaios, conforme o esquema da figura 1.3.

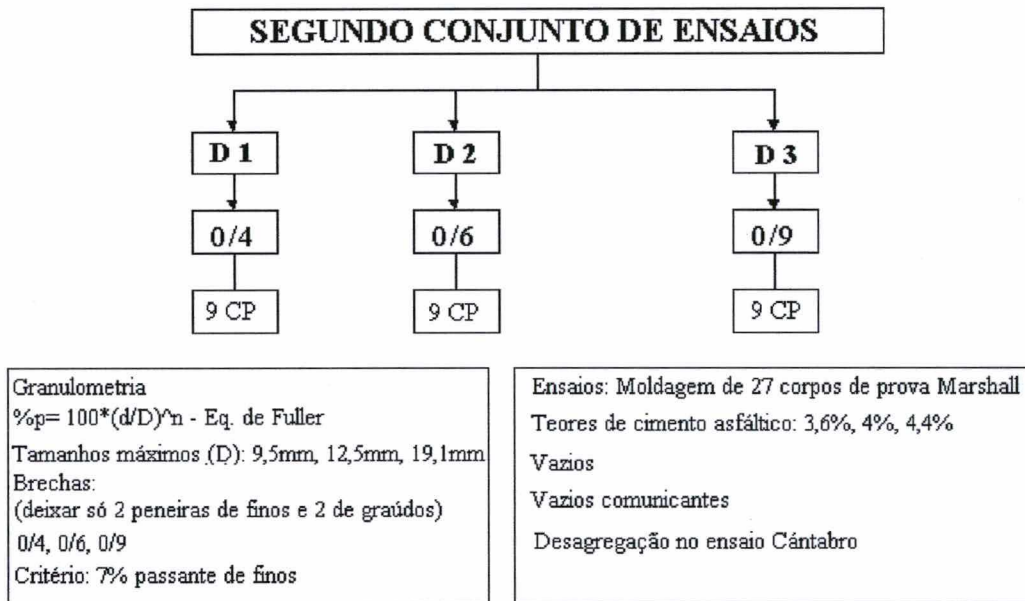


Figura 1.3: Esquema do segundo conjunto de ensaios.

No segundo conjunto, após a verificação dos resultados quanto aos vazios comunicantes e à desagregação, três fórmulas definitivas de concreto asfáltico drenante foram selecionadas, com as quais foram moldadas placas na mesa de compactação LPC, da Universidade de São Paulo, que foram submetidas aos ensaios de permeabilidade e deformação permanente.

Foi considerado conveniente elaborar e analisar um terceiro conjunto de ensaios, com granulometria composta de duas peneiras de agregados grãos e três peneiras de material fino, adotando-se a percentagem de material fino na vizinhança de 10%, que

servirá, também, para a avaliar a trabalhabilidade da mistura nessa nova situação (fig. 1.4). Os ensaios para essa etapa foram os mesmos utilizados na segunda etapa.

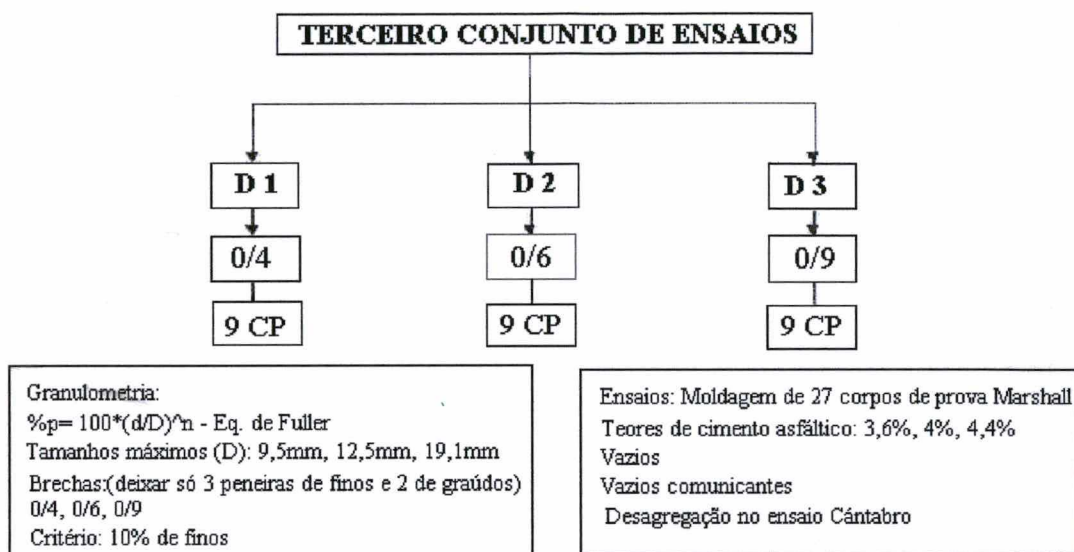


Figura 1.4: Esquema do terceiro conjunto de ensaios

1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação está organizada na seguinte forma:

O Capítulo 1 introduz o tema “Pavimentos Drenante”, fixa o objetivo do trabalho, suas limitações, o modo de alcançar o objetivo e ressalta a importância do tema com o aspecto da segurança no trânsito, da qualidade de vida, do meio ambiente e da área de conhecimento.

O Capítulo 2 desenvolve a revisão dos conceitos relativos à aderência entre o pneu e o pavimento, à textura da superfície dos pavimentos, à influência da lâmina d’água sobre a superfície do pavimento quanto à aderência e eliminação da água da área de contato.

O Capítulo 3 apresenta as considerações gerais sobre o tema, o histórico, as características desejáveis, os diversos tipos de pavimentos drenantes e os métodos para medir a permeabilidade da mistura. Também cita os aspectos relevantes à conservação das condições da permeabilidade desses pavimentos.

O Capítulo 4 versa sobre a importância do ruído na qualidade ambiental, apresenta a relação entre a superfície do pavimento e o ruído gerado pelo tráfego e descreve a geração dos ruídos. Também indica as recomendações para melhores superfícies de pavimento quanto ao ruído.

O Capítulo 5 descreve os procedimentos de laboratório para alcançar o objetivo. Nesse capítulo também são apresentados os procedimentos de ensaios e os resultados para as misturas estudadas quanto à desagregação, à permeabilidade e à deformação permanente.

O Capítulo 6 apresenta análise dos resultados de laboratórios tendo em vista o objetivo de se encontrar uma curva granulométrica para concreto asfáltico drenante. Os resultados dos ensaios são abordados em relação aos parâmetros que qualificam o desempenho do concreto asfáltico drenante: A percentagem de vazios comunicantes, a resistência à desagregação no ensaio Cántabro, a deformação permanente e a permeabilidade medida sobre as placas.

O Capítulo 7 oferece conclusões sobre a pesquisa tendo em vista o objetivo proposto e as perspectivas e recomendações do trabalho.

CAPÍTULO 2

A ADERÊNCIA ENTRE O PNEU E O PAVIMENTO

Dentre os itens de conforto, economia e segurança desejados pelos usuários das rodovias, em especial a segurança está intimamente ligada ao atrito pneu/pavimento, que permite que o usuário possa a qualquer momento seguir a trajetória desejada.

Quando um veículo trafega sobre uma pista de rolamento as áreas da superfície do pneu e do pavimento, que estão em contato, devem estar sem deslocamentos entre si, para a garantia da segurança. O veículo é manobrado exercendo-se forças nesse contato, onde as forças de atrito pneu/pavimento se opõe às forças da manobra. Um veículo irá deslizar sempre que a força de atrito disponível entre o pneu e o pavimento for insuficiente para suprir a demanda requerida pela manobra.

Nas curvas são necessárias forças laterais entre o pneu e o pavimento para que os veículos possam seguir a curvatura da via. O aumento requerido na força de atrito depende do raio de curvatura da via e da velocidade do veículo. Durante as frenagens de um veículo com as rodas travadas, o mesmo permanecerá na linha de deslocamento, sem desvios na trajetória (DOT, 1987).

O conceito de força de atrito baseia-se no fenômeno no qual o movimento relativo entre duas superfícies em contato é limitado pelas forças de adesão entre essas duas superfícies, que se opõe ao deslocamento.

A resistência ao deslizamento entre a superfície de um pneumático e o pavimento, proveniente da interação pneu/pavimento, permite ao usuário acelerar, frear e permanecer na trajetória em curva. Esse fenômeno, além de outras causas, é o fator coadjuvante mais importante na ocorrência de acidentes, pois determina a distância necessária para as paradas ou a realização de trajetória em curvas, conforme a necessidade.

Tendo em vista que o problema da aderência é destacado quando a superfície da pista está úmida ou molhada, os ensaios relativos ao atrito, ou a aderência, relatados

internacionalmente, sempre são executados com a presença de um filme de água simulando pistas úmidas ou molhadas (SOUZA *et al.*, 1994).

O condutor de um veículo, quaisquer que sejam as causas que possam perturbar a estabilidade do mesmo, somente poderá contar com a pequena área de contato de seus pneus com o pavimento, equivalente à área de uma folha de papel A4 (210x297 mm), nos carros de passeio, para manter o veículo sob seu controle.

Da qualidade desse contato dependerá se o condutor poderá ou não evitar um acidente. A dificuldade em identificar esse problema é agravada pelo fato de que uma aderência insatisfatória dificilmente é percebida pelo condutor de tal modo que o mesmo possa adequar-se à situação, ajustando-se à aderência disponível.

As zonas de acumulação de água sobre uma pista, cuja antecipação da importância e da periculosidade é difícil ao usuário, constituem-se em “armadilhas”. Torna-se conveniente identificar o problema desde o projeto até a fase de conservação de rodovias com a finalidade de remediá-lo (GOUTHIE, 1993).

Experimentalmente, pode-se demonstrar que a intensidade da força de atrito entre duas superfícies em contato é diretamente proporcional a intensidade da força normal entre as duas superfícies, ou seja:

$$F_A = \mu \cdot N \quad [2.1]$$

Onde:

F_A = Força de atrito;

μ = Coeficiente de atrito;

N = Força normal

No estudo da interação pneu/pavimento o fenômeno passa a ter maior complexidade devido aos vários fenômenos envolvidos como a presença d'água, a velocidade de deslocamento, o tipo de derrapagem, etc.

2.1 REGIÕES DE FORTE DEMANDA DE ATRITO

A função essencial de um revestimento rodoviário é permitir a circulação de veículos em condições suficientes de segurança e conforto, particularmente em pistas molhadas e o nível de aderência deverá ser sempre suficiente ao longo de toda a rodovia, em quaisquer condições climáticas, para garantir qualidade de segurança ao usuário.

Porém existem segmentos nas rodovias onde há forte demanda de atrito que correspondem principalmente aos:

- Segmentos de velocidades elevadas;
- Segmentos de tráfego canalizado;
- Segmentos de traçados geométricos difíceis;
- Segmentos com conflitos potenciais entre fluxos de tráfego ou de seções com

traçados ou configurações difíceis intercaladas por um itinerário que, por outro lado, apresenta traçado fácil (MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT, 1988).

2.2 A ADERÊNCIA NOS PAVIMENTOS

No conceito clássico, a força de atrito é considerada como uma força de reação ao deslocamento de um corpo que desliza sobre uma superfície e proporcional ao coeficiente de atrito e à carga normal à superfície aplicada por esse corpo.

2.2.1 Fator de aderência pneu / pavimento

O atrito pneu/pavimento pode ser considerada em duas parcelas (PASQUET *et al.*, 1966):

A **adesão molecular**, ou atrito molecular (μ_a), parcela de atrito determinada pela natureza dos materiais em contato, relacionada à condição seca e a área real de contato.

O **atrito por histerese** (μ_b) parcela de atrito que resulta das deformações que as irregularidades do pavimento produzem na borracha da banda de rodagem do pneu.

Parte da energia de deformação no pneu sobre a rugosidade do pavimento constitui-se em força de atrito.

Assim o coeficiente de atrito μ é admitido como a soma das duas parcelas: $\mu = \mu_a + \mu_b$.

A expressão aderência, também utilizada, compreende os efeitos dos atritos por adesão e por histerese como sendo dependentes da velocidade de deslocamento, da presença da água na interface pneu/pavimento, da textura do pavimento, do tipo e escultura dos pneus, etc.

Embora o coeficiente de atrito seja um conceito único, distingue-se, em termos práticos, em duas categorias:

a) O **Coefficiente de Atrito Longitudinal (CAL)** que se refere ao esforço longitudinal ao qual é submetida uma roda bloqueada quando ela é arrastada por um veículo trator deslocando-se perpendicularmente ao eixo de rotação da roda. Esse coeficiente é importante nas situações de frenagem.

b) O **Coefficiente de Atrito Transversal (CAT)** que se refere ao esforço transversal ao qual é submetida uma roda que gira livremente quando a direção de seu eixo de rotação não é perpendicular à linha de deslocamento da roda. Apresenta a sua importância nas situações onde a força centrífuga gerada pelo movimento do veículo tende a jogá-lo para fora da pista (SOUZA *et al.*, 1993).

Assim, na análise do contato pneu-pavimento, diversos parâmetros são adicionados tais como o estado da superfície e a velocidade de rolamento. O coeficiente de aderência passa a depender de diversos fatores tais como a velocidade do deslocamento, tipo e estado do pavimento, movimento das rodas (*spin down*), tipo, natureza e estado dos pneus e presença de elementos contaminantes (água, etc).

2.2.2 Equipamentos medidores de atrito dos pavimentos

Os equipamentos para a medição do atrito nos pavimentos podem ser (CARDOSO, 1997):

a) Equipamentos de rodas travadas: São equipamentos que produzem 100% de deslizamento de modo que a velocidade do veículo é a mesma velocidade da interface pneu/pavimento. Aplica-se o freio nas rodasadoras e a força é medida por alguns segundos após o bloqueio das rodas. O ciclo de medida pode ser repetido diversas vezes, permitindo a obtenção de várias amostras. A medição pode ser a seco ou com umidade no pavimento, pois dispõe de sistema de espargimento que permite a aplicação de um filme de água sobre a pista. Um exemplo desse tipo de equipamento é o MAdler, equipamento para a medição da aderência entre o pneu e o pavimento desenvolvido pelo Núcleo de Desenvolvimento Tecnológico de Transporte (NDTT) da Universidade de São Paulo (USP), por solicitação do IPR/DNER.

b) Equipamentos com ângulo de deslizamento lateral: Nesses equipamentos, a roda de teste situa-se num plano que forma um ângulo com a direção do movimento do veículo. O desalinhamento da roda de teste produz, quando o veículo está em movimento, uma força lateral que é relacionada como o atrito lateral. Dois equipamentos conhecidos no mercado são o Mu-Meter e o SCRIM, cujos ângulos de deslizamento são de 7,5° e 20°, respectivamente.

c) Equipamentos com deslizamento fixo: Esses equipamentos operam com deslizamento variável de 10 a 20%, apresentando a vantagem de registrar constantemente o coeficiente do atrito. Equipamentos desse grupo são o “SAAB Friction Tester” e o “Runway Friction Tester”.

Também o LPC TRAILER, desenvolvido em 1968, que é um veículo equipado com um reboque com uma roda, realiza medições tanto com taxa de deslizamento de 15% como também opera medindo o atrito com a roda travada.

d) Equipamentos de deslizamento variável: O representante mais expressivo dessa categoria é o “Norsemeter”. Esses equipamentos tanto podem operar com uma

pequena taxa de deslizamento com também com elevada taxa de deslizamento para estimar o atrito no pico.

e) **Equipamentos portáteis:** O representante mais conhecido desse grupo é o pêndulo inglês. Esse equipamento baseia-se no princípio de conservação de energia. Trata-se de um pêndulo acoplado a uma sapata de borracha, que é deixado cair em direção ao pavimento. Quando a sapata desliza sobre a superfície do pavimento, mede-se a energia perdida. Suas principais vantagens são a simplicidade, a portabilidade e o baixo custo. Para medidas em campo com esse equipamento, por medida de segurança, é necessária a interrupção do tráfego ou o seu desvio.

2.2.3 Fatores que afetam a avaliação da aderência em pavimentos

Diversos fatores influem na medição da aderência pneu/pavimento, dentre eles destacam-se (DOMINGUES, 1991):

- a) As condições gerais da superfície. As irregularidades da superfície do pavimento podem provocar perturbações no sistema da suspensão dos veículos, reduzindo a aderência. Pavimentos trincados apresentam maior número de arestas que podem aumentar a aderência.
- b) A velocidade do ensaio. A aderência entre o pneu e o pavimento é menor para as velocidades mais elevadas.
- c) A rugosidade da superfície. As superfícies mais rugosas possibilitam maior fluxo de escoamento d'água para fora da área de contato, o que favorece a aderência.
- d) O tráfego. O uso intensivo do pavimento provoca o polimento dos granulares do pavimento, reduzindo a microtextura.
- e) A natureza do revestimento. O pavimento pode ser produzido com materiais diversos. Os pavimentos de concreto, cujas estrias podem desaparecer podem apresentar maior risco de hidroplanagem do que os concretos asfálticos que mantenham os granulares na superfície.

- f) Fatores externos, como a presença de contaminantes na superfície da pista.
- g) Tipo do equipamento de medição, pois os valores obtidos diferem de acordo com o equipamento utilizado.
- h) A temperatura, que poderá interferir na pressão de contato dos pneus.
- i) A espessura da lâmina d'água, que forma um filme d'água entre o pneu e o pavimento.

Assim, uma vez que a resistência ao deslizamento não é função única do pavimento, depende de diversos parâmetros e também dos diversos tipos de equipamentos de medição, a avaliação correta da aderência leva em conta as seguintes informações (CARDOSO, 1997):

- Tipo de equipamento. Cada equipamento usa um modo particular de efetuar a medida de aderência.
- Especificação dos pneus. Tanto a composição química da borracha do pneu que define a dureza da borracha como a existência de ranhuras que escoam a água da interface pneu/pavimento afetam o resultado da medida da aderência.
- Velocidade do ensaio. Com velocidades maiores a aderência é menor e as extrapolações em modelos para velocidades maiores podem não ser adequadas.
- Condições atmosféricas durante o ensaio, tais como a ocorrência de chuvas, gelo na pista etc...
- Pressão de inflação dos pneus das rodas de medição, que interferirá na pressão e na área de contato entre o pneu do equipamento de medição e o pavimento.
- Pressão de inflação dos pneus das rodas indicadoras de distância, que também poderá interferir na pressão e na área de contato entre o pneu e o pavimento provocando alterações nas distâncias medidas.
- Espessura da lâmina d'água.

2.3 A ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS

A interação entre o pneu e o pavimento nos dias chuvosos necessita de atenção especial. Aspectos como a quantidade d'água sobre o pavimento, a capacidade de evacuação d'água pela escultura do pneu e pela rugosidade da superfície, as vibrações causadas nos veículos pelas irregularidades e a geometria da rodovia devem ser considerados. Sobre esse último aspecto, somente a geometria de uma rodovia não é capaz de deixar à disposição do usuário determinado potencial de atrito em pistas molhadas, o que só é possível quando as superfícies do pavimento possuem as necessárias características de textura (CARDOSO *et al.*, 1995).

De um modo geral os pavimentos apresentam condições de aderência suficiente em situação de pista de rolamento seca. No caso de pista úmidas, a presença de um filme de água lubrifica o contato entre os pneus e a pista, facilitando o deslocamento relativo no domínio viscoso da água (DOT, 1987).

A aderência pneu/pavimento é, essencialmente, função da presença d'água na superfície do pavimento, a qual depende:

- Das possibilidades de escoamento rápido e livre da água devido à inclinação da via e à presença de deformações ou de obstáculos susceptíveis de serem entraves ao escoamento;
- Da possibilidade de evacuação forçada da água na interface pneu-pavimento;
- Do efeito das pressões engendradas pela circulação dos veículos (MOMM, 1998).

2.4 MECANISMOS FÍSICOS DO ESCOAMENTO DA ÁGUA SOBRE OS PAVIMENTOS

Assim que uma chuva cai sobre um pavimento, a água se acumula sobre a sua superfície e, em seguida, escorre nas linhas de maior declividade e verte para o exterior da plataforma, se nenhum obstáculo causar obstrução.

Durante a chuva, o fluxo de escoamento aumenta até alcançar um ponto de equilíbrio em que a quantidade de chuva precipitada é equivalente à eliminada. Após a parada da chuva, o escoamento se reduz e depois, o grau de umidade da pista diminui progressivamente até a secagem da superfície. No caso de revestimentos impermeáveis o escoamento efetua-se unicamente na superfície e a lâmina d'água é da mesma proporção que a intensidade da chuva e do comprimento do escoamento e inversamente proporcional à declividade.

Quando um veículo trafega em pavimento com lâmina d'água, a evacuação forçada se produz sobre o pneu segundo três zonas distintas (Figura 2.1):

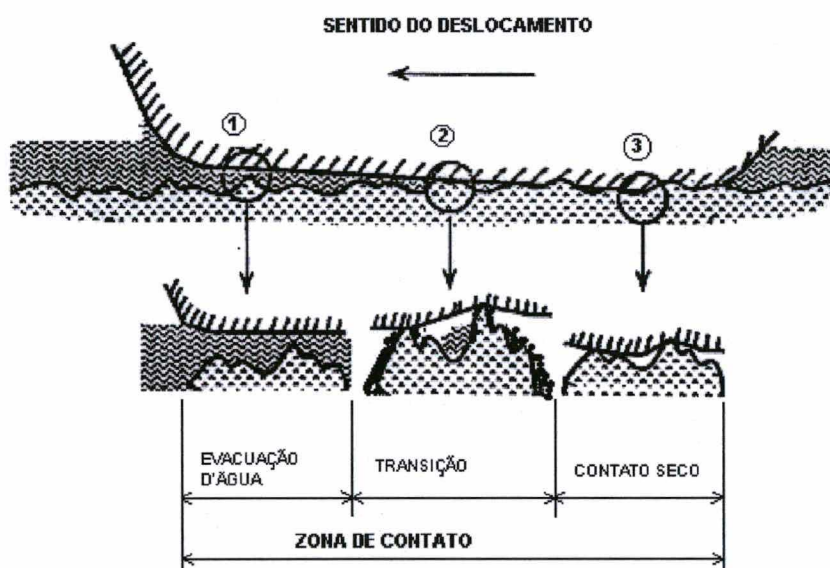


Figura 2.1: Zonas de contato pneu/pavimento (MOMM, 1998)

1. **Zona de penetração:** Também chamada de **zona molhada**, situa-se imediatamente na frente da zona de contato do pneu e que depende, além da precipitação, da velocidade do veículo, da pressão de inflação dos pneus e das características drenantes da interface pneu/pavimento. É a região onde a maior parte da água deve ser evacuada para se evitar o risco de hidroplanagem.

2. **Zona de transição:** Também conhecida como **zona intermediária**, onde a água fica como que espremida. É a região na qual a espessura da água residual, ou filme, deve ser rompido, e onde o contato seco começa a ocorrer. É também onde pode ocorrer a viscoplanagem, se o filme de água não for perfurado pela área de contato dos pneus.

3. **Zona de contato seco:** Também conhecida como **zona seca**, onde teoricamente não existe a presença da água. Acontece o contato íntimo entre a borracha dos pneus e a micro-aspereza dos granulares. É nessa zona que se desenvolvem as forças de atrito.

No contato com o pavimento molhado e na presença da lâmina d'água, acontece uma acumulação da água na frente do pneu em uma onda que, dependendo da velocidade desenvolvida pelo veículo, pode exercer uma pressão maior do que a exercida pelo pneu sobre o pavimento. Nessa situação a pressão é suficiente para erguer o pneu, e as rodas, estando suspensas, podem flutuar sobre a onda d'água. Esse fato marca o início do fenômeno da hidroplanagem e a velocidade que marca o início do fenômeno é chamada de **Velocidade Limiar Crítica** (DO, 1995; MOUNCE *et al.*, 1993, *apud* MOMM, 1998).

...“O problema passa a ser como tornar a zona molhada a menor possível para que haja drenagem adequada na interface pneu pavimento...” (CARDOSO *et al.*, 1995).

Nos pavimentos impermeáveis, a evacuação superficial da água é assegurada em grande parte pelos canais constituídos pelas esculturas dos pneus e de outra parte pela macro-textura do revestimento. Uma parte da água é levantada pelos pneus, que geram as projeções de finas gotas de água que prejudicam a visibilidade e, conseqüentemente, aumentam a situação de riscos nas rodovias.

Assim, ao ocorrer uma chuva sobre um pavimento impermeável, ocorre desde o início uma acumulação de água sobre o mesmo. O volume de água retido sofre aumento gradativo até que, transcorrido um determinado período de tempo, chamado **tempo para atingir o equilíbrio**, todo o volume de chuva que se precipita é igual ao volume de descarga na extremidade de saída.

Pode-se quantificar a capacidade drenante da superfície de um pavimento através de medições da drenabilidade e, desse modo, avaliar as possibilidades da ocorrência de viscoplanagem e de hidroplanagem.

Para a medição da película d'água pode se utilizar uma série de tubos capilares dispostos fixamente a distâncias conhecidas do chão e a película d'água, ao tocar a extremidade do tubo, modifica sua cor, indicando a espessura da lâmina d'água em um determinado momento (SOUSA *et al*, 1994).

A lâmina d'água também pode ser estimada conforme estudos já efetuados por diversos autores.

A lâmina d'água foi estudada exaustivamente por Izzard, Hicks, Watkins e pode ser determinada pela expressão (LUCAS, 1968):

$$LA = K(i_p) i_p^{1/3} i^{-1/3} L^{1/3} \quad [2.2]$$

Sendo:

LA = Altura da lâmina d'água;

$K(i_p)$ = Constante, dependente da intensidade da chuva e da superfície do pavimento;

i = Declividade média;

L = Comprimento do escoamento;

i_p = Altura da precipitação.

ANDREATINI (1986) também pesquisou a determinação da espessura da lâmina d'água. Considerou o escoamento como se dando através de um canal aberto, de seção retangular, com a vazão variando linearmente ao longo do canal e concluiu que o cálculo da lâmina d'água pode ser determinado por

$$LA = [1,6135 \cdot 10^{-4} \cdot i_p + 5,8548 \text{ c}] \cdot i_p^{1/3} \cdot L^{1/3} \cdot i^{-1/3} \quad [2.3]$$

O tempo T , em segundos, até ser atingido o regime de equilíbrio, é obtido por:

$$T = [0,0145 i_p + 527 C] \cdot i_p^{1/3} \cdot L^{1/3} \cdot i^{-1/3} \quad [2.4]$$

Sendo :

LA = Espessura da lâmina d'água (mm);

T = tempo para ser atingido o regime de equilíbrio (segundos);

i_p = intensidade da precipitação pluvial (mm/h)

i = declividade transversal (%);

L = largura da pista (m);

C = coeficiente relativo à rugosidade da superfície do pavimento e que assume a seguinte gama de valores:

0,006 – 0,007 = para revestimentos asfálticos de baixa rugosidade;

0,007 – 0,008 = para revestimentos asfálticos com média rugosidade;

0,010 – 0,012 = para revestimentos asfálticos com alta rugosidade;

0,12 = para os revestimentos de concreto de cimento portland.

2.5 A ÁGUA SUPERFICIAL NOS PAVIMENTOS DRENANTES

Uma solução para reduzir ou mesmo eliminar a lâmina d'água na superfície da pista tem sido a execução de camada de revestimento drenante, no qual existe, além dos canais constituídos pelas esculturas dos pneus e da macro-textura, a presença de vazios comunicantes. O escoamento na superfície é extremamente limitado e a evacuação da água se faz principalmente pela percolação através de corpo do revestimento. A água se infiltra verticalmente e se acumula no fundo da camada drenante, causando uma zona saturada, que depois escoar lentamente por percolação, devido à declividade da camada impermeável sobre a qual se assenta a camada drenante, até o bordo do pavimento, e então verte para o exterior.

Desse modo acontece a redução da lâmina d'água, e até a sua eliminação, com uma considerável redução da zona molhada, imediatamente à frente dos pneus, tornando os pavimentos drenantes eficazes na redução do risco de hidroplanagem. Além disto, também ocorrem vantagens na redução da formação de névoa às passagens de veículos e melhorias de visibilidade, notadamente da sinalização horizontal, durante os instantes de pavimento molhado.

2.6 A TEXTURA DOS PAVIMENTOS

A textura de um pavimento refere-se ao aspecto macroscópico da sua superfície, ou seja, à trama da superfície de contato com o pneu, na qual se inclui a forma, o tamanho e a disposição dos agregados e suas asperezas, bem como as rugosidades e irregularidades.

A textura de um pavimento é um parâmetro que pode descrever o comportamento de uma superfície da pista quanto à aderência. Há muito tem sido reconhecido (SABEY 1966, *apud* ROE *et al.*, 1990) que a grandeza da textura tem atuação importante no atrito a altas velocidades e em pistas molhadas. Da mesma forma HAYES et IVEY (*apud* FERNANDES, 1998) demonstraram haver correlação entre a textura de um pavimento com os índices de derrapagem.

PASQUET (1968), promoveu estudos relacionando a textura, indicada pelo Ensaio de Altura de Areia, com o coeficiente de atrito à velocidade de 80 km/h e a 120 km/h (figura 2.2) e pode constatar a proporção direta entre a altura da areia com os coeficientes de atrito.

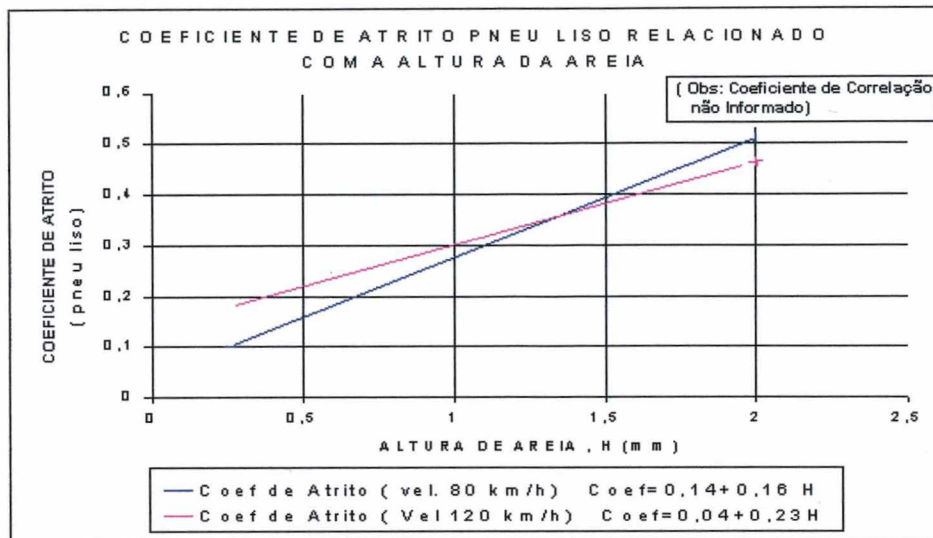


Figura 2.2: Relação coeficiente de atrito com a altura de areia (PASQUET, 1968)

A figura 2.3, com dados aplicados para uma rodovia particular, apresenta um gráfico da evolução do atrito em função da velocidade e da textura, que revela coeficiente de atrito longitudinal decrescendo acentuadamente com o aumento da velocidade e crescente com o aumento da macro-textura para altas velocidades (MOMM, 1998).

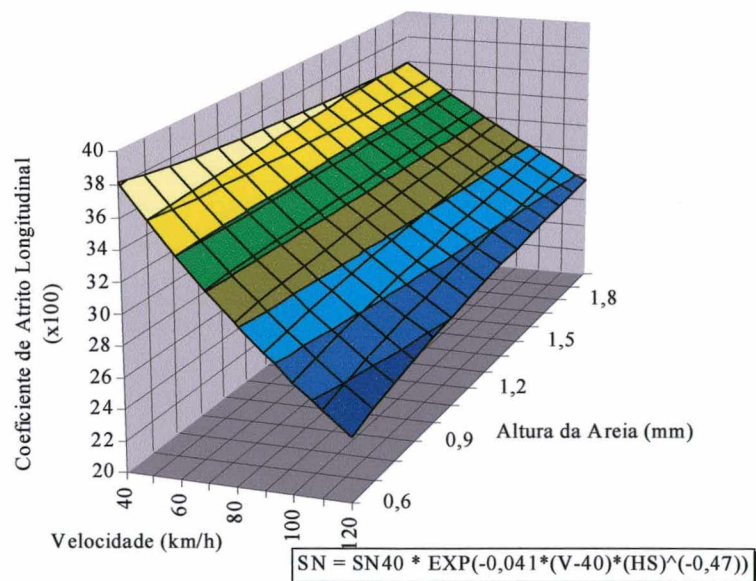


Figura 2.3: Relação entre o coeficiente de atrito longitudinal e a altura de areia, com a velocidade (MOMM, 1998)

2.6.1 Os tipos de textura dos pavimentos

DESCORNET (*apud* FERNANDES, 1998) analisou os indicadores pertinentes às qualidades de serventia de um pavimento e concluiu que as características:

- a) Segurança: Aderência, redução de borrifos e respingos, visibilidade e sinalizações;
- b) Economia: Redução dos custos de operação e desgastes que podem encurtar a vida de um veículo;
- c) Conforto: Redução de ruídos e vibrações internas e externas ao veículo

são total ou parcialmente afetadas pelas irregularidades da superfície do pavimento (FERNANDES, 1998).

A amplitude e o comprimento de onda das rugosidades formadas pela presença dos granulares, que determinam a textura dos pavimentos, influem na aderência devido às características:

- Tamanho, forma, espaçamento e distribuição dos agregados na superfície;
- Particularmente nos pavimentos de concreto, a presença de estrias, seu desenho, larguras, espaçamentos, seu ângulo com o eixo de deslocamento do veículo, sua geometria e se são longitudinais, oblíquas ou transversais;
- No caso de pavimentos drenantes, a comunicação entre a superfície e os poros interiores;

O espectro de comprimento de onda, das rugosidades ou asperezas devidas aos granulares, pode ser representado em três classes de textura: a microtextura, a macrotextura e a megatextura. Os comprimentos de onda de cada uma delas é apresentado na tabela 2.1.

TABELA 2.1: CLASSIFICAÇÃO DA TEXTURA (FERNANDES, 1998)

DOMÍNIO DA TEXTURA		INTERVALO DAS DIMENSÕES	
		HORIZONTAL	VERTICAL
MICROTEXTURA		0 – 0,5 mm	0 – 0,2 mm
MACROTEXTURA		0,5 – 50 mm	0,2 – 10 mm
MEGATEXTURA		5 – 50 cm	1 – 50 cm
IRREGULARIDADES	CURTAS	0,5 – 5 m	1 – 20 mm
	MÉDIAS	5 – 15 m	0,5 – 5 cm
	LONGAS	15 – 50 m	1 – 20 cm

Descornet (*apud* FERNANDES, 1998) pesquisando sobre critérios de otimização das características superficiais de um pavimento apresentou um quadro (figura 2.4) relacionando características de desempenho de pavimentos rodoviários, suas relações com os intervalos de comprimento de onda da textura da superfície e a sua conveniência nas características de desempenho.

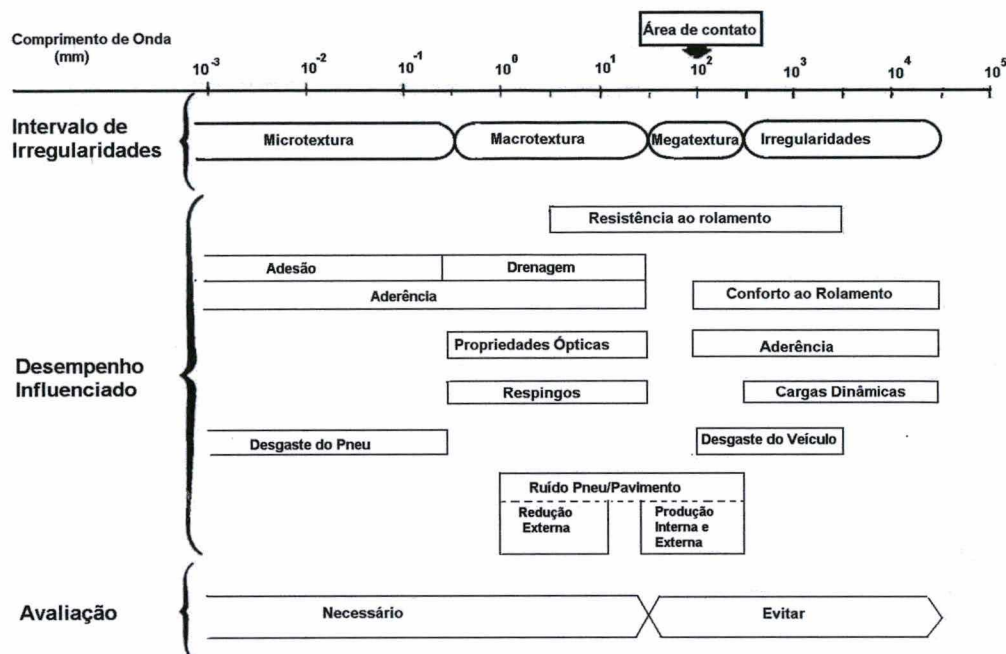


Figura 2.4: Características de desempenho de pavimentos rodoviários em função dos intervalos dos comprimentos de onda da textura superficial (DESCORNET, G. A., *apud* FERNANDES, 1998)

2.6.1.1 Microtextura

A microtextura compreende as asperezas da superfície com dimensões de comprimento de onda de 0 a 0,5 mm e amplitude de onda de 0 a 0,2 mm, no domínio da textura do agregado mineral. A microtextura indica a propriedade dos agregados em apresentar uma superfície duravelmente áspera capaz de perfurar o filme de água residual no contato do pneu com o pavimento e, assim, oferecer atrito entre o pneu e o pavimento. A dirigibilidade é conseguida pela microtextura pois permite a estabilidade veicular nas acelerações e desacelerações longitudinais e transversais dos veículos e a manutenção da

trajetória em curvas e durante as manobras de frenagem e de ganho de velocidade (FERNANDES, 1998).

No pavimento a microtextura é determinada pela natureza do agregado utilizado e secundariamente com a contribuição de partículas finas. É a principal responsável pela aderência à baixa velocidade.

LUCAS e BEGOU mostraram o papel da microtextura na aderência que é o de *“penetrar na borracha da banda de rodagem do pneu, produzindo uma pressão elevada, assegurando a ruptura da película de água que existe sob o pneu e que permite o contato seco da borracha sobre o pavimento”* (LUCAS et BEGOU, 1993).

A microtextura de um pavimento sofre mudanças. O tráfego pesado, ajudado por poeiras finas, provoca abrasão e polimento nos agregados. O controle da resistência ao desgaste passa a ser feito pela escolha dos agregados que resistam bem ao polimento, mas o grau de polimento depende basicamente do tráfego que utiliza o pavimento e, conseqüentemente, influencia o atrito à baixa velocidade (ROE et al., 1990).

Porém, a microtextura perdida, em parte pode ser recuperada pela ação do tráfego e de precipitantes sólidos presentes na interface pneu/pavimento, que podem ter função abrasiva e, recuperá-la através de fenômenos de riscagem e puncionamento na superfície do agregado (FERNANDES, 1998).

Para que a microtextura atue no comportamento da aderência é necessário que a macrotextura portante seja capaz de eliminar a água da interface pneu pavimento. Só então a microtextura atuará na ruptura da película d'água no contato da aresta da aspereza com a borracha (MOMM, 1998).

2.6.1.2 Macrotextura

O termo macrotextura designa os desvios da superfície com comprimento de onda entre 0,5 e 50 mm e amplitude de onda entre 0,2 e 10 mm.

Relaciona-se à formulação da mistura do revestimento (o tamanho, a forma, o espaçamento e a distribuição dos agregados). Na superfície de um pavimento betuminoso

as protuberâncias formadas pelas partículas de agregados na superfície e a profundidade dos sulcos formam a macrotextura (FERNANDES, 1998).

Quando os veículos atingem velocidades médias ou altas a ruptura do filme d'água sobre a pista de rolamento torna-se mais difícil devido ao menor tempo de contato pneu/pavimento. A resistência à derrapagem passa a depender da parcela do coeficiente de atrito referente às deformações dos pneus. As protuberâncias da superfície, a macrotextura, devem ser suficientemente longas e agudas para causar deformações nos pneus, mesmo com a presença da água no pavimento (SOUSA *et al.*, 1993).

A macrotextura, em função dos canais criados entre as protuberâncias, é responsável pela drenabilidade da superfície, conferindo-lhe potencialidade de escoamento da água para fora da área de contato entre pneu e o pavimento o que favorece a redução das projeções de água e da formação de chuviscos redutores da visibilidade (MOMM, 1998).

2.6.1.3 Megatextura

São as variações longitudinais com comprimento de onda entre 50 mm e 500 mm, indesejáveis aos pavimentos devido a sua capacidade de produzir vibrações nos veículos.

Segundo FERNANDES (1998), a megatextura representa defeito localizado da mistura betuminosa do revestimento, aumentando o custo operacional dos veículos (fig. 2.4).

2.6.2 Principais métodos de medidas da textura dos pavimentos.

A microtextura tem sido estimada comumente através de medidas subjetivas, pelo tato e por exame visual, com auxílio ou não de um microscópio ou fotografia, estimando-se o aspecto áspero ou polido da superfície e atribuindo-lhe uma nota (DO, 1995). Também pode ser avaliada por métodos indiretos, baseados na hipótese que o atrito à baixa velocidade é produzido basicamente pela microtextura. Entre esses, o Pêndulo Inglês tem sido utilizado para a avaliação indireta (ASTM-E 303-95,1995), porém não é considerada a interferência da macrotextura, e desse modo, essa estimativa não caracteriza absolutamente a microtextura (MOMM, 1998).

Entre os principais métodos para avaliação da macrotextura, um dos mais utilizados é o Método da Mancha de Areia: Uma quantidade determinada de areia fina padronizada é

colocada sobre a superfície do pavimento e espalhada de forma circular com um disco especial. O diâmetro da circunferência assim formado é a medida para a definição da textura. No ensaio, nas texturas menores a areia se espalha mais e o diâmetro é maior enquanto o inverso ocorre nas texturas maiores.

Esse ensaio pode ser realizado nos concretos asfálticos drenantes, mas o resultado não é significativo, pois grãos de areia penetram profundamente nos poros vazios resultando numa mancha de areia de pequeno diâmetro e exagerando a macrotextura

Recentemente, tem-se tornado popular na Europa sistemas medidores de textura com base no raio laser. Apresentam a vantagem de não ser necessária interdição do tráfego nas proximidades da área de medição, que se torna mais expressiva com o aumento do tráfego pesado nas rodovias.

O princípio de operação dos sistemas a laser é dado por um projetor de raios laser situado em plano perpendicular à superfície da rodovia. O raio refletido é recebido por um sistema de medição. A diferença de tempo entre a transmissão e a recepção permite a medida da distância entre o sistema medidor e a superfície da rodovia. No caso de grandes texturas, a variação do tempo entre a transmissão e a recepção será maior do que em texturas menores. As leituras dessas variações podem então serem analisadas e processadas para uma medida de profundidade da textura.

Sob certas circunstâncias específicas o raio laser não é refletido, ou o é apenas parcialmente, o que acontece principalmente em superfícies molhadas ou úmidas, e no caso dos pavimentos drenantes, muitos raios podem não ser refletidos devido aos espaços vazios (ZWAN *et al.*, 1997).

A tabela 2.2 apresenta relação de métodos para a avaliação das texturas e do atrito correspondente.

**TABELA 2.2: MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DA TEXTURA E DO ATRITO
CORRESPONDENTE (DOMINGUES, *apud* FERNANDES, 1998)**

Métodos	Denominação	Medida de textura	Medida de coef. de atrito	Grandeza característica	Unidade	Emprego
Perfilométrico	De agulha	Macro	Via modelo de previsão	D*= Altura média	mm	Lab. ou campo
Volumétrico	Mancha de areia Mancha de graxa	Macro	Via modelo de previsão	D*=Altura média	mm	Lab. ou campo
Fluxométrico	Vários drenômetros	Macro	Via modelo de previsão	Vazão	cm ³ /s	Lab. ou campo
Pêndulo	BPT Leroux	Caract. da micro	CAL ou CAT	NA= Nº de Atrito	BPN ou CPA	Lab. ou campo
Distância de parada	Vários usando veículos padronizados (NDTT-USP, etc)	Caract. de micro e macro	CAL	Coef. de atrito	Adimensional	Campo
Acelerométrico	Acelerógrafo	Caract. de micro e macro	CAL	Coef. de atrito	Adimensional	Lab. ou campo
Dinamométrico	IOWA NASA Stradógrafo	Caract. de micro e macro	CAL	Coef. de atrito	Adimensional	Campo
Tribométrico	Vários Tribômetros	Caract. de micro e macro	CAL+CAT	Coef. de atrito	Adimensional	Lab.
Perfilométrico a Laser	Rugolaser	Micro e macro	CAL+CAT	D*=altura média	mm	Lab. ou campo
Estereofotogramétrico	Estereofotografia	Caract. de micro e macro	Via modelo de previsão	Nº. código	Adimensional	Lab. ou campo

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aderência entre o pneu o pavimento é fator relevante para a segurança do trânsito e necessita ser avaliada rotineiramente nas rodovias. Diversos fatores influem na aderência pneu/pavimento, tais como a velocidade, a textura do pavimento, e a presença d'água, entre outros. A aderência nos pavimentos molhados tem preocupado técnicos em todo

o mundo, pois nessas condições os riscos de acidentes são maiores do que em pistas secas. Porém, a lâmina d'água formada devido às chuvas, que reduz a aderência, pode ser convenientemente diminuída, e mesmo eliminada para praticamente todas as precipitações, através de pavimentos permeáveis, com ganhos para aderência e segurança.

Esses pavimentos drenantes foram originalmente desenvolvidos com a finalidade de ganho na aderência nos pavimentos molhados e pesquisas tem sido procedidas em todo o mundo buscando-se melhorias nas suas qualidades de permeabilidade e durabilidade, bem como de suas qualidades ambientais.

CAPÍTULO 3

OS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Na Europa e nos Estados Unidos tem sido utilizado desde a década de 70, um tipo de revestimento asfáltico poroso chamado pavimento drenante, não só em rodovias, mas também em aeroportos. Foram especialmente desenvolvidos para permitir a passagem da água pluvial através do interior da mistura asfáltica, provocando a mudança do conceito tradicional de impermeabilização da superfície externa de um pavimento e transferindo essa função para uma camada inferior a da superfície.

Esses pavimentos drenantes apresentaram uma grande evolução desde as primeiras pistas experimentais. Tal como os conhecemos hoje são os resultados do esforço e da cooperação internacionais para melhorar as características superficiais dos pavimentos, objetivando oferecer pistas mais seguras e com maior conforto aos usuários.

3.1 OS PAVIMENTOS DRENANTES

Nos pavimentos impermeáveis o escoamento das águas pluviais se dá unicamente na superfície e a lâmina d'água é tão mais espessa quanto for a intensidade e duração da chuva (figura 3.1).

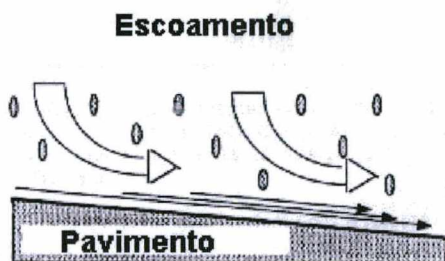
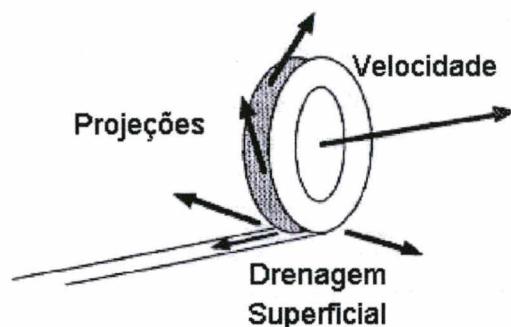


Figura 3.1: Escoamento da água da chuva nos revestimentos impermeáveis (GNCDS, 1996).

Nesses revestimentos a evacuação da água superficial é assegurada em grande parte pelos canais das esculturas dos pneus e pelos da macrotextura do revestimento. A outra parte da água é levantada pelos pneus gerando a projeção de gotículas de água, prejudiciais à visibilidade (figura 3.2) (GNCDS, 1996).



**Figura 3.2: Drenagem sobre um pavimento impermeável molhado
(GNCDS, 1996)**

O escoamento da água pluvial da superfície de um pavimento impermeável dependerá da drenabilidade do pavimento, entendendo-se por drenabilidade de um pavimento a sua capacidade em drenar a água superficial por entre suas rugosidades (MOMM, 1998).

Os revestimentos drenantes são constituídos de uma camada permeável assentada em uma camada impermeável. Devido à percentagem de vazios comunicantes forma-se uma rede de canais no interior da camada de revestimento, que deve ser capaz de drenar para fora do pavimento a água precipitada durante a chuva.

Nessas condições, o escoamento na superfície, ou a drenabilidade, é reduzido e a evacuação se faz por infiltração da água no corpo do revestimento. A água se infiltra verticalmente e se acumula no fundo da camada drenante, junto à camada impermeável, formando uma zona saturada (figuras 3.3 e 3.4). Acontece, então, o escoamento lento por percolação, devido à declividade da camada impermeável, até o bordo, quando verte para o exterior se a drenagem na interface de saída for devidamente assegurada (GNCDS, 1996).

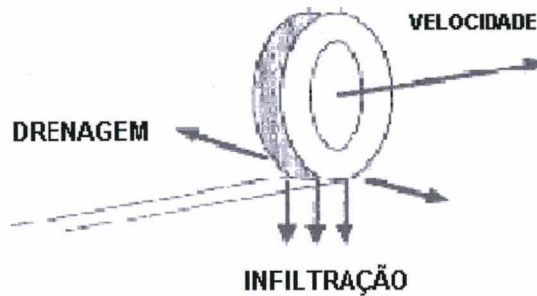


Figura 3.3: Infiltração e percolação em revestimento drenante (GNCDS, 1996)

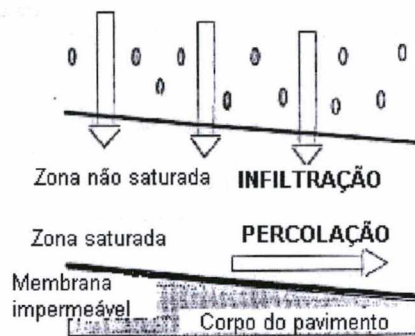


Figura 3.4: Drenagem e infiltração em pavimento drenante molhado (GNCSC, 1996)

Desse modo, através dessas características dos pavimentos drenantes, reduz-se a possibilidade da formação da lâmina d'água na superfície da pista e acontecem melhorias nas condições de conforto do trânsito nas condições chuvosas.

3.2 HISTÓRICO DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

O problema inicial que se buscou resolver foi o deslizamento em pavimentos molhados, com a eventual hidroplanagem em circunstâncias adversas. Nos anos trinta experimentaram-se nos Estados Unidos misturas abertas com a finalidade de melhorar a aderência nas pistas molhadas, mas só nos anos 50 começou uma atividade real nesse campo.

Desenvolveram-se então as “*open-graded asphalt friction courses*”, com granulometria muito aberta e de espessura reduzida ($\frac{1}{2}$ ”-1”), que no início eram autênticos tratamentos superficiais antideslizantes. Devido a sua macrotextura eram eficazes, com melhores qualidades para a aderência no rolamento de veículos, mas suas características se limitavam unicamente às procuradas (KRAEMER, 1997).

Nas primeiras especificações americanas a faixa granulométrica estabelecida era a mesma do tratamento superficial e a usinagem da mistura possibilitava melhor envolvimento dos agregados. Como era previsto, o comportamento dessas misturas era melhor que o dos tratamentos superficiais, porém eram comuns ocorrências de desagregações, afundamentos na trilha de roda e resistências deficientes (CAMPOS, 1998). Em 1970, tanto a FHWA como a FAA já apresentavam prescrições técnicas para a sua utilização em rodovias e aeroportos.

Vários países da Europa, bem como o Japão e a África do Sul, começaram a fazer experimentos com misturas drenantes. Construíam-se, nas décadas de setenta e de oitenta, os primeiros trechos experimentais, utilizando-se uma espessura aproximada de 4 cm, sendo capazes de absorver boa parte da água superficial e evacuá-la para fora da pista. Em particular as pesquisas inglesas, holandesas, francesas e belgas mostram as possibilidades das misturas drenantes e em poucos anos toma forma uma técnica europeia que se supõe uma revolução conceitual na pavimentação.

Como em outros países europeus, construíram-se na Espanha em 1979-1980 quatro trechos experimentais, em uma rodovia com tráfego pesado e seguiram-se outros nos anos sucessivos (KRAEMER, 1997), enquanto que na Bélgica, a primeira aplicação ocorreu em 1979, como parte de uma pesquisa conduzida pelo Belgian Road Research Center e que consistia de um pequeno trecho com 2.700 m², de uma rodovia em duas pistas com volume de tráfego diário de 700 veículos/dia em cada direção (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990).

Ocorreram duas tendências com relação aos concretos asfálticos porosos:

a) **Tendência americana:** Conhecidas como camada de asfalto poroso, são camadas com espessuras geralmente de 20 mm e com maior atenção às propriedades de aderência e menor às de permeabilidade e acústicas. Visam o ganho na aderência

através do aumento da permeabilidade e da drenabilidade superficial e por uma macrotextura elevada. A granulometria apresenta diâmetro máximo de 10 mm, com descontinuidade acentuada entre as peneiras de abertura 2 mm e 7 mm, e o teor de betume é rico, 6-7% (PORTO, 1999). Nesse grupo se enquadram as conhecidas Camadas Porosas de Atrito.

b) **Tendência européia:** Conhecidos como concretos asfálticos drenantes, são utilizados em camadas de maior espessura, geralmente em torno de 40 mm, e o teor de vazios é igual ou superior a 20%, com finalidade de drenar por permeabilidade e estocar a água da chuva. Na sua formulação, busca-se sempre maximizar o teor de vazios comunicantes o que resulta em maior permeabilidade, diminuindo ou eliminando a lâmina d'água, com ganhos na aderência. Também procura aumentar a segurança do usuário diminuindo as gotículas d'água projetadas (*spray*) e as projeções de água. Procura também melhorar a superfície quanto à reflexão da luz dos faróis e quanto aos ruídos do tráfego (FAURE *apud* CAMPOS, 1998).

Desse modo passou-se de um conceito tradicional de capa de rolamento impermeável para uma condição radicalmente oposta, onde se deixa a função de proteger as camadas inferiores do pavimento para uma camada impermeável subjacente à camada de rolamento.

Em diversos países europeus existem patentes de processo de misturas drenantes tais como:

- **Drainor**, da sueca Skanka AB;
- **Drainochape**, da empresa francesa Beugnet;
- **Permflex**, da empresa francesa Colas S. A; etc. (CAMPOS, 1998).

3.2.1 Experiências em pavimentos drenantes no Brasil e em Santa Catarina

No Brasil foi executado em 1992, em caráter experimental, um trecho em pavimento drenante na Rodovia Bandeirante em S.P., uma rodovia com um dos tráfegos mais pesados no país.

O experimento deu-se entre o km 76 e o km 76+250m, na pista norte (sentido Capital/Interior) na faixa de tráfego lento, e foi realizado como parte das operações de recapeamento, então em andamento na rodovia. Sua construção seguiu orientações encontradas em grande parte nas publicações obtidas junto ao Centre de Recherches Routières (CRR) da Bélgica. Esse trecho vem sendo acompanhado desde a sua execução. Constata-se que, embora já tenha sofrido uma queda importante na permeabilidade, ainda vem apresentando resultados satisfatórios (PORTO, 1999).

Entre outras experiências brasileiras, uma também significativa foi realizada em dezembro de 1997 na marginal da Rodovia Presidente Dutra (BR-116), na altura do acesso ao município de Guarulhos, SP. O trecho executado em caráter experimental apresenta um volume diário médio (VDM) de 105.269 veículos, sendo 41,5% de veículos comerciais. Seguiu a concepção de camada única, de mistura a quente, com espessura de 4 cm. Essa mistura, de composição granulométrica conservadora, apresenta uma percentagem de vazios de 18% (PORTO, 1999).

3.2.1.1 A experiência em Santa Catarina

O trecho experimental foi executado em agosto do ano 2000 na rodovia BR-101 entre os km 10 e 11 (km 0 na Divisa PR/SC), na pista esquerda, sentido Garuva–Joinville, abrangendo uma área de aproximadamente 6000 metros quadrados, numa faixa de rolamento de 600 metros de extensão com 8,30 metros de largura. A finalidade principal foi de melhorar a segurança do trânsito e proporcionar à superfície um elevado coeficiente de atrito tangencial.

Foi utilizada uma camada porosa de atrito com espessura de 3,0 cm aplicada sobre uma camada de pré-misturado a quente. Foi conformada e regularizada com CBUQ de textura fina, e que recebeu imediatamente antes da execução da camada porosa, uma pintura de ligação com emulsão asfáltica (do tipo Ruptura Rápida, polimerizada, diluída em partes iguais de 50 % de emulsão e 50 % de água).

As características da mistura projetada e utilizada foram:

Composição (em peso) do traço (silos quentes):

Agregado de 1/2" – 3/8": 30 % (SQ 03);

Agregado de 3/8" – 3/16": 50% (SQ 02);

Agregado de 3/16" – fundo: 20% (SQ 01).

Composição (em peso) do traço da mistura (agregados + ligante = 100 %).

Agregado de 3/8' – 3/16": 48,20%;

Agregado de 1/2" – 3/8": 28,92%;

Agregado de 3/16" - fundo: 19,28%;

Ligante asfáltico : 3,60%;

Outras características:

Teor ótimo de ligante: 3,6%;

Densidade aparente: 2,196;

Densidade teórica: 2,690;

Vazios: 18,34%;

Desgaste por abrasão: 18,60%.

O trecho é bastante recente, e certamente será acompanhado quanto ao seu comportamento no futuro. A fotografia da figura 3.5 ilustra a diferença do comportamento da água na superfície do pavimento nesse trecho.



Figura 3.5: Trecho experimental com camada porosa de atrito no Km 10 – km11 da BR-101

3.3 PRINCÍPIOS GERAIS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Os asfaltos drenantes são misturas asfálticas desenvolvidas para alcançar um grande teor de vazios comunicantes através de uma dosagem adequada da mistura. Devido aos vazios comunicantes, permitem a captação, a percolação e a evacuação da água superficial para dispositivos de descarga, reduzindo ou até eliminando a lâmina d'água sobre o pavimento, durante precipitações chuvosas.

3.3.1 Preâmbulo

Quando um veículo trafega sob chuva sobre um revestimento drenante, produz-se um escoamento forçado da água sob os pneumáticos. Duas particularidades devem ser levadas em consideração (GNCSC, 1996):

- a) De um lado, o filme de água na superfície é mais delgado devido à infiltração da água no pavimento;

b) De outro lado, o escoamento forçado se produz entre os vazios comunicantes do revestimento.

Essas duas particularidades contribuem para a diminuição do risco de hidroplanagem e para o aumento na aderência. Também há uma contribuição importante na redução das projeções de água, pois essas projeções de água são proporcionais à espessura da lâmina d'água.

Não havendo água na superfície, não há água pulverizada na passagem rápida dos pneus sobre o pavimento molhado, impedindo a formação de névoa atrás dos veículos. A melhoria da visibilidade sob chuva é extraordinária.

Devido à drenagem da água superficial pelo interior do pavimento, o espelhamento da superfície molhada (quando o raio de luz dos faróis é totalmente refletido de modo que nenhum retorno de luz difusa aconteça na direção do motorista), é reduzido, com ganhos para a segurança, pois o motorista mantém a visibilidade que permite manobrar o veículo dentro dos limites da pista (MOMM, 2000).

Para que isto aconteça é necessário que o próprio projeto da estrutura seja capaz de drenar a água através da camada porosa para coletores laterais localizados fora do pavimento. É necessário que a camada sob a qual se apóia a camada porosa, além de impermeável, tenha o necessário caimento.

A capacidade drenante desses concretos betuminosos é promovida pelas características da dosagem da mistura betuminosa, que são de granulometria aberta e conseqüentemente, permeáveis. Essa mudança de conceito de mistura betuminosa onde se admite a passagem de água pelo seu interior implica em que a camada, além dos efeitos diretos causados pelo tráfego, é sujeita também àqueles causados pela ação das águas que percorrem os vazios da mistura e que também podem comprometer a sua integridade, resultando em sua desagregação (PORTO, 1999).

3.3.2 Conceituação de concreto asfáltico drenante

O concreto asfáltico drenante é uma mistura betuminosa que na sua composição apresenta mais de 20% de vazios após o espalhamento e a compactação. Esses concretos asfálticos são preparados a partir de granulares minerais e cimentos

asfálticos puros ou modificados e eventualmente com modificadores de adesividade (dopes) e/ou aditivos minerais ou orgânicos, dosados, aquecidos e misturados em centrais de usinagem, transportados e compactados sobre os pavimentos (AFNOR-NF P 98-134, 1991).

Os concretos asfálticos drenantes são definidos em função da sua permeabilidade, ou seja, da sua capacidade em oferecer canais interiores para o escoamento da água, que é otimizada. Busca-se um máximo de vazios desde que não comprometa a resistência do pavimento às solicitações do tráfego.

Os concretos drenantes são designados geralmente por notação dada pelas características da sua granulometria (números que expressam o intervalo em milímetros onde se desenvolve a curva granulométrica, por exemplo, 0/10, 0/14 são granulometrias com agregados com tamanhos de 0 mm a 10 mm ou de 0 mm a 14 mm, respectivamente), e por suas características de descontinuidade designadas pela brecha (*gap*) devida a fração de agregados ausentes na curva granulométrica, por exemplo, 3/6 que são os tamanhos de granulares excluídos da curva granulométrica (MOMM, 2000).

3.3.3 Classificação das misturas drenantes quanto à geração

Alguns requisitos são necessários para que uma mistura asfáltica tenha uma alta percentagem de vazios. A experiência acumulada mostra ser necessário que os agregados sejam de ótima qualidade e resistência e que as curvas granulométricas dessas misturas drenantes sejam mais abertas, podendo apresentar ou não uma descontinuidade acentuada. Também é necessário que a quantidade de ligante seja limitada na mistura de modo que não preencha os vazios, mas assegure uma coesão eficiente (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990).

3.3.3.1 Os vazios dos concretos asfálticos drenantes

Os vazios, característica peculiar dos concretos asfálticos drenantes, podem ser de três tipos:

- a) Vazios comunicantes e eficazes, que permitem a estocagem e a drenagem da água;

- b) Vazios semi-eficazes, que permitem unicamente a estocagem da água;
- c) Vazios oclusos ou ineficazes, que são aqueles que não se comunicam entre si e também não se comunicam com o exterior (FAURE *apud* CAMPOS; 1998).

Na figura 3.6 são representados os tipos de vazios de um pavimento, sendo:

1= Vazios eficazes

2= Vazios semi-eficazes;

3= Vazios ineficazes.

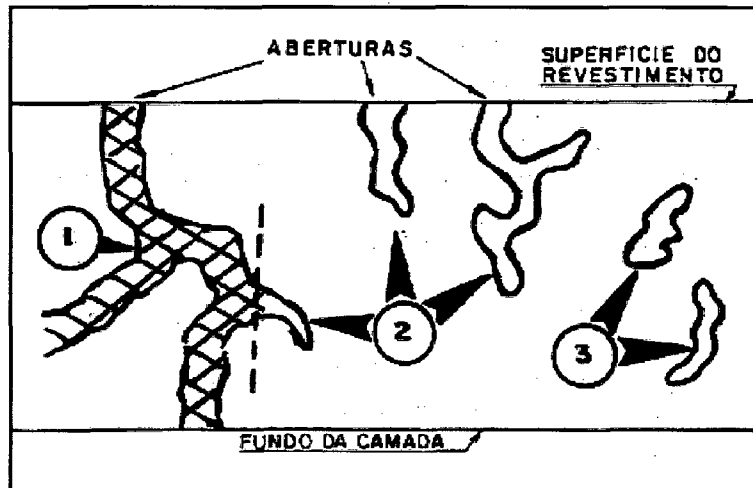


Figura 3.6 Aspectos dos tipos de vazios do revestimento poroso (FAURE *apud* CAMPOS, 1998)

Os vazios eficazes serão os que irão assegurar a permeabilidade da mistura, pois sendo comunicantes permitirão um caminho para que a água pluvial desde a superfície da pista, passe pelo interior da mistura e deságüe no exterior do pavimento.

3.3.3.2 As gerações de concretos asfálticos drenantes

Países europeus tais como a Bélgica e a França, principalmente, apresentam uma grande utilização das misturas asfálticas a quente drenantes. As experiências francesas e belgas quanto ao uso dessas misturas asfálticas qualificam suas experiências como das mais significativas. Na França, em particular, essas misturas evoluíram bastante quanto ao seu conceito e pode-se dizer que as experiências

francesas dividem-se em revestimentos drenantes da **Primeira Geração**, que são aqueles aplicados e estudados nos anos 80 e os da **Segunda Geração**, na década de 90, cada um deles com características específicas (PORTO, 1999).

a) Misturas asfálticas drenantes da primeira geração

Referem-se às misturas asfálticas drenantes com teor de vazios da ordem de 20%. As primeiras misturas drenantes utilizadas na Europa comumente apresentavam granulometria do tipo descontínuo (com diâmetros máximos de 10 a 14 mm) e, especialmente na França, apresentavam:

- Percentagem de agregado com tamanho máximo inferior a 2 mm da ordem de 15%;
- Percentagem média de finos totais em torno de 4,0%;
- Teor de ligante variando entre 4,4 e 5,5 %, segundo a natureza e o modo de modificação do ligante utilizado.

Postos na obra, esses concretos drenantes apresentavam quando recém-construídos:

- Teor de vazios próximo a 20%;
- Permeabilidade da camada, com velocidades médias de percolação da água da ordem de 1,2 cm/s.

Essas características conferiam boa permeabilidade ao revestimento, porém com a utilização pelo tráfego aconteciam diminuições relativamente rápidas na permeabilidade. As velocidades de percolação após dois anos e meio estavam próximas a 0,6 cm/s, com uma permeabilidade ainda aceitável, porém aos quatro anos as velocidades de percolação eram da ordem de 0,3 cm/s e os revestimentos não podiam mais ser considerados como permeáveis (GANGA *et al.*, 1997).

Com a utilização pelo tráfego e o decorrer do tempo de vida do pavimento nas misturas dessa geração, a colmatção induz a uma perda de permeabilidade de até 50% nas zonas de tráfego de veículos e pode-se ter até permeabilidade nula nas zonas de pouco trânsito. Do mesmo modo, porém com proporção diferente, acontece redução no conforto quanto aos ruídos (MICHAUT, 1997).

Para evitar a rápida colmatção dessas misturas são necessárias limpezas periódicas com equipamentos existentes no mercado, já a partir do primeiro ano de utilização da via. Assim, com o objetivo de reduzir-se a frequência dessas limpezas, buscou-se aumentar o teor e vazios da misturas (RUBIO *et al.*, 1997).

b) Misturas asfálticas drenantes da segunda geração

Na busca de reduzir a colmatção inicial, constituíram-se misturas unicamente de material granular, apresentando em torno de 30% de vazios. A velocidade de escoamento passou a 2,0 cm/s, 60% a mais do que as primeiras misturas. Devido ao elevado teor de vazios a mistura apresentava maiores riscos de perda de integridade, utilizou-se então ligante modificado por elastômeros.

Na França experimentaram-se em 1991 essas novas misturas em trechos experimentais. As formulações testadas estão na tabela 3.1.

**TABELA 3.1: FORMULAÇÕES COM TEORES DE VAZIOS ELEVADOS
(GANGA *et al.*, 1997)**

Mistura	2/6 mm	2/10 mm	6/10 mm
Materiais			
2/6 mm	100 %	50 %	-
6/10 mm	-	50 %	100%
Asfalto com polímero e dope	3,5 %	3.5 %	3,0 %

Essas misturas postas em obra apresentaram:

- Teor de vazios próximos a 30 %;
- Velocidades de percolação quando recém construídos (sendo a compactação limitada a uma simples “alisagem do revestimento”) de 4 cm/s para as misturas 6/10 mm e em torno de 2 cm/s para as 2/6 e 2/10 mm;

- Na idade de 4 anos ocorria ainda grau de percolação satisfatório, em torno de 2 cm/s para as misturas 6/10 mm e 0,7 cm/s para as 2/6 e 2/10 mm.

Embora essas misturas pesquisadas respondessem plenamente aos objetivos de permeabilidade procurados, a integridade da textura foi alterada por desordens superficiais ocasionados por perdas de agregados no curso dos dois primeiros anos de utilização no campo, ocorrendo necessidade de otimização das mesmas. A ausência simultânea de areia e de finos e os baixos teores de ligante fragilizaram as ligações dos agregados nas misturas testadas em 1991 e foram certamente as causas das desordens superficiais ocorridas (GANGA *et al.*, 1997).

As fórmulas experimentais foram otimizadas para misturas 0/10 mm com baixa de percentagem de areia e 6/10 mm e 4/6 mm sem fração areia (tabela 3.2), mas com maior teor de finos no total, permitindo uma dosagem mais alta de ligante fortemente modificado.

TABELA 3.2: FORMULAÇÕES FRANCESAS OTIMIZADAS DE SEGUNDA GERAÇÃO (GANGA *et al.*, 1997)

Mistura	0/10 mm ($\cong 8\% < 2\text{mm}$)	4/6 mm ou 6/10 mm
Granulares < 2 mm	$\cong 8\%$	$\cong 3,5\%$
Finos Totais	2,5 – 4,5 %	2,5 – 4,5 %
Fibras	-	0 – 0,3 %
Ligante Modificado	4,7 – 5,2 %	4,0 – 5,0 %

Essas formulações foram utilizadas a partir de 1993 e estão em observação. Apresentaram teores elevados de vazios e de permeabilidade, mas não se pode ainda permitir uma hierarquização entre as duas famílias de curvas (GANGA *et al.*, 1997).

A evolução da permeabilidade média para essas misturas, medida pela velocidade de percolação ao longo dos quatro primeiros anos, é apresentada nas figura 3.7 e tabela 3.3.

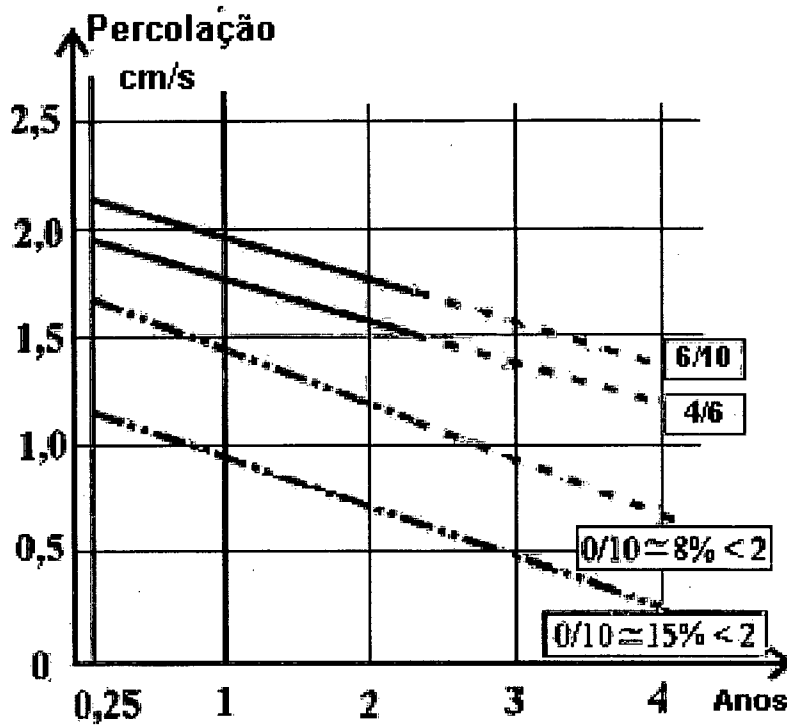


Figura 3.7: Evolução das velocidades de percolação (GANGA *et al.*, 1997)

TABELA 3.3: COMPARAÇÃO DA PERMEABILIDADE PELA VELOCIDADE DE PERCOLAÇÃO A 0,25 ANOS E 2 ANOS ENTRE MISTURAS DAS PRIMEIRA E SEGUNDA GERAÇÕES (GANGA *et al.*, 1997).

Mistura asfáltica	Primeira geração	Segunda geração		
Percolação (cm/s)	0/10(≈15%<2)	0/10(≈8%<2)	4/6	6/10
0,25 anos	1,2	1,7	1,9	2,2
2 anos	0,7	1,2	1,6	1,8

Nas misturas da empresa francesa COLAS com a composição otimizada para obter um elevado teor de vazios, superior a 25%, apresentam-se duas alternativas: (MICHAUT, 1997):

- fração de areia de 15% a 7%;
- supressão total da fração de areia;

As formulações dessas misturas drenantes são apresentadas na tabela 3.4

**TABELA 3.4: MISTURAS DA SEGUNDA GERAÇÃO - EMPRESA COLAS
(MICHAUT, 1997)**

Composições Granulométricas Tipo					
Formula em %	6/10	0/2	filler	Fibra	Ligante
Com areia	93	6	1	-	4,7 %
Sem areia	97,8	-	2	0,2	4,7 %

As misturas com essas composições granulométricas apresentaram vazios iniciais entre 25% e 28% e teor de vazios comunicantes de 20% a 24%. A permeabilidade inicial obtida para as composições sem areia foi de 2,2 cm/s e naquelas com areia foi de 1,8 cm/s (tab. 3.5), todas superiores às misturas tradicionais (MICHAUT,1997). Após três anos de utilização na pista, essas misturas apresentavam teor de vazios superiores a 20%, o que é satisfatório se comparadas com as misturas drenantes tradicionais (PORTO, 1999).

**TABELA 3.5: EVOLUÇÃO DA PERMEABILIDADE - MISTURAS DA
SEGUNDA GERAÇÃO (MICHAUT, 1997)**

Evolução da Permeabilidade (em cm/s)					
	Pt Zero	1 ano	2 anos	3 anos	4 anos
Drenante tradicional	1,53	1,11/0,72	0,79/0,57	0,66/0,48	
Referência 1 com areia	1,71	1,38/0,72	1,19/0,59	0,80/0,54	
Referência 1' com areia	1,75	1,26	1,11/0,69		
Referência 2 sem areia	2,13	1,95/1,40	1,43/0,74	1,15/0,59	
Referência 3 sem areia	2,26	1,93/1,20	1,28/0,55	0,97/0,39	
Referência 4 com areia	1,73	1,45	1,15		
Referência 5 sem areia	2,64	2,25	1,65		
Referência 6 com areia	1,70	0,94	0,79		0,57
Referência 7 sem areia	1,58	0,80 *			

(*)= Valor extrapolado.

(**)= As referências 1 a 7 mencionadas na tabela referem-se à bibliografia mencionada, pelo autor MICHAUT (1997)

c) Misturas drenantes de terceira geração

São misturas asfálticas drenantes de concepção mais atual, ainda em desenvolvimento, e que apresentam teores de vazios superiores a 28% (MOMM, 2000).

3.4 CLASSIFICAÇÃO DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES QUANTO AO NÚMERO DE CAMADAS

Os concretos asfálticos drenantes podem ser classificados segundo a camada onde são utilizados e também quanto ao seu número, tais sejam:

- Camada de Superfície, em uma camada;
- Camada de Base, em uma camada;

- Camada de Superfície, em duas camadas drenantes.

3.4.1 Concreto asfáltico drenante em uma camada de superfície

O concreto asfáltico drenante é utilizado como uma camada de superfície (desconsiderada como camada estrutural), com características para atender às condições de rolamento (aderência, permeabilidade, drenabilidade), aos esforços tangenciais (desagregação), verticais (resistência à deformação permanente), à fadiga, etc...

A espessura da camada drenante normalmente é de 2,5 cm a 4 cm. O uso de camadas mais espessas, além de riscos de deformações permanentes, ainda não é expressivo, pois tem sido considerado que a capacidade de absorção da água com 4 cm é considerada suficiente. Camadas mais finas que 2,5 cm poderiam conduzir a um comportamento ruim sob chuvas fortes e poderiam reduzir a durabilidade da camada. (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990). A espessura de uso mais corrente é a de 40 mm, com exceção da Holanda com espessuras de 50 mm para as misturas 0/16. As camadas com espessuras de 40 – 50 mm visam tirar partido da capacidade de permeabilidade da mistura drenante e dos efeitos da porosidade elevada e contínua de toda a espessura da camada. Pesquisas têm sido realizadas para espessuras maiores, algumas até com 10 cm, para aumentar o ganho sobre a absorção acústica e verificou-se que ao aumento de espessura acompanha uma melhor absorção das baixas frequências, que é um elemento favorável nos casos de elevado tráfego de veículos pesados.

A impermeabilização na camada de suporte da camada drenante, que deverá estar em bom estado, é uma condição **imperativa** e, se a camada de suporte ainda não estiver degradada, uma pintura de emulsão com taxas de 350 a 500 g/m² residual tem se mostrado suficiente (CORTÉ, 1997).

3.4.2 Camada de base

A utilização em camadas de base tem sido aplicada principalmente com a finalidade de estocar a água da chuva. O seu uso, com ou sem revestimento drenante, tem se constituído em uma solução interessante de controle das águas pluviais em meio urbano.

A estocagem temporária da água na base permite a atuação como **Pavimento Reservatório**, acumulando parte da água pluvial e oferecendo uma redução na velocidade de escoamento dessas águas. Tem sido particularmente interessante seu uso em grandes superfícies revestidas, como as zonas de estacionamento de grandes centros comerciais em regiões de precipitações intensas, onde a atuação como pavimento reservatório atenua danos causados por chuvas intensas além de permitir a estocagem de quantidades de água.

Para as vias onde a base porosa deva assegurar uma estocagem de água utiliza-se uma mistura betuminosa drenante entre 10 a 20 cm de espessura segundo o tráfego que suportará e assentada sobre uma camada de fundação constituída por agregados não tratados com espessura entre 15 e 40 cm (CORTE, 1997).

3.4.3 Camadas de superfície em duas camadas drenantes

Dois são os conceitos principais quanto à utilização em duas camadas e diferem principalmente quanto às espessuras das camadas e às suas granulometrias:

a) Conceito “TWINLAY”

Essa concepção de revestimento teve origem na Holanda em 1990 e refere-se a uma camada de rolamento com 2,5 cm de espessura, com agregados de granulometria 4/8 em torno de 94%, sem areia, em torno de 6% de finos, e com 6,5% de teor de ligante.

Essa camada:

- Apresenta boa aderência para numerosos pontos de contato;
- Produz fraco ruído de rolamento do tráfego devido ao pequeno tamanho dos agregados;
- Visa jogar função de filtro para capturar os poluentes na superfície e, assim, facilitar operações de limpeza;

Essa camada assenta-se sobre outra camada drenante, com 5 cm de espessura, confeccionada com agregados de diâmetro máximo maior (fração 11/16) uma pequena quantidade de areia (em torno de 10%) e 3% de finos.

Essa camada assegura:

- Constituir um volume importante de estocagem de água;
- Permitir uma evacuação rápida da água devido às elevadas dimensões dos vazios;
- Absorver os ruídos de rolamento (CORTÉ, 1997).

b) Conceito DDL (Double Draining Layer)

Semelhante ao conceito TWINLAY, foi experimentada na Itália em 1995 e refere-se a uma espessura de 1,5 cm na camada superior, com os agregados sob uma fórmula 0/6 descontínua, constituída de 84% de agregados fração 4/6, com 8% de areia 0/2 e 8% de finos. A camada inferior tem uma espessura de 3,5 cm e a mistura apresenta agregados mais graúdos (fração 8/12) também com 8% de areia 0/2 e 8% de finos (CORTÉ, 1997).

Também nessa concepção a camada superior é concebida para atuar como um filtro e a inferior, com granulometrias maiores e maior habilidade de drenagem, atua principalmente para uma descarga das águas da chuva e das impurezas carreadas pela água.

As duas misturas são combinadas para atuar como uma única. A reduzida espessura da camada superior facilita as operações de limpeza.

3.5 CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES A FRIO

Os concretos asfálticos drenantes a frio tem sido pesquisados e estudados principalmente na França e na Espanha, que apresenta cerca de 68.500.000 m² de área pavimentada com esses concretos, onde são empregados com a função principal de drenar a água superficial, bem como nos Estados Unidos, onde são utilizadas principalmente como superfícies antiderrapantes (PORTO, 1999).

3.5.1 Características dos concretos drenantes a frio na Espanha

Na Espanha, onde, em 1991, aproveitando-se de experiências anteriores com misturas a frio e das excelentes características das misturas a frio com ligantes

modificados, projetou-se uma pavimentação (rodovia A-4, Sevilha-Cádiz) com capa de 3 cm de espessura. Utilizaram-se misturas betuminosas a frio abertas, do tipo AF-10 (tabela 3.6) com emulsão catiônica obtida a partir de um asfalto modificado por elastômeros. A aplicação fez-se sobre uma superfície total de 120.000 m², em um tramo que suportava 10.000 veículos/dia, com 10% de veículos pesados.

TABELA 3.6: GRANULOMETRA ESPANHOLA AF-10 (HERNANDEZ, 1997)

Peneiras (mm)	12,5	10	5	2,5	0,08
% passante	100	70-90	15-40	0-5	0-2

Os controles realizados na mistura apresentaram um teor médio de emulsão de 6,8 %. Os vazios da mistura chegaram a 29,4 % e o tempo da evacuação medido com o Permeâmetro LCS foi de 11 segundos. Após dois meses da execução da obra, os valores encontrados eram de 26,8% de vazios e 14 segundos o tempo de evacuação da água. Transcorridos 6 anos de utilização da pista, a capa drenante se mantinha em uso e em bom estado geral (HERNANDEZ, 1997).

3.5.2 Emulsões para concretos asfálticos drenantes a frio utilizadas na Espanha

As normas vigentes na Espanha prescrevem para a fabricação de misturas a frio as emulsões betuminosas aniônicas ou catiônicas, de ruptura média.

São emulsões com teores elevados de ligante, em torno de 70%, com elevada viscosidade, que favorece a formação de películas grossas do ligante que recobre o agregado, e com conteúdo de fluidificantes (5 a 10%) que favorecem a adesividade agregado-ligante e plastificam ligeiramente o ligante residual, favorecendo a trabalhabilidade e a flexibilidade da mistura (HERNANDEZ, 1997).

Como ilustração, a tabela 3.7 apresenta algumas das características da emulsão catiônica de ruptura média, modificada por elastômeros, denominada PROBIMUL CM e utilizada na confecção de concreto drenante a frio na rodovia espanhola N-623, entre Burgos e Santander.

**TABELA 3.7: CARACTERÍSTICAS DA EMULSÃO ASFÁLTICA
ESPANHOLA PROMIBUL CM (RUBIO, 1997)**

Características	Unidade	Norma	Resultado
Betume asfáltico residual	%	NLT 139/84	63
Conteúdo de água em volume	%	NLT 137/84	32
Fluidificantes por destilação (em volume)	%	NLT 139/84	6
Viscosidade Saybolt Furol a 50° C	s	NLT 138/84	114
pH	pH	NLT 195/92	4,1
Sedimentação aos 7 dias	%	NLT 140/84	0
Índice de Ruptura	%	NF (T66-017)	112
Resíduo da destilação			
Penetração (25° C, 100g, 5s)	0,1 mm	NLT 124/84	130
Ductilidade (23° C, 5 cm/min)	cm	NLT 126/84	>100

3.6 EVACUAÇÃO LATERAL DA ÁGUA PERCOLADA

Nas rodovias a água drenada pela camada drenante deve sair lateralmente, para o bordo da pista. Para tanto, o acostamento poderá ser executado com camada drenante, de modo a se evitar diferenças de altura entre o pavimento e o acostamento que afetem a segurança do tráfego. Problemas da colmatação dos vazios são maiores nos acostamentos, do que nas faixas de tráfego, devido à ausência do efeito limpante do tráfego. Para evitar-se essa situação, é usual revestir os acostamentos, executados em concreto asfáltico drenante, com uma camada impermeável, já durante a própria construção (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990).

Nas vias urbanas são necessários cuidados adicionais para que a água não fique confinada junto ao meio-fio. A evacuação se dá para condutores laterais, destacando-se, dentre esses, as caixas longitudinais e os drenos longitudinais pre-fabricados.

3.6.1 Caixas laterais

- a) **Caixa longitudinal de seção reta:** Nesse sistema a capa impermeável se estende por toda a largura da via enquanto que a camada drenante é interrompida a uma certa distância do meio-fio, formando uma caixa longitudinal de seção reta, na qual deságuam as águas provenientes da camada drenante conforme a fig. 3.8 (a). É um sistema de fácil execução, de custo reduzido e com facilidades também para a limpeza. Porém pode comprometer a comodidade e a segurança de pedestres, deficientes físicos e ciclistas se a abertura da caixa for superior a 5 cm (aproximadamente) (fig. 3.8 a).
- b) **Com inclinação:** Similar à anterior, difere pela forma inclinada de executar a caixa (figura 3.8 (b)). Apresenta mais facilidades aos pedestre, ciclistas e deficientes físicos, porém é de execução mais difícil que o sistema anterior.
- c) **Meio-fio conformado:** O meio-fio é ao mesmo tempo caixa coletora das águas provenientes da camada drenante (fig. 3.8 (c)). Permite segurança aos pedestres, ciclistas e deficientes físicos e apresentam facilidade de limpeza. Porém é solução com custos mas elevados do que os dois anteriores e exige cuidados com a resistência da parte superior do meio-fio (GARCIA *et al.*, 1997).

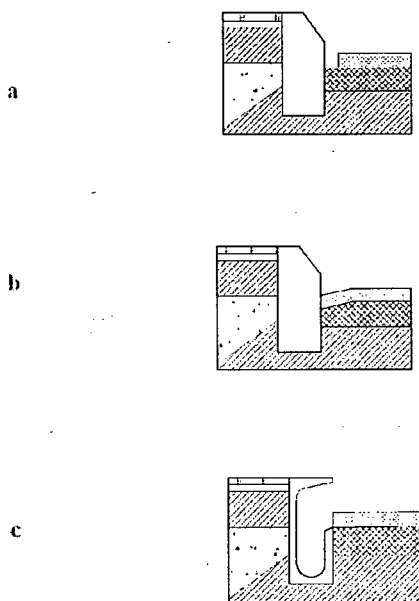


Figura 3.8: Caixas laterais para evacuação da água em vias urbanas (GARCIA *et al.*, 1997)

3.6.2 Drenos longitudinais pré-fabricados:

- a) **Superficial com ranhuras superior e lateral:** Esses drenos permitem entrada de água na face superior e na face lateral em contato com o pavimento drenante. Oferecem vantagens de fácil colocação, boa estética, segurança e facilidades de limpeza, porém são de custos elevados (fig 3.9 (a)).
- b) **Abaixo do passeio com meio-fio perfurado:** O meio fio possui uma série de perfurações que permitem comunicação entre a camada drenante e o sistema coletor. Semelhante ao anterior, porém com maior dificuldade de execução e limpeza (fig 3.9 (b)).
- c) **Dreno profundo:** Trata-se de dreno longitudinal de tubo perfurado colocado em cota inferior ao do pavimento drenante. A camada drenante é mais espessa junto ao meio-fio, o que permite o armazenamento e escoamento da água. Esteticamente é uma solução excelente e sem quaisquer desvantagens aos pedestres, ciclistas e deficientes físicos. É uma solução cara e de difícil execução quando executada em pistas já concluídas, além de apresentar riscos de colmatção (fig 3.9 (c)) (GARCIA *et al.*, 1997).

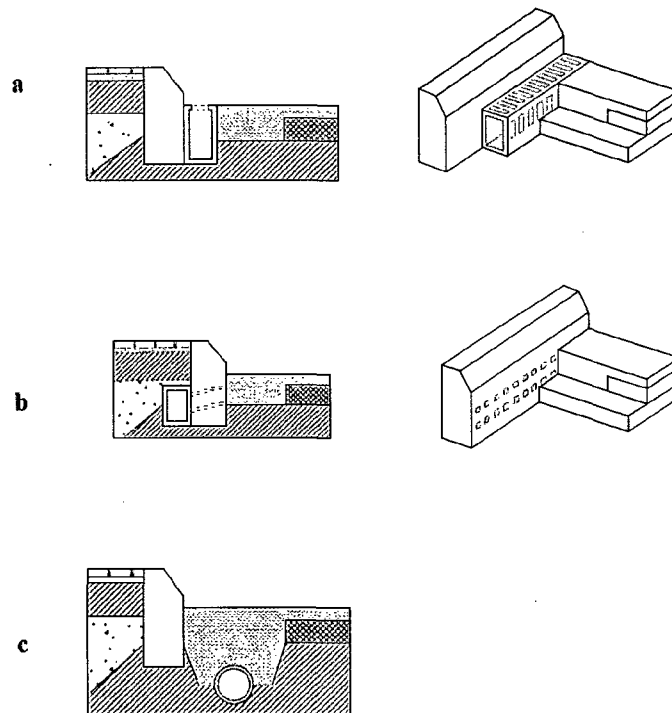


Figura.3.9: Drenos longitudinais pré-fabricados (GARCIA *et al.*, 1997)

3.7 AGREGADOS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Os materiais granulares para utilização em concretos asfálticos drenantes devem ser escolhidos considerando-se que serão destinados para uma camada delgada, de topo e, portanto, deverão apresentar boa resistência à fragmentação, boa e estável macrotextura e um intertravamento adequado. Desse modo, a qualidade apresentada pelos agregados é fundamental, pois a resistência à deformação permanente na mistura drenante deve-se quase que exclusivamente ao atrito interno do esqueleto mineral. Os agregados graúdos devem formar um esqueleto mineral resistente e estável para o qual se exige resistência à fragmentação e à abrasão (desgaste Los Angeles entre 18-20), boa forma (definida por percentagens de lascas e agulhas ou índices de forma), alta percentagem de faces fraturadas e limpeza. Devido ao elevado teor de vazios nos concretos asfálticos drenantes e as suas características de alta permeabilidade, que permite passagem de água no interior da mistura, é exigida uma boa adesividade com o ligante em presença da água e, fundamentalmente, os agregados devem ser não alteráveis (RUIZ, 1997).

O agregado graúdo deve ter uma resistência adequada ao polimento acelerado. Geralmente se exige um Coeficiente de Polimento Acelerado de 0,50 em países como a Bélgica ou a Suíça, ou superior, como na Alemanha onde é exigido 0,55. Países como a Espanha reduzem esse polimento acelerado para 0,45 devido a grande macrotextura que essas misturas apresentam. Em alguns países é assinalado que nas misturas drenantes o agregado está menos protegido e sofre o polimento com maior facilidade e que o agregado graúdo é o único que contribui para a microtextura. Por essa razão seu coeficiente de polimento acelerado deve ser igual ou maior do que o das misturas convencionais. Países como a França e a Bélgica ainda incluem a exigência do Micro Deval a úmido (RUIZ, 1997).

As características de fabricação dos agregados são estritamente controladas, em relação à granulometria e aos índices de forma (LEFEBVRE, 1997).

A qualidade do agregado fino constitui um aspecto fundamental no comportamento dessas misturas. Essa preocupação com a qualidade dos agregados deve-se a que a quantidade destes agregados na mistura é muito baixa e assim suas características são muito críticas na coesão do conjunto. Também a baixa quantidade de areia pode

exigir adição de filler. Alguns países aceitam o pó procedente dos agregados, porém em outros se obriga a adição de fillers comerciais como o carbonato de cálcio ou cimento, ou de uma certa percentagem de cal hidratada (1–2%). Nesse último caso, argumenta-se que a cal melhora a adesividade e a resistência ao envelhecimento do mastique (RUIZ, 1997).

Quanto ao cimento há restrições ao seu uso devido à possibilidade de favorecimento de deformações permanentes (MOMM, 2000).

O filler é uma das variáveis que se pode utilizar para melhorar bastante a adesividade ligante-agregado e baixar muito as perdas no Ensaio Cántabro. Também o filler é determinante no escorrimento que a mistura pode apresentar. Pode-se observar que os carbonatos cálcicos industriais tendem a produzir mais escorrimentos se comparados, utilizando-se da mesma curva granulométrica, com cimento (SOTO, 1997).

As exigências quanto aos agregados e os ensaios respectivos variam entre os diversos países (Tabela 3.8).

TABELA 3.8: ESPECIFICAÇÕES DOS AGREGADOS EM ALGUNS PAÍSES EUROPEUS (RUIZ,1997)

País	Resistência à fragmentação	Forma	Coefficiente de polimento acelerado	Observação
Alemanha	18 (Resistência ao impacto)	3:1 comp./Espessura)	55	
Áustria	18 (Resistência ao impacto)	< 15 % com forma inadequada	50	
Bélgica	15 (Los angeles) 10 (Micro –Deval) (*)	0,390 (índice de forma)	>50	(*) Estes valores admitem uma compensação entre eles de 5 pontos
Espanha	20 (Los Angeles)	25 (índice de lascas)	45	
França	Los Angeles +Micro Deval 35	15 (índice de forma)	>50 **	(**) Pode reduzir-se a 0,45 compensando-se com a soma LA+MD
Holanda	<44 (resistência à compressão)	-	>53	
Reino Unido	<12 (Abrasão)	<25 (índice de forma)	Depende da zona	

3.8 PRINCIPAIS LIGANTES UTILIZADOS NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Nas misturas drenantes é de grande importância a contribuição do ligante no comportamento mecânico do aglomerado final, principalmente se for levado em consideração que o teor elevado de vazios põe em evidência as propriedades de coesão interna do ligante, responsáveis em evitar os desgarramentos de agregados pela ação do tráfego.

Muitos dos danos em uma mistura asfáltica são consequência do desprendimento do ligante na interface do mesmo com o agregado. O processo é acelerado pela ação da água e da umidade.

A resistência de uma mistura asfáltica depende não só do intertravamento e do arranjo dos agregados mas também da capacidade de coesão do ligante asfáltico. A capacidade do ligante em aderir à superfície do agregado, ou seja, a adesividade, pode ser melhorada com a utilização dos melhoradores de adesividade. Os três tipos de melhoradores utilizados tradicionalmente são:

- Cimento portland;
- Cal hidratada, utilizada principalmente nos EUA desde o início do século XX;
- Aditivos químicos líquidos, que atuam fazendo decrescer a tensão superficial entre o ligante e o agregado, promovendo maior cobertura do agregado. Esses aditivos podem afetar a consistência/viscosidade dos ligantes, tornando-os mais moles e mais suscetíveis à variação da temperatura, aumentando o seu potencial de envelhecimento e diminuindo sua resistência à deformação permanente em altas temperaturas (BERNUCCI et al., 1999).

Nos concretos afálticos drenantes, com a caracterização de mistura aberta, o processo de envelhecimento é mais acelerado devido à maior superfície de contato com a ação oxidante do meio ambiente (COBO, 1997). Desse modo, também se procura compensar com um aumento na espessura do filme de ligante, porém dentro de espessuras que não comprometam o teor de vazios (CORTÉ, 1997).

Na seleção dos ligantes os fatores tráfego e clima devem ser considerados. Asfaltos mais moles (alta penetração) podem conduzir a deformações permanentes nas misturas sob altas temperaturas, principalmente sob tráfego pesado. Por outro lado, asfaltos mais duros podem produzir uma camada quebradiça em clima frio.

Deve-se ter em conta o efeito da penetração no envelhecimento do ligante. Assim, os asfaltos mais brandos tardam mais em chegar a um nível de penetração considerado crítico para as misturas drenantes. O nível de penetração crítica no Reino Unido é estimado como sendo da ordem de $15 \cdot 10^{-2}$ mm.

Por outro lado, os ligantes não devem ser demasiado brandos, pois podem alojar-se nos vazios da mistura e até produzirem instabilidades. Nos países de clima frio ou temperado, bem como nas estradas de baixo volume de tráfego, de um modo geral o equilíbrio se encontra nos CAP 80/100. Nos países de clima quente, especialmente com tráfego pesado, a escolha é pelos CAP 60/70, porém na França o CAP 35/50 é utilizado em casos excepcionais (RUIZ, 1997).

As elaborações de misturas drenantes formuladas classicamente com os asfaltos puros tem sido numerosas em vários países e na França esses ligantes comportam sistematicamente um dope para melhorar a adesividade. O país que mais decididamente opta pela utilização de asfaltos puros é a Holanda, onde os asfaltos modificados são recomendados somente para as situações críticas quanto aos esforços tangenciais. Nos demais países, a tendência é a utilização de asfaltos modificados ou com aditivos (CORTÉ, 1997).

Os asfaltos modificados são essencialmente os asfaltos modificados por polímeros elastômeros ou plastômeros, que visam conferir à mistura melhores qualidades e durabilidade. Também tem sido corrente a utilização de borracha proveniente da reciclagem dos pneus. Os aditivos utilizados são principalmente fibras minerais, como a de amianto ou de vidro, ou fibras orgânicas como a celulose.

Distinguem-se duas grandes famílias de polímeros utilizados nos asfaltos para pavimentação:

- **Polímeros Termoplásticos:** Apresentam comportamento semelhante ao do betume quando em temperatura elevada, ou seja, amolecem com o efeito do calor. Os

empregados mais comumente são o polietileno (PE), o polipropileno (PP) e copolímeros de etileno-acetado de vinila (EVA), mas esta última família de polímeros, no entanto, carece de propriedades elásticas acentuadas.

- **Elastômeros:** Dentro dessa grande família os mais conhecidos por seu uso em modificação de betumes são os copolímeros de estireno-butadieno-estireno (SBS) e o etileno-propileno-dieno (EPDM). Esses polímeros, diferentemente dos da família anterior, contribuem de forma substancial para as melhorias das propriedades elásticas e da coesão (SOTO, 1997).

Nos elastômeros SBS o estireno confere ao asfalto viscosidade importante em temperaturas elevadas, enquanto que o butadieno confere ao ligante uma grande elasticidade em uma larga faixa de temperaturas e, mais particularmente, em baixas temperaturas (PORTO, 1999). Assim os polímeros SBS diminuem a susceptibilidade térmica do ligante, sobretudo à fragilidade no frio, e aumentam a coesão, melhorando os concretos drenantes quanto aos arrancamentos e cisalhamento (SERFASS *et al.*, 1997).

Porém, em qualquer caso, a incorporação de polímeros ao betume, dará lugar a interações entre as moléculas do primeiro e os componentes do segundo, produzindo alterações no sistema coloidal do betume e mudando propriedades reológicas do ligante original, melhorando as propriedades mecânicas numa grande faixa de temperatura (SOTO, 1997).

As principais vantagens apresentadas pela incorporação dos polímeros ao cimento asfáltico, entre outras, são (REIS *et al.*, 1996):

- Diminuição da Susceptibilidade Térmica, que caracteriza a variação da consistência do betume com a temperatura. A incorporação do polímero reduz essa propriedade, ampliando a faixa que separa a fragilidade a frio do amolecimento a quente. Assim, possibilita aumento na faixa de temperatura de serviço, que é relativamente estreita para os asfaltos convencionais;

- Melhor característica adesiva e coesiva. A coesão é definida como a energia necessária para romper a película do ligante que varia em função da temperatura;

- Maior resistência ao envelhecimento;
- Recuperação plástica: é melhorada com a adição de polímeros, melhorando a resistência a deformação permanente;
- Elevação do Ponto de Amolecimento, definido como a menor temperatura na qual o ligante começa a escoar, aumenta com a adição do polímero;
- Diminuição do Ponto de Ruptura Frass.

A utilização de asfaltos modificados baseia-se na relação custo/benefício. Os ligantes modificados implicam em custos iniciais inevitavelmente mais elevados o que torna seu emprego proibitivo em determinadas circunstâncias, principalmente porque os estudos existentes não são conclusivos sobre eventuais economias a longo prazo. Na França ocorrem dúvidas com relação a esse uso, assinalando-se que há poucos exemplos claros em rodovias em que se constata melhora de comportamento (maior durabilidade) com o uso de polímeros. Também se deve considerar que a utilização de asfaltos modificados aumenta o tempo de permanência da cobertura de ligante nos agregados superficiais, na face do contato pneu/pavimento, e, desse modo, a capa permanece mais tempo na condição de reduzida aderência pneu/pavimento (RUIZ, 1997).

Os países que utilizam os asfaltos modificados o fazem devido às seguintes considerações:

- Permitem aumentar a espessura da película sem que ocorram escorrimientos;
- Permitem aumentar a temperatura de fabricação para melhorar a adesão agregado–ligante;
- Melhoram a resistência ao arrancamento das partículas tanto em temperaturas elevadas (devido a sua maior viscosidade) como nas temperaturas mais baixas (devido a sua maior deformabilidade);
- Há melhor manutenção dos vazios da mistura com o correr do tempo, evitando a densificação em altas temperaturas.

As percentagens de ligante utilizadas em concreto asfáltico drenante são da ordem de:

- Asfaltos puros : 4,3 – 4,8%;
- Asfaltos modificados por polímeros: 4,5 – 5,2%;
- Betumes com fibras: 5 – 5,5% nos asfaltos puros e 5,5 – 6,8% nos asfaltos modificados;
- Asfaltos modificados com borracha de pneus: 5,5 – 6,5%;
- As emulsões são utilizadas na confecção dos asfaltos drenantes a frio. As desenvolvidas na Espanha utilizam emulsões modificadas com látex, ou preferencialmente de asfaltos modificados. Essas últimas são emulsões com percentagens de betume residual em torno de 65% , com asfaltos duros (penetração no asfalto residual de 100 e temperatura do Ensaio de anel e bola em torno de 65);
- Nas misturas com baixa percentagem de areia, as percentagens de asfalto (modificado) são ligeiramente inferiores as citadas (RUIZ, 1997).

A tabela 3.9 apresenta os principais tipos de ligantes utilizados em alguns países da Europa para a confecção de concretos asfálticos drenantes.

TABELA 3.9: PRINCIPAIS TIPOS DE LIGANTES UTILIZADOS EM PAÍSES DA EUROPA PARA CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES (RUIZ, 1997)

País	% betume	% vazios	Tipo de ligante
Alemanha	0/11 : 5,3-6,5	24-28	Modificado com polímeros
Áustria	5,2	17	Modificado com polímeros
Bélgica	Puro ou modificado : 4,5 Borracha-asfalto: 5,5-6,5	Média: 19-25 Individual : 16 –28	-Puros 80/100 -modificados -Asfalto borracha de pneus
Espanha	4,5	20	Asfalto puro 60/70 e 80/100, dependendo do clima
França	-	20-28	Asfaltos puros ou modificados
Holanda	4,5	20	Puros 80/100
Reino Unido	-	-	Tipo 100 ou 200

Segundo SILLER (1997), na dosagem do ligante também pode ser considerado que um pequeno aumento do teor de betume não influi de modo espetacular na redução dos vazios e afirma:

“Utilizar a mais alta percentagem de ligante possível, sem que se chegue a produzir escorrimentos, respeitando, logicamente o número de vazios procurados” (SILLER, 1997).

Dessa forma haverá uma maior vida da mistura, retardando o seu envelhecimento.

3.9 PROJETO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DRENANTES

3.9.1 Curvas granulométricas contínuas

A relação entre a graduação dos agregados e a performance da mistura asfáltica foi reconhecida desde o início dos métodos de projeto das misturas asfálticas (HUBER, 1992). No projeto de uma mistura granulométrica busca-se um grande atrito interno para maximizar a sua resistência à deformação e a ruptura por cisalhamento. Nas granulometrias contínuas as especificações exigem agregados com tamanhos

determinados e proporções determinadas para cada tamanho de partícula (MOMM *et al.*, 1996). Os vazios deixados pelos grãos maiores são preenchidos pelos grãos menores e, conseqüentemente, obtém-se uma mistura com a máxima densificação e um mínimo de vazios.

É necessário que os grãos menores apenas preencham os vazios deixados pelos grãos maiores, mas não impeçam o contato entre os grãos maiores.

As curvas de granulometria contínua podem ser representadas pela equação:

$$p = 100(d/D)^n \quad [3.1]$$

Sendo: p = % passando na peneira d ;

D = diâmetro máximo do agregado (mm);

n = expoente.

Na chamada equação de Fuller o expoente n que traduz a máxima densificação é igual a 0,5, porém na prática o expoente n está próximo de 0,45.

Se “ n ” for maior que 0,55 a mistura não apresentará finos para preencher os vazios e se for menor que 0,35 haverá um excesso de finos que impedirá o contato entre os grãos maiores (SANTANA, 1983).

3.9.2 Curvas granulométricas para misturas asfálticas drenantes

As granulometrias dos concretos asfálticos drenantes apresentam uma descontinuidade na curva granulométrica e essa descontinuidade será a responsável pelo teor de vazios comunicantes, que deve ser otimizado, e daí oferecendo permeabilidade à mistura.

Em algumas formulações a descontinuidade poderá não ser bem definida, ou seja, sem a eliminação dos materiais de determinadas peneiras. Em outras, para obtenção de misturas com alto teor de vazios, são estabelecidas descontinuidade bem definidas com a eliminação de algumas peneiras na curva granulométrica. A descontinuidade

pode variar com o tamanho máximo adotado. No atual estado da arte, os concretos drenantes mais eficientes são os que apresentam lacuna bem definida na curva granulométrica e sem areia, mas com filler.

Em alguns países são feitas misturas com descontinuidade entre os tamanhos 2 mm e 6 mm para se conseguir contato direto entre os agregados mais graúdos e permeabilidade inicial maior e mais duradoura com o tempo. Na maioria desses países o conteúdo que passa na peneira 2,5 mm se encontra entre 10% e 20% e, mais freqüentemente, entre 10% e 15%, enquanto que o conteúdo de filler se situa em torno de 5% (RUIZ, 1997).

No início do desenvolvimento das misturas drenantes trabalhava-se com agregados nas proporções 85/15, ou seja, 85% dos agregados graúdos e 15% de agregados mais finos e que passam pela peneira 2 ou 2,5 mm. Atualmente, as percentagens utilizadas nas misturas drenantes convencionais não estão muito distantes desses princípios.

Geralmente, para as capas convencionais de 4 – 5 cm há duas tendências:

- a) Uma faz utilização de tamanhos máximos elevados, de até 20 mm, que aumentam a permeabilidade da mistura ainda que diminuam a efetiva redução de ruídos e podem produzir arrancamentos na capa.
- b) A segunda, com tamanhos máximos de 10 mm, menos drenantes porém muito eficientes na redução de ruídos e ao deslizamento (RUIZ, 1997).

3.9.3 O projeto das misturas asfálticas drenantes

O projeto de mistura dos concretos asfálticos drenantes busca obter misturas com resistência à desagregação e permeabilidade, além da resistência às deformações permanentes. Fundamentalmente, deve-se obter um máximo possível de teor de vazios que não comprometa a resistência à desagregação e às deformações causadas pelo tráfego, mediante o uso de agregados e asfaltos de melhor qualidade, granulometria especial e dosagem adequada em laboratório (ROJAS *et al.*, 1999).

Uma vez selecionados os materiais constituintes, a dosificação do ligante é baseada fundamentalmente em teor mínimo de asfalto que assegure:

- Resistência adequada à desagregação;
- Película espessa de asfalto sobre os agregados para evitar o envelhecimento prematuro do ligante;
- Resistência adequada à ação da água.

Por outro lado, deve-se ter em conta teor de ligante limitado que:

- Assegure uma certa percentagem de vazios comunicantes para conseguir rápida percolação e evacuação da água;
- Não escorra dos agregados na fabricação, transporte e colocação na obra. (RUIZ, 1997).

Ou seja, é necessária a busca de teor de asfalto **mínimo** que assegure a resistência contra a perda de partículas da mistura e um teor **máximo** para manter a permeabilidade da mistura.

3.9.3.1 Ensaio Cántabro

Na verificação da resistência da mistura à desagregação o ensaio usualmente utilizado é o Ensaio Cántabro, originário e desenvolvido na Espanha como um método de simulação que reflete os mecanismos de deterioração a que estão sujeitas as misturas drenantes na capa de rolamento. Esse ensaio consiste em uma análise das perdas que um corpo de prova Marshall, compactado com 50 golpes em cada face, sofre quando colocado num aparelho de Abrasão Los Angeles, sem as esferas de aço. O resultado é dado em percentagem de perda de peso após 300 revoluções no tambor. A perda máxima admitida é de 25%.

O desgaste é calculado pela expressão:

$$P = \frac{(P1 - P2).100}{P1} \quad [5.2]$$

Onde P = Valor da perda por desgaste em %;

P1 = massa inicial do corpo de prova em gramas;

P2 = Massa final do corpo de prova em gramas.

O ensaio Cántabro permite determinar o teor mínimo de asfalto da mistura. Reproduz, diferentemente do Ensaio Marshall, do ensaio de Compressão Simples ou de Tração Indireta, tendências observadas no desprendimento de agregados das misturas drenantes colocadas em pistas. Os ensaios de tração indireta, Marshall e compressão simples apresentam melhores resultados em laboratório quando o CAP é mais duro, porém, quando colocado na obra e sujeito ao tráfego tem-se observado que nos betumes mais duros (penetração menor que $40 \cdot 10^{-2}$ mm) há aumento na perda de agregados.

O ensaio Cántabro reflete também os efeitos da variação do teor de asfalto, areia e filler na pista.

O ensaio ainda pode ser realizado com os corpos de prova após submersão. Comparam-se os resultados com o de corpos de prova não submergidos para se determinar a susceptibilidade da mistura com a ação da água (RUIZ, 1997).

O ensaio Cántabro é o ensaio mais utilizado para as misturas drenantes, e, ainda que só esteja normatizado na Espanha e na Bélgica, tem sido utilizado por muitas empresas construtoras para dosificação de suas misturas. O ensaio Cántabro, por meio da verificação da deterioração, é o que mais se distingue da maioria dos demais ensaios usuais das misturas betuminosas, pois enquanto os ensaios usuais normalmente valorizam a estabilidade das misturas, ou a sua resistência à tração ou compressão, onde há uma grande importância do esqueleto mineral dos agregados, no ensaio Cántabro é valorizado o efeito do mastic e do ligante para manter os agregados em coesão (PÉREZ-JIMENÉS *et al.*, 1997a).

Porém há que ressaltar que nos países onde o ensaio não é utilizado critica-se a ausência de dados comparativos com resultados em pistas de rodovias que demonstrem a validade do método para classificar materiais ou as diferenças que se obtém no ensaio a favor dos asfaltos modificados, que segundo esses países, não se correspondem com os resultados práticos quanto a resistência a desintegração (RUIZ, 1997).

Ainda, o ensaio Cántabro é especialmente sensível à temperatura, e também pode ser afetado pelo tamanho máximo do agregado que compõe a mistura. Quando se reduz a temperatura do ensaio a mistura se torna mais frágil e aumentam as perdas no Cántabro e, ao contrário, quando a temperatura é mais elevada diminuem as perdas (PÉREZ-JIMENÉS *et al.*, 1997a).

Ensaio misturas asfálticas com teor de 4% de ligante e quatro granulometrias (tabela 3.10), em diferentes temperaturas, observou-se as variações apresentadas na tabela 3.11.

TABELA 3.10: GRANULOMETRIAS UTILIZADAS PARA COMPARAÇÕES DE ENSAIO CÁNTABRO (PÉREZ-JIMENÉS *et al.*, 1997a)

Granulometria	G-1	G-2	G-3	G-4
Peneira UNE mm				
12,5	100	100	100	100
10	82	100	100	100
5	38	100	100	100
2,5	6	20	10	0
0,63	0	0	0	0

TABELA 3.11: VARIAÇÕES COM A TEMPERATURA NA PERDA NO ENSAIO CÁNTABRO (PÉREZ-JIMENÉS *et al.*, 1997a)

Temp. (° C)	Perdas (%)			
	G-1	G-2	G-3	G-4
-30	100	49,3	52,4	74,6
-10	92,3	44,3	48,7	58,2
10	63,5	32,7	35,3	40,1

Observou-se que o tamanho máximo do agregado também pode ter efeito sobre a dispersão dos resultados. Quanto maior é esse diâmetro, mais o mesmo pode ter influência para o número de partículas perdidas.

Finalmente, observa-se que, quando a resistência no ensaio é boa, com perdas inferiores a 35–40%, os resultados saem agrupados, enquanto que nas misturas menos resistentes, entre 50–60% de perdas, a variação dos resultados pode ser grande (PÉREZ-JIMENÉS *et al.*, 1997a).

Na França o ensaio Cántabro não é especificado, porém é praticado às vezes por algumas empresas. Nesse país há uma tendência a por-se em dúvida que exista uma relação entre os resultados do ensaio e o risco de degradação por arrancamentos. O resultado do ensaio é fortemente melhorado quando se utiliza asfalto modificado ou com fibras. Nesse caso, considera-se que, no estado atual dos conhecimentos, após 8 anos decorridos entre o ensaio e o uso da mistura na pista, não é possível se medir a evidência do ensaio para esse tipo de degradação para um pior comportamento no ensaio dos concretos drenantes com betumes puros, quando comparados aos com asfaltos modificados. Deste modo, na França, a formulação é fundamentada essencialmente sobre a utilização da Prensa ao Cisalhamento Giratória, para verificar a conformidade com as especificações de percentagem de vazios e sobre a verificação a manutenção na água pelo ensaio Duriez, porém nenhum ensaio mecânico é exigido pelas normas (BONNOT, 1997).

3.9.3.2 Ensaio de deformação permanente

A manutenção da regularidade da superfície do pavimento é fundamental para o funcionamento da sua permeabilidade. Por serem constituídos por misturas abertas aplicadas como camadas de superfície, os concretos asfálticos drenantes apresentam riscos de deformação permanente elevados. Dessa forma, alguns países fazem ensaios para o controle da deformação permanente através do uso de simulador de tráfego para a deformação permanente. Na França, esse ensaio que consiste em submeter placas de concreto asfáltico à ação dos pneus que descrevem sempre a mesma trajetória a uma temperatura de 60°C, é normalizado pela NF P 98-253-1 (1993). Ao longo da evolução do ensaio medem-se os afundamentos na trilha de roda.

Esse ensaio é feito em condições severas, ou seja, condição acelerada. Mas não estão estabelecidas relações diretas entre o comportamento no ensaio e o comportamento na pista, pois existem situações em que o concreto asfáltico apresenta um bom comportamento no campo e um comportamento ruim no ensaio. O que se pode afirmar com esse ensaio é que se o material não apresenta deformação em laboratório não apresentará riscos de deformações no campo (MOMM, 2000).

3.9.3.3 Condutividade hidráulica nas misturas drenantes

As características de condutividade de uma mistura drenante são dadas pela composição da curva granulométrica e pelos vazios que a graduação dos agregados permite na mistura asfáltica. É necessário que os vazios da mistura sejam interligados para que a condutividade da água aconteça. Essa importante característica de condutividade é afetada por:

- Tamanho máximo do agregado: Influencia a condutividade hidráulica e a escolha de valores maiores no tamanho nominal (aproximadamente 11 mm) são vantajosos;
- O concreto asfáltico drenante necessita de um teor de vazios mínimo inicial de 20% para manter a permeabilidade;
- A espessura da camada deve ser em torno de 5 cm. Normalmente tem se utilizado 4 cm, o que tem se mostrado suficiente para assegurar a permeabilidade;

- Declividade transversal suficiente na camada impermeável, normalmente de 2% (Na Holanda, tem se utilizado 2,5%) (SWART, 1997);
- Manutenção da liberdade do fluxo de água nas bordas da pista. Desse modo a água flui dentro do concreto asfáltico e pode ser facilmente drenada para fora da camada asfáltica;
- Alto volume de tráfego: Tráfego pesado e rápido ajuda a manter a porosidade devido ao efeito natural de limpeza (*unclogging*) dos pneus;
- O tráfego por si próprio não contribui para a colmatção dos poros. É importante que o concreto drenante não seja usado em locais expostos a poeiras;
- O asfalto drenante colmatará rapidamente nas interseções com rodovias não pavimentadas ou onde a velocidade do tráfego for baixa;

Equipamentos especiais tem sido desenvolvidos para a limpeza dos poros. Estes equipamentos são utilizados como medidas preventivas e não como saneadoras. Este fato deve-se à limpeza dos poros colmatados não ser bastante efetiva. (SWART, 1997).

3.9.3.3.1 Avaliação da permeabilidade

A condutividade hidráulica, expressa em cm/s, é função da vazão, da área transversal, do comprimento do percurso e da diferença de pressão. Existem diversos procedimentos para a avaliação da permeabilidade, porém normalmente são realizadas através de permeômetros de diversas procedências, cada qual com características próprias. Dois tipos de permeômetros são particularmente interessantes na avaliação do desempenho dos pavimentos drenantes: os permeômetros de carga hidráulica constante e os de carga hidráulica variável.

- a) **Permeômetro de carga hidráulica variável:** Funciona em regime transitório de escoamento e permite que determinado volume de água escoe entre uma determinada área da superfície de pavimento drenante. O ensaio é normalizado em diversos países. O aparelho das figuras. 3.10 e 3.11 é normalizado na França pela NF P 98-254-3 (1993).

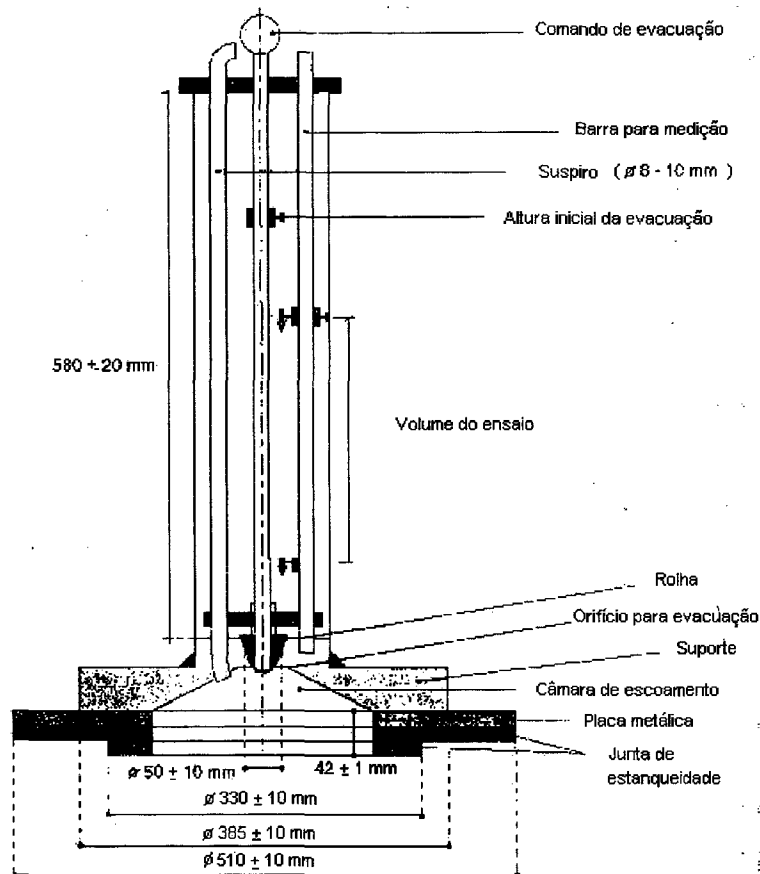


Figura 3.10: Esquema do permeômetro de carga variável, de campo, da NF P 98-254-3 (DI BENEDETTO *et al.*, 1996)

O procedimento do ensaio é o seguinte:

- a) O local é saturado com a injeção de 3 litros de água;
- b) Mede-se o tempo T necessário para escoar 4 litros de água entre as alturas fixadas de 47,5 cm e 21,5 cm em relação à base do aparelho.
- c) O tempo T é transformado em velocidade de percolação média v_p pela expressão:

$$v_p = 4000 / 490 * T \text{ em cm/s} \quad [3.5]$$

na qual:

4000 corresponde ao volume escoado (cm^3)

490 corresponde à seção de contato (diâmetro de 25 cm)



Figura 3.11: Permeâmetro de carga variável instalado sobre o pavimento

b) **Permeâmetro automático de carga hidráulica constante:** O esquema de aparelho do tipo normalizado na França pela NF P 98-254-4 está na figura 3.12.

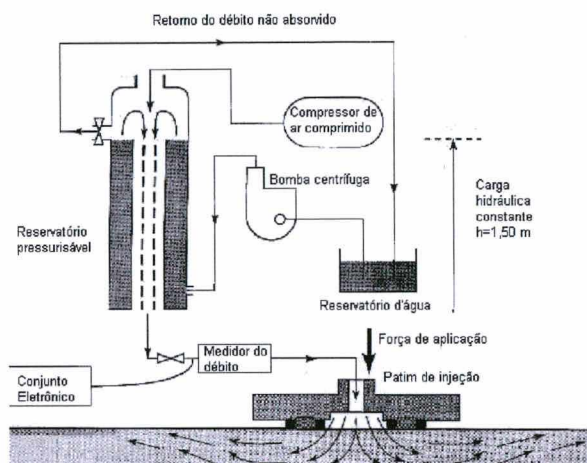


Figura 3.12: Esquema do permeâmetro de carga constante (DI BENEDETTO *et al.*, 1996)

O procedimento do ensaio é o seguinte:

- a) Mantém-se uma carga hidráulica constante de 1,5 m de coluna d'água;
- b) Mede-se a vazão d'água mantendo a coluna d'água constante;
- c) Para obter-se a velocidade de percolação (v_q) faz-se a divisão da vazão obtida pela área da seção interior do patim do aparelho ($A=240 \text{ cm}^2$).

Para os dois aparelhos, permeâmetro a carga constante e permeâmetro a carga variável, as velocidades V_p e V_q são diferentes. Di BENEDETTO *et al.* (1996) estudaram relações entre os resultados dos dois permeâmetros. Concluíram que o coeficiente de correlação entre ambos depende da espessura e da porosidade da camada drenante.

c) **Procedimento utilizado na rodovia Bandeirantes:** Na experiência brasileira da rodovia Bandeirantes, o esquema do aparelho utilizado pelo laboratório do DERSA para a análise da permeabilidade é apresentado na figura 3.13.

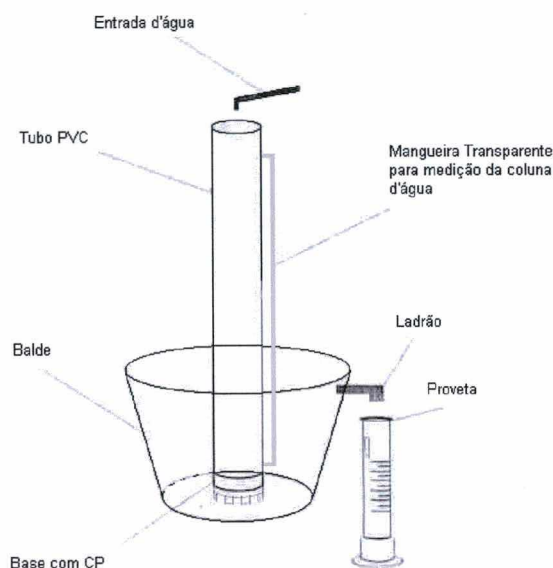


Figura 3.13: Esquema do equipamento utilizado para o ensaio de permeabilidade na rodovia Bandeirantes (PORTO, 1999)

Os procedimentos de ensaio são (PORTO, 1999):

- a) Na base do tubo de PVC é colocado o corpo de prova a ser ensaiado;
- b) O corpo de prova é parafinado nas laterais, para assegurar que a vazão ocorra somente na vertical, entre as faces paralelas do corpo;
- c) O tubo e a base do CP são colocados dentro de um balde com uma saída de excesso (ladrão), onde será medida a vazão;
- d) Injeta-se água dentro do tubo com o auxílio de uma mangueira adaptada a uma torneira, controlando-se para que se tenha a mesma quantidade de água na entrada e na saída pelo ladrão.
- e) Após a estabilização da coluna d'água, mede-se a mesma utilizando-se de uma trena;
- f) Mede-se a vazão que sai pelo “ladrão” adaptado no balde durante 60 segundos

O coeficiente de permeabilidade é dado por (PORTO,1999):

$$K= (L/T) (H/S.CA) [5.3]$$

Sendo:

L= vazão de água;

T = tempo em segundos;

H = altura média do corpo de prova em cm;

S = seção transversal do corpo de prova em cm²;

CA = coluna d'água em cm.

3.10 ADERÊNCIA NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Os concretos asfálticos drenantes recém-construídos apresentam um baixo coeficiente de aderência (com as rodas travadas). Durante emergências, as distâncias de frenagem com as rodas travadas nos asfaltos drenantes recém-construídos são de 20 a 40% maiores do que as nos concretos asfálticos densos. Esse fato é devido à fina camada de asfalto que recobre o agregado na área de contato com a superfície do pneu (SWART, 1997). Supõe-se também que, com a presença do filme de betume no plano de contato, acontece um aumento de temperatura durante as frenagens com as rodas travadas e que o betume amolece e cria um líquido que favorece ao deslizamento (ZWAN, 1997). Esse filme de betume permanece entre 3 e 6 primeiros meses de operação do tráfego e à medida que o filme se desgasta o coeficiente de atrito começa a crescer. Nos concretos drenantes com o uso de asfalto modificado, o tempo de baixa aderência pode ser bem maior e ser superior a um ano. Após este período, quando o filme de betume for totalmente desgastado, o coeficiente de aderência cresce e se estabiliza em níveis normais para esse tipo de pavimento, com altos coeficientes de aderência especialmente para velocidades médias e elevadas. Quando as rodas do veículo não são travadas durante a frenagem, freios tipo ABS, a distância de frenagem nos pavimentos drenantes recém-construídos é similar às dos asfaltos densos (SWART, 1997).

Uma avaliação do comportamento da aderência em trechos experimentais da rodovia francesa A-63, após 8 anos de tráfego, é apresentada na figura 3.14.

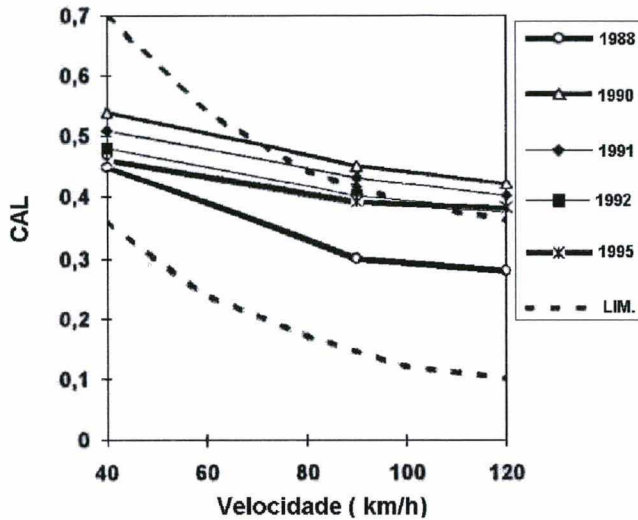


Figura 3.14: Evolução da aderência em diferentes velocidades (valores médios de 18 trechos) (BROSSEAUD *et al.*, 1997)

Constatou-se em estudo feito em rodovias francesas que, de um modo geral, a aderência das misturas drenantes a alta velocidade é superior a todos os outros pavimentos, e à baixa velocidade ela é da mesma ordem de grandeza assim que acontece a decapagem do filme de ligante que recobre os agregados na superfície em contato com o pneu (BELANGER *et al.*, 1997). A figura 3.15 mostra uma comparação do coeficiente de atrito longitudinal das misturas drenantes 0/10 e o dos asfaltos semi-abertos 0/10 após a passagem de 2×10^4 a 2×10^5 eixos.

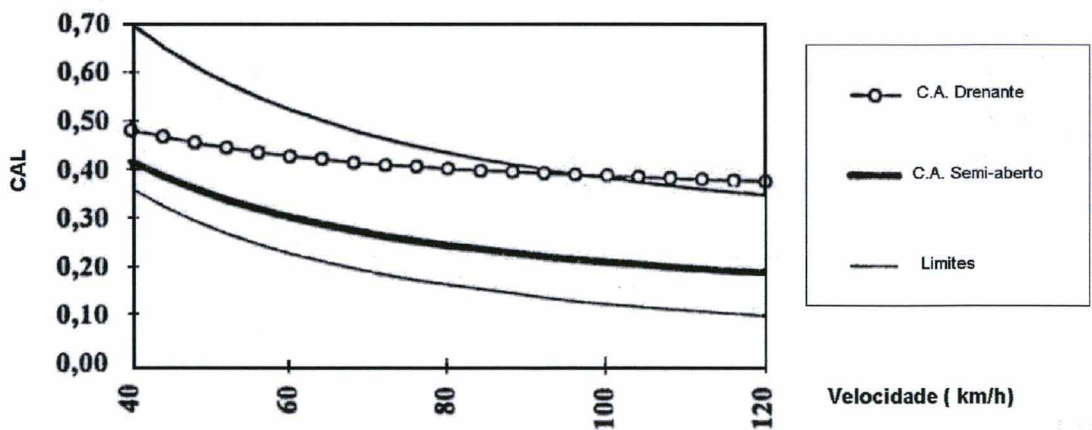


Figura 3.15: Comparação entre coeficiente de atrito longitudinal em concretos asfálticos drenantes 0/10 e em concreto asfáltico semi-aberto 0/10 (BELANGER *et al.*, 1997)

Porém há que se citar, em que pese melhor aderência, melhor visibilidade e ausência do espelhamento da água nos dias chuvoso, que aumenta a segurança do tráfego, o efeito global das misturas drenantes sobre a segurança rodoviária, está sujeito a controvérsias, pois, alguns estimam que a aparência de uma superfície seca apresentada pelo pavimento drenante sob chuva, é susceptível de engendrar em alguns motoristas um sentimento excessivo de segurança, se comparada com a aderência que o pavimento realmente fornece (BELLANGER *et al.*, 1997).

3.10.1 Tratamento usual para melhorar a aderência nos concretos asfálticos drenantes recém-construídos

Para melhorar a aderência nos asfaltos drenantes recém-construídos, tem-se experimentado uma técnica que consiste na colocação, sobre o concreto asfáltico ainda quente e imediatamente após a compactação, de uma camada de areia de sílica com granulometria fina (0,1 a 0,2 mm) e uniforme, numa taxa de 300 a 350 g/m² e rolada com um rolo liso seco. Com esse procedimento o coeficiente de atrito transversal (SCRIM) passa de 0,70 no valor não tratado para 0,80 o que é considerado satisfatório.

Igualmente o coeficiente de atrito longitudinal CAL, aumenta de 0,44 para 0,50 a 40 km/h Porém a condutividade hidráulica é afetada e sofre ligeira redução passando de 1,02 cm/s para 0,87 cm/s (BONNOT, 1997).

3.11 PROPRIEDADES FOTOMÉTRICAS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Uma pesquisa francesa mediu as condições fotométricas de diversas pistas de rolamento em concreto drenante e mostrou que nas condições de tempo seco a pista apresenta forte especularidade, com espelhamento grande e muito disperso (efeito espelho). Essa propriedade desfavorável é devido à presença de um filme espesso de ligante sobre os granulares. Sob o efeito da circulação dos veículos o efeito espelho diminui progressivamente até 6–12 meses de uso quando se estabiliza em um nível baixo, restando ainda um valor característico de espelhamento.

Entretanto, para os pavimentos molhados, os concretos asfálticos drenantes se caracterizam por propriedades espelhamento marcadamente muito menores do que os

apresentados pelos pavimentos com concretos asfálticos densos (BRUSQUE *et al.*, 1993).

3.12 ASPECTOS DA FABRICAÇÃO, DO ESPALHAMENTO E DA COMPACTAÇÃO

Os aspectos da fabricação, do espalhamento e da compactação das misturas asfálticas drenantes são semelhantes aos das misturas densas, porém são necessários cuidados adicionais desde a preparação da camada de suporte até a liberação ao tráfego.

3.12.1 Preparação da camada de suporte

As misturas drenantes utilizadas como capas de rolamento devem ser colocadas sobre superfícies que ao mesmo tempo cumpram requisitos de impermeabilidade e de planimetria adequada. A impermeabilidade deverá evitar a entrada de água nas camadas inferiores, que poderão provocar encharcamentos generalizados e conseqüentes danos na estrutura. A planimetria adequada deverá garantir uma conformação da superfície que não possibilite a acumulação de água ou que a mesma não encontre dificuldades no fluxo para o exterior devido às irregularidades da camada impermeável (PORTO, 1999).

O risco de deslizamento da camada drenante sobre a camada suporte é aumentado devido ao fato da superfície de contato oferecida por essas superfícies serem menores do que as das superfícies densas convencionais. A dosagem do ligante superficial a empregar depende da superfície de suporte e apresenta os seguintes indicativos:

- Misturas betuminosas recentes: 0,3 – 0,4 kg/m²;
- Misturas betuminosas antigas e em boas condições: 0,35 – 0,5 kg/m²;
- Misturas betuminosas antigas, com presença de microfissuração: 0,5 – 0,6 kg/m²;
- Misturas betuminosas fissuradas: 0,6 - 0,8 kg/m², com a selagem prévia das trincas (ORUE-ECHEVARRIA *et al.*, 1997).

3.12.2 Fabricação, transporte e compactação

Em princípio a fabricação das misturas drenantes não difere das de misturas densas, sendo executados em usinas convencionais. Devido à menor quantidade de finos e a confecção em misturas com temperaturas mais elevadas, há riscos de escorrimento do ligante, principalmente naquelas onde o teor do mesmo é maior, desde a fabricação até o espalhamento.

Devem ser levadas em conta as seguintes considerações, entre outras, sobre a construção dos concretos asfálticos drenantes:

- São necessários controles de qualidade rigorosos, desde a separação dos agregados na central de britagem até a compactação final, para a obtenção das características exigidas para essas misturas. Assim, é imprescindível uma estreita colaboração entre o laboratório, o controle de qualidade, o gestor e a construtora.
- No transporte da mistura a situação é agravada devido às vibrações impostas às misturas pelos veículos que as transportam. O tempo de transporte deve ser limitado, podendo-se considerar o tempo máximo de transporte de 2 horas como uma norma geral a respeitar. Para tempos superiores será necessário estudo cuidadoso da mistura e recorrer ao emprego de fibras e/ou ligantes muito modificados (ORUE-ECHEVARRIA *et al.*, 1997).

Sempre se deve observar, na obra, se existem escorrimentos, e que serão devidos a:

- Excesso de ligante;
- Ligante não adequado;
- Excesso de temperatura;
- Excesso do tempo de transporte;
- Falta de finos na mistura (SILLER, 1997).

O espalhamento não apresenta maiores dificuldades do que o das misturas densas, mas para a compactação são recomendados rolos estáticos metálicos secos e lisos sendo que a vibração emprega-se somente nas juntas. Os rolos vibratórios são

evitados principalmente pelo risco de fratura dos agregados enquanto que os rolos de pneus apresentam problemas de aderência da massa aos pneus (HEYSTRATEN *et al.*, 1990).

A abertura ao tráfego ocorre quando a temperatura da massa baixa o suficiente para que não ocorram adesões dos pneus à superfície da capa (PORTO, 1999).

3.13 DURABILIDADE DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

A durabilidade dos Concretos Asfálticos Drenantes, quando de uma mistura bem formulada, é idêntica a dos concretos asfálticos clássicos. Devido a alta percentagem de vazios o ligante envelhece rapidamente, mas, tendo em vista uma maior espessura do filme de asfalto no agregado, devida a baixa superfície específica se comparada com o asfalto denso, esse envelhecimento não se traduz por uma tendência anormal ao arrancamento dos agregados. As misturas drenantes têm apresentado um bom comportamento em sua vida útil e a experiência do uso mostra uma excelente resistência à formação de trilhas de roda (BONNOT, 1997).

Para garantir durabilidade deve-se evitar a utilização dos asfaltos drenantes nos locais sujeitos a fortes esforços tangenciais tais como zonas de frenagem, rotatórias e curvas com pequenos raios. Também não devem ser utilizados sobre camadas de suporte com fissuras.

Os seguintes aspectos adicionais devem ser levados em consideração:

- A capa drenante deve ser executada assim que estejam terminadas todas as operações complementares, com exceção da pintura, para evitar-se deteriorações localizadas pela atuação dos equipamentos;
- Nos cruzamentos, entroncamentos, semáforos, curvas bruscas etc... as preocupações devem ser maiores com respeito à compactação das misturas, podendo-se inclusive fechar um pouco a mistura e desse modo os problemas de arrancamento de agregados por esforços tangenciais poderão ser evitados. A mesma preocupação deve-se ter em conta no caso de zonas de estacionamento de veículos (ORUE-ESCHEVARRIA *et al.*, 1997);

- As capas asfálticas drenantes são contra-indicadas em locais de frenagem e mudanças bruscas de velocidade por causa da ocorrência de tensões que causam riscos de desagregações. Desse modo, são desaconselháveis em serras (PORTO, 1999).
- Para rodovias e ruas urbanas com velocidades de projeto de até 60 km por hora a construção de pavimento drenante é desencorajada devido às altas tensões tangenciais que ocorrem e ao maior risco de colmatação da camada. Do mesmo modo, também é desencorajada para zonas com freqüentes congestionamentos onde além da colmatação pode ocorrer poluição pelos hidrocarbonetos (BONNOT, 1997);
- Os concretos asfáltico drenantes devem ser aplicados sobre superfícies sem deformações permanentes, pois as superfícies com depressões podem acumular água (MOMM, 2000).

3.14 ASPECTOS DA CONSERVAÇÃO E MANUTENÇÃO

Na conservação dos pavimentos drenantes pode-se considerar dois os casos principais:

- A conservação durante a vida do pavimento distinguindo-se **intervenções preventivas**, para manter as suas qualidades drenantes e, por consequência, a redução de ruídos, e **intervenções para reparos localizados** devidas às deteriorações pontuais ou a trabalhos realizados na pista por outros concessionários públicos em meio urbano.
- A conservação no término da vida útil, para preservar a integridade da camada de superfície e restabelecer suas características para garantir aos usuários boas condições de segurança. Quando o revestimento chega ao término de sua vida útil (mecânica ou de características de superfície), é conveniente efetuar uma restauração geral da camada, seja pela substituição da camada existente, seja pela capeamento ou reforço por meio de uma nova capa de rolamento, que poderá ser drenante ou não drenante (BROSSEAUD, 1997).

3.14.1 Intervenções para manter as qualidades drenantes

As qualidades drenantes e acústicas da mistura degradam-se principalmente devido a colmatagem dos vazios. Conforme o tipo e a utilização do pavimento, esse processo poderá ser mais ou menos longo.

Os fatores dos quais dependem a colmatagem de um revestimento drenante são:

- Quantidade da poluição;
- Tamanho e estrutura dos vazios;
- Declividade da camada densa subjacente a camada drenante;
- Velocidade e efeito limpante do tráfego. Normalmente a colmatagem é menor na trilha da roda devido ao efeito limpante do tráfego (BOCHOVE *et al.*, 1997).

Para a manutenção das propriedades drenantes e acústicas é possível a limpeza dos pavimentos drenantes de forma regular durante a sua vida útil. Embora alguns técnicos defendam a ação de limpeza pelo efeito do tráfego, quando a velocidade de operação é alta, as experiências registradas na literatura mostram que esse efeito não é tão sensível (PORTO, 1999).

O processo usual é a utilização de máquinas auto propulsadas para o trabalho de limpeza. De uma forma geral, essas máquinas possuem um dispositivo de jateamento e aspiração de água, com lavagem-sucção traseiro, através de água e alta potência. A água utilizada na limpeza é recuperada em grande percentagem, filtrada e reutilizada pelo equipamento para a continuação do processo.

Cada pavimento terá suas necessidades próprias de limpeza em diferentes intervalos de tempo, mas, como medida geral, deve-se pensar no ano seguinte a sua construção como o tempo limite para se considerar a necessidade de limpeza. Valores experimentais tem demonstrado que através da limpeza a perda de permeabilidade que se pode produzir no primeiro ano é recuperável em torno de 50% e que se mantendo a frequência anual do procedimento as perdas do segundo ano podem ser recuperadas em até 70% (RAZ, 1997).

Não há época do ano mais ou menos propícia para a limpeza, mas recomenda-se que nas estradas próximas a estradas agrícolas a melhor época é imediatamente após a safra. Para misturas drenantes mais antigas, ou que se limpem pela primeira vez, é recomendado fazê-lo após chuvas prolongadas, assim que a climatologia permita.

A figura 3.16 apresenta uma comparação em rodovias espanholas da evolução da colmatação entre pavimentos drenantes tratados com limpeza e os não tratados.

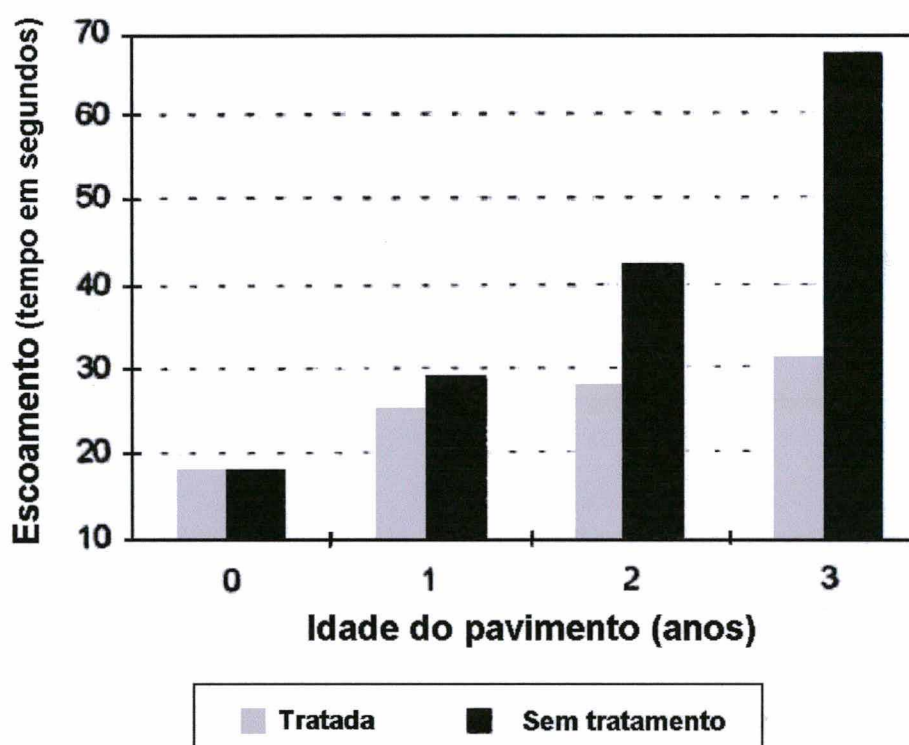


Figura 3.16: Evolução da colmatação entre pavimentos tratados com limpeza e não tratados (RAZ, 1997)

Também para a frequência de limpeza não há uma regra fixa, uma vez que as rodovias onde se utilizam esses revestimentos não são homogêneas, sendo freqüente encontrar-se informações que falam de seis meses ou de vários anos. Cada responsável deve definir a frequência necessária, mas a experiência espanhola recomenda que uma boa medida pode ser a limpeza uma vez por ano, que é quando o ciclo agrícola, calor, frio, gelo e chuva for completado (RAZ, 1997).

3.14.2 Intervenções para reparos

Os principais problemas da conservação da superfície da pista decorrem da perda de partículas que podem ocorrer em áreas localizadas. Devido a ação do tráfego este processo, uma vez iniciado, evolui com rapidez. Esses problemas geralmente decorrem de temperaturas de espalhamento inadequadas, de deficiência na compactação e de escorrimientos do ligante. Nesses casos a solução tem sido substituir-se a superfície deteriorada por uma outra de mistura drenante (RUIZ *et al.*, 1990).

A formação de defeitos na pista poderá ser conseqüência das seguintes causas:

a) Perda de material provocada por incidentes devidos à circulação, como por exemplo:

- Deterioração causada pela riscagem em um acidente;
- Perda de carburante ou derrame de produto tóxico sobre a pista;
- Riscagem causada por pneus, que não compromete nem tende a evoluir, mas prejudica o aspecto estético.

b) Perda de material por conseqüência do trabalho de concessionários de serviços públicos.

No caso de ser necessária a reparação, quando bem localizada (menor que três metros de extensão no sentido longitudinal), não afeta o escoamento transversal. A aplicação de misturas asfálticas tradicionais nessas reparações localizadas também não expõe a pista a problemas particulares e a ligeira descontinuidade da permeabilidade no local da reparação, não acrescenta dificuldade para o usuário da via. Entretanto, em todos os casos, o plano de junção do reparo com a pista original representa um local fragilizado, no qual poderão se produzir agravações na integridade ao longo do tempo (BROSSEAUD, 1997).

3.15 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os concretos asfálticos drenantes representam um avanço considerável nas qualidades de segurança e conforto do tráfego. Embora ainda estejam em evolução,

a somatória dos esforços em todo o mundo já permite técnicas de formulação das misturas de construção e de manutenção que garantam um pavimento resistente e seguro. E, se alguns aspectos dessas misturas ainda puderem ser melhorados, como por exemplo, os problemas resultantes da colmatação ou da redução das necessidades de limpeza dos vazios, as pesquisas têm sido contínuas, com intercâmbio em todo o mundo, destacando-se as pesquisas em andamento para os asfaltos drenantes da terceira geração. Embora de custos mais elevados do que as misturas densas tradicionais, as qualidades do rodar mais seguro e confortável devem ser levadas em conta, pois a qualidade de vida da população também entra em jogo na viabilidade desse tipo de pavimento. Dessa forma, a redução dos riscos de acidentes, a redução dos níveis de desconforto sonoro tanto no interior dos veículos quanto na vizinhança das vias, o aumento da visibilidade e da aderência sob chuva viabilizam a construção dos pavimentos drenantes.

CAPÍTULO 4

QUALIDADES AMBIENTAIS DOS PAVIMENTOS DRENANTES

Ao usuário normalmente interessam as características superficiais das rodovias. Assim tem sido crescente a adoção de medidas de segurança e de conforto para o tráfego e os responsáveis pela gestão das rodovias introduzem inovações nos materiais e na execução de obras. Essa evolução não se reflete apenas em melhoramentos quanto à irregularidade ou à aderência, mas também consideram-se aspectos da superfície de rolamento tais como a drenabilidade, a permeabilidade, as propriedades óticas e o ruído.

Além de interessar ao usuário, o ruído tem atingido importância para a qualidade de vida das populações na proximidade das rodovias e nas grandes cidades. O ruído produzido pelo tráfego é o incômodo mais freqüentemente citado pelas pessoas que vivem próximas às rodovias e devido ao aumento constante do número de veículos, principalmente no transporte noturno, o ruído é cada vez mais elevado. Em cidades como Nova York, São Paulo e Tóquio, dois terços de sua população estão submetidos a níveis de decibéis muito acima dos níveis considerados aceitáveis e a OCDE estima que 300 milhões de pessoas no mundo vivem em zonas acusticamente deficientes e, além desses, outros 130 milhões estão expostos a quantidades de ruído inaceitáveis (LARRAD *et al.*, 1997).

*“Sem dúvida a contaminação acústica já não é mais um problema exclusivo das metrópoles, onde 50 a 60% dos habitantes suportam níveis sonoros elevados, pois nos últimos anos o ruído teve expansão também para as zonas rurais, para as áreas turísticas e para os parques” (LARRAD *et al.*, 1997).*

Desse modo, não é estranho que a Organização Mundial de Saúde tenha relacionado o ruído em sua lista de contaminantes.

Na maioria das vezes o ruído das rodovias é a fonte mais importante da contaminação acústica, mas não é o único, pois segue o produzido pelas obras, pelos aeroportos, pela indústria, pelas diversões noturnas e também pelos ruídos produzidos pelos aparelhos de ar condicionado.

Ainda que poucas pessoas associem o ruído com problemas de saúde, a poluição sonora gerada nas cidades produz numerosos transtornos físicos, como danos irreversíveis na audição, e fisiológicos, como alterações no sono e suas conseqüências, muitos dos quais começam a se tornar visíveis com o passar do tempo. Um dos problemas mais ocasionados é o chamado **Stress Acústico**, um desequilíbrio em crescimento e cujos efeitos mais evidentes são aumento na irritabilidade, excesso de fadiga, comportamento agressivo e perda da concentração, entre outras reações. Stephan Stanfield, *apud* LARRAD *et al.* (1997), do Instituto de Psiquiatria de Crespigny, assegura que o ruído, mais do que criar problemas psicológicos, o que faz é agravar os já existentes. No que se refere à agressividade, experimentos de David Wilson, da Universidade de Iowa, EUA, *apud* LARRAD *et al.* (1997), indicam que o ruído pode ocasionar maior agressividade em indivíduos que previamente se encontravam irritados ou contrariados (LARRAD *et al.*, 1997).

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO RUÍDO

O som é uma sensação auditiva engendrada por uma onda acústica que resulta da vibração do ar devido a uma série de compressões e expansões. Essa vibração se transmite desde a fonte ao órgão de recepção. A propagação do som se dá em todas as direções a partir da fonte e a velocidade da sua propagação é uma característica do meio no qual as ondas se propagam. No ar, a 20 °C, a velocidade de propagação é de aproximadamente 340 m/s (MEISSER, 1973).

Em um ponto qualquer da onda sonora a pressão flutua um certo número de vezes por segundo ao redor da pressão atmosférica e a **Pressão Acústica** é a diferença entre a pressão atmosférica e a pressão do ar em presença das ondas acústicas. O número de flutuações ou de períodos por segundo (hertz) define a frequência do som (MEISSER, 1973). As ondas sonoras são constituídas por aquelas frequências cujo

intervalo, entre 20 Hz e 20.000 Hz, são capazes de estimular a audição no ouvido e no cérebro humano (HALLIDAY et al., 1984).

O ruído pode ser entendido como uma mistura complexa de sons não desejados pelo receptor. Tem uma característica particular, que é função das frequências que o compõe e da pressão acústica que corresponde a cada uma dessas frequências.

No estudo da acústica utiliza-se o Decibel (dB) para medir o “nível de pressão acústica” ou o “nível sonoro”, que é dado pela expressão:

$$L(\text{dB}) = 20 \log(p_1/p_0) \quad [4.1]$$

Nessa fórmula p_1 é a pressão acústica da onda expressa em pascais ou bar e p_0 é a pressão de acústica de referência igual a $2 \cdot 10^{-3}$ Pascais ou $2 \cdot 10^{-4}$ Barias.

Também pode ser utilizado o Nível de Sonoro de Intensidade (L_I) que é obtido da expressão:

$$(L_I) = 10 \log(I/I_0) \quad [4.2]$$

onde

(L_I) = Nível sonoro de Intensidade, expresso em decibéis;

I = Intensidade do som em questão;

I_0 = Intensidade de referência 10^{-12} watt/m² (correspondente a menor intensidade física para que uma onda sonora seja audível).

A tabela 4.1 apresenta diversos níveis sonoros, desde os mais baixos, em ambientes agradáveis, até os muito altos, no limiar da dor.

**TABELA 4.1: RELAÇÃO DE ALGUNS VALORES DE NÍVEIS SONOROS
(DE MARCO, 1982)**

Nível de Pressão Acústica em dB	Exemplos
20-30	Ambiente muito calmo, dormitório
40 – 50	Escritórios, residências barulhentas
60 – 70	Conversação normal
80-90	Ruas de grande circulação de tráfego
110 –120	Aviões a jato a curta distância
Aprox. 130 dB	Limiar da dor

Por se tratar de escala logarítmica, a soma de dois sons de mesma origem e nível produz um total de 3 dB(A) superior a um deles: Assim 70 dB(A) mais 70 dB(A) igual a 73 dB(A). Também se $L(I1) = 80$ dB e $L(I2) = 70$ db, então $L(I1+I2) = 80,4$ dB ou aproximadamente 80 dB, já que as frações de decibéis são desprezíveis (DE MARCO, 1982). Da mesma forma, uma redução de 3 dB em uma emissão de ruído significa uma redução considerável na intensidade sonora percebida pelo receptor.

Enquanto o nível de ruído que se presume constante é corretamente expresso em decibéis (dB), é necessário assinalar que as legislações em vigor em diferentes países utilizam diferentes tipos de decibéis em função do ruído considerado. O ruído produzido pelo deslizamento dos veículos nas rodovias se mede em “decibéis A” e o “A” significa que o nível de ruído é reconhecido por um microfone que filtra o ruído e o ajusta da mesma maneira que o ouvido humano.

4.2 A EMISSÃO DE RUÍDOS NO TRÁFEGO

4.2.1 Fontes de Ruído

O ruído do tráfego, fator da contaminação acústica tanto no entorno das vias como, por seus efeitos, no interior dos veículos que os produzem, originam-se principalmente das seguintes fontes:

- Ruídos aerodinâmicos;
- Ruídos mecânicos do próprio veículo;
- Ruídos da rolagem do tráfego: O componente fundamental é o ruído produzido no rolamento dos pneus sobre a superfície da pista. Sua origem está nas vibrações radiais do pneu e nas vibrações do ar confinado entre o pneu e o pavimento (ARQUER *et al.*, 1997).

4.2.2 Mecanismo de geração dos ruídos de rolagem

O ruído produzido está associado aos seguintes mecanismos:

- O bombeamento do ar e as vibrações do pneu que têm sido identificados como os principais mecanismos de geração dos ruídos de contato pneus/pavimento. O bombeamento do ar resulta do fluxo turbulento mantido pela diferenças de pressão do ar entre a montante e a jusante do ar de contato. Dessa forma, mesmo se os pneus e a pista forem perfeitamente lisos, haverá sempre o ruído de contato devido ao bombeamento do ar.
- A vibração nos pneus produzida por movimentos verticais devido à textura do revestimento e dos pneus;
- As excitações locais geradas por sucessivas aderências e deslizamentos produzidas pelas deformações nos pneus;
- Os ruídos de origem aerodinâmica causada pela turbulência do ar nas ranhuras dos pneus em movimento (PEREZ-JIMENEZ *et al.*, 1997a).

4.2.3 Parâmetros que afetam o ruído da rolagem

Os principais parâmetros a serem considerados são:

- **Velocidade dos veículos:** UNDERWOOD, *apud* WOODSIDE *et al.* (1997), mostrou que pode haver acréscimos de até 9 a 13 dB(A) pela duplicação da velocidade, dependendo das características dos pneus e da textura da capa de rolamento.
- **Peso dos veículos:** Geralmente um acréscimo na carga por roda causa acréscimo no nível de ruído.
- **Tipo de ranhuras dos pneus:** Pneus com predominância de ranhuras transversais causam mais ruídos do que os predominantemente com ranhuras circunferenciais.
- **Estrutura dos pneus:** Os dois principais tipos de pneus são os radiais e os transversais. Na maioria das pistas de rolamento o pneu radial é mais silencioso do que o transversal em 2 – 3 dB(A).
- **Desgaste nos pneus:** O desgaste afeta a profundidade das ranhuras e por consequência afeta o ruído produzido.
- **Características superficiais da capa de rolamento:** é grande o inter-relacionamento entre o ruído e as características superficiais da capa de rolamento. A existência de megatextura (comprimentos de onda entre 50 e 500 mm) e macrotextura positiva para comprimentos de onda maiores que 10 mm aumentam o ruído de rolamento, em maior ou menor medida em função do comprimento de onda das irregularidades (WOODSIDE *et al.*, 1997).
- **Absorção acústica:** A absorção acústica, fator de relevância nos pavimentos drenantes, depende do conteúdo de vazios, da forma dos mesmos, da comunicação entre eles e da espessura da capa do pavimento drenante, reduz a contaminação sonora (ARQUER *et al.*, 1997).
- **Água na superfície da pista:** A presença da água na superfície do pavimento aumenta o nível de ruídos, principalmente devido ao “*Splash*” na interface

pneu/pavimento. Em pistas molhadas os ruídos dos pneus podem crescer em até 10 dB(A) se comparadas às condições de pista seca (WOODSIDE *et al.*, 1997).

- **Largura dos pneus:** O ruído aumenta com a largura dos pneus. Em estudos realizados com pneus novos pode-se observar que variando a largura de 135 mm para 215 mm, o barulho exterior e pode aumentar em 4 dB(A) (WILLIAMS, 1995).

A figura 4.1 apresenta variações do ruído com a natureza da pista e o tipo de pneus, a 60 km/h.

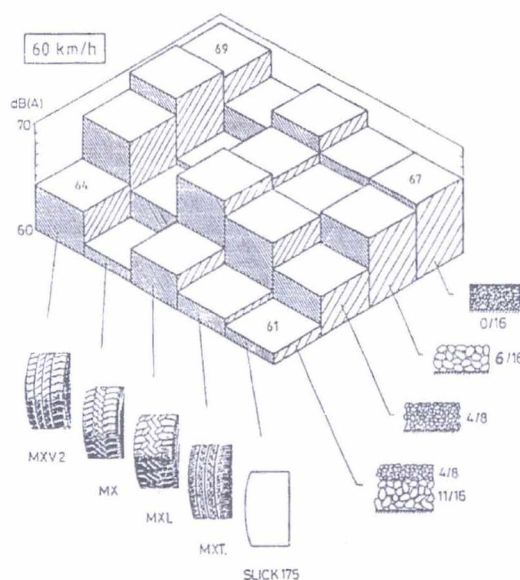


Figura 4.1: Níveis de ruído pneu/pavimento para diferentes combinações de pneus e revestimentos (PIARC, 1996)

4.3 EFEITOS DO RUÍDO NA SAÚDE HUMANA

O ruído é um dos sincronizadores ou perturbadores do ritmo do sono e os distúrbios do ritmo do sono produzem sérios efeitos na saúde mental das pessoas.

“O sono de todos os indivíduos é sensível ao ruído, havendo perdas proporcionais às perturbações nas suas nobres funções. Vallet et al (1975), Friedmann e Chapon et al (1972) encontraram, num raio de 2 km de autopistas e aeroportos, em pessoas há vários anos "adaptadas", uma redução média de 35% na parte mais nobre do sono,

os estágios profundos e paradoxais, quando o ruído médio aumentou de 43 a 55 dB(A) (Acústicos) no interior da residência, quando se atingia em torno de 77 dB(A) externos. Neste nível o EEG (eletro-encéfalograma) já mostrava perturbações em 52% das pessoas.... Já o aumento de mais 20 dB(A) externos provocou 100% de perturbações no EEG. Terzano et al (1990) notaram que há uma queda linear no sono profundo na variação de 35 a 75 dB(A), chegando a 70% de perda, usando ruído branco num laboratório de sono (PIMENTEL –SOUZA, 1992).

Também o ruído afeta as pessoas a ele submetidas no período de vigília e é perturbador em qualquer horário do dia:

... “Um pulso de som de 90 dB de apenas 20s desenvolve 80s de constrição periférica nos vasos sanguíneos. Cantrell (1974) mostrou que descargas sonoras de 85 dB sobre 70 dB de fundo, nos períodos diurnos em forma de pulsos durante somente 3% do tempo, e só 50 dB de fundo no período noturno, desencadearam, durante os 40 dias de experimento, um aumento do colesterol de 25% e do cortisol plasmático de 68%. Os pacientes eram jovens saudáveis de 20 anos. Portanto, os menos susceptíveis aos efeitos nocivos. Alguns efeitos do hipercortisolismo são diminuição dos linfócitos, do tecido linfático e da antitrombina e alta de trombócitos (PIMENTEL-SOUZA, 1992).

Em qualquer grande cidade pode-se notar a existência de um fundo sonoro contínuo, produzido pela superposição dos ruídos do tráfego que contribui para o chamado Stress Acústico. A Organização Mundial de Saúde, devido às reações fisiológicas conhecidas, considera o início do Stress auditivo em 55 dB (A)(Leq) (WHO, 1980, *apud* PIMENTEL-SOUZA, 1992). Ainda que nos estágios iniciais o Stress acústico possa até ser benéfico, funcionando como um estimulante ocasional (TUFIK, 1991, *apud* PIMENTEL-SOUZA, 1992), apresenta seus efeitos danosos à saúde humana ao se tornar crônico e começa a degradar o corpo e o cérebro, conduzindo as pessoas rapidamente à exaustão (BONAMIN, 1990 *apud* PIMENTEL-SOUZA, 1992).

O stress acústico é uma preocupação de saúde pública, e sua importância é realçada pelo fato de que acontece uma realimentação mútua entre o stress acústico crônico e os distúrbios do sono provocados pela poluição sonora (PIMENTEL–SOUZA, 1992).

4.4 A CORREÇÃO DOS RUÍDOS

Para a correção dos ruídos de tráfego pode-se atuar das seguintes maneiras:

- Diminuição dos ruídos mecânicos: compete aos fabricantes de veículos, sendo que o poder público fixa os limites admissíveis, homologa e controla o seu cumprimento.
- Melhora no desenho e fabricação dos pneus: os fabricantes investem em melhorias de suas características tanto do ponto de vista de segurança e durabilidade quanto a melhora nos ruídos. Essas melhoras atuam não só nos ruídos de rolagem como também podem contribuir na diminuição de ruídos mecânicos.
- Implantação de barreiras contra o ruído: essas barreiras, com desenhos em alto ou baixo relevo para a absorção acústica, são colocadas nas margens das rodovias para proteger as vizinhanças do ruído gerado pelo tráfego.
- Inovação nos pavimentos: tem sido efetuadas inovações quanto a novos materiais e texturas de pavimento com o objetivo primordial de reduzir o ruído e obter um pavimento de rolagem silenciosa, com capacidade de absorção acústica. Dentre estes novos pavimentos, o pavimento drenante tem se destacado como um modo efetivo de contribuição na diminuição dos ruídos da rolagem do tráfego.

4.5 COMPORTAMENTO DO CONCRETO DRENANTE QUANTO A ACÚSTICA DOS PAVIMENTOS

Estudos na aplicação de asfaltos drenantes mostram que o ruído de contato pneu/pavimento sofre reduções quando da utilização de concretos asfálticos drenantes. A grandeza da redução varia com os diversos tipos de asfaltos porosos e depende de diversos fatores como o tamanho dos agregados, a espessura da camada e o teor de vazios. A redução relativa ao asfalto denso varia de 2–3 dB(A) podendo chegar a 4-6 dB(A) para os pavimentos drenantes em duas camadas (SWART, 1997).

4.5.1 Princípios do comportamento das misturas betuminosas

No estudo da acústica da superfície de pistas rodoviárias, materiais densos são definidos como os que apresentam teor de vazios abertos abaixo de 8%. As superfícies desse tipo são mais reflexivas do ponto de vista acústico, de sorte que a

sua impedância acústica é praticamente infinita e seu coeficiente de absorção é próximo de zero. A geração de ruídos nesses pavimentos dependerá unicamente das suas características de textura, pois as superfícies densas muito pouco absorvem as ondas sonoras e as refletem em sua quase totalidade (ARQUER *et al.*, 1997).

Verifica-se, devido às características de textura, uma forte dependência entre a aderência e o ruído. O objetivo teórico seria obter-se uma grande aderência e um baixo nível de ruído (LARRAD *et al.*, 1997). No passado era um princípio inalcançável e tinha-se que “*escolher entre a segurança com o ruído ou o perigo com o silêncio (DALANNE apud CAMPOS, 1998)*”. A tabela 4.2 mostra influencia de fatores dos pavimentos e seus efeitos que influenciam o ruído e a aderência nos pavimentos.

TABELA 4.2: FATORES QUE INFLUENCIAM O RUÍDO E A ADERÊNCIA EM REVESTIMENTOS (DELANNE, 1989 *apud* CAMPOS, 1998)

	Fatores→	Microrrugosidade		Macrorrugosidade	Porosidade
	Efeitos↓	(comp. de onda)			
		<3 mm	> 3 mm		
Ruído	Vibrações	Neutro	Mais desfavorável	Neutro	Neutro
	Ressonância do ar	Favorável	Muito favorável	Neutro	Muito favorável
Aderência	Saída d'água	Favorável	Muito favorável	Neutro	Muito favorável
	Ruptura do Filme d'água	Favorável	Favorável	indispensável	neutro
	Forças de atrito	Favorável	Importante para velocidades elevadas	Importante para baixas velocidades	desfavorável

A figura 4.2 mostra o relacionamento do ruído com aderência para vários tipos de pavimento. Pode-se constatar o bom comportamento dos pavimentos drenantes quanto aos parâmetros de aderência e ruído entre os diversos tipos de pavimentos.

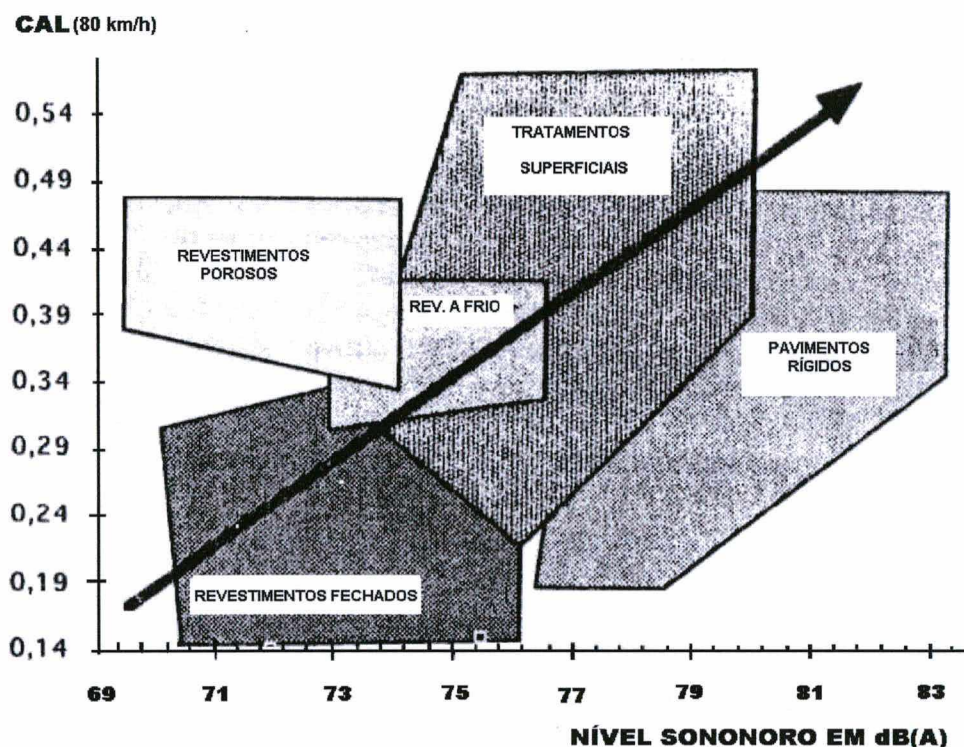


Figura 4.2 Comportamento ruído/aderência das capas de pavimentos (ARQUER *et al.*, 1997)

Em estudo de rodovias espanholas constituídas de diversos tipos de capa de rolamento, verificou-se a dependência da velocidade com o ruído, onde se pode observar o bom comportamento das misturas drenantes, tanto para pavimentos molhados como para secos (figura 4.3 e figura 4.4), em diversas velocidades (PÉREZ-JIMENEZ *et al.*, 1997b).

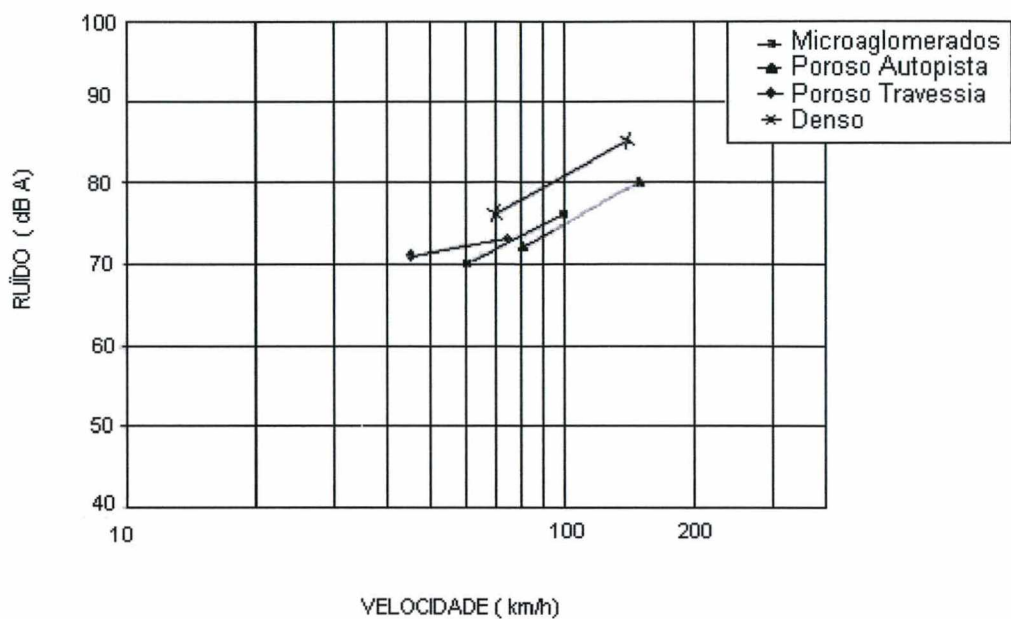


Figura 4.3: Relação entre o ruído e a velocidade em pavimento seco.
(PÉREZ-JIMENEZ *et al.*,1997b)

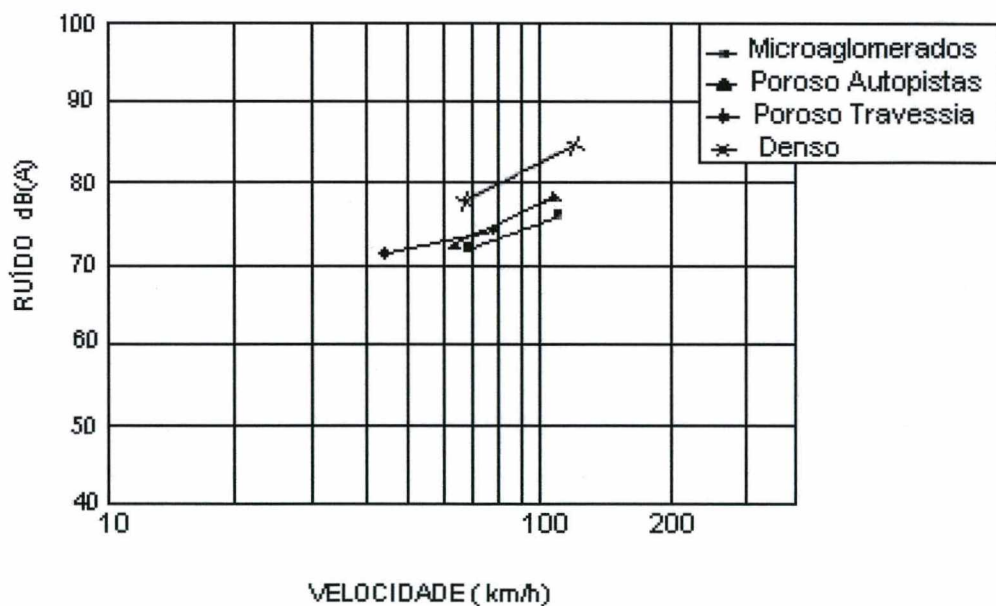


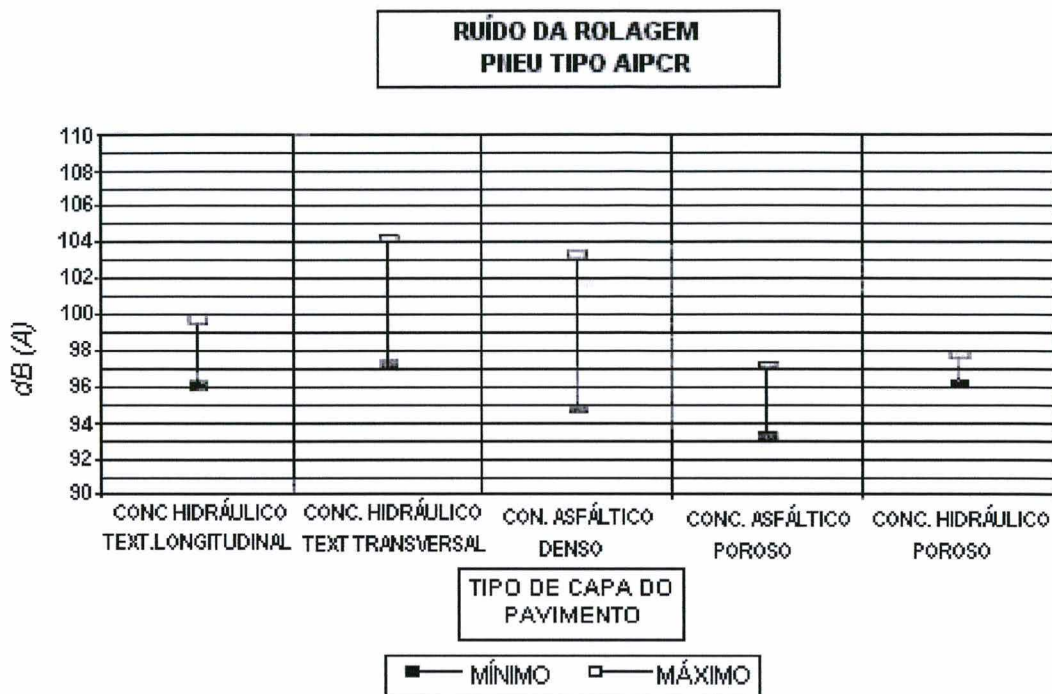
Figura 4.4: Relação entre o ruído e a velocidade em pavimento molhado.
(PEREZ-JIMENEZ *et al.*, 1997b)

Nesse estudo concluiu-se :

- A importante redução de ruído que os pavimentos drenantes e os microaglomerados oferecem frente aos pavimentos densos;
- Para velocidades altas (110 a 120 km/h), a redução do ruído produzida por um concreto asfalto poroso frente a um denso pode chegar a aproximadamente 6 dB(A);
- Para velocidades inferiores (60–80 km/h) os pavimentos densos apresentam também uma maior contaminação acústica do que os porosos e os microaglomerados: Para veículos ligeiros a emissão acústica está compreendida entre 76 e 83 dB(A) nos pavimentos densos. Para os pavimentos porosos e os microaglomerados a emissão acústica está entre 71 e 76 dB(A) para esses mesmos veículos;
- Para velocidades entre 60 a 80 km/h não se observam diferenças significativas entre o comportamento acústicos de microaglomerados e de pavimentos porosos parcialmente colmatados;
- O efeito das misturas drenantes pode ser mais efetivo em tramos de circulação rápida, auto-pistas e artérias urbanas. Onde a colmatação é menor pode-se manter por mais tempo o efeito das misturas porosas para reduzir o ruído de rolagem e absorver os de outras fontes emissoras de ruídos do veículo (PEREZ-JIMENEZ *et al.*, 1997b).

O ruído aumenta com o tamanho dos agregados, o que se opõe ao comportamento quanto a condutividade hidráulica que cresce com o tamanho dos agregados. Assim precisam ser otimizados para bem atenderem aos dois aspectos (SWART, 1997).

A figura 4.5 apresenta resumo de medidas de ruído efetuadas em rodovias espanholas, em que os níveis máximos e mínimos de ruído obtidos por tipo de pavimento são apresentados.



**Figura 4.5 Resumo de medidas de ruído em rodovias espanholas
(ARQUER *et al.*, 1997)**

Nesse mesmo estudo em diversas rodovias espanholas concluiu-se que :

- Observam-se grandes diferenças de ruído de rolagem dependendo do tipo de pneu;
- Não foi encontrada correlação entre o índice de textura da mancha de areia e do ruído de rolagem;
- O aumento da velocidade do tráfego influi fundamentalmente no nível de ruído da rolagem nas frequências (f) médias altas ($f > 650$ hz);
- O aumento da macrotextura diminui o nível de ruído nas frequências altas;
- Os pavimento drenantes são menos ruidosos, excetuando-se para os ruídos de rolagem nas baixas frequências (ARQUER *et al.*, 1997).

4.6 A ABSORÇÃO ACÚSTICA NOS PAVIMENTOS DRENANTES

O coeficiente de absorção acústica α de uma superfície é definido como a fração de energia absorvida durante cada reflexão da onda sonora a uma frequência específica. O processo da absorção do som é a transformação da energia acústica em energia térmica (CUNNIFF, 1977).

Os efeitos benéficos da redução no ruído de contato pneu/pavimento apresentado pelos pavimentos drenantes são devidos principalmente:

- À estrutura aberta da superfície reduz a compressão e a expansão do ar na região de contato dos pneus;
- À absorção acústica diminui ruídos mecânicos e aerodinâmicos. A redução de ruído nos pavimentos drenantes é relacionada ao alto coeficiente de absorção α dessas misturas, e que aumenta com a espessura e o teor de vazios da camada (HEYSTRAETEN *et al.*, 1990).

Enquanto nas superfícies fechadas a geração de ruídos é condicionada pelas características de textura, para os materiais mais abertos (ou porosos) o ruído emitido não depende unicamente da textura, mas também de suas propriedades de absorção acústica. Neste contexto se refere algumas vezes a “bônus de absorção” nos pavimentos drenantes, porque esses pavimentos não só reduzem o ruído do bombeamento do ar e das vibrações dos pneus, mas também atenuam a propagação de som sobre a superfície da pista (MEIER, 1995).

Uma das hipóteses para a atenuação dos ruídos nos pavimentos drenantes é apresentada na figura 4.6, a qual pode ser expressa da seguinte forma: o total dos efeitos de atenuação dos ruídos nos pavimentos drenantes provém não só da menor emissão de ruídos como também da atenuação obtida pela absorção do som, primeiro no ruído gerados pela fontes como motor, pneus, etc. que ricocheteiam entre o fundo do veículo e o pavimento e, a seguir, com atenuação ao longo do caminho de propagação desde a fonte do ruído até o receptor (CAMOMILLA *et al.*, 1990).

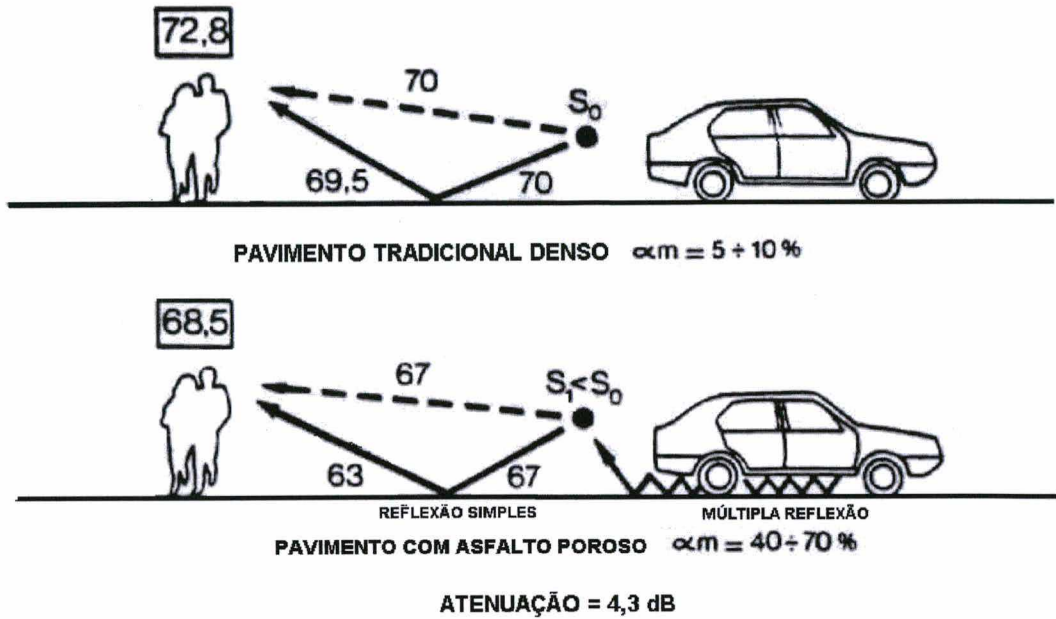


Figura 4.6: Absorção acústica nos pavimentos drenantes
(CAMOMILLA *et al.*, 1990)

Em medições em 1.200.000 m² em rodovias italianas constatou-se que a absorção do som modifica o espectro do ruído, atenuando significativamente as frequências desde 50 até 6.300 Hz (figura 4.7).

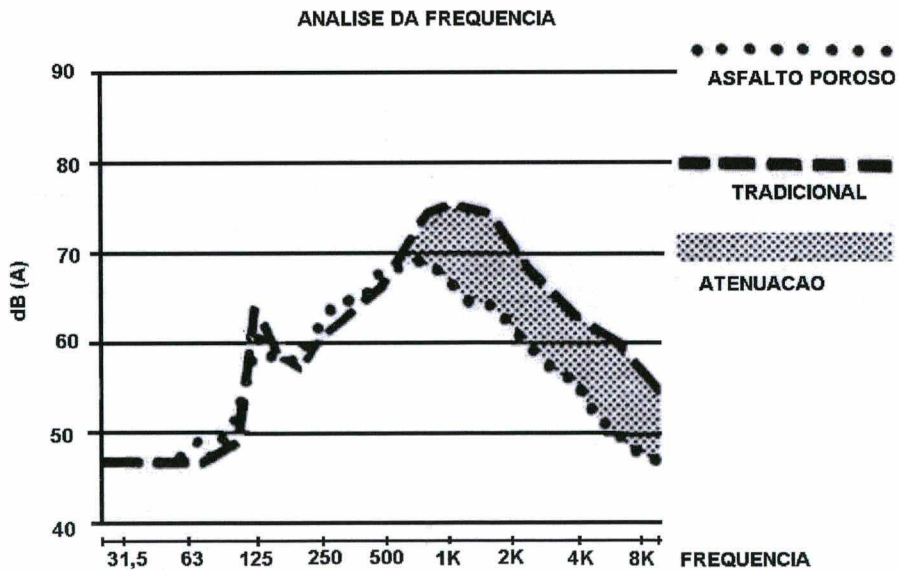


Figura. 4.7: Níveis sonoros para veículos em trânsito
(CAMOMILLA *et al.*, 1990)

Um dado material não absorve da mesma forma os sons graves, médios e agudos. O fator da absorção se dá em função da frequência (MEISSER, 1973). Assim, o coeficiente de absorção nos pavimentos drenantes varia com a frequência do som e é mais favorável em torno de 1000 Hz, que é normalmente a frequência na qual o ruído dos pneus ou da rolagem acontece com maior intensidade (fig. 4.8).

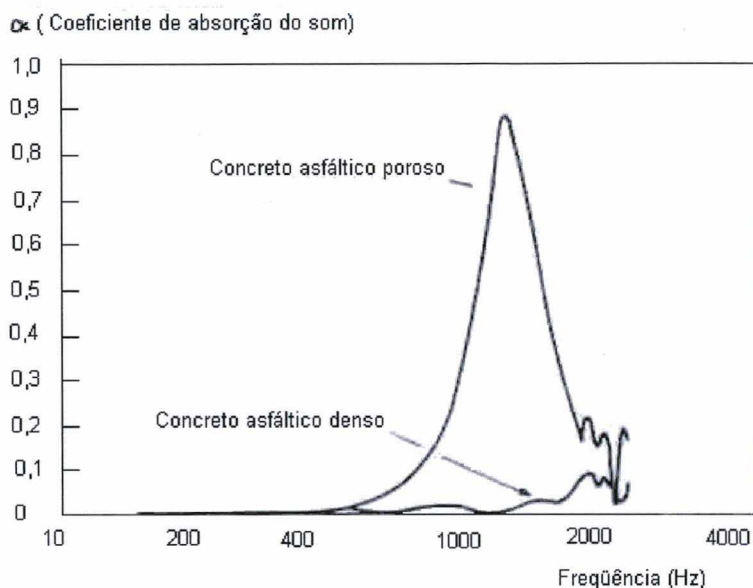


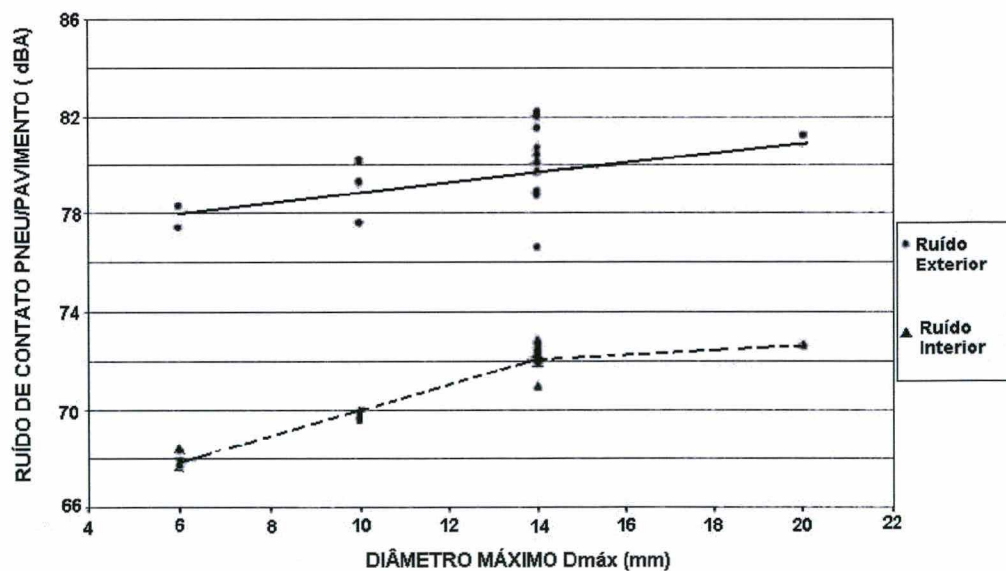
Figura 4.8: Alto coeficiente de absorção dos concretos drenantes em torno de 1000 Hz (em relação aos concretos densos) (VAN HEYSTRÆTEN *et al.*, 1990)

4.7 EVOLUÇÃO DO RUÍDO COM A IDADE DO PAVIMENTO DRENANTE

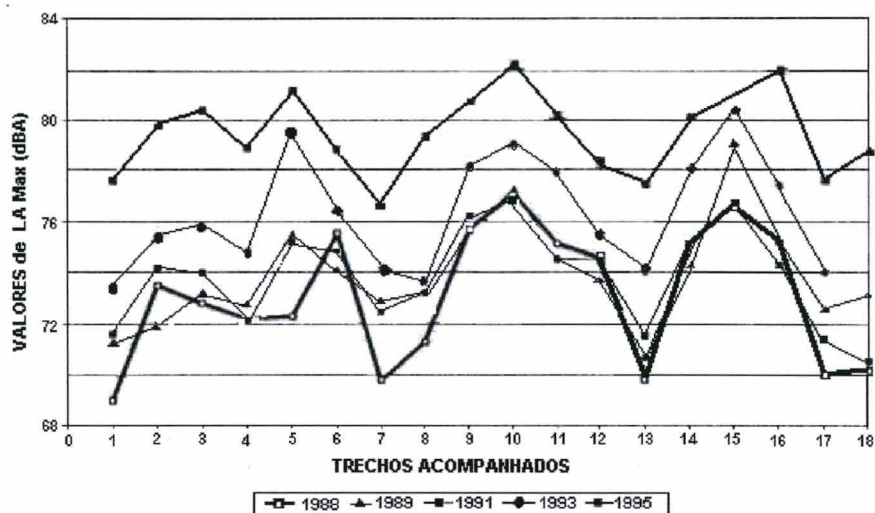
Em acompanhamento da rodovia francesa A63 (Bordeaux-Bayonne) em 1988, constatou-se que após 6 meses de uso do concreto asfáltico drenante, o nível dos ruídos na rodovia modifica-se. A pista estudada consistiu de 18 trechos com comprimento unitário mínimo de 500 metros (12 km no total) e que suportara um tráfego importante de 5 milhões de eixos (Tabela 4.3). Também pode ser observada a influência do diâmetro máximo no ruído de contato (fig. 4.9) bem como a evolução entre 1988 e 1995 dos níveis de ruído exterior (fig. 4.10).

**TABELA 4.3: CARACTERÍSTICAS DOS TRECHOS ACOMPANHADOS NA
RODOVIA FRANCESA A-63 (BROSSEAUD *et al.*, 1997)**

Trecho	D máx	Modalidade de composição da mistura	Esp. (cm)	Trecho	D máx	Modalidade de composição da mistura	Esp. (cm)
1	10	Ligante com borracha	4	10	14	Referência	2
2	14	Ligante com polímero	4	11	10	Referência	2
3	14	Ligante com polímero	4	12	6	Referência	2
4	14	Referência	6	13	6	CPA deficiente	2
5	20	Contínua	4	14	14	CPA deficiente	4
6	14	Referência	4	15	14	Filler= cal	4
7	14	Pouco descontínua 2/6	4	16	14	Referência	4
8	10	Referência	4	17	10	Ligante com polímero	4
9	14	20 % de areia	4	18	14	Fibras	4



**Figura 4.9: Influência do diâmetro máximo sobre o ruído na rodovia A-63
(BROSSEAUD *et al.*, 1997)**



**Figura 4.10: Evolução dos níveis de ruído exterior na rodovia A-63
(BROSSEAUD *et al.*, 1997)**

Constatou-se que após um período de relativa estabilidade, durante os primeiros anos, ocorreram aumentos significativos de ruído após 4-5 anos. Para 50% dos trechos os níveis sonoros são particularmente elevados, com valores entre 80 e 82 dB(A), comparáveis aos pavimentos mais ruidosos.

Os quatro trechos que apresentaram menor nível sonoro (menos de 78 dB(A)) estavam entre os menos ruidosos no início do acompanhamento. Entretanto é difícil encontrar-se pontos comuns entre as misturas quanto aos diâmetros dos agregados, discontinuidades mais ou menos acentuadas, natureza dos ligantes ou nas espessuras das camadas.

4.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ruído, pelas conseqüências danosas à saúde humana, merece uma análise destacada e deve ser levado em conta no estudo das vias urbanas e nas rodovias que atravessam aglomerados urbanos. As legislações têm sido exigentes face ao problema e os fabricantes de veículo e de pneus têm apresentados produtos com menor geração de ruídos. Cabe aos gestores das rodovias atuar com determinação no fator que depende da superfície da pista, principalmente na prevenção da poluição sonora nas proximidades de conjuntos residenciais, escolas e hospitais.

Os pavimentos drenantes, entre outros tipos de superfícies rodoviárias, apresentam resultados na redução na emissão de ruídos do tráfego, tanto na geração dos ruídos pneu/pavimento como devido às capacidades de absorção sonora que apresentam, que podem se tornar soluções a serem consideradas onde os índices de poluição sonora gerada pelo tráfego atinjam valores incompatíveis com a sanidade das pessoas nas vizinhanças das rodovias.

A atuação dos concretos asfálticos drenantes na redução dos ruídos é destacada não só no pavimento seco, mas também nos molhados, quando a água aumenta a geração dos ruídos e devem ser analisados sempre com essa característica adicional sobre a qualidade ambiental, que é relevante para a melhora da qualidade de vida da sociedade atual.

CAPÍTULO 5

MÉTODOS UTILIZADOS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para alcançar o objetivo do trabalho de estabelecer uma curva granulométrica para concreto asfáltico drenante com teor de vazios comunicantes maximizado, o estudo foi realizado em três etapas de ensaio.

Em cada etapa estabeleceu-se uma composição granulométrica aberta a partir de brechas inseridas em formulações granulométricas contínuas. Foram moldados corpos de prova Marshall para cada uma das granulometrias, para a determinação dos vazios comunicantes e a análise da resistência à desagregação da formulação a partir do ensaio CÁNTABRO. Esse ensaio tem sido utilizado em muitos países europeus para determinar o efeito da variação do teor de vazios, da natureza dos ligantes e dos aditivos na resistência à desagregação da mistura drenante.

Nas granulometrias das segunda e terceira etapas analisou-se a *resistência à deformação permanente*, em placas de concreto asfáltico moldadas para esse fim. Nessas placas moldadas para o ensaio de deformação permanente foram verificadas as permeabilidades de cada mistura através do *ensaio de Permeabilidade*.

5.1 AGREGADOS

As características necessárias para os agregados no concreto asfáltico drenante são semelhantes às exigidas nas demais misturas asfálticas. Os agregados graúdos devem formar um esqueleto mineral resistente e estável para o qual se exigem resistência à fragmentação (perdas no ensaio Los Angeles inferior a 18 – 20%), forma cúbica e uma alta percentagem de faces fraturadas. Também é necessária limpeza, boa adesividade e que não estejam em processo de alteração. Além dessas características, o agregado graúdo deverá apresentar alta resistência ao polimento.

A escolha dos agregados para esta pesquisa recaiu em materiais granulares da região da Grande Florianópolis, britados na pedreira na localidade de Forquilha, no município de São José.

A brita produzida na pedreira provém da suíte intrusiva São Pedro de Alcântara, sendo formada por granito de coloração cinza claro, com estrutura delineada e granulação variável de média a grossa.

A britagem se processa em central convencional, constituída por britadores primários de mandíbula, secundários com giroféricos cônicos e sistema de peneiramento tradicional.

Todos os granulares utilizados foram obtidos da mesma pedreira, com vistas a reduzir as variáveis da pesquisa. Não se empregou areia nem filler na composição da mistura.

O material coletado foi primeiramente seco ao ar e, posteriormente separado por peneiramento, com a ajuda da série de peneira de aberturas: 38,1 mm; 25,4 mm; 19,0 mm; 12,5 mm; 9,5 mm; 4,75 mm, 2,36 mm; 1,18 mm; 0,6 mm; 0,3 mm; 0,15 mm e 0,074 mm.

5.2 MATERIAL BETUMINOSO

O cimento asfáltico utilizado foi o CAP -20, modificado por polímero SBS em 4%.

A modificação de um cimento asfáltico através de copolímeros em bloco de estireno e butadieno (SBS) confere características especiais que melhoram o desempenho dos pavimentos betuminosos, especialmente alterando a sensibilidade à temperatura e à frequência.

Os ligantes asfálticos modificados com polímeros têm sido utilizados na confecção de misturas drenantes não só porque apresentam melhor adesividade, como também por conseguirem envolver os agregados com filme de maior espessura (PORTO, 1999) As características do ligante utilizado em todas as três etapas, fornecidas pelo fabricante do material asfáltico, estão na tabela 5.1 e 5.2.

TABELA 5.1: CARACTERÍSTICAS DO ASFALTO MODIFICADO UTILIZADO (*)

Características	CAP-20 modificado
Viscosidade a 135 °C, cps, máx	2500
Viscosidade a 145 °C, cps máx	2000
Viscosidade a 175 °C cps, máx	450
Penetração a 25 °C (100g, 5 s) mm	50-70
Ponto de amolecimento °C	50 – 65
Ponto de ruptura FRASS, °C , min	65
Índice de susceptibilidade térmica ,	Zero
Intervalo de plasticidade, °C, min	65
Densidade a 20/4 °C	1,00 – 1,04
Ponto de fulgor, °C, min	240
Ductilidade a 10 °C , cm , min	100
Recuperação elástica a 25 °C, %, min	60
Recuperação elástica a 10 °C, %, min	50
Compatibilidade a 163 °C, 2 dias,	2
Micromorfologia da dispersão	OK

(*)= Valores fornecidos pelo fabricante

TABELA 5.2: CARACTERÍSTICAS DO ASFALTO MODIFICADO UTILIZADO - EFEITOS DO CALOR E DO AR (*)

Características	CAP-20 modificado
% Variação em massa, %, máx	1,0
% Penetração original, min	50
% Ponto de amolecimento , min	90
Ductilidade a 25 °C, cm, min	90
Ductilidade a 10 °C , cm , min	80
Recuperação elástica a 25 °C, % ,	50
Recuperação elástica a 10 °C , %, ,	40

(*)= Valores fornecidos pelo fabricante

5.3 DEFINIÇÃO DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DA PRIMEIRA ETAPA

Para o estabelecimento das curvas granulométricas do primeiro conjunto de ensaios foram adotados três diâmetros máximos: $D_{max1}=9,5$ mm; $D_{max2}=12,5$ mm e

$D_{max3}=19,1$ mm. Com esses diâmetros máximos e as percentagens passantes na peneira 0,074 mm (que foram pré-estabelecidas) determinou-se o expoente n da curva de Fuller:

$$\% \text{ passante} = 100 * (d/D)^n \quad [5.1]$$

onde d é a abertura da peneira (mm);

D é o tamanho máximo (mm);

n é o expoente.

Com a definição do valor da percentagem passante na peneira 0,074 mm e do tamanho máximo, o expoente n é assim determinado:

$$n = [\log(\%p_{200}/100)] / [D_{m\acute{a}x} * \log(p_{0,074}/D_{m\acute{a}x.})] \quad [5.2]$$

A partir dessa curva granulométrica básica, contínua, foram estabelecidas descontinuidades com a supressão de algumas peneiras para a obtenção da brecha na curva descontínua para mistura drenante. Estabelecidas as descontinuidades, cada uma das curvas teve a percentagem passante recalculada para obtenção da granulometria final.

Para cada diâmetro máximo, criaram-se descontinuidades nas curvas, sendo uma descontinuidade 0/2 mm na curva com tamanho máximo de 9,50 mm, duas descontinuidades (0/2 mm e 0/4mm) na curva de diâmetro tamanho máximo de 12,50 mm e três descontinuidades (0/2mm, 0/6mm, e 2/9 mm) na curva de tamanho máximo de 19,10 mm, totalizando seis granulometrias diferentes.

Na primeira etapa de ensaios, o critério utilizado para a definição foi de que 85% seriam de materiais graúdos (diâmetros maiores que a brecha) e 15% de materiais finos (diâmetro menores que a brecha) exceto para as curvas de tamanho máximo de 19,1 mm, para as quais o valor da percentagem de finos foi de 20% em uma curva e o valor de 40% na outra curva (fig.5.1; tab.5.3).

Para a confecção dos corpos de prova, as quantidades de agregado em cada peneira foram estabelecidas de modo que a massa total dos agregados por corpo de prova fosse mantida constante em 1.200g.

TABELA 5.3: GRANULOMETRIAS DA PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Curva 9,5 Brecha 0/2																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,75	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
Dmax=9,5				100,00	72,30	57,85	33,52	19,26	11,74	6,53	3,78	2,16			2,16	0,79
RETIDO					27,70	14,45	24,33	14,26	7,53	5,20	2,75	1,62	2,16			
GAP 0/2	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,75	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
RETIDO			0,00	0,00	27,70	14,45	24,33	0,00	0,00	5,20	2,75	1,62	2,16		78,21	
RETIDO			0,00	0,00	35,41	18,48	31,10	0,00	0,00	6,65	3,52	2,07	2,77			
%ACUM			0,00	0,00	35,41	53,89	85,00	85,00	85,00	91,65	95,17	97,23	100,00			
%PASSANTE		100,00	100,00	100,00	64,59	46,11	15,00	15,00	15,00	8,35	4,83	2,77	0,00			
Curva Dmax =12,5 Brecha 0/2																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,75	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
Dmax=12,5		0,00	100,00	82,41	61,69	50,55	31,05	18,93	12,16	7,21	4,42	2,69			2,69	0,71
%RETIDO			0,00	17,59	20,72	11,14	19,50	12,12	6,77	4,96	2,79	1,74	2,69			
GAP 0/2	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,75	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
%RETIDO			0,00	17,59	20,72	11,14	19,50	0,00	0,00	4,96	2,79	1,74	2,69		81,11	
%RETIDO			0,00	21,69	25,55	13,73	24,04	0,00	0,00	6,11	3,44	2,14	3,31			
%ACUM			0,00	21,69	47,24	60,97	85,00	85,00	85,00	91,11	94,55	96,69	100,00			
%PASSANTE		100,00	100,00	78,31	52,76	39,03	15,00	15,00	15,00	8,89	5,45	3,31	0,00			
Curva 12,5 Brecha 0/4																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
D max=12,5		0,00	100,00	81,11	59,30	48,19	28,22	16,53	10,24	5,82	3,43	2,00			2,00	0,76
%RETIDO			0,00	18,89	21,81	11,11	19,97	11,70	6,29	4,43	2,39	1,43	2,00			
GAP 0/4	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
%RETIDO			0,00	18,89	21,81	11,11	0,00	0,00	0,00	4,43	2,39	1,43	2,00		62,05	
%RETIDO			0,00	30,44	35,16	17,90	0,00	0,00	0,00	7,13	3,85	2,30	3,22			
%ACUM			0,00	30,44	65,59	83,49	83,49	83,49	83,49	90,63	94,48	96,78	100,00			
%PASSANTE		100,00	100,00	69,56	34,41	16,51	16,51	16,51	16,51	9,37	5,52	3,22	0,00			
Curva Dmax 19,1 Brecha 0/2																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
Dmax=19,1		100,00	77,34	65,49	51,06	43,30	28,31	18,50	12,65	8,07	5,30	3,46			3,46	0,61
%RETIDO			22,66	11,85	14,43	7,76	15,00	9,80	5,85	4,58	2,77	1,85	3,46			
GAP 0/2	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
%RETIDO			22,66	11,85	14,43	7,76	15,00	0,00	0,00	4,58	2,77	1,85	3,46		84,34	
%RETIDO			26,86	14,05	17,11	9,20	17,78	0,00	0,00	5,43	3,28	2,19	4,10			
%ACUM			26,86	40,91	58,02	67,22	85,00	85,00	85,00	90,43	93,71	95,90	100,00			
%PASSANTE		100,00	73,14	59,09	41,98	32,78	15,00	15,00	15,00	9,57	6,29	4,10	0,00			
Curva 19,1 Brecha 0/4																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
Dmax=19,1		100,00	77,10	65,16	50,65	42,87	27,88	18,13	12,34	7,83	5,12	3,32			3,32	0,61
%RETIDO			22,90	11,94	14,51	7,78	14,99	9,75	5,79	4,51	2,71	1,80	3,32			
GAP 0/4	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
%RETIDO			22,90	11,94	14,51	0,00	0,00	0,00	0,00	4,51	2,71	1,80	3,32		61,69	
%RETIDO			37,12	19,36	23,52	0,00	0,00	0,00	0,00	7,31	4,39	2,92	5,38			
%ACUM			37,12	56,48	80,00	80,00	80,00	80,00	80,00	87,31	91,71	94,62	100,00			
%PASSANTE		100,00	62,88	43,52	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	12,69	8,29	5,38	0,00			
Curva 19,1 Brecha 2/6																
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			%p200=	n=
Dmax=19,1		100,00	75,21	62,54	47,46	39,53	24,67	15,40	10,10	6,13	3,85	2,40			2,40	0,67
%RETIDO			24,79	12,67	15,09	7,93	14,86	9,27	5,30	3,97	2,28	1,46	2,40			
GAP 2/6	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07			SOMA=	
%RETIDO			24,79	12,67	0,00	0,00	0,00	9,27	5,30	3,97	2,28	1,46	2,40		62,13	
%RETIDO			39,90	20,39	0,00	0,00	0,00	14,93	8,53	6,38	3,68	2,34	3,85			
ACUM			39,90	60,29	60,29	60,29	60,29	75,22	83,74	90,13	93,80	96,15	100,00			
%PASSANTE		100,00	60,10	39,71	39,71	39,71	39,71	24,78	16,26	9,87	6,20	3,85	0,00			

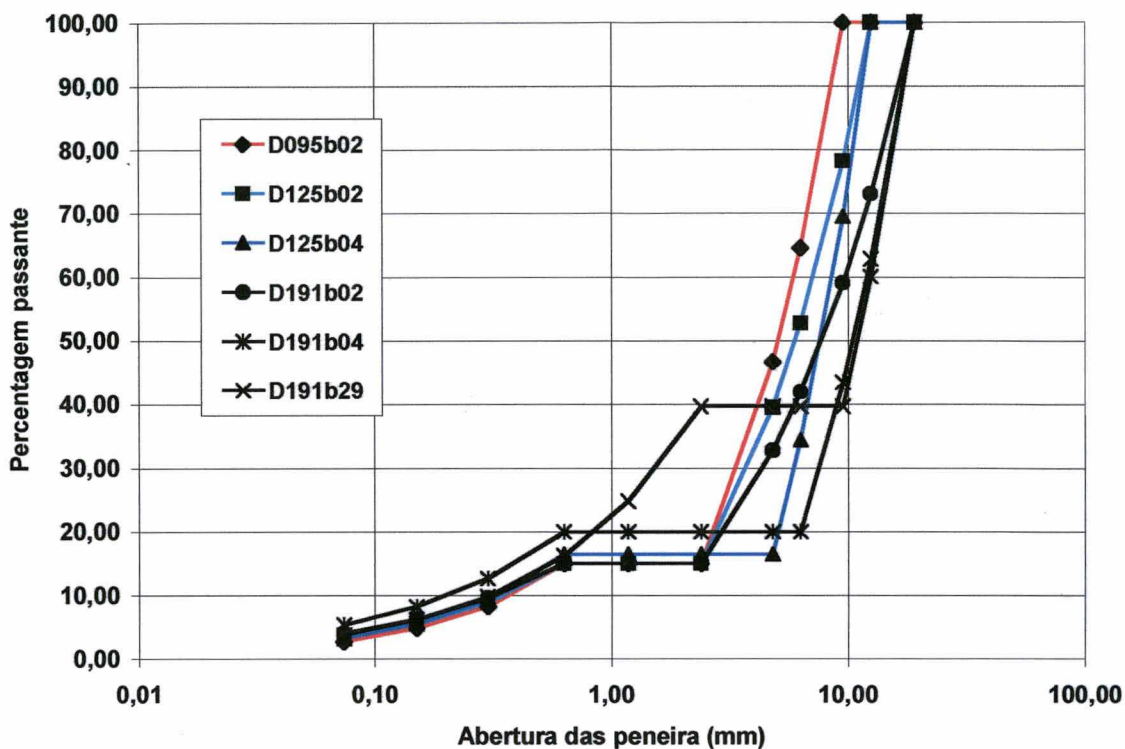


Figura 5.1: Curvas granulométricas da primeira etapa

5.4 CONJUNTO DE ENSAIOS DA PRIMEIRA ETAPA

O conjunto de ensaios da primeira etapa da pesquisa seguiu o esquema apresentado na figura 1.2, com a confecção de 15 (quinze) corpos de prova Marshall, para cada uma das seis granulometrias, com cinco percentagens de cimento asfáltico (3,6%, 4,0%, 4,4%, 4,8% e 5,2%), totalizando 90 corpos de prova.

5.5 COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DA PRIMEIRA ETAPA

Antes da compactação foram executadas etapas preliminares tais como:

- *Pré-secagem do material*: O material foi seco ao ar livre logo após o recebimento diretamente da usina de britagem.

- Peneiramento: Já seco ao ar e livre da umidade excessiva, o material foi separado por peneiramento. Para tal utilizou-se das mesmas que serviram para definir as curvas granulométricas.

- Secagem: O material, já separado de acordo com as peneiras estabelecidas, foi seco em estufa à temperatura de 105 °C, durante 24 horas para a completa eliminação da umidade (fig 5.3).



Figura 5.2: Secagem dos agregados na estufa

- Pesagem: O material, seco completamente na estufa, foi pesado buscando-se as quantidades de acordo com a curva granulométrica para cada mistura a ser analisada.

- Pré-aquecimento: Tanto os granulares como os ligantes foram pré-aquecidos ao longo de um dia em estufa a 150 °C objetivando prepará-los para depois serem aquecidos na temperatura correta de mistura.

- Aquecimento: Preparados pelo pré-aquecimento, e para que houvesse melhor mistura, os granulares foram, então, aquecidos a 180 °C enquanto o ligante foi aquecido a 165°C, de acordo com a viscosidade do cimento asfáltico.

- Mistura: A mistura ocorreu após tanto os granulares quanto o betume atingirem as temperaturas almejadas, quando então esses componentes da mistura asfáltica foram colocados em um recipiente (panela) também aquecido a 150 °C, para evitar a perda de temperatura. No primeiro conjunto de ensaios a mistura ocorreu em uma só etapa, e os agregados grossos e finos, bem como o betume, foram colocados juntos, excluindo assim uma primeira mistura.

- Acondicionamento: No menor tempo possível os materiais misturados eram acondicionados nos moldes metálicos para a confecção de corpos de prova Marshall. Estes anéis metálicos foram preliminarmente aquecidos a 150 °C. Após moldados os corpos de prova ficavam esfriando até sua temperatura de compactação que foi de 158 °C.

- Compactação: A compactação, depois de cumpridas as etapas descritas anteriormente, foi realizada com um compactador MARSHALL padrão e a energia de compactação de 75 golpes em cada face do corpo de prova. Com os corpos de prova assim moldados (figura 5.3) foram realizados os demais ensaios descritos a seguir.



Figura 5.3 Primeiro conjunto de corpos de prova

5.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DA PRIMEIRA ETAPA

Na primeira etapa foram moldados 90 corpos de prova Marshall com energia de compactação de 75 golpes por face do corpo de prova, que foram ensaiados para a verificação dos teores de vazios, vazios comunicantes e desgaste no ensaio Cántabro.

5.6.1 Percentagem de Vazios

Para o conhecimento da percentagem de vazios foram necessárias as medidas do raio e o peso seco de cada corpo de prova. Através da percentagem de materiais na mistura para cada conjunto e suas respectivas densidades reais, e do raio e do peso seco de cada corpo de prova, foram calculadas as respectivas densidades teórica e aparente. Com o conhecimento dessas densidades, a percentagem de vazios pode ser determinada pela fórmula:

$$\% \text{ Vazios} = \left[\frac{\text{densidade teórica} - \text{densidade aparente}}{\text{densidade teórica}} \right] * 100$$

[5.3]

No primeiro conjunto de curvas granulométricas as percentagens de vazios não alcançaram os valores almejados de aproximadamente 25%, indicando a necessidade de revisão nas curvas granulométricas (figuras 5.4 a 5.9).

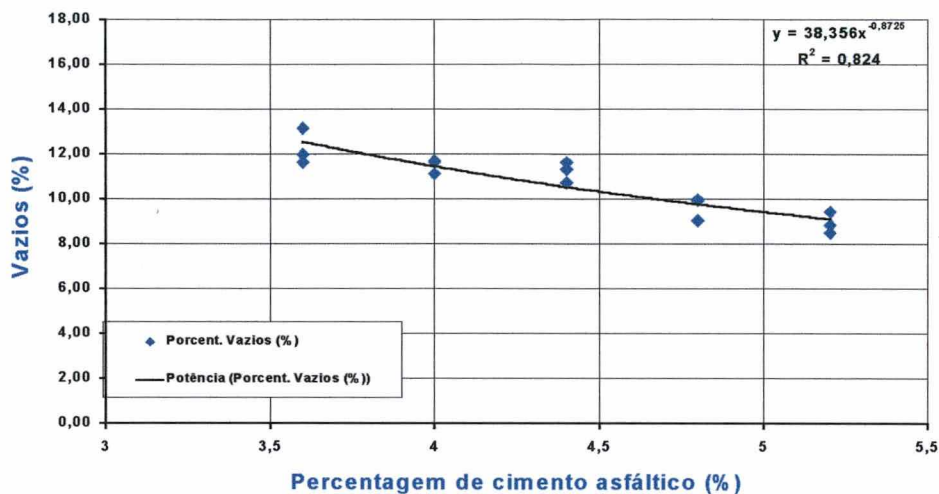


Figura 5.4: Teor de vazios para D max=9,5 mm b 0/2

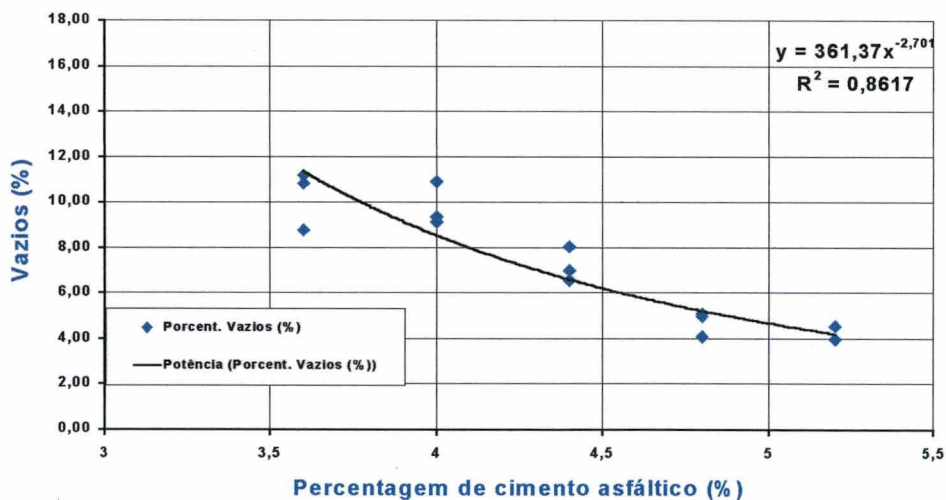


Figura 5.5: Teor de vazios D max=12,5 mm b 0/2

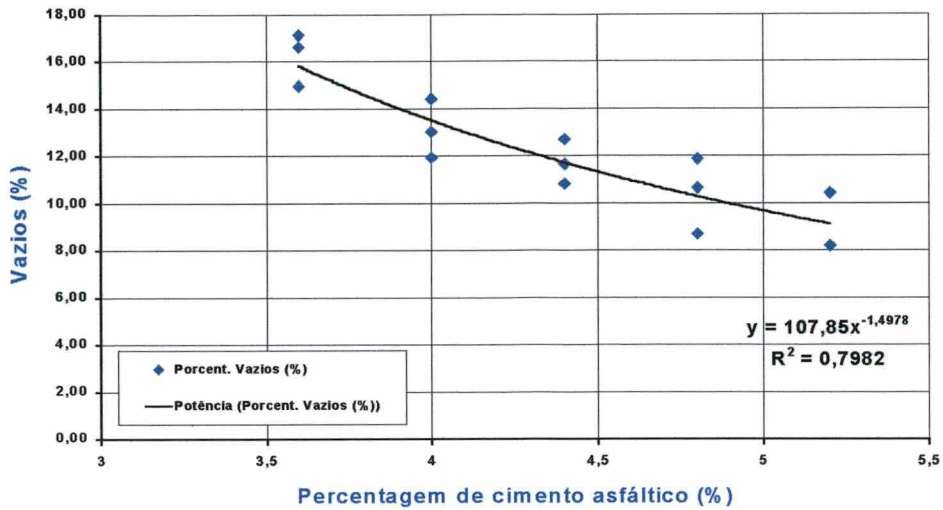


Figura 5.6: Teor de vazios para D max=12,5 mm b 0/4

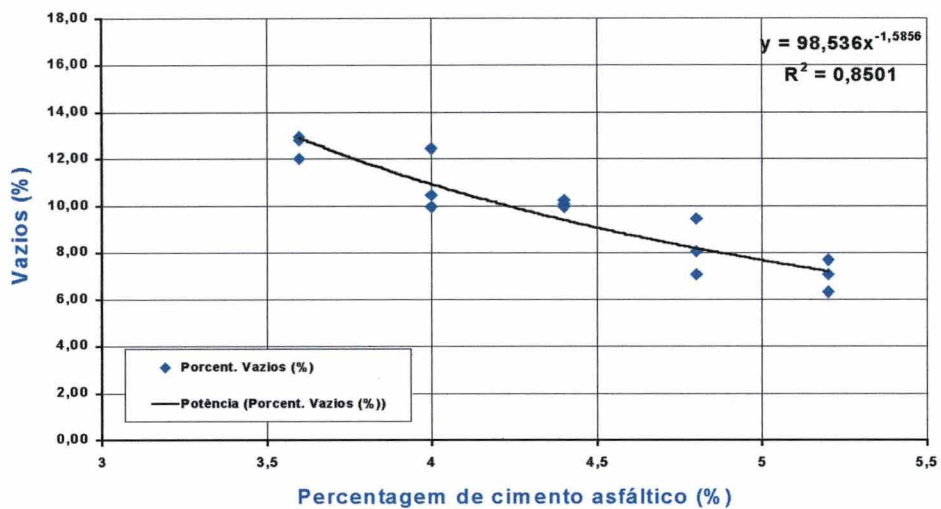


Figura 5.7: Teor de vazios para D max=19,1 mm b 0/2

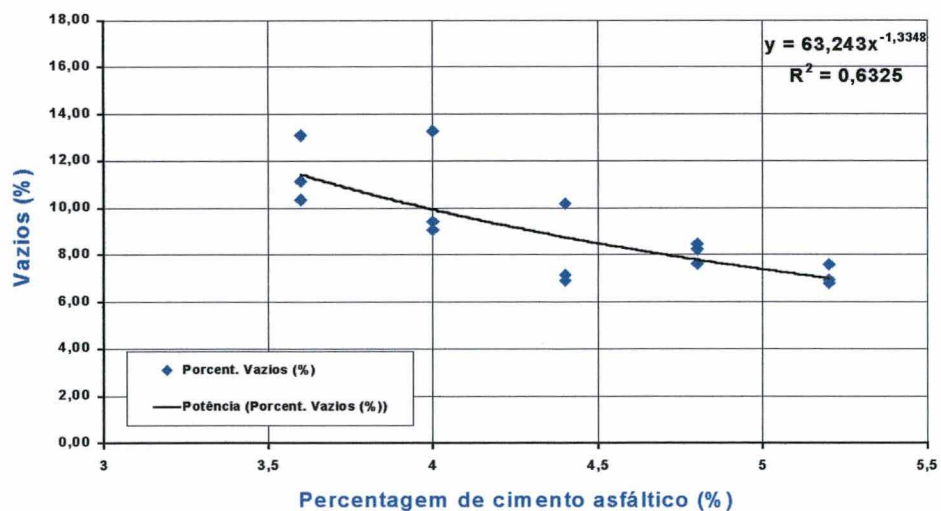


Figura 5.8: Teor de vazios para D max = 19,1 mm b 0/6

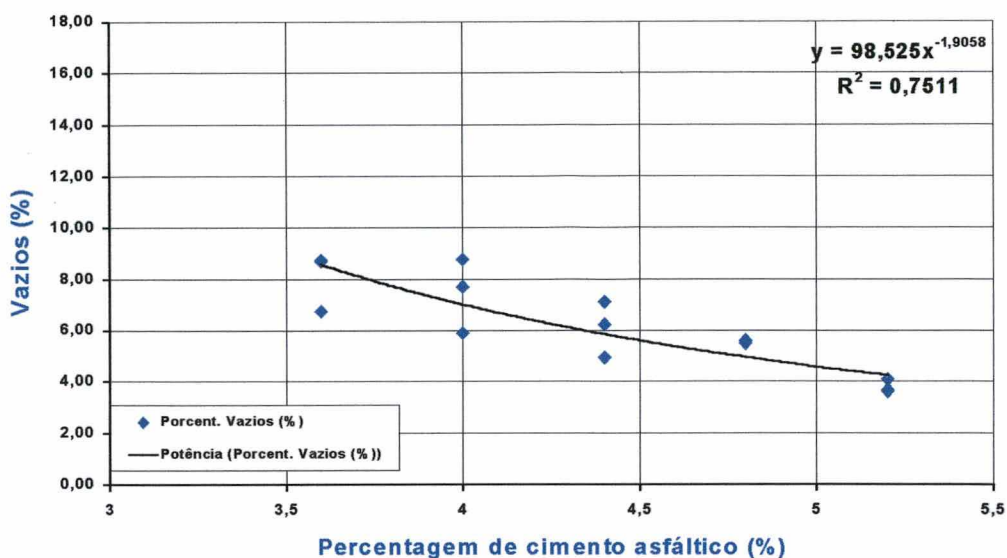


Figura 5.9: Teor de vazios para D max = 19,1 mm b 2/9

5.6.2 Vazios Comunicantes

O ensaio de vazios comunicantes consistiu em medir a quantidade de água que penetra o interior do corpo de prova pela face superior enquanto as faces lateral e inferior são impermeabilizadas por fita adesiva impermeável e parafina, mantendo-se em sua face superior uma película constante de água durante dez minutos (AFNOR NF P 98 254-2,1993).

A percentagem de vazios comunicantes é obtida através da expressão:

$$\% V_{com} = \left[\frac{\text{Peso de água absorvida}}{\text{Área da Face} \cdot h_{reduzida}} \right] \cdot 100 \quad [5.4]$$

sendo que h é reduzida,

$$h_{reduzida} = h_{média} - \frac{D_{máx}}{20} \quad [5.4.1] \quad (\text{AFNOR NF P 98-254-2, 1993})$$

O valor de 20% de vazios comunicantes não foi alcançado, sendo até valores muito baixos.

Os resultados dos ensaios de vazios comunicantes para as seis formulações são mostrados nas figuras 5.10 a 5.15.

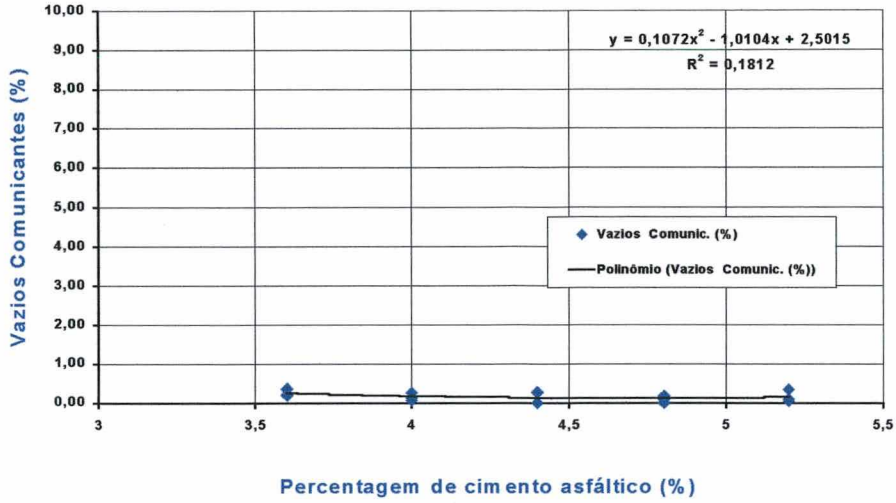


Figura 5.10: Vazios comunicantes para D max=9,5 b 0/2

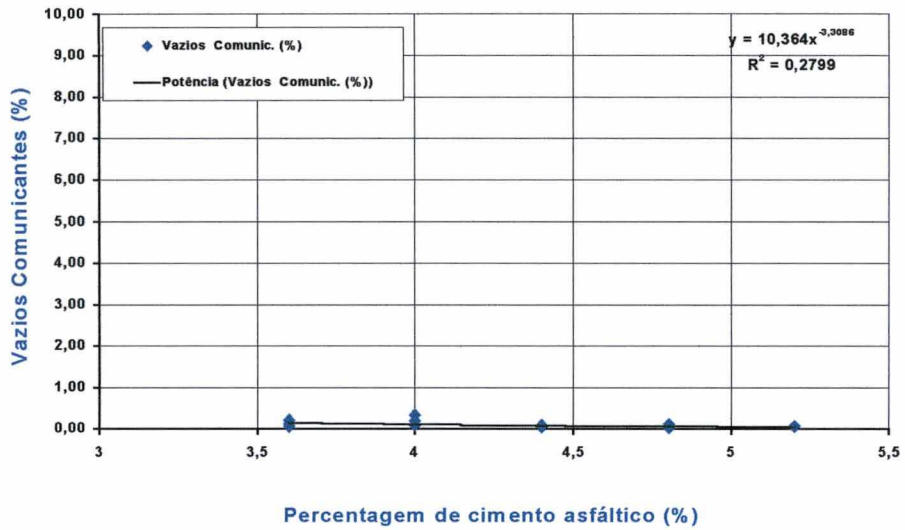


Figura 5.11: Vazios comunicantes para D max=12,5 mm b 0/2

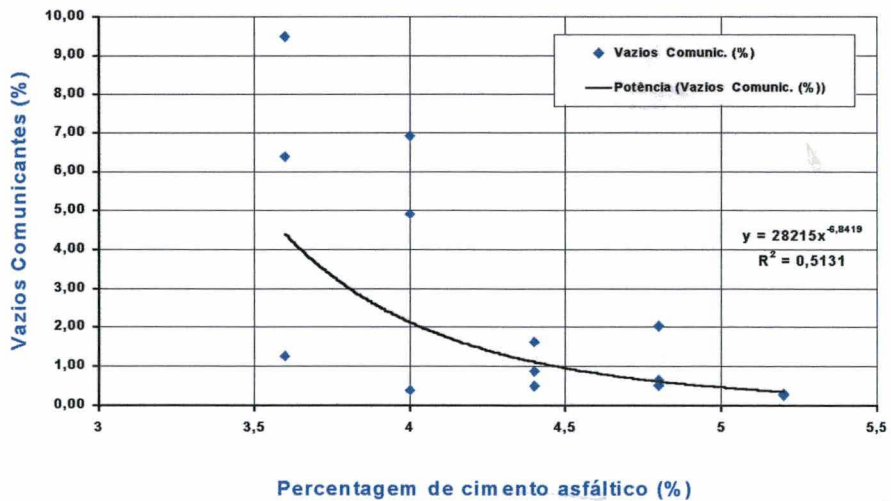


Figura 5.12: Vazios comunicantes para D max=12,5 mm b 0/4

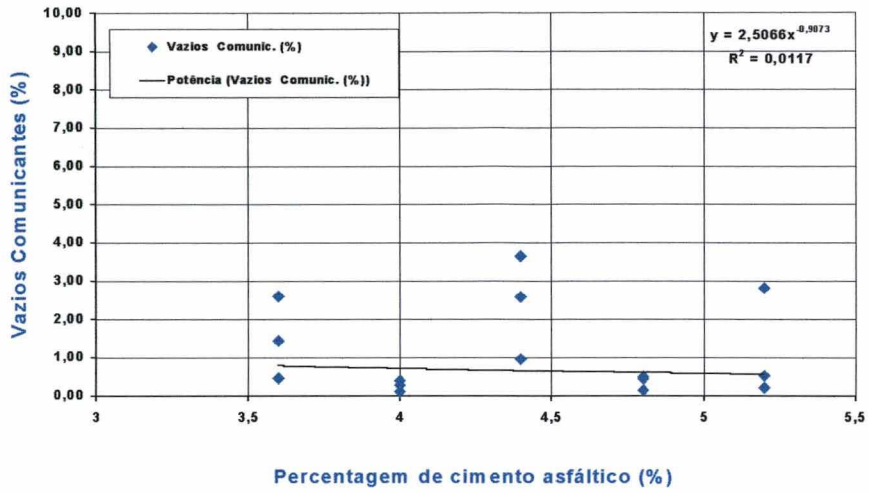


Figura 5.13: Vazios comunicantes para D max=19,1 mm b 0/2

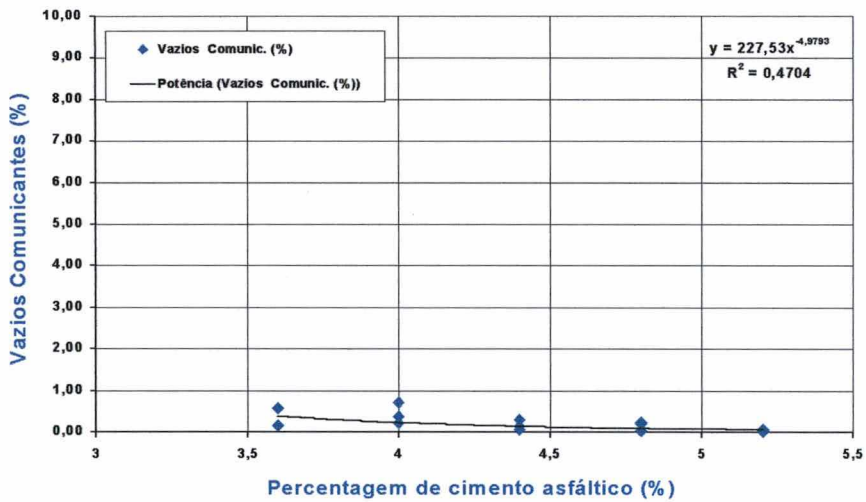


Figura 5.14: Vazios comunicantes para D max=19,1 mm b 0/6

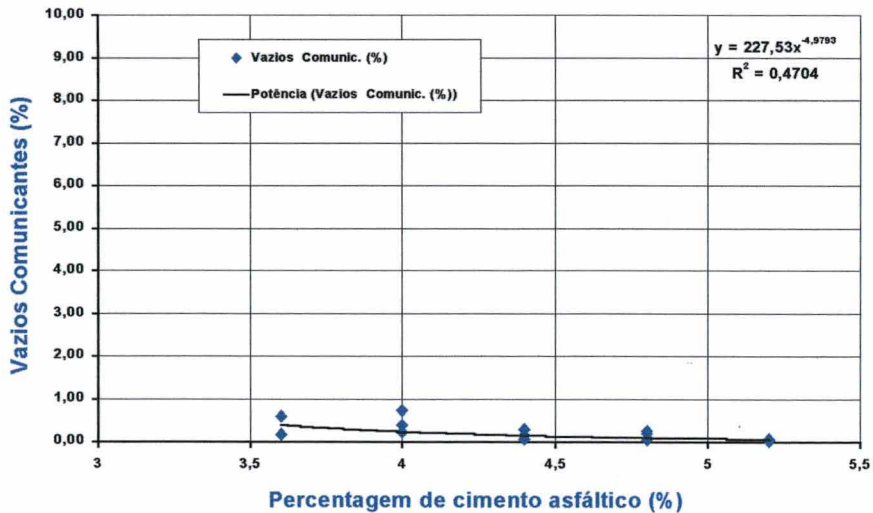


Figura 5.15: Vazios comunicantes para D max=19,1 mm b 2/9

5.6.3 Ensaios CÁNTABRO da primeira etapa

O ensaio CÁNTABRO foi realizado submetendo-se cada corpo de prova a 300 rotações no tambor de abrasão Los Angeles, sem colocação das esferas. Verifica-se a quantidade de massa que o corpo de prova perde no processo e o resultado é dado em percentagem de perda de peso (figura 5.16).

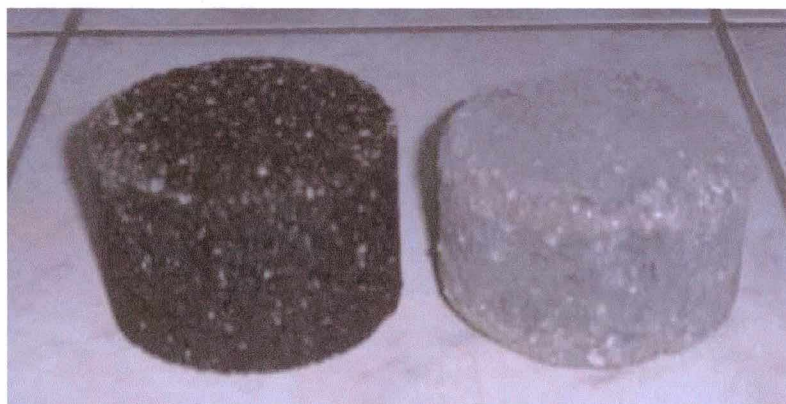


Figura 5.16: Desgaste do corpo de prova Marshall no Ensaio CÁNTABRO

Nesse ensaio os corpos de prova foram ensaiados em conjuntos de três, separados pela curva granulométrica e pela percentagem de cimento asfáltico. O limiar adotado para a perda de massa foi o valor de 25%.

Os resultados dos ensaios e a representação em gráfico estão apresentados nas figuras 5.17 a 5.22.

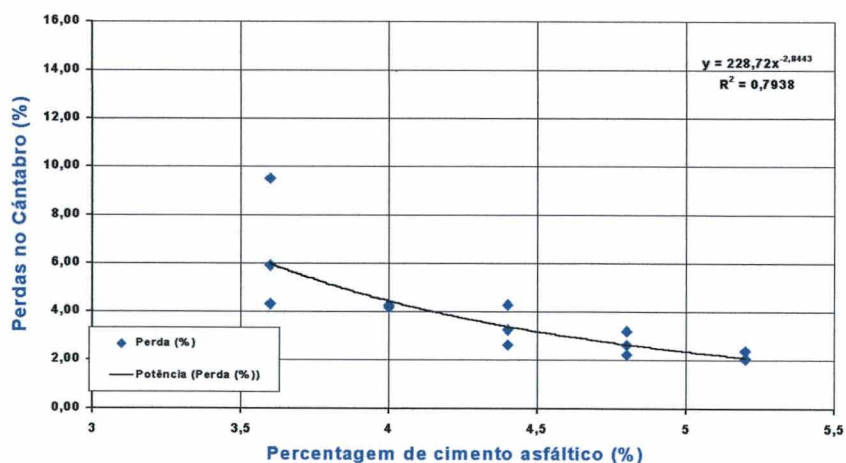


Figura 5.17: Perdas no ensaio CÁNTABRO para D Max= 9,5mm b 0/2

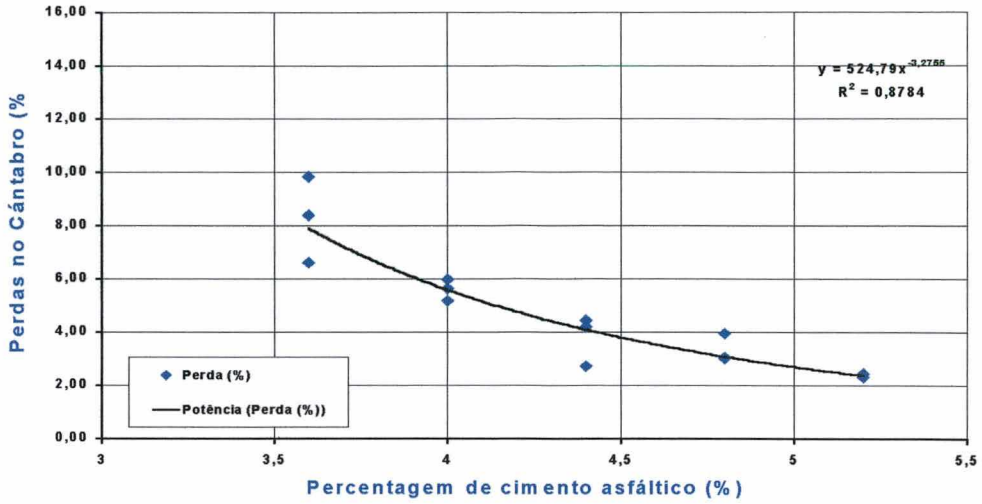


Figura 5.18: Perdas no ensaio CÂNTABRO para D Max= 12,5 mm b 0/2

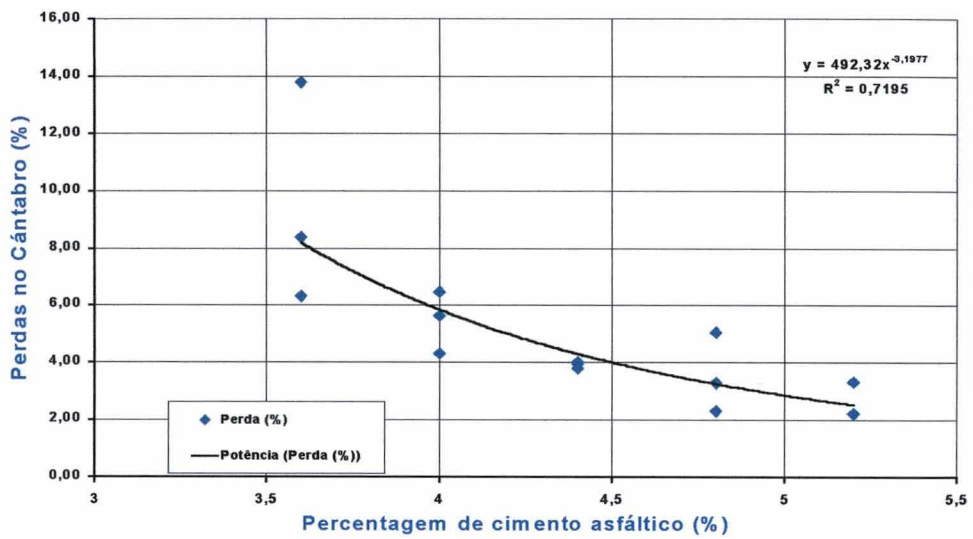


Figura. 5.19: Perdas no ensaio CÂNTABRO para D max=12,5mm b 0/4

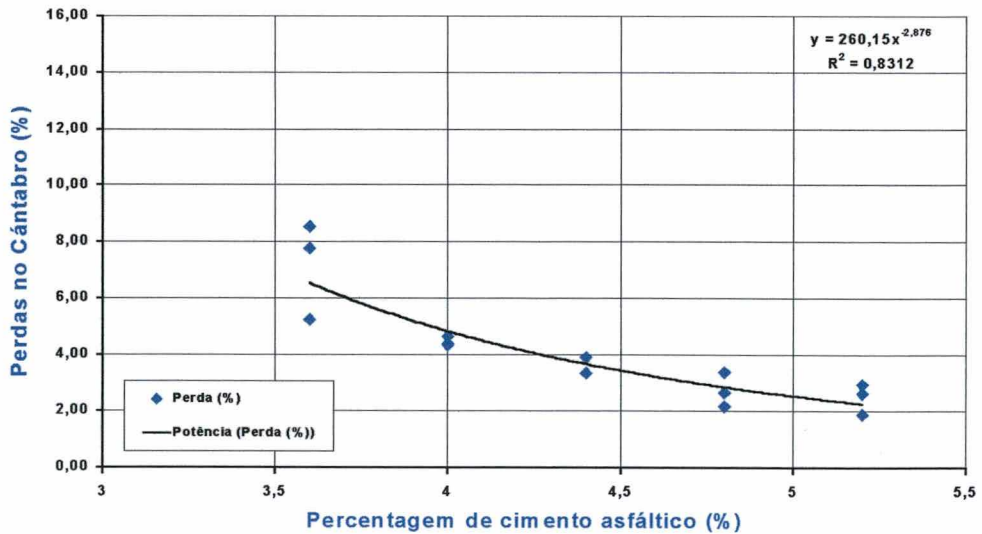


Figura. 5.20: Perdas no ensaio CÂNTABRO para D max= 19,1 mm b 0/2

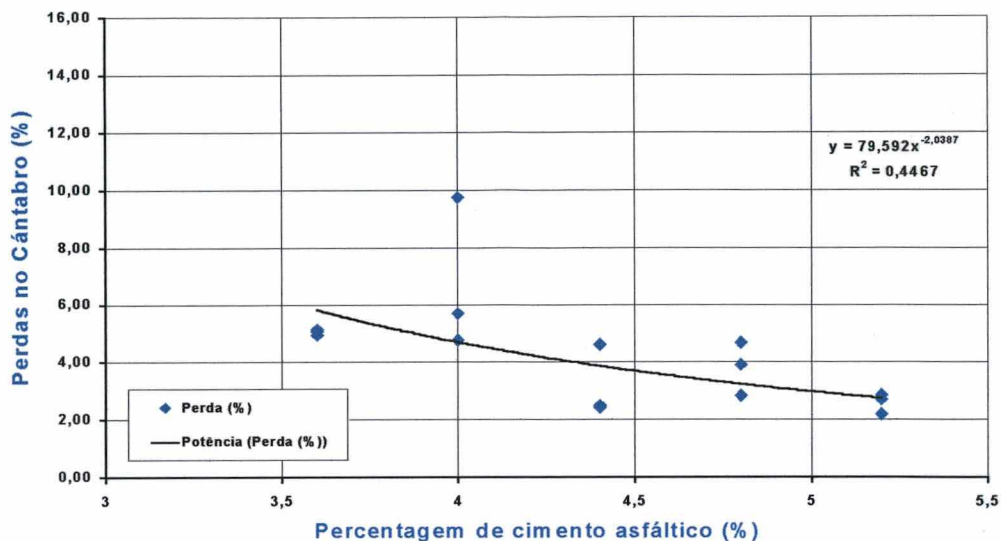


Figura 5.21: Perdas no ensaio CÂNTABRO para D Max= 19,1 mm b 0/6

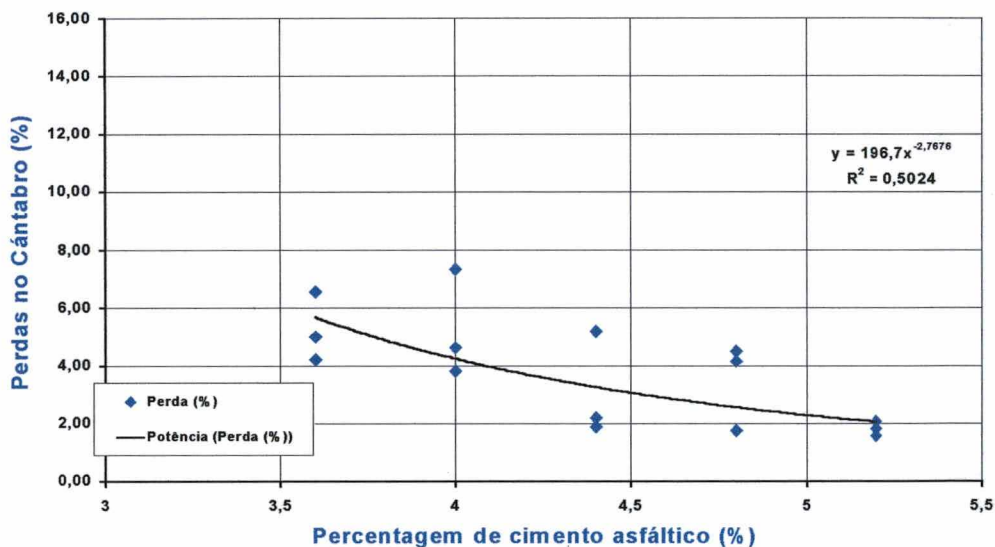


Figura 5.22: Perdas no ensaio CÂNTABRO para D Max= 19,1 mm b 2/9

5.7 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Constatado que as percentagens de vazios comunicantes encontradas foram baixas em relação aos valores almejados, novas curvas granulométricas foram definidas para os ensaios da segunda etapa.

5.7.1 Definição das curvas granulométricas da segunda etapa

De modo idêntico à primeira etapa, três diâmetros máximos foram escolhidos (9,50 mm; 12,50 mm e 19,1 mm).

As discontinuidades foram adotadas segundo o critério de utilizar-se aproximadamente 7% de finos e de tal modo que as granulometrias fossem compostas por materiais retidos em duas peneiras de finos, inferiores à discontinuidade, e duas peneiras de materiais mais graúdos, superiores à discontinuidade. As discontinuidades adotadas para cada tamanho máximo foram: 0/4 na curva de diâmetro máximo de 9,50 mm, 0/6 para a curva de diâmetro máximo de 12,50mm e de 0/9 para a curva de diâmetro máximo 19,1 mm, num total de três granulometrias (fig 1.3, tab. 5.4; fig. 5.23).

TABELA 5.4: GRANULOMETRIAS DA SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Curva D Max=9,5mm Brecha 0/4															
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200 =	n =
% Passante	100,00	100,00	100,00	100,00	71,82	57,69	32,78	18,62	11,23	6,18	3,53	2,00	0,00	2,00	0,81
% Retida	0,00	0,00	0,00	0,00	28,18	14,13	24,91	14,16	7,39	5,05	2,64	1,53	2,00		
GAP 0/4	0,00	0,00	0,00	0,00	28,18	14,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,53	2,00	45,84	
% Retida	0,00	0,00	0,00	0,00	61,46	30,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,35	4,36		
% Acum	0,00	0,00	0,00	0,00	61,46	92,29	92,29	92,29	92,29	92,29	92,29	95,64	100,00		
% Passante	100,00	100,00	100,00	100,00	38,54	7,71	7,71	7,71	7,71	7,71	7,71	4,36	0,00		

Curva Dmax=12,5mm Brecha 0/6															
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200 =	n =
% Passante	100,00	100,00	100,00	81,11	59,30	48,19	28,22	16,53	10,24	5,82	3,43	2,00	0,00	2,00	0,76
% Retida	0,00	0,00	0,00	18,89	21,81	11,11	19,97	11,70	6,29	4,43	2,39	1,43	2,00	Soma	
GAP 0/6	0,00	0,00	0,00	18,89	21,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,43	2,00	44,13	
% Retida	0,00	0,00	0,00	42,80	49,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,24	4,53		100,00
% Acum	0,00	0,00	0,00	42,80	92,23	92,23	92,23	92,23	92,23	92,23	92,23	95,47	100,00		
% passante	100,00	100,00	100,00	57,20	7,77	7,77	7,77	7,77	7,77	7,77	7,77	4,53	0,00		

Curva Dmax=19,1 Brecha 0/9															
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200=	n=
% Passante		100,00	74,18	61,14	45,78	37,80	23,06	14,07	9,04	5,36	3,29	2,00	0,00	2,00	0,70
% Retida			25,82	13,04	15,36	7,98	14,74	8,99	5,03	3,68	2,07	1,29		Soma	
GAP 0/9			25,82	13,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,29		42,15	
% Retida			61,26	30,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,06	4,75		
% Acumul			61,26	92,19	92,19	92,19	92,19	92,19	92,19	92,19	92,19	95,25	10,00		
% Passante		100,00	38,74	7,81	7,81	7,81	7,81	7,81	7,81	7,81	7,81	4,75	0,00		

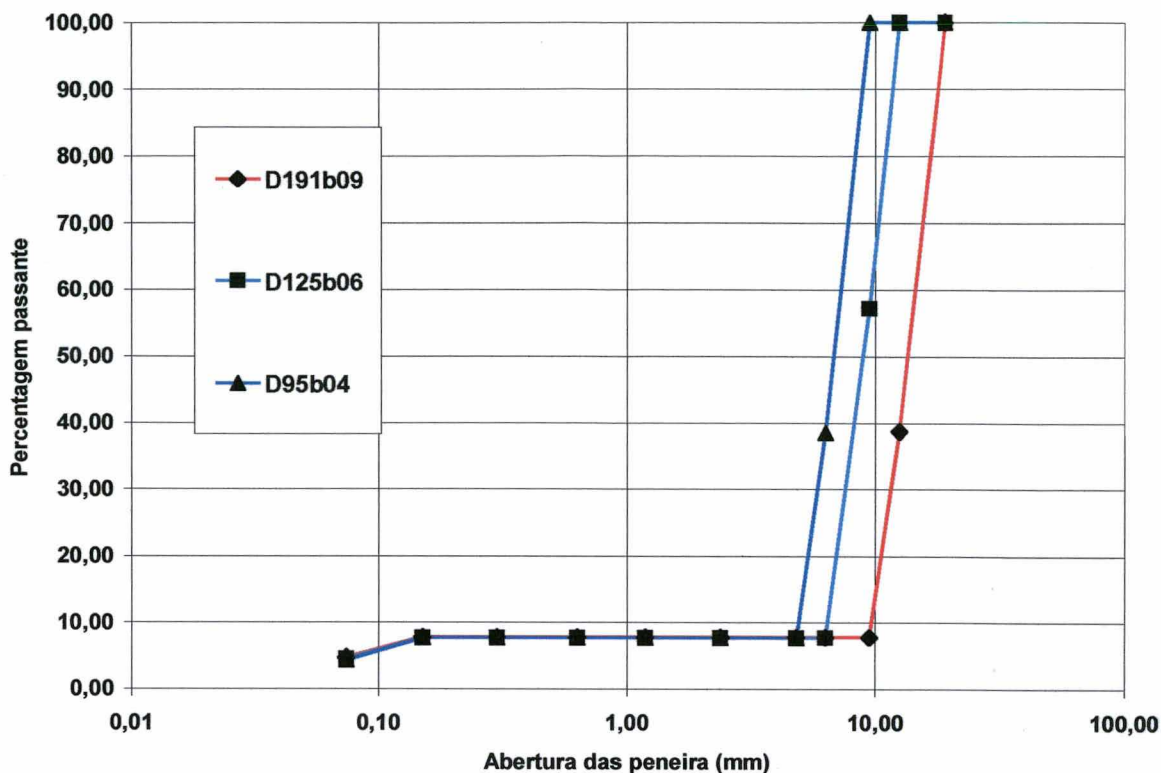


Figura 5.23: Curvas granulométricas da segunda etapa

5.8 RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SEGUNDA ETAPA

No conjunto de ensaios da segunda etapa, foram moldados e ensaiados 9 corpos de prova com 3 teores de betume (3,6%, 4,0% e 4,4%) para cada granulometria analisada, totalizando 27 corpos de prova.

5.8.1 Compactação dos corpos de prova da segunda etapa

A preparação dos corpos de prova para a compactação seguiu a mesma sistemática anteriormente descrita para a primeira etapa, exceto a energia de compactação que foi alterada para 50 golpes por face. A razão de mudança foi a verificação visual de que muitos agregados foram esmagados no conjunto anterior. Também na segunda etapa o procedimento adotado na mistura dos componentes foi diferente, misturando-se primeiro o agregado mais grosso e o betume, sendo posteriormente, mantidas as temperaturas de ensaio, acrescentado o agregado mais fino aquecido. Esse procedimento permite que o ligante envolva melhor o agregado mais graúdo (fig. 5.24).



Figura 5.24: Corpos de prova Marshall da segunda etapa

Com os corpos de prova moldados dessa maneira foram realizados os ensaios descritos a seguir.

5.8.2 Percentagem de vazios da segunda etapa

Procedimento idêntico ao da primeira etapa. Na segunda etapa o objetivo foi atingido para as misturas estudadas (figuras 5.25 a 5.27, nas quais os resultados para as placas estão assinalados por quadrados na cor vermelha, e foram obtidos em corpos de prova extraídos das mesmas através de brocagem).

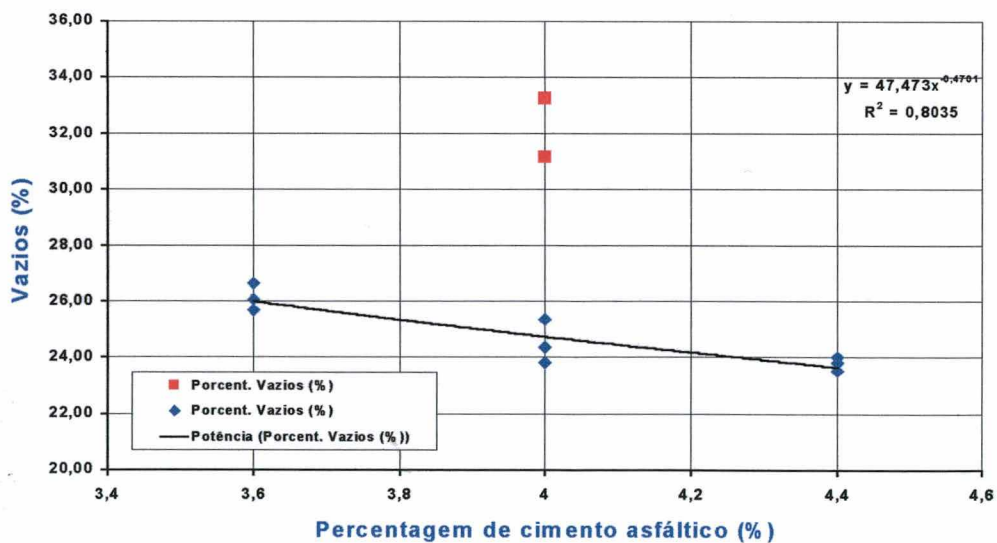


Figura 5.25: Teor de vazios para D max=9,5 mm b 0/4

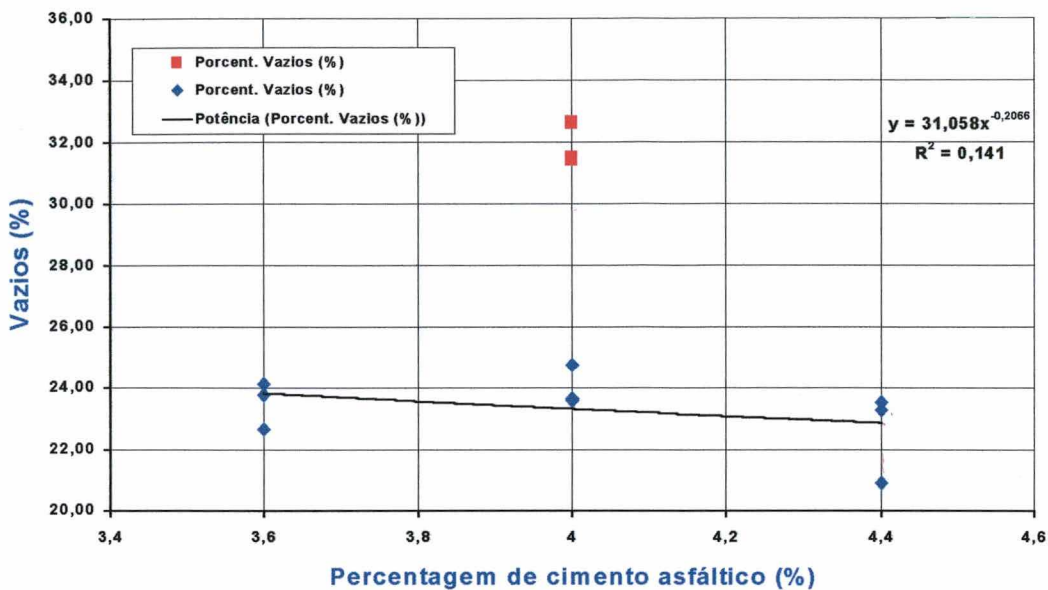


Figura 5.26: Teor de vazios para D max=12,5 mm b 0/6

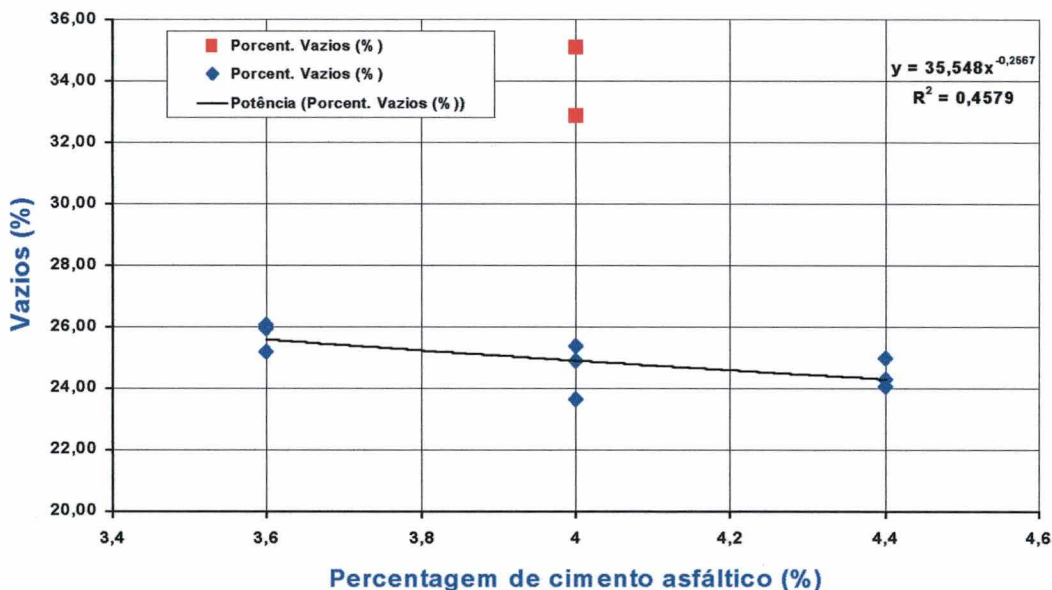


Figura 5.27: Teor de vazios para D max=19,1 mm b 0/9

5.8.3 Percentagem de vazios comunicantes da segunda etapa

Da mesma forma, foi determinado de modo idêntico ao descrito na primeira etapa de ensaios (Figuras. 5.28 a 5.30). Os resultados para as placas, considerados satisfatórios, estão assinalados por quadrados na cor vermelha, e foram obtidos através de corpos de prova extraídos das mesmas através de brocagem).

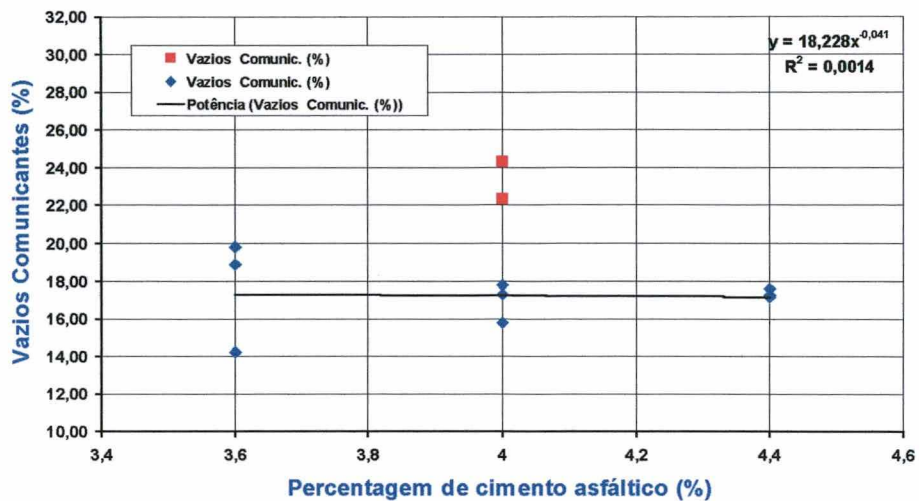


Figura 5.28: Vazios comunicantes para D max=9,5 mm b 0/4

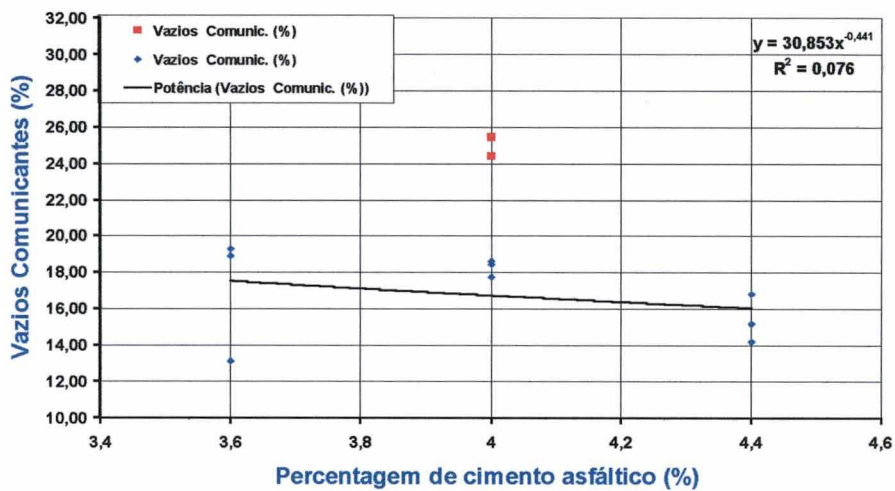


Figura 5.29: Vazios comunicantes para D max=12,5 mm b 0/6

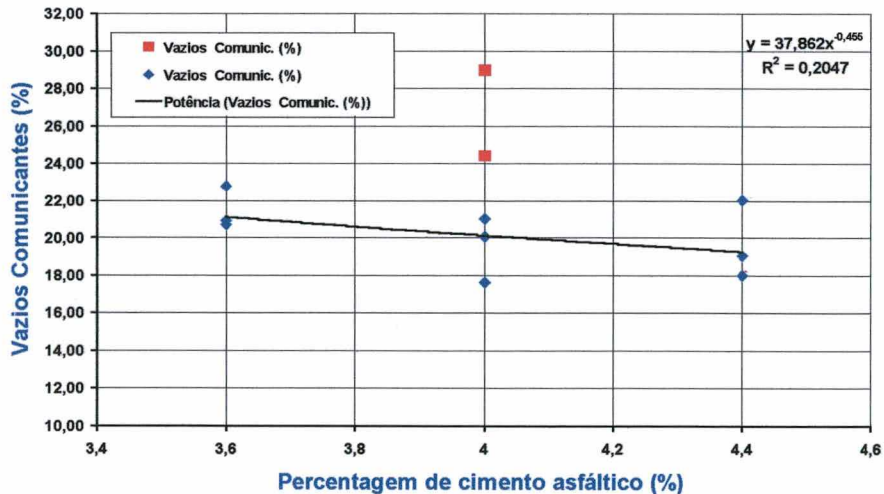


Figura 5.30: Vazios comunicantes para D Max= 19,1 mm b 0/9

5.8.4 Ensaio CÁNTABRO da segunda etapa

O procedimento adotado foi idêntico ao da primeira etapa e consistiu em submeter o corpo de prova a 300 rotações dentro do tambor de abrasão Los Angeles, sem as bolas abrasivas, e calcular a perda por desgaste sofrida. Também foram ensaiados em grupos de três, separados pela curva granulométrica e pela percentagem de cimento asfáltico. Do mesmo modo que no primeiro conjunto admitiu-se uma perda máxima de 25% (figuras 5.31 a 5.33).

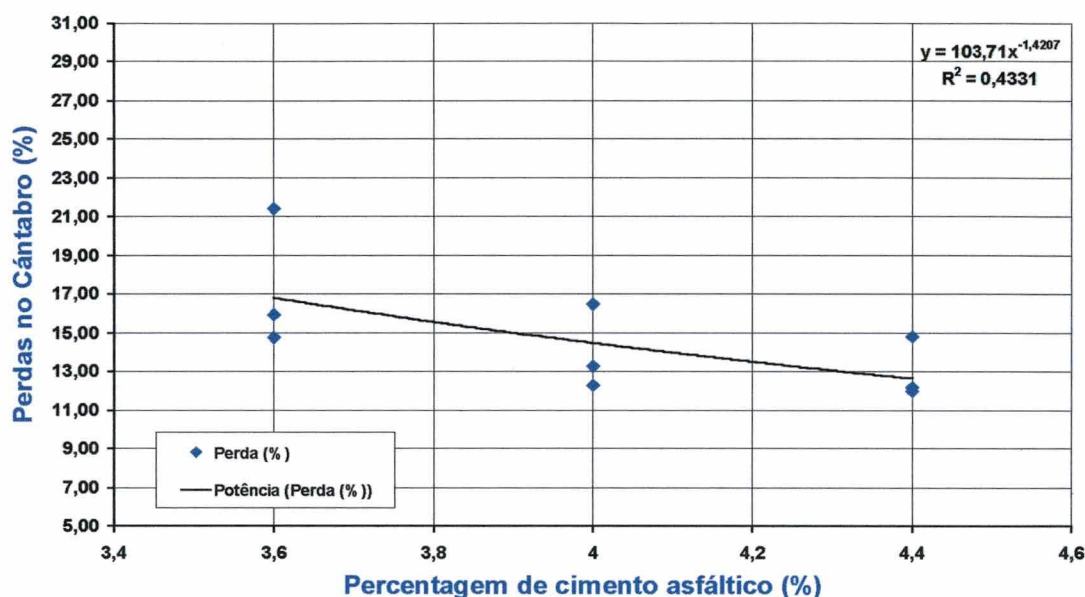


Figura 5.31: Desgaste no ensaio CÁNTABRO para D max= 9,5 mm b 0/4

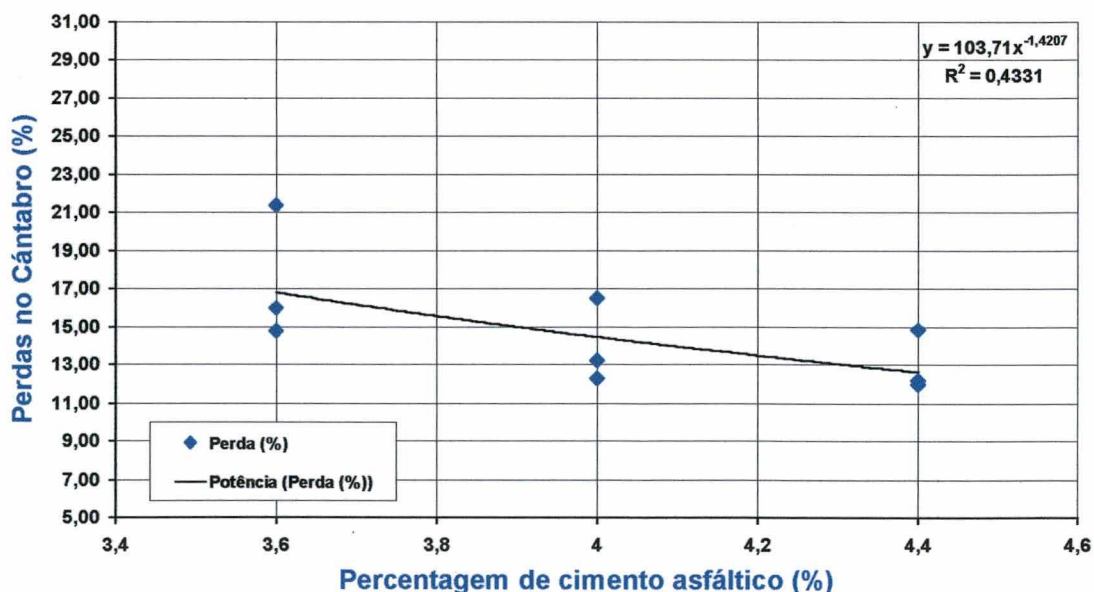


Figura 5.32: Desgaste no ensaio CÁNTABRO para D max=12,5 mm b 0/6

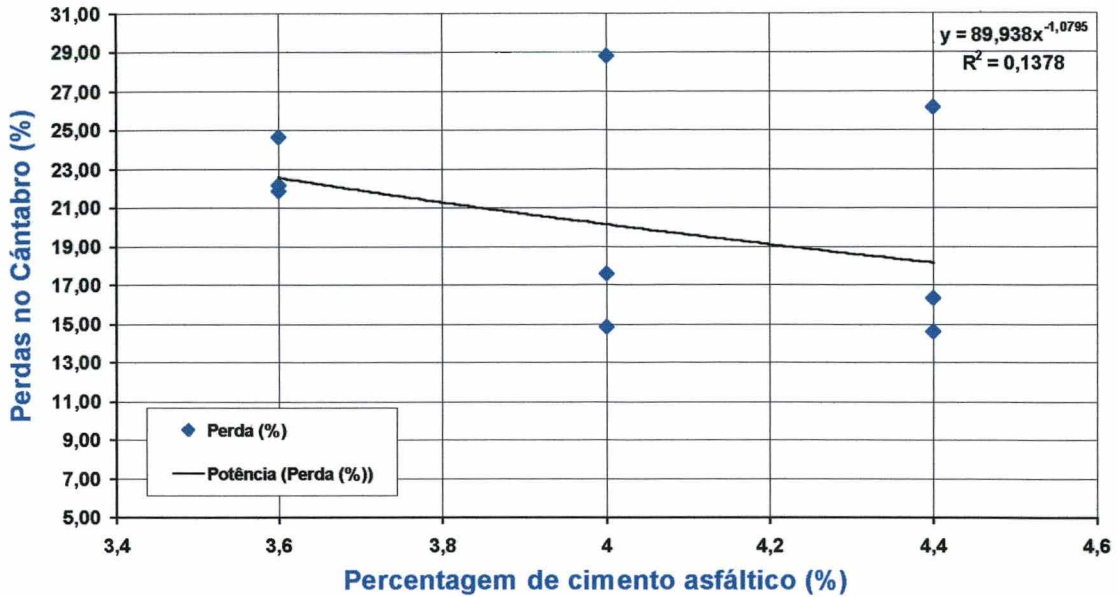


Figura 5.33: Desgaste no ensaio CÁNTABRO para D max=19,1 mm b 0/9

5.8.5 Ensaios de deformação permanente e de permeabilidade

A deformação permanente (*rutting* em inglês e *ornièrage* em francês) é a depressão nas trilhas das rodas originada pela passagem das cargas, com a possível ocorrência de uma elevação ao longo das bordas dessa depressão.

Foram fabricadas placas de concreto asfáltico no compactador LPC do LPT/EPUSP, com dimensões de 5x18x40 cm para cada granulometria e com teor de asfalto de 4%, para o ensaio de deformação permanente e permeabilidade.

5.8.5.1 Confecção das placas da segunda etapa (AFNOR NF P 98-250-2, 1993)

A fabricação das placas foi executada com as três granulometrias acima descritas e com 4% de cimento asfáltico. Os materiais foram pesados separadamente em cada uma das peneiras em quantidade suficiente para alcançar a densidade verificada na elaboração dos corpos de prova MARSHALL.

Os materiais granulares foram aquecidos em estufa por 24 horas na temperatura de 180°C e o cimento asfáltico foi mantido em estufa aquecida a 150°C por mais de quatro horas. Instantes antes da mistura os granulares e o CAP foram aquecidos nas temperaturas de 180 °C e 165 °C, respectivamente, com a temperatura monitorada por termômetro eletrônico. A energia de compactação adotada com o pneu

compactador de placas da USP foi a dita *forte*, conforme propõe as normas francesas, tendo em vista que o concreto asfáltico drenante será aplicado como camada de superfície (AFNOR NF P 98-250-2, 1993).

As misturas foram executadas em equipamento próprio do LTP/EPUSP. O cimento asfáltico foi primeiramente adicionado aos granulares mais grossos e, posteriormente, foi adicionada a parte fina dos agregados. O processo de mistura continuou até a perfeita homogeneização da massa. Ao se completar o processo de mistura a massa era vertida sobre uma bandeja e transferida para a estufa durante o tempo necessário à preparação da máquina de compactação.

Na compactação, o molde da placa era instalado na máquina de compactação e o suporte posicionando de tal modo que houvesse espaço para a colocação da massa. O início da compactação deu-se com a colocação de uma chapa de aço para que houvesse uma pré-compactação. Foi constatado que, devido a mistura ser muito aberta, a trabalhabilidade era difícil e o material aceitava com dificuldade o processo de compactação. Foi necessário o auxílio de uma placa de aço entre a massa e o pneu para que fosse procedida a compactação (fig. 5.34).

Foram preparadas três placas para cada formulação estudada, das quais duas para o ensaio de deformação permanente. A permeabilidade foi medida em três pontos da cada placa.



**Figura 5.34: Compactação da placa
(AFNOR NF P 98-250-2, 1993)**

5.8.5.2 Permeabilidade das placas

O aparelho de drenabilidade foi adaptado para a determinação da permeabilidade tendo em vista a inexistência de aparelho de permeabilidade no Brasil. Esta adaptação consistiu em aplicar-se um anel de massa de vedação na superfície da placa, cujo raio era similar ao raio do anel de borracha do aparelho de drenabilidade. Com esse anel acontece a vedação da macrotextura da superfície que obriga a água a percolar através do concreto drenante.

A permeabilidade foi determinada diretamente sobre a superfície da placa, imersa em água até a face superior da placa, mantendo livre a face inferior (sem contato com o fundo do recipiente) (fig. 5.35).



Figura 5.35: Ensaio de permeabilidade

Nesse ensaio é medido tempo no qual determinada quantidade de água percola através do concreto drenante. O tubo acrílico, com o orifício interior tampado, é cheio com água. Com a retirada da tampa do fundo ocorre o escoamento d'água. Mede-se o intervalo de tempo da passagem do menisco superior entre duas marcas

do tubo (que delimitam volume d'água que percolou). Uma vez que a área da interface com o concreto, no orifício inferior, é conhecida, a quantidade de água que escoou e o tempo necessário para o escoamento permitem o cálculo do fluxo de água (fig. 5.36).

O uso de um anel de massa de vedação incorre em imperfeições no diâmetro da área interna da interface, pelo próprio processo de aplicação. Esse fato não ocorreria se fosse utilizado um anel de borracha de vedação como ocorre nos aparelhos próprios para medições de permeabilidade.

Os resultados obtidos foram considerados aceitáveis para concretos asfálticos drenantes, sendo muito superiores ao valor mínimo de 0,6 cm/s (AFNOR P 98-134, 1991), para que uma mistura tenha propriedade drenante

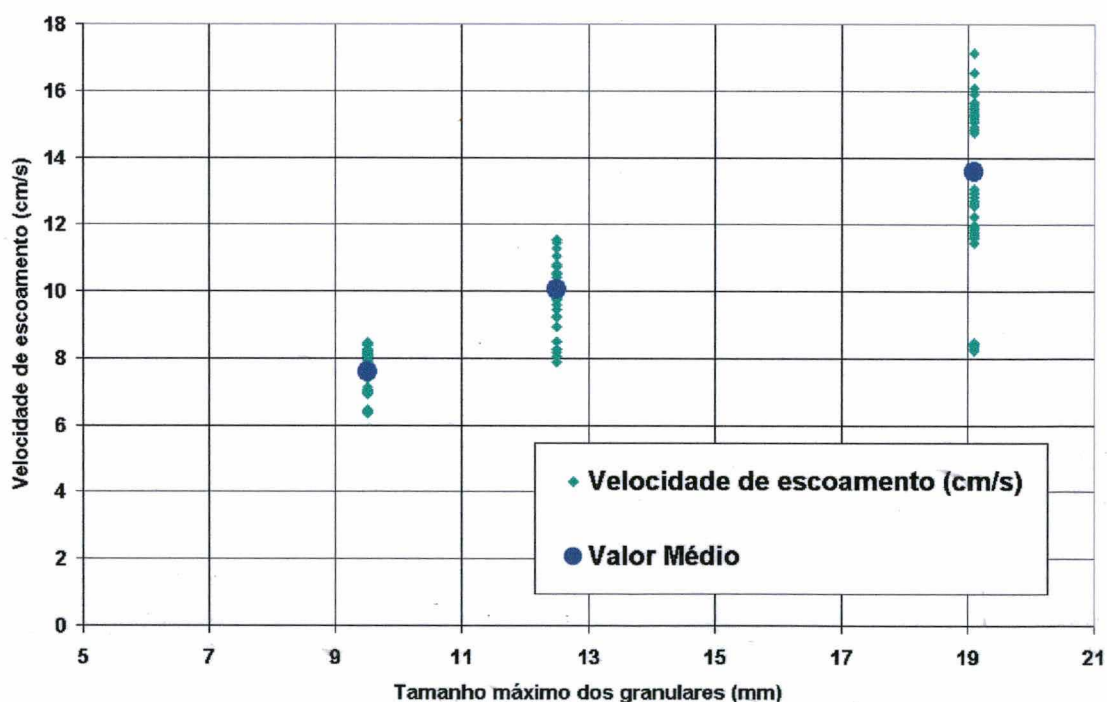


Figura 5.36: Velocidades de escoamento para a segunda etapa

5.8.5.3 Ensaio de Deformação Permanente

As placas destinadas ao ensaio de deformação permanente não foram desmoldadas e a temperatura de ensaio foi de 60 °C e a frequência de 1 Hz, com os pneus com pressão de 6 bar e com carga de 5000 N (AFNOR-NF-P-98-253-1,1993).

Os procedimentos de ensaio foram:

- Fixação das placas no console da máquina de simulação;
- Instalação da sonda de controle da temperatura no interior da placa
- Verificação da pressão dos pneus;
- Medidas iniciais da superfície em 15 pontos na área de tráfego (padrão);
- A temperatura da câmara de ensaio era elevada a 60°C, climatizada pela própria máquina.
- As medidas de deformações foram tiradas para o seguinte conjunto de ciclos: 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000, e 30.000 ciclos. Antes de reiniciar as solicitações seguintes esperava-se uma hora para que a temperatura dentro da câmara voltasse à homogeneidade.

Para a avaliação da deformação permanente a partir das leituras do ensaio, foi utilizada a equação:

$$DP=a*N^b \quad [5.5]$$

Sendo: DP = A profundidade da deformação, em percentagem de espessura;

N = Número de ciclos

a e b são constantes determinadas com a regressão.

De acordo com as especificações francesas, cada tipo de concreto asfáltico tem limite diferente de tolerância de deformação permanente. Para as camadas de superfície em geral, o limite é de 10 % de deformação em relação à espessura da placa para 30.000 ciclos (fig.5.37, 5.38, 5.39).

PORC. DE DEFORMAÇÃO EM
RELAÇÃO À ESPESSURA DA
PLACA

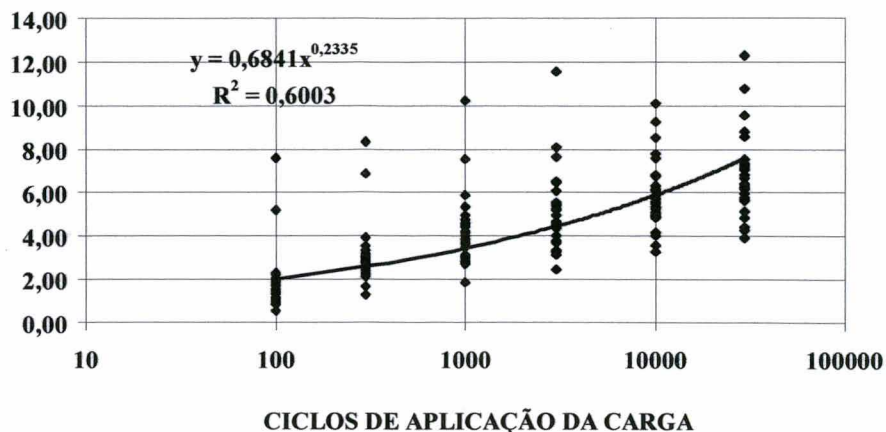


Figura 5.37: Deformação permanente para D max= 9,5 mm b 0/4

PORC. DE DEFORMAÇÃO EM
RELAÇÃO À ESPESSURA DA
PLACA

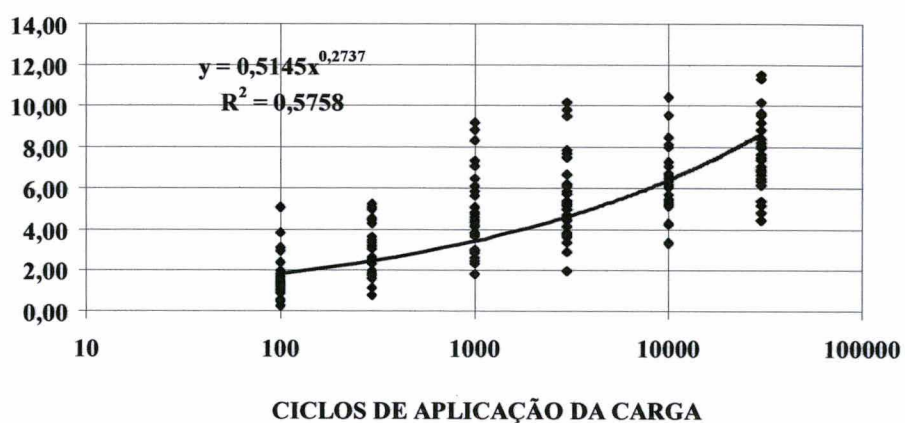


Figura 5.38: Deformação permanente para D max= 12,5 mm b 0/6

PORC. DE DEFORMAÇÃO
EM RELAÇÃO À ESPESSURA
DA PLACA

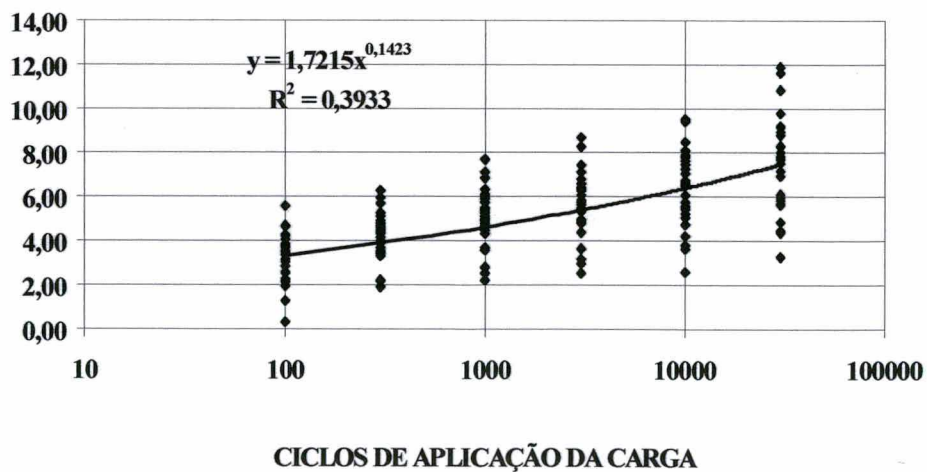


Figura 5.39: Deformação permanente para D max= 19,1 mm b 0/9

5.9 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Tendo em vista a abertura exagerada da granulometria da segunda etapa, que resultou em percentagem de vazios superiores aos referidos na bibliografia (entre 25 e 27%), e desagregação muito próxima dos valores limiares, foi considerado conveniente elaborar novo conjunto de ensaios, com granulometria composta de duas peneiras de agregados graúdos e três peneiras de material fino, adotando-se a percentagem de material fino na vizinhança de 10%, que servirá, também, para avaliar a trabalhabilidade da mistura nesta nova situação. Os teores de cimento asfáltico analisados foram de 3,6%, 4% e 4,4%, com um total de 27 corpos de prova (fig. 1.4).

Na terceira etapa os materiais foram trabalhados e ensaiados de modo similar à etapa anterior, sendo mantidos os tamanhos máximos, excetuando-se a granulometria que foi modificada (tab. 5.5; fig. 5.40).

TABELA 5.5: GRANULOMETRIAS DA TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Curva Granulométrica D _{máx} =9,5 Brecha=014														
PENEIRA(mm)	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200 =
% Passante	100,00	100,00	100,00	100,00	70,10	55,40	30,20	16,46	9,56	5,03	2,76	1,50	0,00	1,5
% Retida	0,00	0,00	0,00	0,00	29,90	14,69	25,20	13,74	6,90	4,53	2,27	1,26	1,50	n=0,86
GAP 014	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	SOMA =
% retida	0,00	0,00	0,00	0,00	29,90	14,69	0,00	0,00	0,00	0,00	2,27	1,26	1,50	49,631167
% retida	0,00	0,00	0,00	0,00	60,25	29,60	0,00	0,00	0,00	0,00	4,57	2,55	3,02	
% acumulada	0,00	0,00	0,00	0,00	60,25	89,86	89,86	89,86	89,86	89,86	94,43	96,98	100,00	
% Passante	100,00	100,00	100,00	100,00	39,75	10,14	10,14	10,14	10,14	10,14	5,57	3,02	0,00	
Curva Granulométrica D _{máx} = 12,5 Brecha 016														
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200 =
% Passante	100,00	100,00	100,00	80,02	57,31	45,95	25,99	14,70	8,83	4,83	2,75	1,55	0,00	1,55
% Retida	0,00	0,00	0,00	19,98	22,70	11,36	19,96	11,29	5,87	4,00	2,08	1,20	1,55	n=0,81
GAP 016	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	SOMA =
% retida	0,00	0,00	0,00	19,98	22,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,08	1,20	1,55	47,52
% retida	0,00	0,00	0,00	42,06	47,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,38	2,53	3,26	
% acumulada	0,00	0,00	0,00	42,06	89,83	89,83	89,83	89,83	89,83	89,83	94,21	96,74	100,00	
% Passante	100,00	100,00	100,00	57,94	10,17	10,17	10,17	10,17	10,17	10,17	5,79	3,26	0,00	
Curva Granulométrica D _{máx} = 19,1 Brecha = 019														
PENEIRA	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200 =
% Passante	100,00	100,00	72,93	59,45	43,78	35,76	21,21	12,58	7,88	4,54	2,71	1,60	0,00	1,60
% Retida	0,00	0,00	27,07	13,48	15,67	8,03	14,55	8,63	4,70	3,35	1,83	1,11	1,60	n=0,74
GAP 019	25,40	19,10	12,50	9,50	6,30	4,80	2,38	1,18	0,63	0,30	0,15	0,07	Fundo	SOMA =
% retida	0,00	0,00	27,07	13,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,83	1,11	1,60	45,09
% retida	0,00	0,00	60,04	29,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,06	2,46	3,55	
% acumulada	0,00	0,00	60,04	89,94	89,94	89,94	89,94	89,94	89,94	89,94	93,99	96,45	100,00	
% Passante	100,00	100,00	39,96	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06	6,01	3,55	0,00	

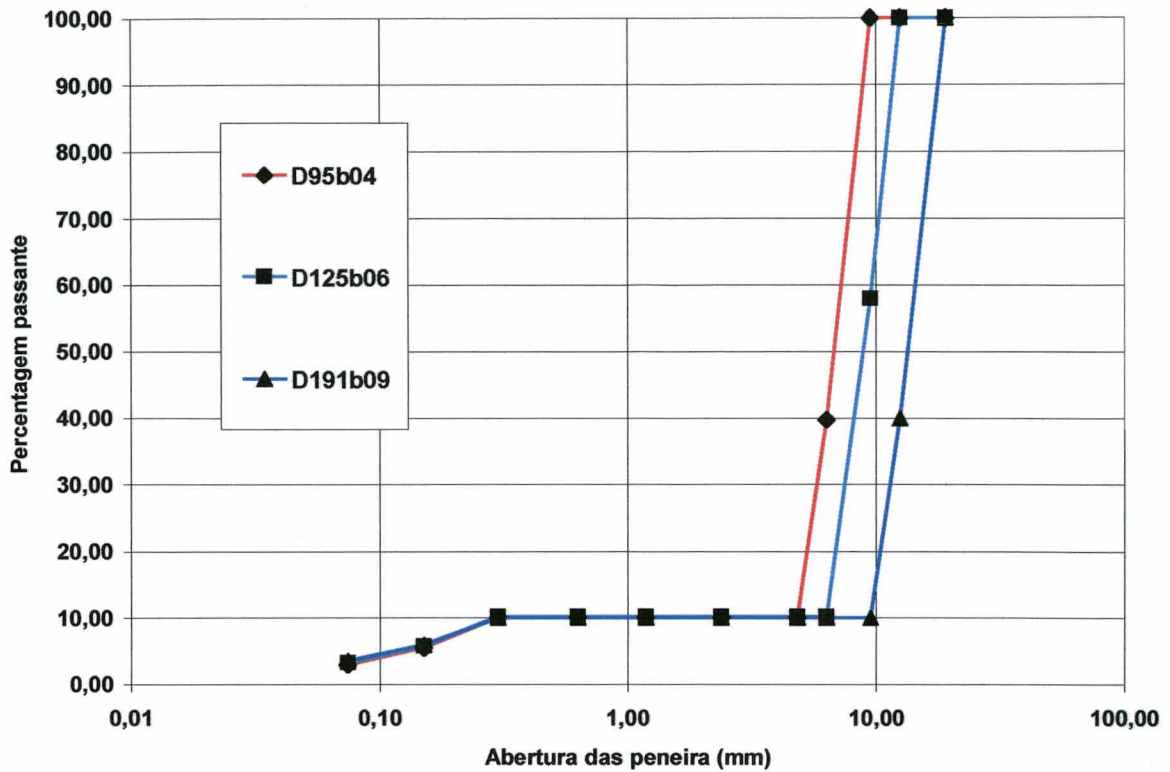


Figura 5.40: Curvas granulométricas da terceira etapa de ensaios.

5.10 RESULTADOS DOS ENSAIOS DA TERCEIRA ETAPA

Com os 27 corpos de prova moldados da mesma maneira que na segunda etapa foram realizados os ensaios descritos a seguir:

5.10.1 Percentagem de vazios da terceira etapa

Procedimento idêntico a da segunda etapa, em que se tentou obter a quantidade de vazios de aproximadamente 25% (figuras 5.41 a 5.43, nas quais os resultados para as placas estão assinalados por quadrados na cor vermelha, tal como na etapa anterior).

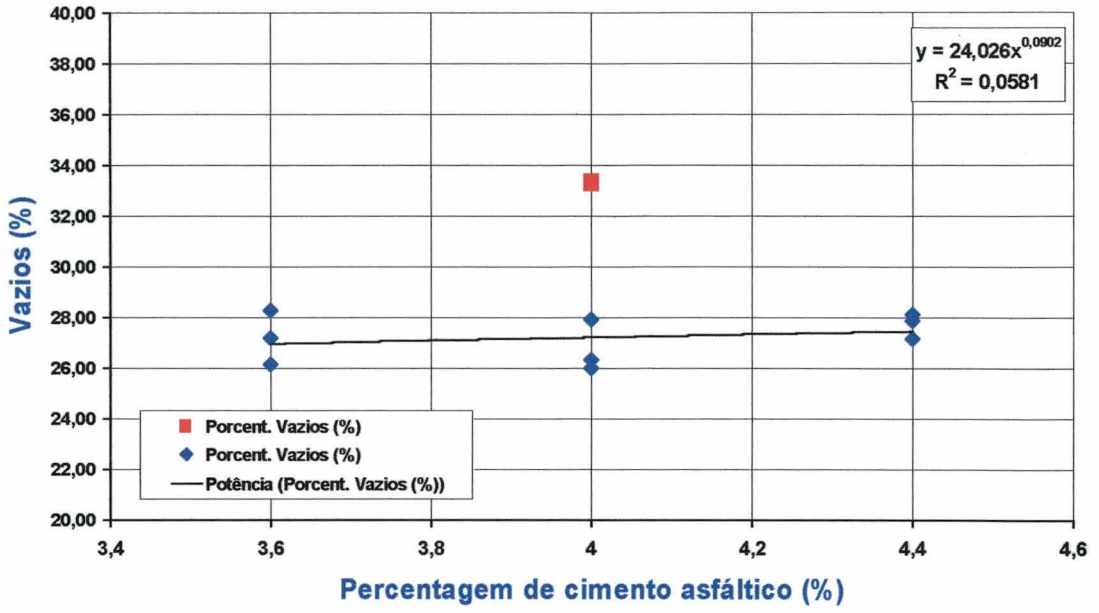


Figura 5.41: Teor de vazios para D max= 9,5 mm b 0/4

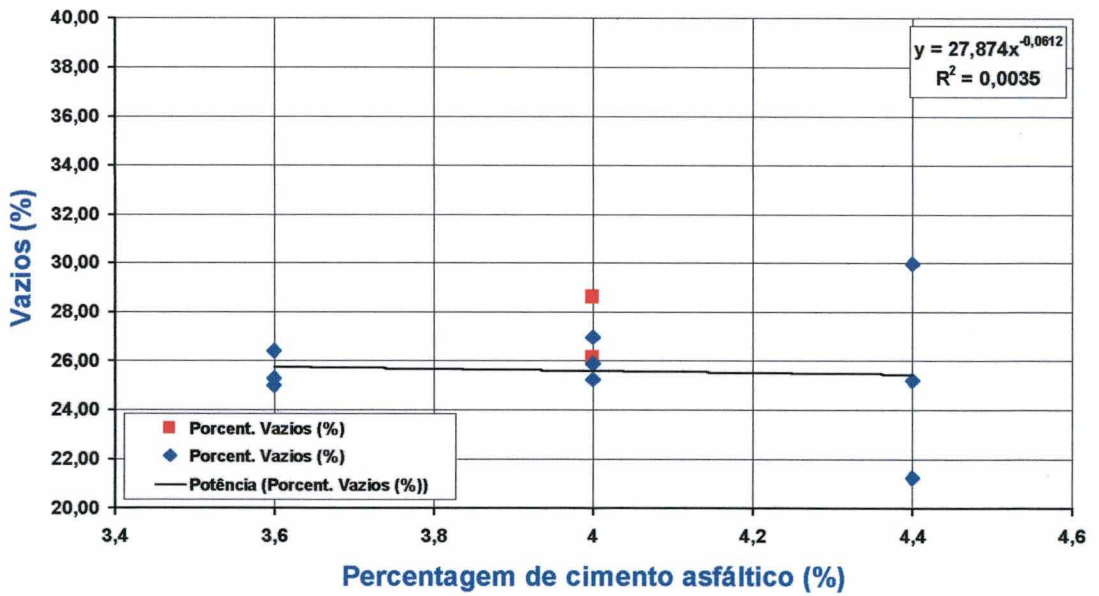


Figura 5.42: Teor de vazios para D max= 12,5 mm b 0/6

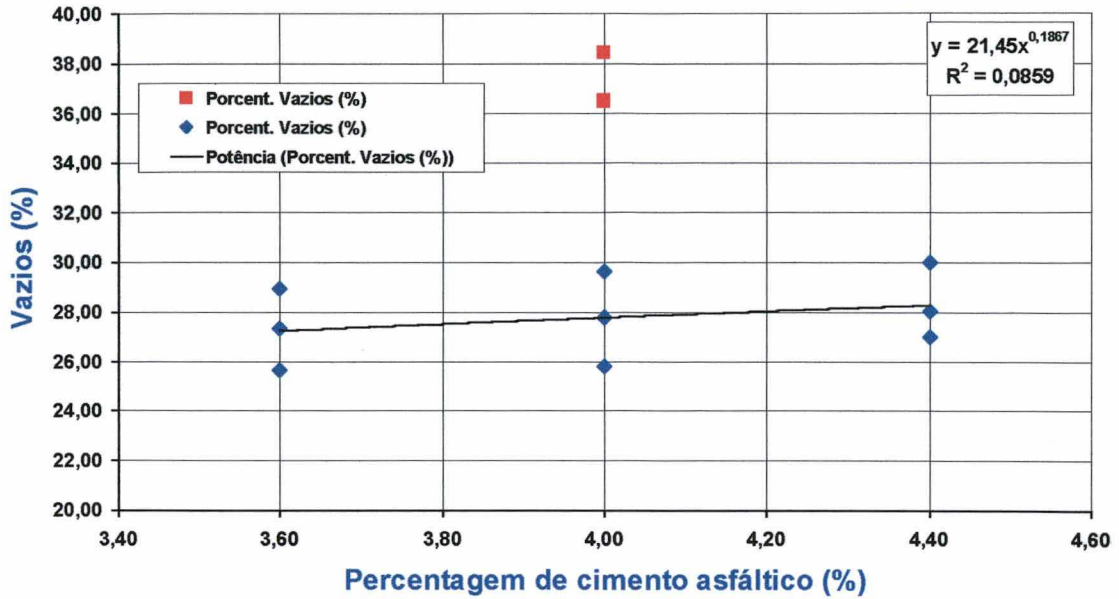


Figura 5.43: Teor de vazios para D max=19,1 mm b 0/9

5.10.2 Percentagem de vazios comunicantes da terceira etapa:

Da mesma forma, foi determinado de modo idêntico ao descrito na segunda etapa de ensaios (figuras 5.44 a 5.46).

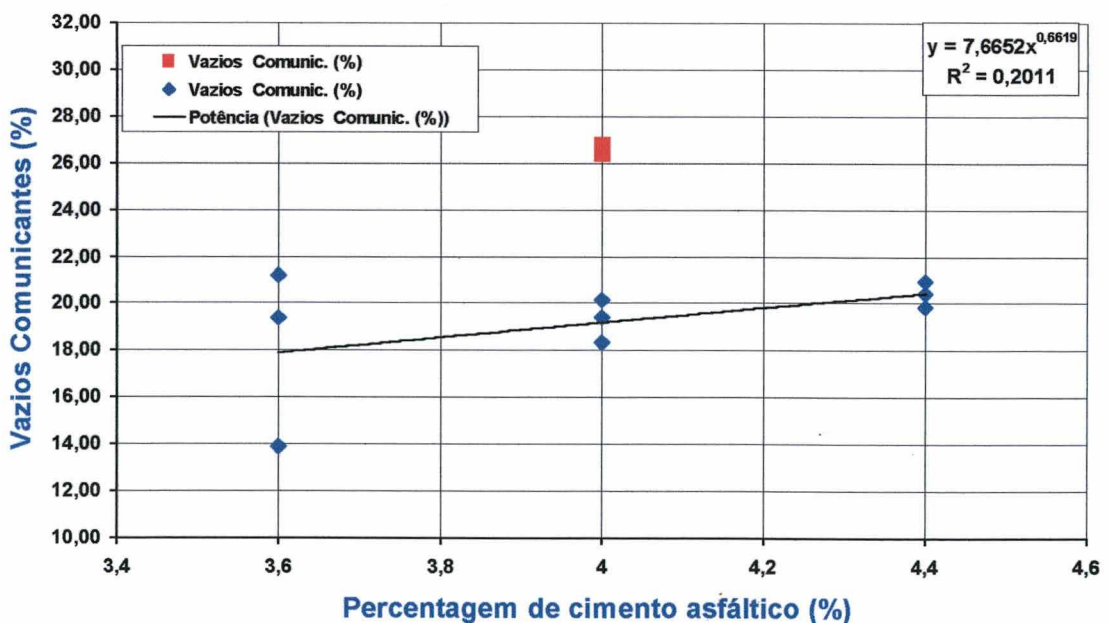


Figura 5.44: Vazios comunicantes para D max=9,5 mm b 0/4

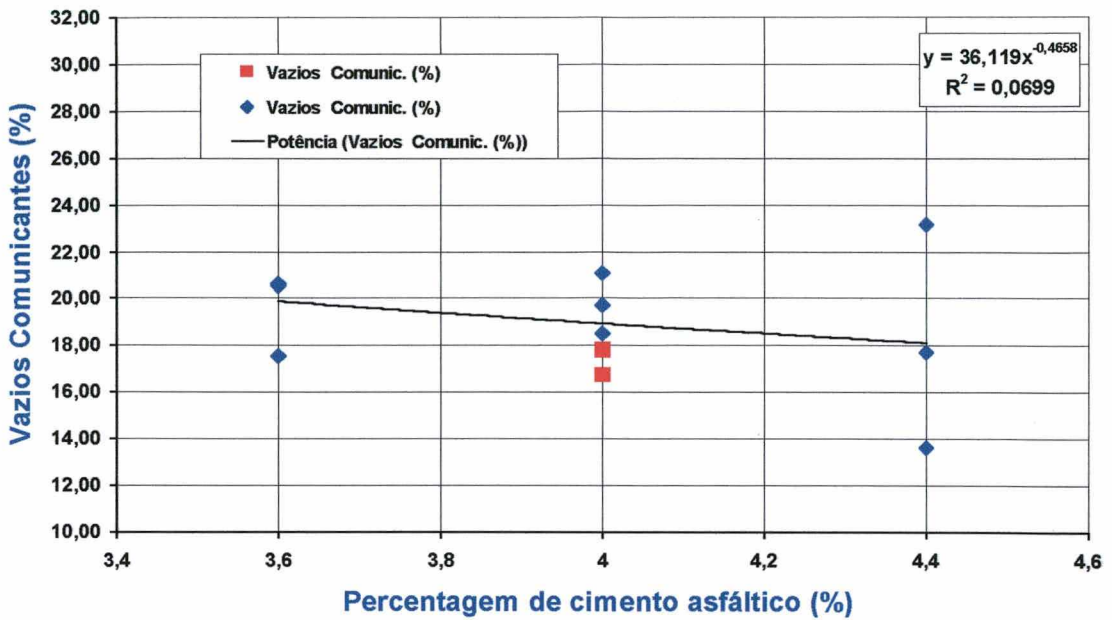


Figura 5.45: Vazios comunicantes para D max=12,5 mm b 0/6

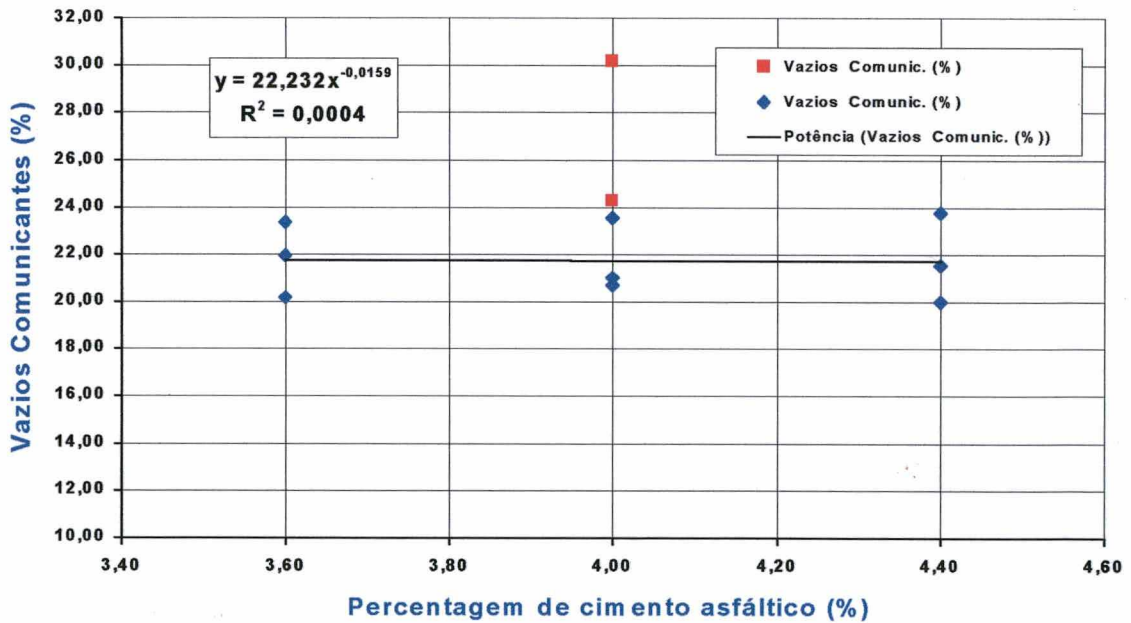


Figura 5.46: Vazios comunicantes para D max=19,1 mm b 0/9

5.10.3 Ensaio CÁNTABRO da terceira etapa

O procedimento adotado foi idêntico ao da segunda etapa. Da mesma forma que na primeira e segunda etapa, admitiu-se uma perda máxima de 25% (figuras 5.47 a 5.49).

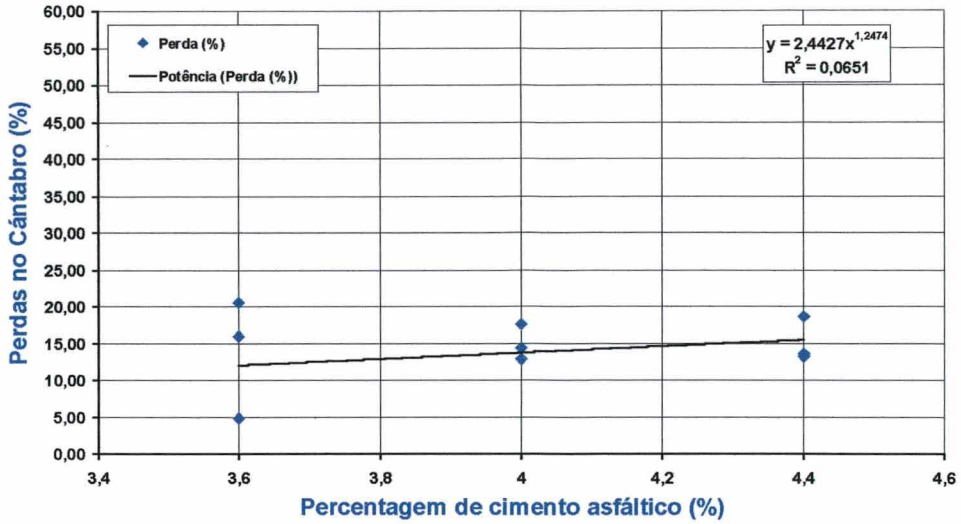


Figura 5.47: Desgaste no ensaio CANTABRO para D max =9,5 mm b 0/4

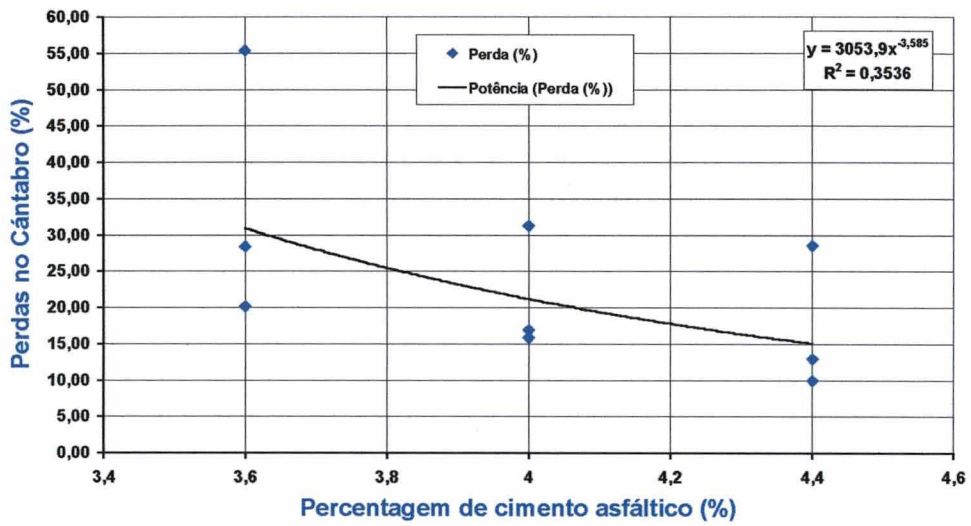


Figura 5.48: Desgaste no ensaio CANTABRO para D max =12,5 mm b 0/6

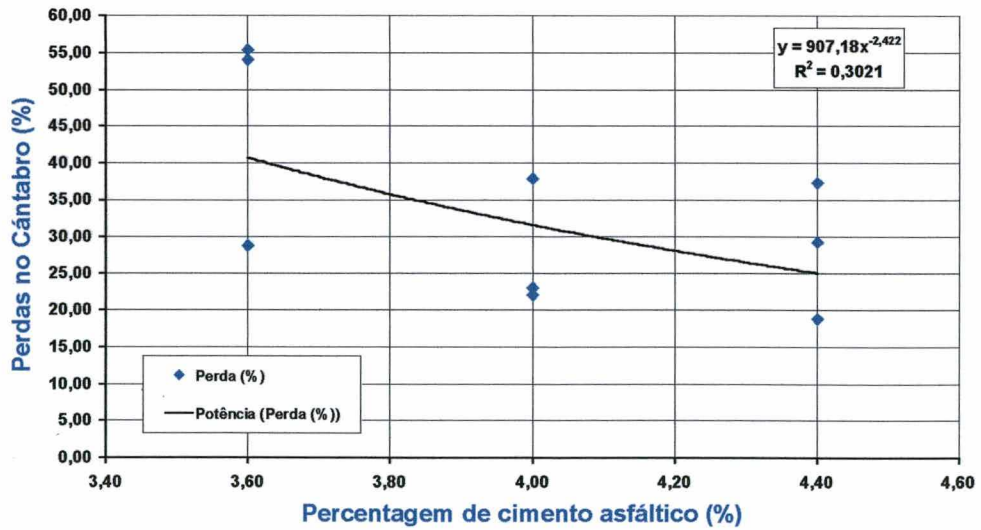


Figura 5.49: Desgaste no ensaio CANTABRO para D max =19,1 mm b 0/9

5.10.4 Ensaio de permeabilidade da terceira etapa

Nesse ensaio tanto o procedimento adotado quanto o equipamento utilizado foram os mesmos da segunda etapa (figura 5.50).

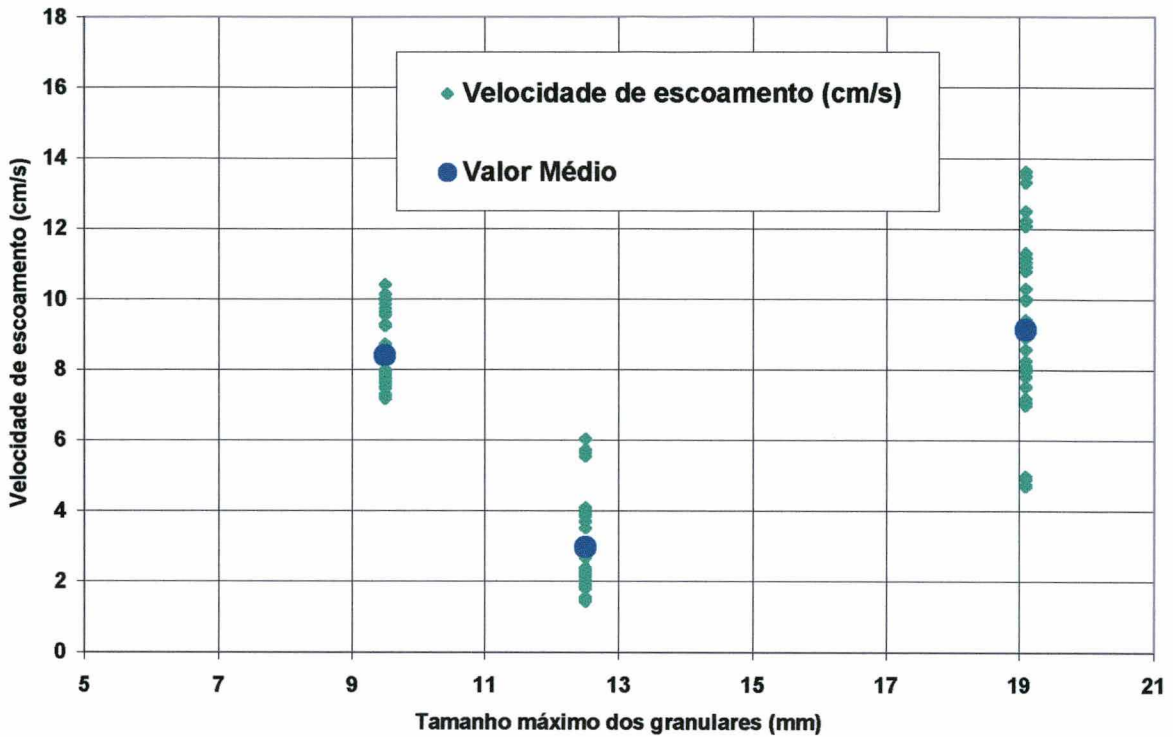


Figura 5.50: Velocidade de escoamento da terceira etapa de ensaios

5.10.5 Ensaio de deformação permanente da terceira etapa

Também para a terceira etapa, tal como a segunda, foram executadas placas de concreto asfáltico no compactador LPC do LPT /EPUSP, com dimensões de 5 cm x 18 cm x 40 cm por granulometria e teor de asfalto, para o ensaio de deformação permanente. Os procedimentos foram os mesmos da segunda etapa e foram ensaiadas 6 placas com as três granulometrias (figuras 5.51 a 5.53).

DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM PORCENTAGEM
GRANULOMETRIA - D09,50 - B0/4

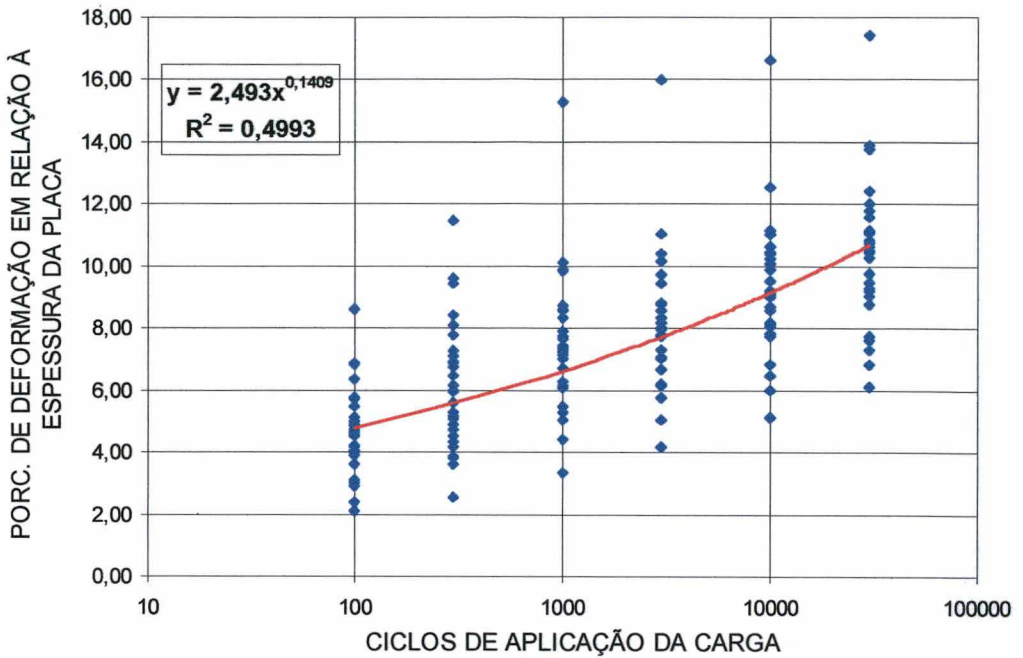


Figura 5.51: Deformação permanente para D max=9,5 mm b 0/4

DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM PORCENTAGEM
GRANULOMETRIA - D12,50 - B0/6

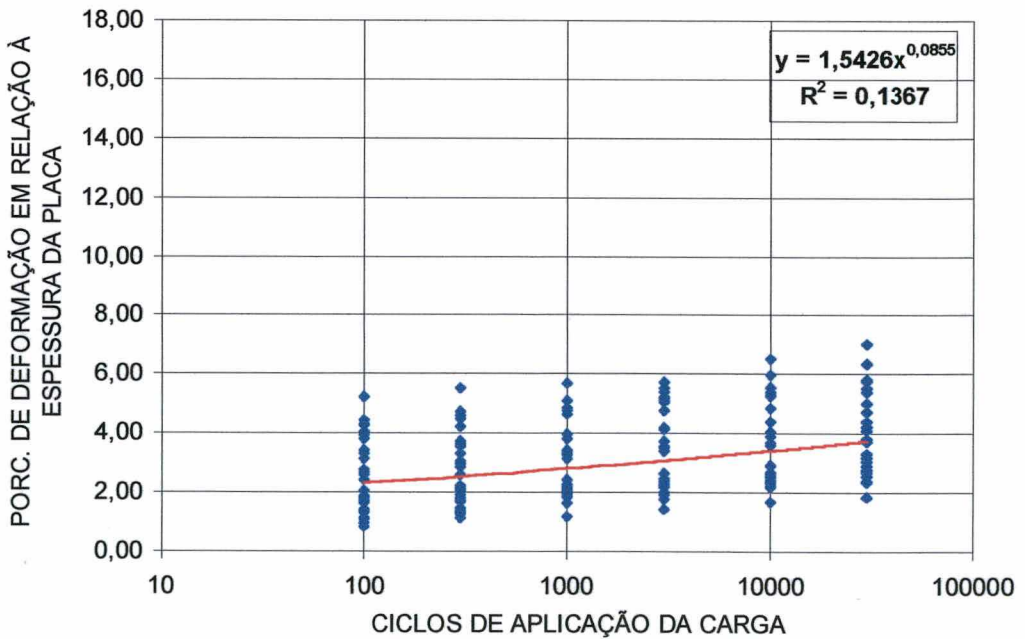


Figura 5.52: Deformação permanente para D max=12,5 mm b 0/6

DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM PORCENTAGEM
GRANULOMETRIA - D19,10 - B0\9

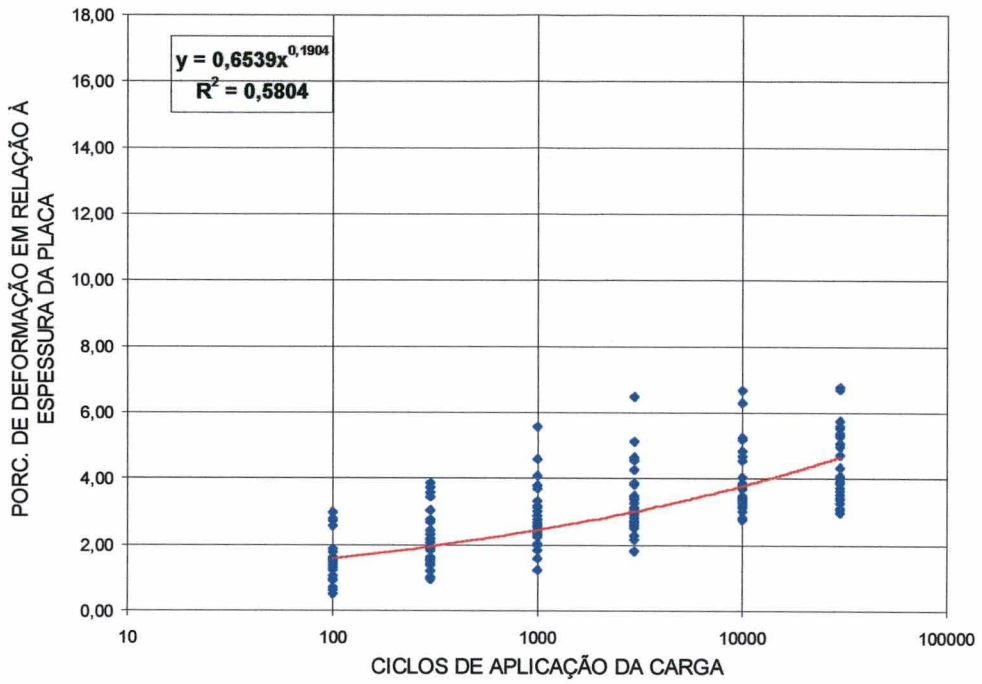


Figura 5.53: Deformação permanente para D max= 19,1 mm b 0/9

CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Tendo em vista o objetivo do trabalho em encontrar uma curva granulométrica para concreto asfáltico drenante, os resultados dos ensaios são abordados em relação aos parâmetros que qualificam o desempenho desse tipo de concreto asfáltico: a percentagem de vazios comunicantes, a resistência à desagregação no ensaio Cántabro, a deformação permanente e a permeabilidade medida sobre placas confeccionadas com a mistura asfáltica drenante. De acordo com a metodologia adotada, os ensaios foram realizados em três etapas.

6.1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Na primeira etapa os corpos de prova do ensaio Marshall foram preparados com curvas granulométricas definidas a partir de três tamanhos máximos de granulares (9,5 mm, 12,5 mm e 19,1 mm), com inserção de brechas. Foram compactados com 75 golpes por face em teores de cimento asfáltico de 3,6%, 4%, 4,4%, 4,8% e 5,2% (três corpos de prova por teor de asfalto).

6.1.1 Vazios Comunicantes:

Os valores de vazios comunicantes encontrados para todas as composições foram considerados valores muito baixos e inaceitáveis para camada drenante (figura 6.1).

As percentagens de vazios comunicantes encontradas foram decrescentes em relação à percentagem de cimento asfáltico revelando que o aumento da percentagem de cimento asfáltico na mistura reduz os espaços vazios que possibilitam a percolação da água.

Observou-se, outrossim, que as composições com tamanhos máximos maiores apresentaram valores maiores, contudo em nenhum ponto a percentagem de vazios comunicantes ultrapassou o valor de 10%.

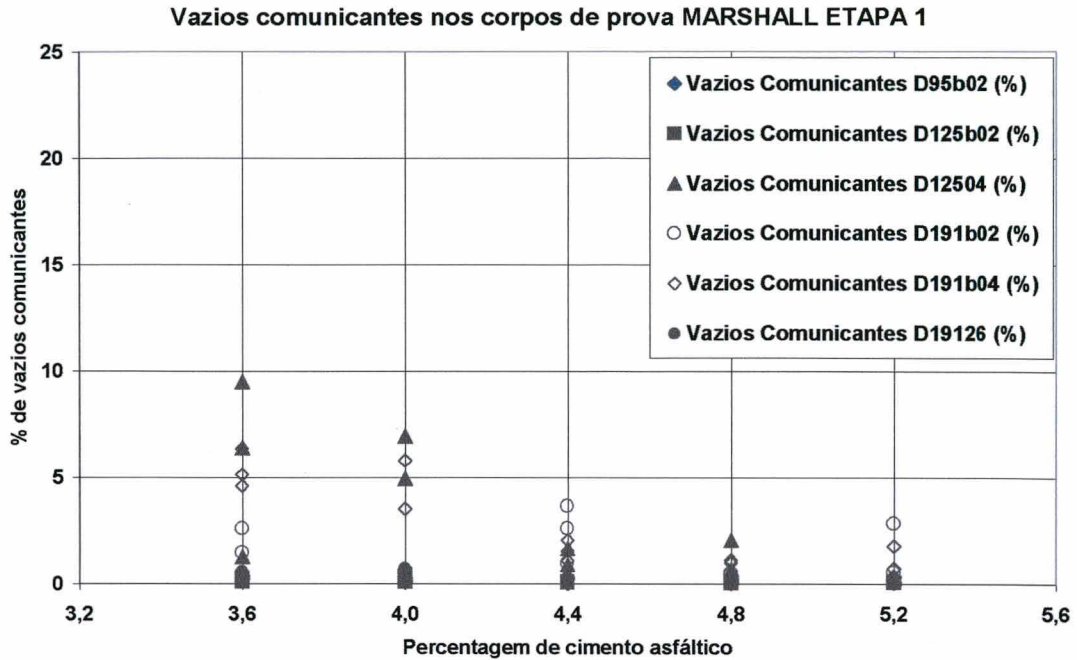


Figura 6.1: Vazios comunicantes da primeira etapa

6.1.2 Perdas no Ensaio Cántabro:

As desagregações representadas pelas perdas no ensaio Cántabro apresentaram valores decrescentes com o aumento dos teores de cimento asfáltico. Nenhum valor foi maior do que 14% o que revela que os materiais apresentaram bom comportamento à desagregação (figura 6.2).

Devido aos baixos valores alcançados quanto aos vazios comunicantes na primeira etapa, os demais ensaios de deformação permanente e permeabilidade, não foram executados para essa etapa de ensaios e as curvas foram redefinidas para a segunda etapa.

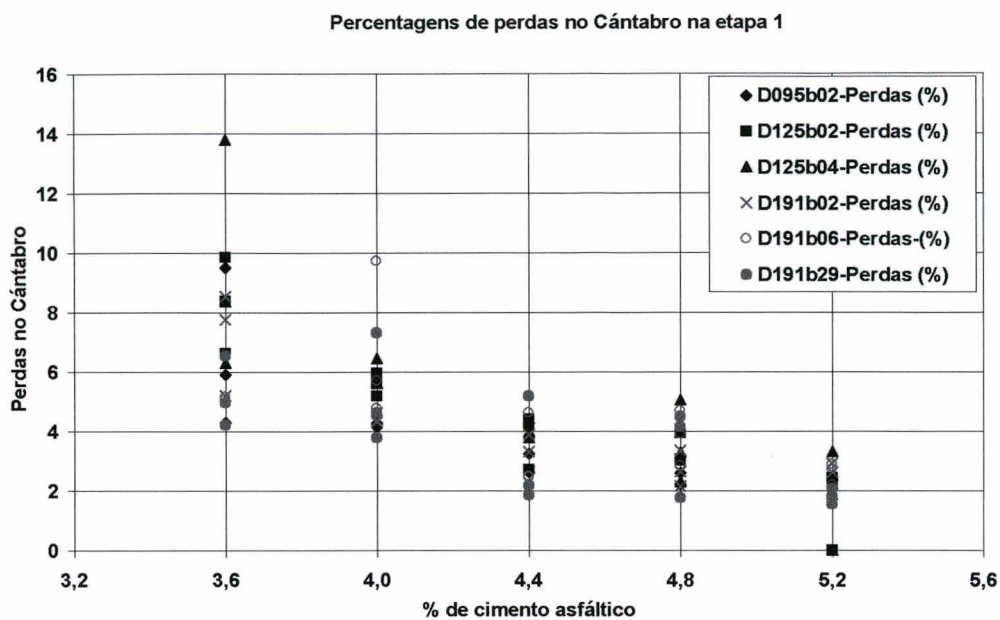


Figura 6.2: Perdas no ensaio Cántabro na primeira etapa

6.2 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Na primeira etapa verificou-se que as brechas eram insuficientes para permitir vazios comunicantes capazes de assegurar permeabilidade à mistura. Para a segunda etapa, as novas curvas granulométricas foram definidas de modo a obter brechas longas na granulometria. Assim três curvas granulométricas foram escolhidas atendendo ao critério de manter apenas duas peneiras de material fino e duas de material graúdo e com aproximadamente 7% de finos (tamanhos abaixo da brecha).

Os teores de cimento asfáltico dos corpos de prova foram 3,6%, 4% e 4,4% e a energia de compactação foi alterada para 50 golpes devido aos problemas de esmagamento de agregados observados na etapa anterior. Os teores de vazios das misturas alcançaram valores elevados, superiores a 22%, com valores atingindo até 35% de vazios nas placas.

6.2.1 Vazios comunicantes:

Para possibilitar a comparação com valores obtidos para as placas, a análise é feita com valores obtidos nas curvas de regressão para 4% de cimento asfáltico (figura 6.3). Nas placas os valores estão nos limites de 23% a 27% e para os corpos de prova entre 17% e 21%. Constata-se a tendência dos vazios comunicantes crescerem com o tamanho máximo. Todos os valores são aceitáveis para camadas drenantes.

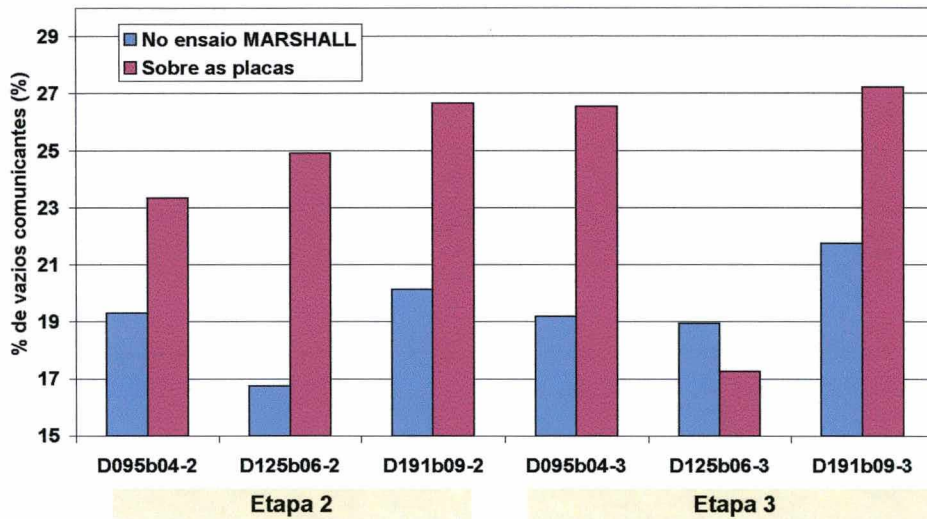


Figura 6.3: Vazios comunicantes para 4% de cimento asfáltico nas segunda e terceira etapas

6.2.2 Desgaste no Ensaio Cántabro:

Observa-se para todas as granulometrias tendência a desgastes decrescentes com o aumento do teor de cimento asfáltico (figuras 5.31, 5.32, e 5.33). Os valores obtidos na segunda etapa para 4% de CAP estão nos limites de 25%. De modo análogo à figura 6.3, o gráfico das perdas no ensaio Cántabro na figura 6.4 foi elaborado com 4% de CAP nas curvas de regressão. Constata-se a tendência dos desgastes aumentarem com o tamanho máximo dos granulares.

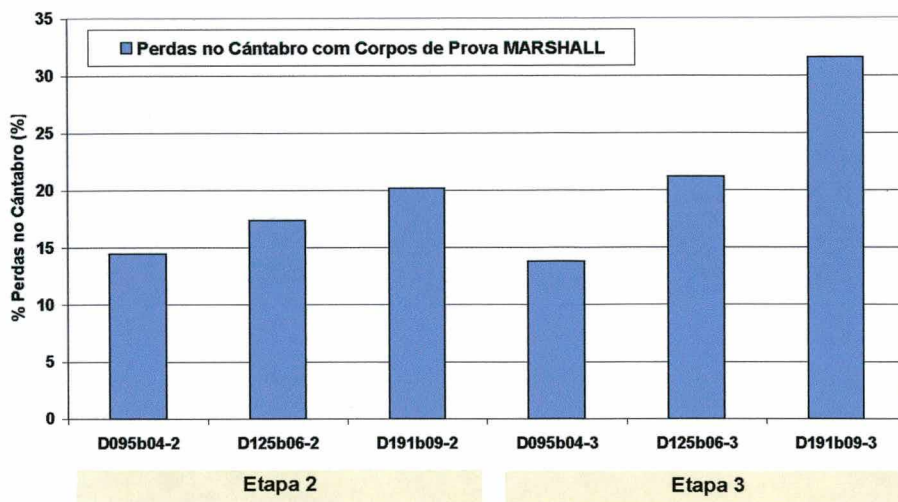


Figura 6.4: Desgaste no ensaio Cântabro para 4% de cimento asfáltico nas segunda e terceira etapas

6.2.3 Permeabilidade

Todos os valores são considerados altos (entre 7 cm/s e 15 cm/s) se comparados com valores observados em pistas e relatados pela literatura (normas para concretos asfálticos drenantes estabelecem valores mínimos de 0,6 cm/s para o campo). Ocorre que na realização em laboratório a placa encontra-se apoiada e com a face inferior livre. Tal fato acarreta que a água não encontra resistências ao fluxo na face inferior e assim os valores são mais elevados do que uma camada apoiada em camada impermeável, que é a situação no campo (figura 6.5).

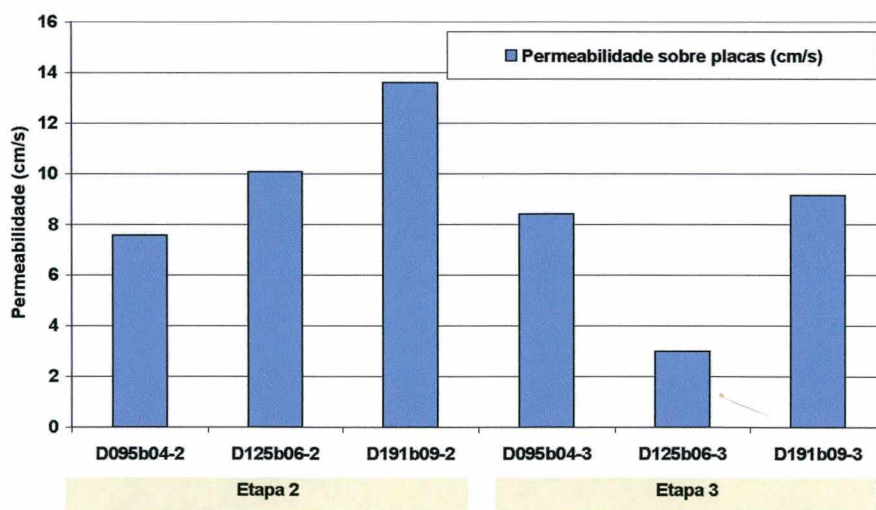


Figura 6.5: Permeabilidade sobre placas nas segunda e terceira etapas

6.2.4 Ensaio de deformação permanente:

Todos os valores obtidos na segunda etapa estão em conformidade com a norma, que estabelece o valor limite de 10% em percentagem de deformação em 30.000 ciclos para utilização como camada de superfície. Os valores estão entre 7% e 9% para as granulometrias analisadas na segunda etapa (figura 6.6).

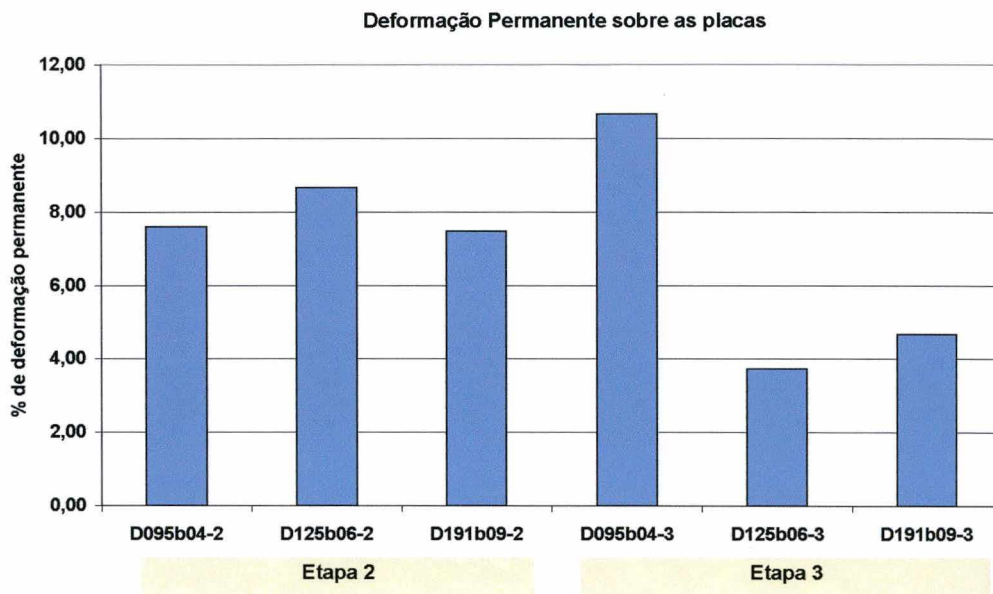


Figura 6.6: Deformação permanente em placas nas segunda e terceira etapas

6.3 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Mesmo tendo sido observado que o comportamento das misturas da segunda etapa, manteve-se nos limites das especificações resolveu-se ampliar o estudo com mais uma etapa. Tendo em vista que na segunda etapa usou-se material de apenas duas peneiras acima e duas peneiras abaixo da brecha, com granulometrias muito abertas e situação muito próxima de instabilidades mecânicas (desgastes no ensaio Cántabro entre 15% e 20% além de deformações permanentes próximas de 8%), foi estudada uma terceira alternativa. Na terceira etapa o teor de asfalto estudado foi o mesmo da segunda etapa (4%), e mantidos os mesmos diâmetros máximos, com duas peneiras de material graúdo e três de finos. A percentagem de finos (material de tamanho menor que a brecha) foi de aproximadamente 10%.

6.3.1 Vazios comunicantes

Verifica-se que os teores de vazios comunicantes foram bastante elevados, ocorrendo ganhos em relação à segunda etapa, com exceção para o tamanho máximo de 12,5 mm em que o teor ficou próximo de 4% e os maiores valores são para o maior tamanho máximo (figura 6.3).

6.3.2 Desgaste no ensaio Cántabro

O ensaio Cántabro apresenta perda de peso diminuindo com a elevação do teor de ligante com exceção para o tamanho máximo de 9,5 mm (figuras 5.31, 5.32 5.33, 5.47, 5.48 e 5.49). Constata-se que as perdas aumentam com o aumento do diâmetro máximo (figura 6.4).

6.3.3 Permeabilidade

O ensaio de permeabilidade mostrou uma elevação na velocidade de escoamento se comparados com a etapa anterior, com valores entre 8 l/s e 9 l/s, ocorrendo uma diminuição acentuada para $D_{max}=12,5$ mm (3 l/s), bastante baixo quando comparado aos dos $D_{max}=19,1$ mm e $D_{max}=9,5$ mm.

6.3.4 Deformação Permanente

O ensaio de deformação permanente mostrou que ao aumentar-se a percentagem da parte fina ocorreu risco maior de deformação no $D_{max}=9,5$ mm que ficou um pouco acima do limite de 10% para 30000 ciclos (figura 6.5), enquanto que para o $D_{max}=12,5$ mm e $D_{max}=19,1$ mm os valores foram aceitáveis (inferiores a 10%).

6.4 EFEITOS DA VARIAÇÃO NA DESCONTINUIDADE DAS CURVAS

6.4.1 Vazios comunicantes

Nas curvas com $D_{max}=9,5$ mm, com a modificação da descontinuidade da segunda etapa, observa-se que a percentagem de vazios e de vazios comunicantes pouco foi alterada, mantendo-se em torno de 19%. Para $D_{max}=12,5$ mm constata-se aumento do teor para os corpos de prova, passando de 17% para 19%. Porém para as placas acontece forte redução, de 25% na segunda etapa para 17% na terceira.

Para $D_{max}=19,1$ mm também se observa aumento dos vazios comunicantes para a terceira etapa (figura 6.3).

6.4.2 Desgaste no ensaio Cántabro

Observa-se (figura 6.4) que para $D_{max}=9,5$ mm os valores foram pouco alterados entre a segunda e terceira etapas, mas para os demais tamanhos máximos aconteceu maiores perdas com a modificação da brecha, atingindo valores acima de 20% para $D_{max}=12,5$ mm chegando a 32% para $D_{max}=19,1$ mm, superiores ao limite da especificação (25%).

6.4.3 Permeabilidade

Na terceira etapa também a velocidade apresentou variações em relação à segunda: aconteceu pequeno acréscimo para $D_{max}=9,5$ mm e decrescendo para os demais tamanhos máximos (figura 6.5).

6.4.4 Deformação permanente

A deformação permanente para o $D_{max}=9,5$ mm sofreu forte acréscimo e atingiu valor de aproximadamente 11%, superior ao limite recomendado pela norma (10%) para 30.000 ciclos. Para os demais tamanhos máximos ocorreu redução em relação à segunda etapa, ficando os valores em torno de 4%).

6.5 HIERARQUIA DAS GRANULOMETRIAS

- O aumento da percentagem de finos na terceira etapa pouco alterou a percentagem de vazios comunicantes, aumentou as perdas no ensaio Cántabro, a permeabilidade pouco alterou (exceto para $D_{max}=12,5$ mm), contudo a deformação permanente alcançou valores acima dos 10% ($D_{max}=9,5$ mm). Assim as melhores opções estão com teor de aproximadamente 7% de materiais finos (percentagem de finos da segunda etapa).
- Considerando que o comportamento quanto ao ruído que apresenta valores mais altos para tamanhos máximos maiores, a opção por tamanhos máximos próximos de 9,5 mm tem sido usada com mais frequência, a opção que apresenta melhores resultados entre as curvas da segunda etapa é a da granulometria com tamanho máximo 9,5 mm b 0/4, da segunda etapa.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

O autor está convencido de que foi alcançado o objetivo de estabelecer curva granulométrica para o concreto asfáltico drenante considerando-se que foram estabelecidas granulometrias na segunda etapa que atendem aos requisitos de vazios comunicantes, aos de perdas no ensaio Cántabro, aos de permeabilidade e aos de deformação permanente necessários para mistura asfáltica drenante.

CONCLUSÕES SOBRE AS CURVAS GRANULOMÉTRICAS

- 1) Para uma determinada granulometria o teor de cimento asfáltico influi no comportamento das misturas drenantes quanto aos teores de vazios, quanto aos teores de vazios comunicantes e quanto às perdas no ensaio Cántabro. Com os teores de cimento asfáltico crescentes as percentagens de vazios, percentagens de vazios comunicantes e as perdas no ensaio Cántabro foram decrescentes
- 2) O máximo de permeabilidade é alcançado em curvas granulométricas com brechas bem definidas, para a formação das quais são eliminados determinados tamanhos de granulares.
- 3) Os diversos parâmetros (percentagens de vazios comunicantes e de perdas por desagregação no ensaio Cántabro, permeabilidade e deformações permanentes) são extremamente sensíveis às variações de tamanhos na brecha.
- 4) É possível produzir-se concretos asfálticos drenantes com alto desempenho quanto a permeabilidade e percentagem de vazios comunicantes com tamanhos máximos de granulares maior, contudo, tamanhos máximos maiores resultam em riscos maiores de desagregação no ensaio Cántabro.
- 5) A trabalhabilidade na compactação das misturas com rolo de pneus mostrou-se extremamente difícil.

- 6) Conforme bibliografia sobre produção de ruído de rolagem do tráfego nos concretos drenantes, que indica maior ocorrência de ruído em concreto asfáltico drenante com tamanhos maiores nos agregados, a opção mais adequada é a de diâmetro máximo 9,5 mm b 0/4, da segunda etapa.
- 7) A participação da proporção de finos nas misturas de concreto asfáltico drenante indica que o melhor comportamento para o valor de finos ocorreu na vizinhança de 7%.
- 8) No processo de mistura dos agregados com o concreto asfáltico, a adição dos finos à mistura após a mistura dos agregados graúdos resultou em misturas de melhor desempenho (segunda e terceira etapas).

PERSPECTIVAS

As curvas granulométricas estudadas foram realizadas em laboratório com separação dos agregados de peneira a peneira. O alto desempenho foi alcançado com controle apurado dos materiais, dos processos de ensaio e da escolha da energia de compactação mais adequada. Entretanto essa situação ainda não se verifica no campo, no nosso meio rodoviário. A adaptação do laboratório para o campo pode exigir alguns ajustes no processo produtivo das misturas de concreto asfáltico drenante tais como o refinamento no controle das granulometrias, no processo de mistura e no processo de colocação na obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFNOR-P- 98-134, (1991), **Couches de Roulement: Béton Bitumineux Drainant**, ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, AFNOR.

AFNOR-NF-P-98-250-2, (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques**, ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, AFNOR.

AFNOR-NF-P-98-253-1, (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées - Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'Orniérage**, ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, AFNOR.

AFNOR NF P 98-254-2-avril 1993 (Norme Française) **Mesure de propriétés liées à la perméabilité des matériaux des mélanges hydrocarbonés** , partie 2.

AIPCR-ASSOCIATION INTERNATIONALE PERMANENTE DES CONGRÈS DE LA ROUTE, (1991), **XIXe Congrès Mondial de la Route, Comité Technique des Caractéristiques de Surface** - Rapport, Marrakech.

ANDREATINI, L. P. V., (1986), **Determinação da Espessura da Lâmina d'Água Devida à Precipitação Pluvial na Superfície dos Pavimentos**, in XXI Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, Bahia.

ARQUER, G. A.; LORANCA, R. A., (1997), **Estudio del Ruido de Rodadura en las Mezclas Porosas en Espana**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes , Madrid, pp. 747-755.

ASTM-E-303-95, (1996), **Standart Method for Bituminous Materials in 1996 Annual Book of ASTM Standarts**, American Society for Testing and Materials.

BELANGER, J.; DELALANDE, G.; STASSE, G., (1997) **Quelques Données sur l'Adhérence des Enrobés Drainants et sur son Optimization**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes , Madrid, pp. 883-908.

BERNUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P.; CHAVES, J. M., (1999) **Estudo da Adesividade no Comportamento de Misturas Asfálticas**, in 10^o. Congresso Ibero-Americano del Asfalto, Sevilla, Espanha.

BOCHOVE, G.G. van; GORKEN, F. von, (1997), **Two Layered Porous Asphalt – A New Concept Civil Technical Properties and Experiences** in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 249-269.

BONNOT, J., (1997), **L'Expérience Française des Bétons Bitumineux Drainants**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 1145-1171.

BRANCO, A. M., (1999), **Segurança Rodoviária**, Associação Brasileira de Concessionários de Rodovias - ABCR- São Paulo, SP .

BROSSEAUD, Y.; (1997), **Techniques Disponibles pour L'Entretien des Enrobés Drainants**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp.933-953.

BROSSEAUD, Y.; ROCHE, J. P.; (1997), **Bilan du Chantier Experimental d'Enrobés Drainants sur l'A63 Après 8 Anées de Trafic**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp.1201-1212.

BRUSQUE, C.; PEYBERNAR, J.; PAUMIE, J., L.; PAGE, M., (1996), **Études des Caractéristiques Photométriques des Bétons Bitumineux Drainants** in Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 303.

CAMOMILLA, G.; MALGARINI, M.; GERVASIO, S., (1990) **Sound Absorption and Winter Performance of Porous Asphalt Pavement** , Transportation Research Record n°. 1265, Transportation Research Board, Washington, D.C.

CAMPOS, O. de S., (1998), **Análise do Comportamento de Trecho Piloto de Revestimento Poroso com Asfalto Modificado por Polímero**, Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da USP, São Paulo., S.P.

CARDOSO, S. H.; MARCON, A. F.; APS, M.; MARCELLO, J. R., (1995) **Proposta para Implantação de Centros de Análise e Controle de Acidentes**

(CACA) em Órgãos Rodoviários e Vias Urbanas, in XXIX Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá, MT.

CARDOSO, S. H., (1997), **Avaliação Estrutural e Funcional dos Pavimentos Asfálticos**, DER-SC, in Programa de Capacitação Técnica Exercício 1997, Florianópolis, S.C.

COBO, M. F., (1997), **Control y Características de los BMP para su Empleo en Mezclas Drenantes**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 483-497.

CORTÉ, J. F., (1997) **Types, Concepts, et Dimensionnement des Enrobés Drainants**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 45-61.

CUNNIFF, P. F., (1977), **Environmental Noise Pollution**, John Wiley & Sons, Inc, USA.

DI BENEDETTO, H.; JOUNI, M.; BOILLON, P.; SALHI, J.,(1996), **Mesures in situ et en Laboratoire des Écoulements dans les Bétons Bitumineux Drainants – Modélisation et Validation**, in Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 204, França.

DE MARCO, C. da S., (1982), **Elementos de Acústica Arquitetônica**, Livraria Nobel, São Paulo, S.P.

DO, Minh-Tan, (1995), **Contact Pneu/Chaussée – Aport de la Microtexture**, in Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées, n 196, março abril.

DOMINGUES, F. A. A., (1991), **Equipamento para a Medição da Aderência entre o Pneu e o Pavimento Desenvolvido pelo NDTT/USP**, in XXV Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, S.P.

DOT-DEPARTMENT OF TRANSPORT-HIGHWAYS AND TRAFFIC DIRECTORATE, (1987), **Skidding Resistance of In-Service Trunk Roads**, Advice Note HA 36/87, London, U.K.

FERNANDES, E. S.; DOMINGUES, F.A.A., (1993), **Considerações Sobre a Micro e a Macrot textura de Pavimentos**, in XXVII Reunião Anual de Pavimentação, S.P.

FERNANDES, E. S., (1998) **Influência dos Agregados Rochosos na Aderência Pneu/Pavimento**, Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, S.P.

GANGA, Y.; ARPINO, J.; FLEURY, M.; GOYON, V.; POIRER, J., C., (1997), **Les Nouvelles Générations d'Enrobés Drainants – État de la Technique**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madri, pp. 87-97.

GARCIA, A.; KRAEMER, C.; CONESA, M.; ESTEVE, A., J., (1997), **Sistemas para la Evacuacion de Água de los Pavimientos Drenantes Urbanos**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 111-127.

GNCDS – Group National “Caractéristiques de surface des chaussées”- (1996) **Note D’Information – Qualités d’Usage des Revêtements Routiers en Présence d’Eau**, SETRA, Bagneux, França.

GOTHIÉ, M., (1993), **Influence de L’Adhérence sur la Sécurité Routière**, in Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées, LCPC, n 185.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R., (1984), **Física 2**, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

HERNANDEZ, A. C., (1997), **Mezclas Bituminosas en Frío Drenantes. Diseno y Aplicaciones**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 67-81.

HEYSTRAETEN, G. van; MORAUX, C., (1990), **Ten Years Experience of Porous Asphalt in Belgium**, Transportation Research Record n°. 1265, Transportation Research Board, Washington, D.C.

HUBBER, G. A.; SHULLER, T. S., (1992), **Providing Sufficient Void Space for Asphalt Cement: Relationship of Mineral Aggregate Voids Gradation in Effects of Aggregates and Mineral Filler on Asphalt Mixture Performance**, Richard C. Meininger, editor, ASTM-STP 1147.

KRAEMER, C. (1997), **Retrospectiva y Actualidad de las Mezclas Drenantes**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 25-33.

LARRAD, D. M.; CUERVO, J. J. P.,(1997), **Reducción del Ruido en el Entorno de las Ciudades, Actuación en la Autovia Ronda-Oeste de Murcia**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 761-781.

LEFEBVRE, G., (1997), **La Situation en Belgique**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp 1007-1017.

LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, (1997), **Frech-Design Manual for Pavement Structures**; Paris.

LUCAS , J.; BEGOU, P. A., (1993) **Description de la Macrotecture et de la Microtexture**, in Bulletin des Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées n 185, pag 63-70.

LUCAS J., (1998), **Mesure de la Rugosité Géométrique et Conditions d'Écoulement d'Eau à la Surface des Chaussées**, in Coloque International sur la Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin.

MEIER, A. von, (1995), **Points des Connaissanes en Matière de Conception de Surfaces Routieres Antibrui**, in Xxe Congrès Mondial de la Route, Montréal, Canada.

MEISSER, M., (1973), **Acústica de los Edificios** , Editores Asociados, Barcelona, Espanha.

MICHAUT, J. P., (1997), **Enrobé Drainant à Teneur en Vide Élevé: Premier Bilan**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madri, pp. 133-147.

MINISTÈRE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT, (1988), **Circulaire n°. 88-78 du 1^{er} septembre 1988 relative à l'adhérence des couches de roulement neuves**, Paris.

MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A., (1996), **Efeitos da Gradação dos Agregados nas Misturas Asfálticas**, in 30^a Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, Bahia.

MOMM, L., (1998), **Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico**, Tese de Doutorado em Engenharia, Escola Politécnica da USP, São Paulo, S.P.

MOMM, L., (2000), **Pavimento Drenante em Concreto Asfáltico**, 2º. Seminário Nacional Modernas Técnicas Rodoviárias, Florianópolis, S.C.

ORUE-ECHEVARRIA, A. B., (1997), **Fabricación y Puesta en Obra**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 459-475.

PARANHOS, C. A. S.; TUCHUMANTEL, O. J., (1998), **Tratamento Superficial Betuminoso com Utilização de Asfaltos Modificados**, in Pesquisa de Asfaltos Modificados por Polímeros – Relatório Final, Tomo I, , DNER, Brasil

PASQUET, A.; BERTHIER, J.; (1966), **Recherches Relatives à la Glissance Routière – Conséquences sur la Conception des Revêtements Routiers**, in Spécial F – Ministère de l'Équipement – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

PASQUET, A., (1968); **Campagne National de Glissance 1967 en France**, in Colloque International sur la Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin.

PEJOAN, J.; LE BRETON, P., (1993), **Les Accidents sur Chaussées Mouillées**, in Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - LCPC n°. 185.

PÉREZ-JIMENEZ, F.; MIRO, R., (1997a), **Analisis de la Repetibilidad del Ensayo Cantabro**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 405-419.

PÉREZ-JIMENEZ, F.; MAJO, M.; ARMENGOL, F., S., C., (1997b), **Efecto de las Mezclas Porosas Sobre el Ruido de Rodadura**, in Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 787-805.

PIMENTEL-SOUZA, F., (1992), **Efeitos da Poluição Sonora no Sono e na Saúde em Geral – Ênfase Urbana**, Revista Brasileira de Acústica e Vibrações, 10, Disponível em <http://www.icb.ufmg.br/lpf/2-1.html>, acesso em 05 de jan de 2001 às 21:00 horas.

PORTO, H. G., (1999), **Pavimentos Drenantes**, 1. Ed, D&Z Computação Gráfica e Editora, São Pulo, S.P.

RAZ, R. T.,(1997), **Conservación de la Permeabilidad en las Mezclas Porosas**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 661-677.

REIS, R. M. M.; SANTO, N. R. E., (1996), **Asfalto Modificado com Polímero**, Ipiranga Asfaltos S.A., São Paulo, S.P.

ROE, P. G.; WEBSTER D. C.; WEST, G., (1990), **The Relation Between the Surface Texture of Roads and Accidents**, TRRL, Research Report 296, Washington DC, USA.

ROJAS, G. M.; RODRIGO, C. R.; CALDERÓN, R.Z., (1999), **Las Mezclas Drenantes en Chile**, in 10º. Congreso Ibero-Americano del Asfalto, Sevilla, Espanha.

RUBIO, B.; COLÁS, M. del M., (1997), **Mezclas Drenantes a Frío**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 177-195.

RUIZ, A.; ALBEROLA, R.; PÉREZ, F.; SÁNCHEZ, B., (1990), **Porous Asphalt Mixtures in Spain**, Transportation Research Record nº. 1265, Transportation Research Board, Washington, D.C.

RUIZ, A., (1997), **Caracterización en Laboratorio**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 285-307.

SANTANA, H., (1993), **Pontos Básicos e Elementares da Estabilização Granulométrica**, in 18ª. Reunião Anual de Pavimentação, Porto Alegre.

SERFASS, J. P.; BENSE, P., (1997), **Enrobés Drainants au Bitume-Elastomère. Formulation, Bruit et Adhérence**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 1243-1252.

SILLER, A. G., (1997), **Factores a Tener en Cuenta en el Estudio de Mezclas Drenantes**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 351-363.

SOUZA, F. S.; NEVES, M. A.; LIMA e SILVA, P.; BARROS, R. M. V., (1993), **Avaliação da Resistência à Derrapagem em Pavimentos Rodoviários**, in 27^a. Reunião Anual de Pavimentação, Terezina, PI.

SOUZA, F. S. V.; NEVES, M. A.; BARROS, R. M. V., (1994) **Avaliação da Resistência à Derrapagem nas Rodovias do Estado do Espírito Santo**, in 28^a. Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, M.G.

SOTO, J. A., (1997), **Estudio en Laboratorio de Mezclas Drenantes**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp. 425-439.

SWART, J. H., (1997), **Experience with Porous Asphalt in the Netherlands**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madri, pp. 1019-1035.

ZWAN, J. T. van der.; EIKELBOOM, J.; BENNIS, Th., (1997) **Skidding and Texture** , in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madri, pp. 845-881.

WILLIANS, R. A., (1995), **The Road Vehicle Interaction: A Field of Exchanges Between Road and Vehicle Industry Engineers**, in Xxe Congrès Mondial de la Route, Montréal, Canada.

WOODSIDE, A. R.; WOODWARD, W. D. H.; ANDERSON, G. A. L., (1997), **Noise Measurement of Porous Asphalt**, in Congreso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, pp 821-843.