



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E CIÊNCIAS MECÂNICAS

Priscilla Meurer Fagundes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FUNCIONAL DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS DO TIPO BBD<sub>r</sub> E BBTM**

Joinville  
2020

Priscilla Meurer Fagundes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FUNCIONAL DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS DO TIPO BBD<sub>r</sub> E BBTM**

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas.

Orientador: Prof. Breno Salgado Barra, Dr.

Joinville

2020

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

Fagundes, Priscilla Meurer  
Avaliação do Comportamento Funcional de Misturas  
Asfálticas do tipo BDr e BBTM / Priscilla Meurer Fagundes  
; orientador, Breno Salgado Barra, 2020.  
136 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Catarina, Campus Joinville, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia e Ciências Mecânicas, Joinville, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia e Ciências Mecânicas. 2. Características  
Funcionais. 3. BDr. 4. BBTM. I. Barra, Breno Salgado. II.  
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós  
Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas. III. Título.

Priscilla Meurer Fagundes

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO FUNCIONAL DE MISTURAS  
ASFÁLTICAS DO TIPO BBD<sub>r</sub> E BBTM**

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Leto Momm, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof. Alexandre Mikowski, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof<sup>a</sup>. Adriana Goulart dos S, Dr<sup>a</sup>.

Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas.

Prof. Régis Kovacs Scalice, Dr.

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas

Prof. Breno Salgado Barra, Dr.

Orientador

Joinville, 2020.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que está acima de todas as coisas, e me proporcionou saúde, oportunidades e, principalmente, discernimento para alcançar todos os meus objetivos.

Aos meus pais, Agostinho Meurer e Marli Back Meurer, por todos os anos de dedicação a minha educação, sempre com muito amor. Quando criança, nem sempre eu compreendia as suas ações, mas hoje sou infinitamente grata pela pessoa que me tornei a partir dos seus ensinamentos. Nunca esquecerei a orientação de que o conhecimento é o único bem que ninguém poderá me tirar, e é esta instrução que me motivou a chegar até aqui.

Ao meu grande amor, meu marido Ronan Vinicius Fagundes, por acreditar em mim e me apoiar incondicionalmente. Durante os últimos doze anos, você esteve ao meu lado nos momentos bons e ruins, sonhou junto comigo e me deu todo o amparo para que eu atingisse o meu objetivo. Por isso, te dedico essa dissertação e agradeço de todo o meu coração, pelo seu amor.

Ao meu orientador, amigo e pai da vida acadêmica Prof. Dr. Breno Salgado Barra, pela parceria desenvolvida ao longo dos últimos oito anos. Muito obrigada por dividir comigo os seus conhecimentos e, principalmente, por me incentivar a crescer profissionalmente cada dia mais. Levarei sempre comigo todo o aprendizado e conselhos que você tão gentilmente me proporcionou.

À Empresa Rudnick Minérios Ltda., na pessoa diretor Valdir Mauricio Rudnick, representado pelo gerente Edson Roberto Rudnick, pelo fornecimento dos agregados pétreos e por incentivar o desenvolvimento de estudos e pesquisas. Também agradeço à CBB Asfaltos, representada pelo gerente Luiz Henrique Teixeira, pelo fornecimento dos ligantes betuminosos, e todas as informações pertinentes às características dos mesmos. Agradeço muito pela colaboração e atenção dedicadas a este estudo.

Ao *Institut Français des Sciences et Technologies des Transportes, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), de Nantes/França, representado pelo PhD. Yves Brosseaud, por compartilhar as informações referente às misturas asfálticas utilizadas neste estudo. São parcerias como estas que difundem o conhecimento e ajudam no desenvolvimento de rodovias com maior qualidade.

Ao Laboratório de Técnicas em Pavimentação (LTP) da Universidade de São Paulo (USP), representados pelo Prof. Edson de Moura, Erasmo e Igor, pela disponibilidade dos equipamentos e também por toda atenção e receptividade dedicadas a mim e a minha pesquisa.

Ao Leonardo Aquiles Turco pela companhia, pelos ensinamentos compartilhados e pela generosidade em me auxiliar nas atividades laboratoriais.

A todos os meus amigos e familiares que acompanham a minha caminhada e, mesmo de longe, torceram e dedicaram boas energias para que meu objetivo fosse alcançado. Muito obrigada!

Enfim, agradeço a todos que de forma direta ou indiretamente tornaram possível a realização deste sonho, que não é apenas a conclusão de mais um objetivo na vida e, sim, a superação de mais uma etapa de meu crescimento profissional.

## RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento funcional de misturas asfálticas do tipo drenante (BBDr) e muito delgada (BBTM), a partir dos princípios da metodologia francesa para formulação de misturas asfálticas. Têm-se como características funcionais a propiciação do conforto e da segurança ao usuário, a partir da garantia de boa condição de rugosidade superficial; do escoamento em tempo hábil, seja superficialmente seja por percolação, da água precipitada sobre a estrutura do pavimento, evitando fenômenos como: hidroplanagem e o efeito *spray*, o que contribui para a obtenção de adequada aderência ao conjunto pneu-pavimento, e; de resistência ao acúmulo progressivo de deformações irreversíveis, mais conhecidas como deformação permanente. Auxiliam ainda, em campo, as camadas asfálticas estruturais no que diz respeito à proteção dos agentes intempéricos, sobretudo a radiação solar. A formulação das curvas granulométricas foi concebida a partir do método teórico, utilizando a Equação de Fuller-Talbot, fracionando as partículas granulares a cada diâmetro de peneira isoladamente, em razão da racionalidade e precisão com que é definida a curva granulométrica por esta metodologia. Como referência, foram utilizadas curvas aplicadas em obras públicas na França e na Bélgica, porém, adaptando-as de acordo com as peneiras disponíveis no Brasil. Foi utilizada uma matriz de ligante asfáltico 50/70 (0,1mm) modificado com 4% de polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), para assegurar maior estabilidade mecânica no contato direto entre as frações grossas e finas das curvas granulométricas, devido à ausência de frações no intervalo 2/6mm, característico de misturas do tipo BBDr e BBTM, permitindo assim aumentar a resistência em relação às deformações permanentes e à desagregação causadas pela solitação dinâmica do tráfego. Foram executados os ensaios de habilidade de compactação com a Prensa de Cisalhamento Giratório (PCG), resistência à ação da água (Duriez a 18°C), deformação permanente, além de permeabilidade para a mistura BBDr, e mancha de areia e drenabilidade para a mistura BBTM. Os resultados indicam que as formulações propostas atendem às características funcionais necessárias para aplicação em estruturas de pavimento, garantindo ao usuário o atendimento da trilogia: conforto, segurança e economia de custos.

**Palavras-chave:** Características funcionais; BBDr; BBTM.

## ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the functional behavior of asphalt mixes such as porous (BBDr) and ultra-thin (BBTM), taking into account French principles for asphalt mix formulation. It can be cited as functional characteristics the providing of comfort and safety to the users, the guarantee of good surface roughness; the timely run off, either superficially or by seepage, of the rainfall over pavement structures, avoiding the occurrence of phenomena so-called hydroplaning and spray effect, which contributes for obtaining suitable adhesion to tire-pavement set and to resist the progressive accumulation of irreversible strains, known as rutting. After applied in pavement structures, these mixes also assist structural asphalt layers with regards the protection against climate agents, mainly solar radiation. Design of gradation curves was based on a theoretical method, using Füller-Talbot equation, in which granular particles were discretized at each particular mesh diameter of the sieve set chosen, inferring more rationality and accuracy to the procedure. As reference, it was selected gradation curves applied in public works in French and in Belgium, however, with some adaptations to comprise sieve meshes available in Brazil. It was also used an asphalt binder of penetration 50/70 (0.1mm) modified with 4% of Styrene-Butadiene-Styrene (SBS), in order to assure better mechanical stability between coarse and small granular fractions of the gradation curves, due the existence of 2/6mm gap, which is a characteristic of BBDr and BBTM mixes, allowing also to increase the rutting and stripping resistance. They were carried out tests such as: compacting ability with Shear Compacting Press, resistance to action of water (Duriez at 18°C) and to rutting, besides permeability for BBDr, sand path and drainability to BBTM. The results obtained indicate the proposed formulations fit the functional characteristics needed for application in pavement structures, guaranteeing the attendance of the trilogy comfort, safety and cost economy to the users.

**Key-words:** Functional characteristics; BBDr; BBTM.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	- Esquema de fluxograma para alcançar os objetivos da pesquisa	5
Figura 2	- Estrutura convencional de um pavimento asfáltico	8
Figura 3	- Estrutura de um pavimento com revestimento drenante	11
Figura 4	- Acúmulo de água no revestimento drenante	12
Figura 5	- Superfície de um revestimento convencional e drenante	13
Figura 6	- Trecho com aplicação de revestimento drenante no ano 2000	14
Figura 7	- Trecho com aplicação do revestimento drenante no ano de 2018	14
Figura 8	- Corpo de prova de uma estrutura composta por BBTM	18
Figura 9	- Diferença de macrotextura entre dois revestimentos com graduação distintas	22
Figura 10	- Curvas granulométricas convencionais	25
Figura 11	- Variação das curvas granulometrias dentro da faixa da mesma faixa granulométrica	26
Figura 12	- Ilustração das etapas do método Rothfuchs	28
Figura 13	- Seleção da massa específica do agregado graúdo	29
Figura 14	- Enquadramento de uma curva granulométrica em faixa granulométrica definida	33
Figura 15	- Deformação permanente no revestimento asfáltico	37
Figura 16	- Visão geral do fenômeno da deformação permanente	37
Figura 17	- Tipos de mecanismos de deformação permanente	41
Figura 18	- Pirâmide de ensaios da metodologia francesa	48
Figura 19	- Central de britagem da Rudnick Minérios Ltda	50
Figura 20	- Ilustração dos materiais pétreos produzidos pela Rudnick Minérios	51
Figura 21	- Curva de Viscosidade x Temperatura do Ligante POLIFLEX 60/85	54
Figura 22	- Curva granulométrica BBDr proposta para a pesquisa	56
Figura 23	- Comparação entre a curva granulométrica BBDr francesa de referência e a proposta para a pesquisa	56
Figura 24	- Curva granulométrica BBTM proposta para a pesquisa	57
Figura 25	- Comparação entre a curva granulométrica BBTM francesa de referência e a proposta para a pesquisa	58

Figura 26	- Comparação das curvas granulométricas BBDr e BBTM propostas para a pesquisa	58
Figura 27	- Processo de peneiramento	60
Figura 28	- Separação dos materiais (a) material graúdo; (b) cal	61
Figura 29	- Amostras separadas por corpo de prova	61
Figura 30	- Esquema do princípio de funcionamento da PCG	63
Figura 31	- Exemplo de gráfico de verificação da compactidade das misturas asfálticas.	65
Figura 32	- Materiais separados para um corpo de prova	67
Figura 33	- Processo de usinagem dos corpos de prova: (a) envolvimento do agregado graúdo pelo ligante betuminoso; (b) adição do agregado fino e cal	67
Figura 34	- Misturas asfálticas após usinagem: (a) BBDr; (b) BBTM	68
Figura 35	- Moldagem dos corpos de prova: (a) mistura após usinagem; (b) colocação da amostra no cilindro	69
Figura 36	- Compactação dos corpos de prova: (a) mistura asfáltica no cilindro; (b) conjunto pronto para compactação; (c) prensa de compactação	70
Figura 37	- Processo de desmoldagem: (a) remoção do corpo de prova; (b) corpo de prova da mistura tipo BBDr	70
Figura 38	- Corpos de prova: (a) BBDr; (b) BBTM	71
Figura 39	- Corpos de prova numerados	72
Figura 40	- Corpos de prova submetidos ao confinamento: (a) bomba de vácuo; (b) remoção do ar contido nos vazios da mistura	73
Figura 41	- Corpos de prova submetidos ao confinamento	73
Figura 42	- Corpos de prova mantidos em ambiente climatizado	74
Figura 43	- Corpos de prova no processo de compressão simples	74
Figura 44	- Ilustração dos tipos de vazios	77
Figura 45	- Conjunto para ensaio de permeabilidade vertical	78
Figura 46	- Conjunto para ensaio de permeabilidade horizontal	79
Figura 47	- Esquema de execução do ensaio de mancha de areia	80
Figura 48	- Execução do ensaio de mancha de areia	81
Figura 49	- Drenômetro	82
Figura 50	- Separação os materiais que irão compor as misturas	84

Figura 51	- Processo de usinagem das misturas em misturador do tipo pug mill	84
Figura 52	- Compactação das placas de deformação permanente	86
Figura 53	- Máquina de deformação permanente	87
Figura 54	- Resultado PCG – BBDr	90
Figura 55	- Resultado PCG – BBTM	91
Figura 56	- Relação de $r/R$ determinadas no ensaio de Duriez	93
Figura 57	- Corpos de prova no processo de compressão simples: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio	94
Figura 58	- Corpos de prova de BBDr: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio	95
Figura 59	- Corpos de prova de BBTM: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio	95
Figura 60	- Gráfico de perda de permeabilidade vertical	97
Figura 61	- Gráfico de perda de permeabilidade horizontal	97
Figura 62	- Comparação entre a perda de permeabilidade horizontal e vertical	99
Figura 63	- Resultado de mancha de areia	100
Figura 64	- Resultado de drenabilidade	102
Figura 65	- Identificação de drenabilidade horizontal e vertical no BBTM	103
Figura 67	- Resultado de deformação permanente – BBDr	105
Figura 68	- Resultado de deformação permanente – BBTM	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	- Parâmetro normativos BBDr	15
Tabela 2	- Parâmetro normativos BBTM	19
Tabela 3	- Faixas granulometrias para misturas asfálticas	27
Tabela 4	- Peneiras de controle de acordo com o DMN	31
Tabela 5	- Faixas recomendadas para as proporções de agregados em mistura	31
Tabela 6	- Modelos de previsão de deformação permanente	39
Tabela 7	- Causas e exemplos de deformação permanente	40
Tabela 8	- Classificação dos fatores influentes sobre as trilhas de roda	42
Tabela 9	- Caracterização dos agregados pétreos	52
Tabela 10	- Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85	53
Tabela 11	- Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85 após o envelhecimento	54
Tabela 12	- Formulação do BBDr	55
Tabela 13	- Formulação do BBTM	57
Tabela 14	- Características da PCG	63
Tabela 15	- Limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura	81
Tabela 16	Resultados MVR	89
Tabela 17	- Resultados PCG – BBDr	90
Tabela 18	- Resultados PCG – BBTM	91
Tabela 19	- Densidades médias por teor de ligante	91
Tabela 20	- Resistência à compressão simples e relação r/R determinadas no ensaio de Duriez	93
Tabela 21	- Resultados da permeabilidade vertical	96
Tabela 22	- Resultados da drenabilidade	101



## LISTA DE ABREVIÇÕES

AG	-	Agregado Graúdo
BBDr	-	Mistura Asfáltica Drenantes
BBTM	-	Mistura Asfáltica Muito Delgadas
CAP	-	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	-	Concreto Betuminoso usinado à Quente
CNT	-	Confederação Nacional do Transporte
CPRM	-	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CTJ	-	Centro Tecnológico de Joinville
DMN	-	Diâmetro Máximo Nominal
DMT	-	Densidade Máxima Teórica
DNER	-	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	-	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
DNPM	-	Departamento Nacional de Produção Mineral
EVA	-	Etileno Vinil Acetato
FAF	-	Proporção Fina dos Agregados Finos
FAM	-	Proporção de Agregado Fino no Agregado Miúdo
GAM	-	Proporção de Agregado Graúdo no Agregado Miúdo
IBGE	-	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IFSTTAR	-	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux
INMET	-	Instituto Nacional de Meteorologia
LPC	-	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LDTPav	-	Laboratório de Desenvolvimento de Técnica de Pavimentação
LTP	-	Laboratório de Tecnologia em Pavimentação
MTPA	-	Ministério dos Transportes, Portos e Aviação Civil
PCG	-	Prensa de Compactação Giratória
PCP	-	Peneira de Controle Primário
PCS	-	Peneira de Controle Secundário
PCT	-	Peneira de Controle Terciário

PM	-	Peneira Média
RTFOT	-	Rolling Thin Film Over Teste
SBS	-	Estireno-Butadieno-Estireno
SBR	-	Borracha de Estireno Butadieno
UFSC	-	Universidade Federal de Santa Catarina
USP	-	Universidade de São Paulo
VAM	-	Vazios no Agregado Mineral
Vv	-	Volume de Vazios

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2.	OBJETIVO DA PESQUISA	3
1.2.1.	Objetivo Geral	3
1.2.2.	Objetivos Específicos	3
1.3.	PROCEDIMENTO PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	4
1.4.	DELIMITAÇÃO DO ESPAÇO E DA PESQUISA	5
1.5.	IMPORTÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVA	6
1.6.	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	7
<b>2.</b>	<b>MISTURAS ASFÁLTICAS</b>	<b>8</b>
2.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	8
2.2.	MISTURAS ASFÁLTICAS FUNCIONAIS	9
2.2.1	Mistura Asfáltica Drenante (BBDr)	9
2.2.2	Mistura Asfáltica Muito Delgada (BBTM)	17
<b>3.</b>	<b>MÉTODOS DE FORMULAÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURA ASFÁLTICA</b>	<b>23</b>
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
3.2	MÉTODO ROTHFUCHS	27
3.3.	MÉTODO BAILEY	28
3.4.	MÉTODO TEÓRICO	32
3.5.	MÉTODO POR TENTATIVAS	33
<b>4.</b>	<b>DEFORMAÇÃO PERMANENTE</b>	<b>36</b>
4.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	36
4.2.	CARACTERÍSTICAS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	39
4.3.	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	41
4.3.1.	Curva Granulométrica e Qualidade do Agregado Pétreo	42

4.3.2.	Teor de Vazios	44
4.3.3.	Tipo e Teor de Ligante	44
4.3.4.	Temperatura	46
4.3.5.	Ação do Tráfego	46
<b>5.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>48</b>
5.1.	CONSIDERAÇÕES SOBRE A METODOLOGIA FRANCESA DE FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	48
5.2.	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAIS PÉTREOS	50
5.3.	CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO	52
5.4.	CURVAS GRANULOMÉTRICAS	55
5.5.	PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA	62
5.6.	DURIEZ	66
5.7.	PERMEABILIDADE	75
5.8.	MANCHA DE AREIA	79
5.9.	DRENABILIDADE	82
5.10.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	83
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS ESPERADOS</b>	<b>89</b>
6.1.	ENSAIO PCG	89
6.2.	ENSAIO DURIEZ	91
6.3.	PERMEABILIDADE	96
6.4.	ENSAIO DE MANCHA DE AREIA	99
6.5.	ENSAIO DE DRENABILIDADE	101
6.6.	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	104
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>108</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>111</b>
	<b>ANEXO A</b>	<b>119</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Esse capítulo apresenta um panorama geral referente às considerações e motivações para a realização da pesquisa, bem como a organização das etapas executivas.

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A pavimentação de vias possui o propósito de garantir melhores condições de trafegabilidade aos seus usuários. Ao passar dos anos, as técnicas de execução dos pavimentos evoluíram bastante, porém, as necessidades da sociedade também se tornaram mais exigentes. De acordo com Barra (2009), os revestimentos asfálticos devem garantir as condições básicas de segurança, conforto e economia de custos aos usuários.

A flexibilidade do modal rodoviário é o grande atrativo para o desenvolvimento desse ramo de transporte. Ballou (2008) infere que a facilidade na definição de origem e destino de cargas e passageiros, aliada à frequência e à disponibilidade dos serviços, favorece ao incentivo dos órgãos públicos por este segmento de transporte. Segundo o IBGE (2019), a região Centro-Sul do Brasil dispõe da maior concentração de vias de transporte rodoviário e, mesmo possuindo uma distribuição desigual no território nacional, a maior praticidade no escoamento da frota e a densidade da malha viária, em relação aos outros modais, garante a predominância desse tipo de transporte. Em relação ao transporte de cargas, dados da CNT (2019) afirmam que no Brasil aproximadamente 61% é realizado por meio do sistema rodoviário, já no transporte de passageiros o percentual chega a 95%.

Em razão da grande movimentação de veículos nas rodovias é imprescindível que estas apresentem condições adequadas para a trafegabilidade, tanto nos períodos diurnos, noturnos e até mesmo em condições climáticas adversas. Para isso, deve-se garantir geometria compatível com a classe da via, sinalização viária de boa qualidade, drenabilidade das águas pluviais, boa visibilidade e, conseqüentemente, adequada aderência pneu-pavimento. Esses são os elementos básicos que visam minimizar os riscos de acidentes. Entretanto, nem sempre estas condições são oferecidas aos usuários, visto que de acordo com o MTPA (2018) aproximadamente 6.243 pessoas perderam suas vidas em acidentes

de trânsito somente em rodoviárias federais no ano de 2017, e essas situações tornam-se mais precárias em momentos chuvosos.

Esses acidentes podem ter diferentes causas, porém entre as mais frequentes se encontram a falta de atenção à condução, velocidade incompatível e ingestão de álcool. Contudo, as condições das vias também podem favorecer o acontecimento de acidente, sendo por irregularidades ou excesso de água sobre a camada de rolamento. Segundo o MTPA (2018) 4,7% dos acidentes acontece em razão da falta de aderência entre o pneu e o pavimento.

As misturas asfálticas convencionais são projetadas para propiciar resistência compatível às solicitações dinâmicas impostas pela passagem dos veículos e também para garantir que as águas pluviais não infiltrem para as camadas de base e sub-base, o que com o passar do tempo provocaria uma perda de suporte do pavimento (HAMLAT, 2007). Outro ponto que promove elevação do nível de serviço da via é a constante manutenção da camada de rolamento, com o intuito de minimizar irregularidades e garantir uma rugosidade adequada.

Desse modo, os revestimentos estruturais são definidos a partir do processo de dimensionamento que considera a ação das cargas, tensões e deformações atuantes na camada de rolamento. Já as misturas funcionais são formuladas com o objetivo de assegurar melhores condições de segurança e conforto aos usuários, e visam avaliar as condições de aplicação em campo e garantir os parâmetros a qual foram propostas.

Assim, para que seja fomentada a melhoria dos indicadores relacionados a macrotextura e remoção da lâmina de água em condições de chuva, devem-se envidar esforços na formulação de misturas asfálticas funcionais, pois além de protegerem as camadas estruturais da ação direta das intempéries, contribuindo para o aumento de sua vida útil, propiciam o contato direto do conjunto pneu-pavimento, sendo assim os responsáveis pelo atendimento da trilogia mencionada no início desta introdução.

Neste contexto, o presente trabalho desenvolveu e avaliou formulações de misturas asfálticas drenantes (do francês *Béton Bitumineux Drainante* - BBDr) e muito delgadas (do francês *Béton Bitumineux Très Mince* - BBTM), com o objetivo de verificar o desempenho de suas características funcionais, como capacidade de escoamento de águas pluviais, rugosidade superficial e resistência à deformação permanente, a fim de que possam ser difundidas nas soluções de pavimentação no

Estado de Santa Catarina, especialmente na região Norte, a qual dispõe de elevados níveis anuais de pluviometria.

## 1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos estabelecidos para esta pesquisa são:

### 1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar, em âmbito laboratorial, o comportamento funcional das misturas asfálticas drenantes (BBDr) e muito delgadas (BBTM) a partir dos princípios conceptivos da metodologia francesa de formulação.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

Para que o objetivo geral seja alcançado, os objetivos específicos traçados são os seguintes:

- a) Definir a metodologia de concepção, bem como a composição das curvas granulométricas das misturas asfálticas;
- b) Verificar a habilidade de compactação das misturas asfálticas com a utilização da Prensa de Compactação Giratória (PCG), a partir da análise do teor de vazios das formulações;
- c) Avaliar a resistência à ação da água no ensaio de Duriez;
- d) Avaliar a resistência ao afundamento na trilha de roda a partir do ensaio de deformação permanente;
- e) Verificar a capacidade de escoamento das águas e do nível de rugosidade superficiais, a partir dos ensaios de permeabilidade para as misturas BBDr, e mancha de areia e drenabilidade para as misturas do tipo BBTM;
- f) Definir, em função dos níveis de classificação da metodologia francesa de formulação, bem como dos critérios funcionais adotados, qual o teor mais de ligante mais adequado para cada tipo de mistura asfáltica formulada.

### 1.3. PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

A partir da pesquisa realizada por Unisesky (2018), acerca da proposição de formulações para aplicações de misturas asfálticas do tipo BBDr e BBTM para a região de Joinville, Santa Catarina, verificou-se a necessidade de se perscrutar mais profundamente o comportamento funcional destes materiais, a partir da metodologia de formulação francesa, escolhida pela sua reconhecida estreita e comprovada relação campo/laboratório (MANUEL LPC, 2007), além de ser considerada pioneira no estudo destas misturas no mundo.

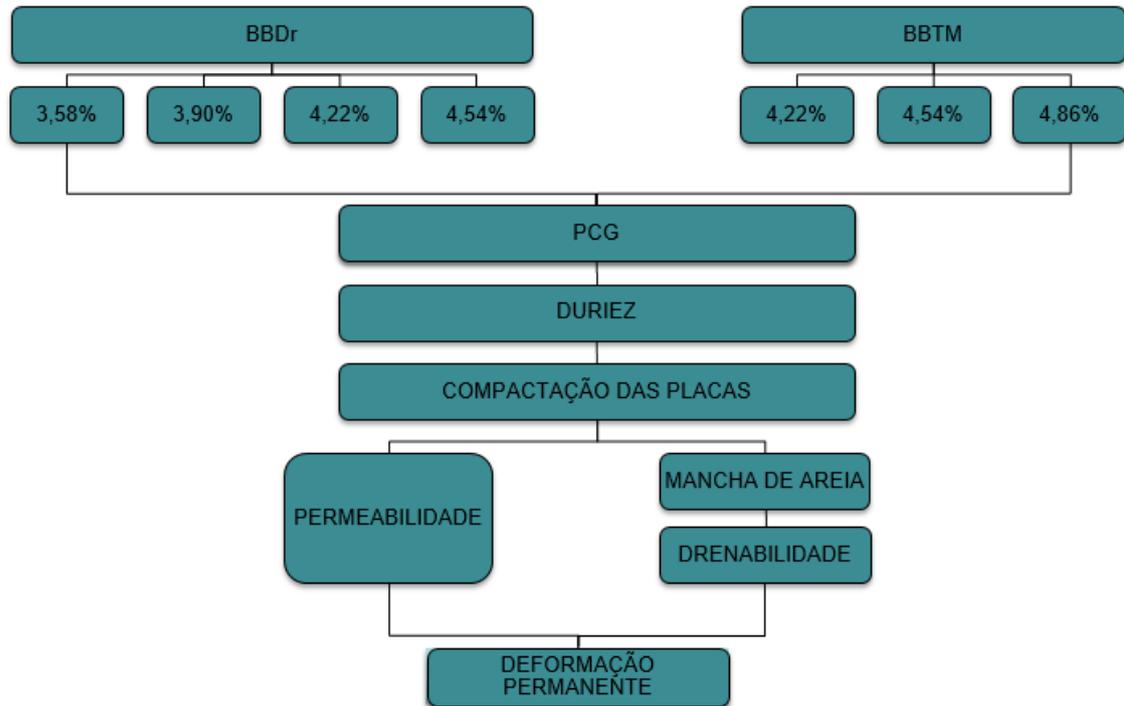
Foram utilizadas como referência duas formulações granulométricas aplicadas em condições práticas, sendo a mistura BBDr na cidade de Lille, no norte da França, enquanto que a mistura BBTM na cidade de Hainaut, no oeste da Bélgica. Porém, ambas as formulações foram adaptadas de acordo com a distribuição de peneiras disponíveis, aliada às características dos materiais da região metropolitana de Joinville.

Os materiais foram fornecidos por empresas parceiras do Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav), localizado no Campus Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), sendo os granulares disponibilizados pela empresa Rudnick Minérios Ltda., de Joinville-SC, enquanto que o ligante betuminoso foi disponibilizado pela CBB Asfaltos, localizada na cidade de Curitiba-PR.

Para os granulares, foram considerados os estudos já realizados pela mesma fonte de materiais. O cimento asfáltico de petróleo (CAP) usado é o POLIFLEX 60/85, modificado com a adição de 4% do polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), com o intuito de melhorar o componente elástico do ligante betuminoso, tornando as misturas asfálticas capazes de resistir melhor à deformação permanente.

A partir das observações dos resultados obtidos e recomendações propostas na pesquisa de Unisesky (2018), foram definidos os seguintes teores de ligante betuminoso para serem testados nas formulações das misturas propostas, a saber: 3,58%, 3,90%, 4,22% e 4,54% para a mistura BBDr e; 4,22%, 4,54% e 4,86% para a mistura BBTM, em que a sequência de ensaios executados se encontram ilustrados no fluxograma apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Fluxograma para alcançar os objetivos da pesquisa.



Fonte: Autora (2019).

#### 1.4. DELIMITAÇÃO DO ESPAÇO E DA PESQUISA

É importante esclarecer que a execução desta pesquisa abrange unicamente o âmbito laboratorial, não sendo objeto de estudo análises realizadas em campo.

O desenvolvimento das etapas do trabalho compreendeu às instalações do Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), mais especificamente no Campus do Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), e no Laboratório de Técnicas de Pavimentação (LTP) da Universidade de São Paulo (USP).

No LDTPav foi realizado todo o procedimento de peneiramento e separação de amostras, bem como a determinação das massas volumétricas reais (MVR) e da resistência à ação da água no ensaio de Duriez a 18°C para as misturas asfálticas, enquanto no LTP foram executados os demais ensaios apresentados na Figura 1.

## 1.5. IMPORTÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVA

A avaliação das características funcionais das misturas asfálticas tem grande pertinência em função das condições climáticas apresentadas na região Norte do Estado de Santa Catarina, mais especificamente na cidade de Joinville. A região Sul do Brasil possui clima temperado, ou seja, tem estações do ano bem definidas, apresentando altas temperaturas no verão e baixas temperaturas no inverno. De modo geral, possui um histórico de elevada pluviosidade, visto que no ano de 2019 apresentou um acúmulo médio superior a 200mm de precipitação (INMET, 2020).

De acordo com Meurer Filho (2001), o uso de misturas asfálticas drenantes (BBDr) no Brasil elevará significativamente o nível de qualidade dos pavimentos e, por consequência, propiciará maior segurança aos usuários, dado o aumento da aderência no conjunto pneu-pavimento, menor projeção do spray de água pela passagem dos veículos e maior visibilidade em condições noturnas. Essas situações serão de crucial importância para reduzir os níveis de acidentes ocasionados pela hidroplanagem, principalmente em veículos de passeio.

Segundo Brosseaud (1999), a tecnologia aplicada em misturas asfálticas muito delgadas (BBTM) associa ótimas propriedades mecânicas e de aderência, ocasionando maior segurança aos usuários nas situações de tráfego em pista molhada. As condições de conforto também são asseguradas principalmente por meio da redução dos ruídos e da minimização das irregularidades na camada de rolamento.

A existência de camadas funcionais em pavimentos asfálticos, além das propriedades particulares de cada mistura, também favorece à proteção das camadas estruturantes da ação do intemperismo e do desgaste ocasionado pela passagem dos veículos. Assim pode-se inferir que as misturas asfálticas funcionais apresentam uma solução mais econômica de manutenção, em razão da sua pequena espessura de aplicação, permitindo a maior durabilidade da estrutura do pavimento.

Portanto, a realização desta pesquisa oportuniza-se uma maior transmissão de conhecimento sobre as propriedades das misturas asfálticas funcionais e as suas condições de aplicação. Espera-se que com a maior disseminação dessas informações, seja possível conscientizar os empresários deste setor, da importância

de investimentos em tecnologias desse porte para proporcionar melhores condições de segurança, conforto e economia às rodovias nacionais.

## 1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado da seguinte forma:

Capítulo 1: Introdução do tema da pesquisa, apresentando justificativa, objetivos e procedimentos para a sua execução.

Capítulo 2: Apresenta as definições e principais características das misturas BBDr e BBTM.

Capítulo 3: Expõe considerações sobre a formulação de misturas asfálticas, ilustrando os principais métodos utilizados e as particularidades das misturas asfálticas concebidas para esta pesquisa.

Capítulo 4: Discorre sobre o fenômeno da deformação permanente, apresentando suas principais características e os parâmetros que o influenciam.

Capítulo 5: Trata dos materiais e métodos utilizados para a realização da pesquisa, apresentando os princípios técnicos dos ensaios executados.

Capítulo 6: Apresenta os resultados obtidos e a respectiva discussão técnica.

Capítulo 7: Apresenta as conclusões da pesquisa realizada e propõe recomendações para trabalhos futuros.

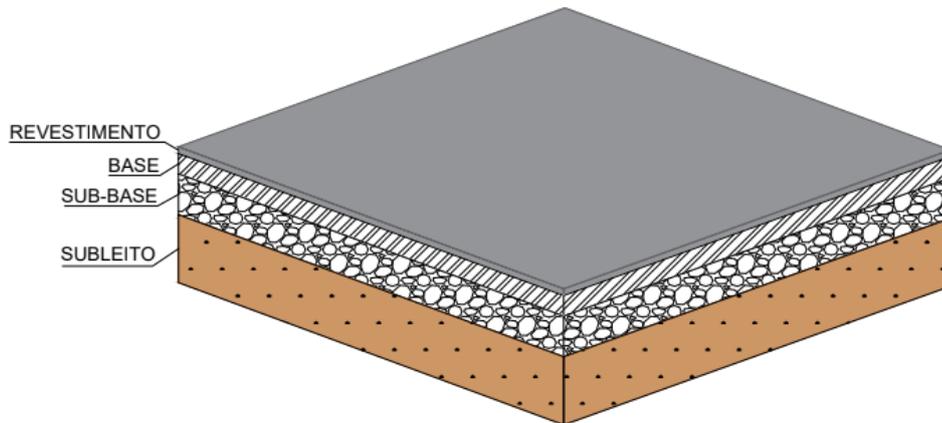
## 2. MISTURAS ASFÁLTICAS

Este capítulo apresenta os conceitos básicos sobre as misturas asfálticas, expondo a configuração de sua estrutura física e as principais características dos revestimentos betuminosos.

### 2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os pavimentos asfálticos têm sua estrutura formada por camadas com espessuras finitas assentes sobre uma camada teoricamente infinita, essa denominada subleito. Estas camadas estruturais possuem diferentes níveis de resistência, sendo maiores quanto mais próximos à superfície (DNIT, 2006a). A Figura 2 ilustra a composição de um pavimento asfáltico.

Figura 2 – Estrutura convencional de um pavimento asfáltico.



Fonte: Autora (2019)

Como pode ser visualizado na Figura 2, a camada de revestimento é responsável por suportar e transferir os esforços do pneu as demais camadas, esta é normalmente formada por concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ).

As misturas asfálticas são estruturas originadas da junção de agregados pétreos com o ligante betuminoso, podendo ser necessárias incorporações de aditivos ou adições.

O processo de formação da mistura asfáltica está associado à determinação da granulometria adequada para a composição de um esqueleto mineral, esse é constituído de agregados pétreos em diferentes tamanhos e em proporções

diferentes, capaz de resistir aos esforços solicitantes. Na elaboração de uma curva granulométrica é fundamental avaliar a finalidade do revestimento asfáltico, para assim obter o máximo desempenho possível. Portanto, a análise das características do tráfego e do pavimento é imprescindível para guiar o projetista para a melhor alternativa.

## 2.2. MISTURAS ASFÁLTICAS FUNCIONAIS

A definição de misturas asfálticas funcionais está diretamente relacionada às condições de aplicação desse tipo de revestimento, pois as mesmas não têm como finalidade proporcionar resistência ao pavimento, e sim favorecer a manutenção e trafegabilidade nas rodovias. Entre as suas principais características estão a geração de condições mais seguras e confortáveis aos usuários; e a proteção do revestimento asfáltico estrutural.

Tanto que no dimensionamento francês de pavimentos, as misturas asfálticas funcionais como BBDr e BBTM não são avaliadas nos níveis de resistência do módulo complexo e da fadiga, pois as mesmas não possuem caráter estrutural no pavimento. Desse modo, são apenas analisadas as características específicas de cada mistura e as suas propriedades relacionadas à adaptação em campo.

A seguir serão apresentados os principais conceitos das misturas BBDr e BBTM.

### 2.2.1. Misturas Asfálticas Drenantes (BBDr)

A partir do ano de 1930, nos Estados Unidos da América, iniciaram os estudos voltados às misturas asfálticas que apresentassem elevado teor de vazios, com o objetivo de favorecer a aderência entre pneu e pavimento em condições climáticas desfavoráveis. Até aquele momento não se tinha como a finalidade de conduzir as águas superficiais e, sim, somente a alteração da macrotextura dos revestimentos asfálticos (MEURER FILHO, 2001).

Entretanto, somente a partir dos anos 50 as primeiras aplicações desse tipo de revestimento foram realizadas, sendo as características desses materiais muito similares ao tratamento superficial. A usinagem da mistura favorecia uma melhor

coesão do revestimento, porém era comum a desagregação ou afundamento de trilhas de roda (CAMPOS, 1998).

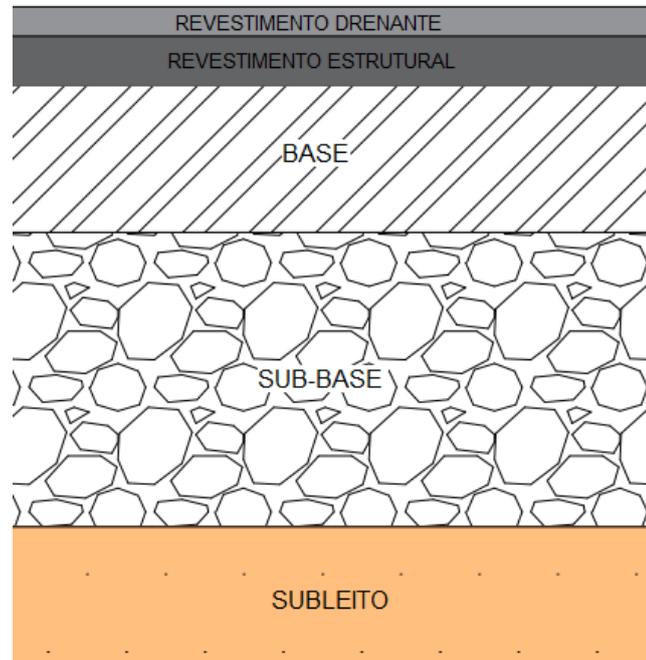
Já as pesquisas com o intuito de realizar a drenabilidade das águas sobre os pavimentos asfálticos começaram a partir do ano de 1984 na França, e no ano de 1991 já haviam sido lançadas normas que padronizavam a utilização de misturas denominadas *Bétons Bitumineux Drainants* (BBDr) (OBSERVATOIRE DES TECHNIQUES DE CHAUSSÉES, 1997).

Segundo Meurer Filho (2001), os pavimentos drenantes evoluíram muito aos longos dos anos e todo esse desenvolvimento foi sempre motivado pelo grande esforço internacional, para aprimorar as características superficiais dos pavimentos e proporcionar condições mais seguras aos usuários. Assim, a definição dos parâmetros adequados para a produção de uma mistura asfáltica com drenabilidade suficiente para conduzir as águas superficiais exigiram muitos estudos, principalmente voltados para a aperfeiçoamento dos conhecimentos dos ligantes betuminosos, pois a estabilidade das misturas drenantes eram comprometidas em virtude da má adesão entre ligante e agregado (AZZOUT *et al.*, 1994).

O avanço em revestimentos asfálticos drenantes proporcionou uma inversão no fenômeno de escoamento das águas pluviais. A impermeabilidade das camadas estruturais do pavimento não sofrera alterações, porém, a condução das águas superficiais que acontecia preferencialmente pelos canais das esculturas dos pneus e pelas reentrâncias da macrotextura dos revestimentos passou a ocorrer a partir da infiltração vertical no corpo do revestimento (MOMM, 1998; MEURER FILHO, 2001).

Desse modo, a estruturação de um pavimento asfáltico drenante é a composição de uma camada asfáltica drenante sobre a camada de revestimento betuminoso estrutural e impermeável. Todavia, devido ao elevado percentual de vazios comunicantes existentes nesse tipo de revestimento, é gerada uma malha de canais internos capazes de conduzir as águas superficiais dos pavimentos para o interior da camada. Com o acúmulo de água na camada drenante, esta tende a se concentrar na interface entre o revestimento impermeável e o revestimento drenante, assim se forma uma zona saturada em que a percolação da água é mais lenta e ocorre em razão da inclinação do revestimento estrutural. A Figura 3 ilustra a estrutura de um pavimento drenante (GNCDS, 1996).

Figura 3 – Estrutura de um pavimento com revestimento drenante.



Fonte: Autora (2019)

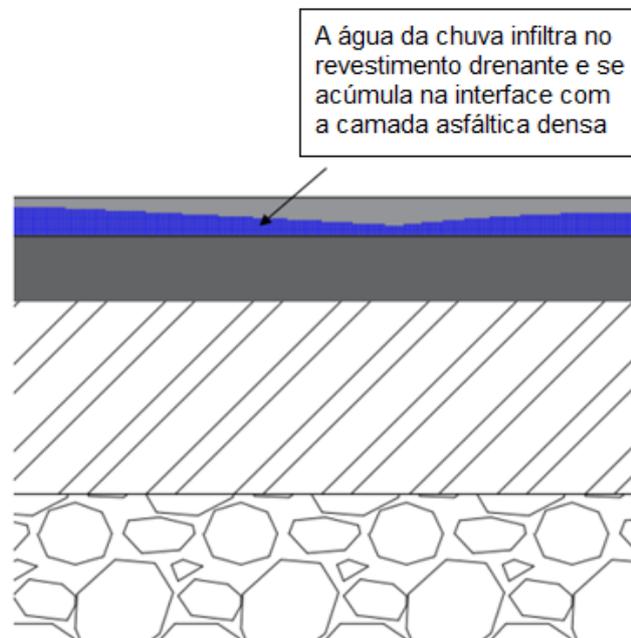
A aplicação dos revestimentos asfálticos se difundiu por diversos países, porém é possível identificar duas tendências principais de aplicação: a americana e a europeia.

Também difundida com a denominação de camada porosa de atrito, as misturas drenantes formuladas pelo método americano possuem propriedades amplamente direcionadas para o escoamento das águas superficiais, proporcionando um ganho de aderência. Já as características de acústica e escoamento interno no revestimento são menos relevantes. A granulometria da mistura apresenta diâmetro máximo de 10mm, a descontinuidade é geralmente localizada entre a peneira de abertura 2mm e 7mm, e o teor de ligante betuminoso é entre 6 a 7%. As aplicações desse tipo de revestimento se encontram em camadas de 20mm (PORTO, 1999).

Normalmente, os concretos asfálticos drenantes são aplicados em espessura 40mm, e a tendência europeia define um teor de vazios maior ou igual a 20%, isto com o intuito de favorecer a drenabilidade e a estocagem das águas pluviais. A intenção é ampliar os números de canais comunicantes no interior do revestimento e proporcionar a eliminação da lâmina d'água sobre a superfície, por consequência, há um aumento da aderência entre pneu e pavimento. Outro ponto

importante nas misturas drenantes europeias é a busca pela redução do *spray* (projeção de água em virtude da alta velocidade), a melhora na propagação de ruídos ocasionados pelo tráfego e a redução da reflexão de luzes dos faróis sobre o pavimento. Essas são condições que promovem maior segurança e conforto aos usuários, permitindo manter as velocidades diretrizes mesmo em situações de pista molhada (FAURE, 1991 *apud* CAMPOS, 1998). A Figura 4 ilustra o acúmulo de água no interior do revestimento drenante.

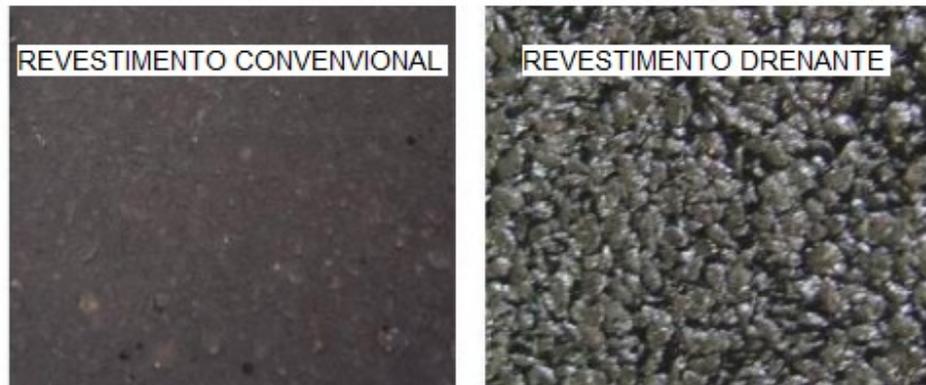
Figura 4 – Acúmulo de água no revestimento drenante.



Fonte: Autora (2019)

A nomenclatura das misturas asfálticas drenantes é, geralmente, convencionada pela sua variação granulométrica como, por exemplo, em uma mistura 0/10mm os agregados pétreos possuem tamanhos entre 0mm e 10mm. O *gap* da mistura é expresso do mesmo modo, porém este representa as frações de agregados retirados da mistura (MOMM, 2000). A Figura 5 apresenta a diferença visual entre uma camada asfáltica densa e um revestimento drenante.

Figura 5 – Superfície de um revestimento convencional e drenante.



Fonte: Adaptado de Dumke (2005).

De acordo com Meurer Filho (2001), no Brasil foram realizados alguns trechos em caráter experimental:

- a) Na Rodovia Bandeirante, na pista norte do Km 76 ao 76+250, em São Paulo;
- b) Na Rodovia Presidente Dutra (BR – 116), próximo ao acesso do município de Guarulhos; e
- c) Rodovia BR 101, na pista esquerda entre os Km 10 e 11, próximo ao município de Joinville.

Não foi possível localizar maiores informações referente à execução e à manutenção dos trechos executados no Estado de São Paulo, porém, o trecho executado no Estado de Santa Catarina tem aproximadamente 6000 metros quadrados, sendo 600 metros de extensão e 8,30 metros de largura, a espessura utilizada foi de 30mm, o teor de ligante próximo a 3,60% e o percentual de vazios em 18,36%.

Atualmente, no trecho experimental realizado na região de Joinville não é possível identificar nenhuma das características da camada drenante, a mesma pode ter sido substituída ou até mesmo não apresentar mais funcionalidade em virtude da falta de manutenção. Entretanto, em conversa com moradores da região foi constatado que após a execução da camada drenante, as condições de trafegabilidade no trecho melhoraram bastante, pois foi identificado redução do spray e menor reflexão de luzes em condições de pista molhada. A Figura 6 ilustra a

camada após ser executada e a Figura 7 apresenta a situação atual do mesmo trecho.

Figura 6 – Trecho com aplicação de revestimento drenante no ano 2000.



Fonte: Meurer Filho (2001).

Figura 7 – Trecho com aplicação do revestimento drenante no ano de 2019.



Fonte: Autora (2019).

A aplicação de uma mistura asfáltica drenante segue os procedimentos comuns da rotina da pavimentação, entretanto, alguns aspectos devem ser muito bem controlados para garantir adequadas condições de usinagem, transporte e execução da mesma.

A elevada vibração a que as misturas asfálticas são submetidas durante o transporte do material, também é um fator que proporciona uma perda de qualidade do revestimento drenante. Desse modo é fundamental que sejam todas precauções

de com o objetivo de evitar as vibrações excessivas, e em dentro das possibilidades, é fundamental avaliar as condições da mistura após o transporte (ORUE-ECHEVARRIA *et al.*, 1997).

A massa asfáltica drenante deve ser aplicada sobre uma camada plana (sem deformações) visando à redução do acúmulo de água e facilitando o escoamento a partir da declividade natural do pavimento, e com impermeabilidade suficiente que possa impedir a infiltração de água para a sub-base e base do pavimento (PORTO, 1999). Já o espalhamento da camada drenante segue a mesma metodologia das demais camadas asfálticas, entretanto, no processo de compactação são apenas utilizados rolos compactadores lisos e sem vibração, isto ocorre para evitar a fratura dos agregados. Já a ausência da compactação pelo rolo combinado de pneus é ocasionada pela falta de coesão e, por consequência, a adesão da massa nos pneus (HEYSTRAETEN e MORAUX, 1990).

Segundo a Norma Francesa AFNOR NF EN 13108-7 (2006), os parâmetros normativos das misturas asfálticas drenantes são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros normativos BBDr.

Mistura Asfáltica	Pontos de Controle Granulométrico (%)			PCG (% Vazios)			Duriez (%)	Permeabilidade (cm/s)*	Deformação Permanente
	D <sub>máx</sub> (mm)	2mm	0,063mm	40 giros		200 giros			
BBDr				mín	máx	mín			
<b>0/6mm Classe 1</b>				20	26	14		≥ 0,8	
<b>0/6mm Classe 2</b>				26	30	20		≥ 1,2	
<b>0/10mm Classe 1</b>	90-100	5-25	2-10	20	26	14	≥ 80	≥ 0,8	-
<b>0/10mm Classe 2</b>				26	30	20		≥ 1,2	

\*Parâmetro definido pelo MANUEL LPC (2007)

Fonte: AFNOR NF EN 13108-7 (2006).

É comum o pensamento que a vida útil das misturas asfálticas drenantes é inferior ao das misturas asfálticas convencionais, devido à aceleração do envelhecimento do ligante betuminoso que se encontra mais exposto às intempéries,

entretanto, de acordo com Bonnot (1997), a elevada espessura do filme que envolve os agregados, proporciona maior resistência e equipara a vida útil à de uma mistura drenante bem formulada a uma mistura densa. Outro ponto positivo é que as misturas drenantes têm apresentado excelente resistência à formação de trilhas de roda.

Em virtude do elevado teor de vazios e, por consequência, a redução da estabilidade é aconselhável a não aplicação de revestimentos drenantes em locais que ocorrem grandes esforços tangenciais, por exemplo, rotatórias e curvas com pequenos raios. Locais com velocidade de projeto de até 60 km/h ou mudanças bruscas de velocidade também são desencorajadas devido ao risco elevado de desagregação ou colmatação (PORTO, 1999).

O fenômeno que atua diretamente na redução da vida útil dos pavimentos drenantes é a colmatação, essa influência diretamente na qualidade drenante e acústica do pavimento. Desse modo é imprescindível que sejam levados em consideração a quantidade de poluentes no local de aplicação, o tamanho e estruturas de vazios existentes na mistura, a declividade da camada subjacente e a velocidade do tráfego, para retardar as intervenções de manutenção sobre a camada drenante (BOCHOVE e GORKEN, 1997).

O processo mais usual de manutenção das camadas drenantes é o jateamento de água sob alta pressão. Normalmente, os equipamentos empregados apresentam um sistema recirculação da água e executam o jateamento, aspiração e filtração da água (MEURER FILHO, 2001). Segundo Raz (1997) é usual o limite máximo de um ano de uso para que ocorra a primeira intervenção de manutenção, sendo que algumas pesquisas já apresentaram resultados de que é possível reverter 50% da perda de permeabilidade neste mesmo período, e pode chegar a 70% durante os demais procedimentos realizados.

Por fim, pode-se concluir com o sábio pensamento de Brosseaud e Roche (1997c), ao fim da vida útil (mecânica ou de características de superfície) é conveniente a realização de uma restauração geral da camada visando reestabelecer às condições de segurança aos usuários. Isso deve ocorrer independentemente do tipo de procedimento que será empregado, seja por substituição da camada, seja por recapeamento dela.

### 2.2.2. Misturas Asfálticas Muito Delgadas (BBTM)

O *Beton Bitumineux Très Mince* (BBTM) foi desenvolvido a partir do ano de 1984 na França com o objetivo de proporcionar maior conforto e segurança aos usuários. A partir de 1986, as aplicações desse tipo de revestimento cresceram muito em virtude do concurso de inovações tecnológicas que foi desenvolvido pelos órgãos franceses, no qual o BBTM com adição de fibras foi campeão (FERREIRA, 2006).

Segundo Brosseaud *et al.*, (1997b), a malha viária francesa possuía 110 milhões de metros quadrados de rodovias com aplicação de BBTM até o ano de 1997, sendo que aproximadamente 90 milhões de metros quadrados foram executados no período de 1989 a 1994. Já no ano de 2002, aproximadamente 1/3 das autoestradas e 1/4 da rede viária nacional francesa eram revestidas com BBTM, somando um montante de 300 milhões de metros quadrados.

Em consequência dos diversos exemplos de sucesso com a aplicação do BBTM, diversos países europeus passaram a utilizar essa tecnologia. Tanto que na Suíça e Grã-Bretanha foram desenvolvidas especificações que recomendam a aplicação desse tipo de revestimento em rodovias de tráfego pesado (BROSSEAUD, 2002a).

O BBTM é definido como uma mistura asfáltica com distribuição granulométrica descontínua, sendo este revestimento aplicado em camadas muito delgadas. Essa solução é empregada com o objetivo de proporcionar melhores condições superficiais de trafegabilidade, além de auxiliar na proteção das camadas estruturais. Segundo Brosseaud (1999), essa tecnologia proporciona excelentes propriedades mecânicas e de aderência, favorecendo a segurança até mesmo em condições de pista molhada, e melhorando o conforto ao usuário a partir da atenuação das irregularidades e redução de ruídos.

De acordo com a Norma Francesa AFNOR XP P 98 137 (2001), o BBTM é uma mistura asfáltica que se caracteriza por possuir de 70 a 80 % por cento de agregados graúdos em sua formulação, também por possuir uma granulometria descontínua é considerado um revestimento semipermeável à permeável. Sua espessura de aplicação varia entre 20 a 30mm, e apesar da execução de uma camada tão delgada é possível a adição de fibras ou aditivos modificadores de ligantes.

Normalmente, em rodovias de tráfego pesado, a utilização de BBTM necessita que em sua formulação sejam incorporados ligantes modificados, com o intuito de proporcionar maior estabilidade a mistura e, por consequência, assegurar maior resistência mecânica em situações com esforços de maior porte envolvidos. A Figura 8 apresenta a ilustração de um corpo de prova extraído de um pavimento com camada de BBTM.

Figura 8 – Corpo de prova de uma estrutura composta por BBTM.



Fonte: Ferreira (2006).

A classificação do BBTM considera vários parâmetros: a percentagem de vazios, o diâmetro máximo e/ou a descontinuidade da mistura e o tipo de ligante utilizado. A Tabela 2 apresenta os parâmetros normativos para as misturas muito delgadas.

Tabela 2 – Parâmetro normativos BBTM.

Mistura Asfáltica	Pontos de Controle Granulométrico (%)			PCG		Duriez (%)	Deformação Permanente (%)
	BBTM	D <sub>máx</sub> (mm)	2mm	0,063mm	25 giros		
					mín	máx	
<b>0/6mm Classe 1 A</b>	90-100	25-35	7-9		12	19	≥ 75  ≤ 15 3.000 ciclos
<b>0/6mm Classe 1 B</b>	90-100	15-25	4-6		12	19	
<b>0/6mm Classe 2 A</b>	90-100	25-35	7-9		20	25	
<b>0/6mm Classe 2 B</b>	90-100	15-25	4-6		20	25	
<b>0/10mm Classe 1 A</b>	90-100	25-35	7-9		10	17	
<b>0/10mm Classe 1 B</b>	90-100	15-25	4-6		10	17	
<b>0/10mm Classe 2 A</b>	90-100	25-35	7-9		18	25	
<b>0/10mm Classe 2 B</b>	90-100	15-25	4-6		18	25	

Fonte: AFNOR NF EN 13108-2 (2006).

- Diâmetro máximo e descontinuidade:

- a) 0/6mm e 0/10mm (graduações).
- b) 2/4 e 2/6 (descontinuidades mais utilizadas).

- Natureza do ligante:

- a) Convencional.
- b) Modificado por polímeros (SBS, SBR e EVA).

As misturas classe 2 apresentam uma descontinuidade mais acentuada e, por consequência, possuem características mais próximas as misturas asfálticas drenantes, sendo que para estas é fundamental a utilização de ligantes modificados. Alguns estudos já comprovaram que a modificação dos ligantes betuminosos por polímeros proporciona maior segurança em relação ao arrancamento dos agregados, e com o objetivo de garantir boas condições de aplicação as normas francesas estabelecem o uso deste tipo de aglutinante é imprescindível para fornecer melhor condições de coesão ao BBTM.

A adição de modificadores, como por exemplo os polímeros, proporcionam ao ligante betuminoso, alterações em suas propriedades como menor susceptibilidade à oxidação, aumento do ponto anel e bola e da viscosidade, aumento da recuperação elástica e ductilidade, redução da penetração e do fluxo

viscoso. Assim, as misturas asfálticas passaram a apresentar menor susceptibilidade térmica em altas temperaturas que proporciona à redução da deformação permanente, também é reduzida a rigidez mecânica a baixa temperatura e, por consequência, menor a probabilidade ao trincamento do revestimento. (PINHEIRO; SOARES; LEITE, 2003).

Já as misturas de classe 1 são normalmente compostas com graduação 0/10mm e descontinuidade 2/6, ou graduação 0/6mm e descontinuidade 2/4, sendo que o uso do BBTM com graduação 0/6mm tem se ampliado consideravelmente devido aos baixos níveis de ruídos produzidos pela passagem do tráfego.

Segundo Brosseaud *et al.* (1997a), as propriedades particulares de cada dosagem de BBTM são apresentadas a seguir:

- Classe 1

- a) Graduação 0/10mm: Essa formulação possui boa rugosidade, com altura média de areia entre 1,0 a 1,3mm, e, portanto, também ótimas condições de aderência. O coeficiente de atrito longitudinal é considerado satisfatório até mesmo em condições de trafegabilidade em altas velocidades, porém o nível de ruído produzido sob o pavimento é elevado, em virtude da baixa propagação do som no interior da camada.
- b) Graduação 0/6mm: Tem por característica um aspecto homogêneo que se conserva ao longo do tempo, mesmo em situações de tráfego pesado e ambientes desfavoráveis. A macrotextura deste revestimento varia entre 0,8 a 0,9mm de altura média da areia, e em razão disto também apresenta uma boa drenabilidade. As propriedades acústicas são consideradas satisfatórias e não se alteram com o passar dos anos. Também é válido ressaltar que essa mistura apresenta boa durabilidade se comparado aos revestimentos convencionais, podendo chegar a 8 anos de vida útil em áreas de tráfego pesado.

- Classe 2:

- a) Graduação 0/10mm: Apresentam um aspecto homogêneo, porém em situações de maiores esforços como, por exemplo, cruzamentos e curvas de pequeno raio, é comum a desagregação de alguns granulares. A macrotextura é classificada como rugosa, e apresenta altura média de areia próximo a 2mm. Sua drenabilidade superficial se assemelha aos revestimentos drenantes e contribui significativamente para a melhora da

visibilidade em condições de chuva.

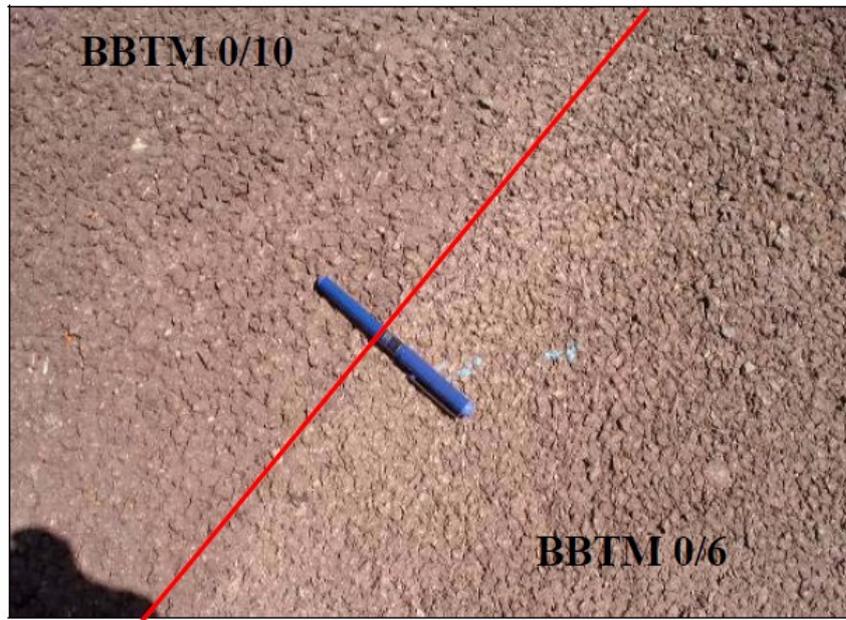
- b) Graduação 0/6mm: O principal ponto de aplicação desses revestimentos são vias urbanas, pois proporcionam alta aderência e grande redução da projeção de água. A rugosidade fica próximo à altura média de areia de 1,2mm, e é uma mistura asfáltica com pouca fração-areia (15 a 20%). Nesse tipo de mistura é indispensável a utilização de ligantes modificados, com o objetivo de manter sua coesão.

A produção do BBTM ocorre de maneira similar as misturas asfálticas convencionais, assim as considerações de seleção dos materiais, estocagem e transportes permanecem iguais. Contudo, é importante a verificação das frações granulométricas, pois esta mistura é muito sensível a variações, principalmente das frações mais finas (0/2mm). Logo, se recomenda a realização de amostragens periódicas com o objetivo de assegurar uma composição adequada (FERREIRA, 2006).

Segundo a Norma Francesa NF P 98 150 (1992), a aplicação do BBTM só é possível sob estruturas que apresentem deformação permanente inferior a 10mm, para isso são executados ensaios de trilha de roda em campo. Sendo que as condições de aplicação da massa também devem ser controladas, definindo-se uma temperatura ambiente superior a 5°C e velocidade de vento inferior a 30 km/h.

Durante a aplicação da camada de BBTM a compactação é realizada exclusivamente por rolo compactador liso e sem vibração, igual ao procedimento de aplicação do BBDr. Entretanto, devido à espessura da camada ser muito delgada é crucial que o processo de compactação seja realizado logo após a execução da camada, assim a mesma não perde temperatura e a compactação ocorre de maneira mais homogênea (FERREIRA, 2006). A Figura 9 apresenta a diferença de macrotextura entre dois BBTM (0/6mm e 0/10mm) executados no carrossel de fadiga do laboratório LPC em Nantes na França.

Figura 9 – Diferença de macrotextura entre dois revestimentos com graduação distintas.



Fonte: Ferreira (2006).

De acordo com Ferreira (2006), no Brasil existe apenas um registro de aplicação de BBTM, e a graduação escolhida para a aplicação foi 0/10mm com espessura de 30mm. O objetivo do procedimento foi melhorar a condição de trafegabilidade em uma região na qual existia um tratamento superficial muito precário, o local de execução foi a Rodovia Castelo Branco em São Paulo em julho de 2005.

Atualmente, na França, o BBTM é a técnica mais utilizada para a manutenção das rodovias de alta velocidade e de volume elevado de veículos. Isto é devido às características de segurança e conforto do usuário que são geradas a partir deste revestimento, mas principalmente em virtude do ganho financeiro associado à manutenção (FERREIRA, 2006).

### 3. MÉTODOS DE FORMULAÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Este capítulo apresenta as diferentes metodologias utilizadas para a formulação dos esqueletos minerais das misturas asfálticas.

#### 3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Segundo Momm (1998), o aprimoramento do desempenho das misturas asfálticas é realizado por meio das condições adequadas das seguintes propriedades: estabilidade, durabilidade, flexibilidade, resistência mecânica à fadiga, à deformação plástica e à derrapagem (aderência), impermeabilidade e trabalhabilidade. Desse modo, a formulação das misturas asfálticas deve ser compatibilizada com as funções a qual o pavimento se destina.

Como já foi descrito no capítulo 2, as misturas asfálticas são formadas por uma composição de diferentes tamanhos de agregados pétreos juntamente com o ligante betuminoso. Sendo que os componentes que fornecem resistência à mistura betuminosa são os granulares, que constituem de 80 a 85 % do volume total, logo a formulação do esqueleto mineral apresenta uma relação direta com as propriedades desejáveis nas misturas asfálticas. Assim fatores como compactação, permeabilidade, durabilidade e resistência à deformação permanente podem ser alterados em virtude de granulometrias inadequadas (FERREIRA *et al.*, 2015).

Para Greene *et al.* (2014) e Nascimento (2008), a curva granulométrica é responsável direto pelo desempenho das misturas asfálticas em campo, principalmente àquele relacionado ao fenômeno da deformação permanente. Em consonância Mahmoud (2010), afirma que o comportamento de uma mistura asfáltica é amplamente associado aos agregados, pois sua forma, textura e angularidade afetam as propriedades de trabalhabilidade, aderência e até a fadiga do revestimento.

O formato ideal dos agregados para os revestimentos asfálticos foi estudado por Robert *et al.* (1996), no qual concluiu-se que a forma alongada não é eficiente, pois favorece ao surgimento de planos de deslizamentos entre as integrações entre os granulares e, em alguns casos, o agregado pode sofrer fratura durante a

compactação em virtude da sua espessura delgada. Já as partículas mais arredondadas apresentam boas condições de trabalhabilidade e compactação, porém são as partículas cúbicas subangulares que apresentam melhor condições de intertravamento dos agregados e proporcionam as condições adequadas de estabilidade aos revestimentos asfálticos.

De acordo com Momm (1998), a formulação de uma mistura asfáltica de qualidade deve caracterizar os agregados pétreos e considerar: o tamanho máximo dos grãos; a resistência à abrasão (Los Angeles); a sanidade (durabilidade química); a forma do granular e a adesividade com o ligante betuminoso. Esses parâmetros são fundamentais para direcionar a produção das misturas mais adequadas para cada aplicação.

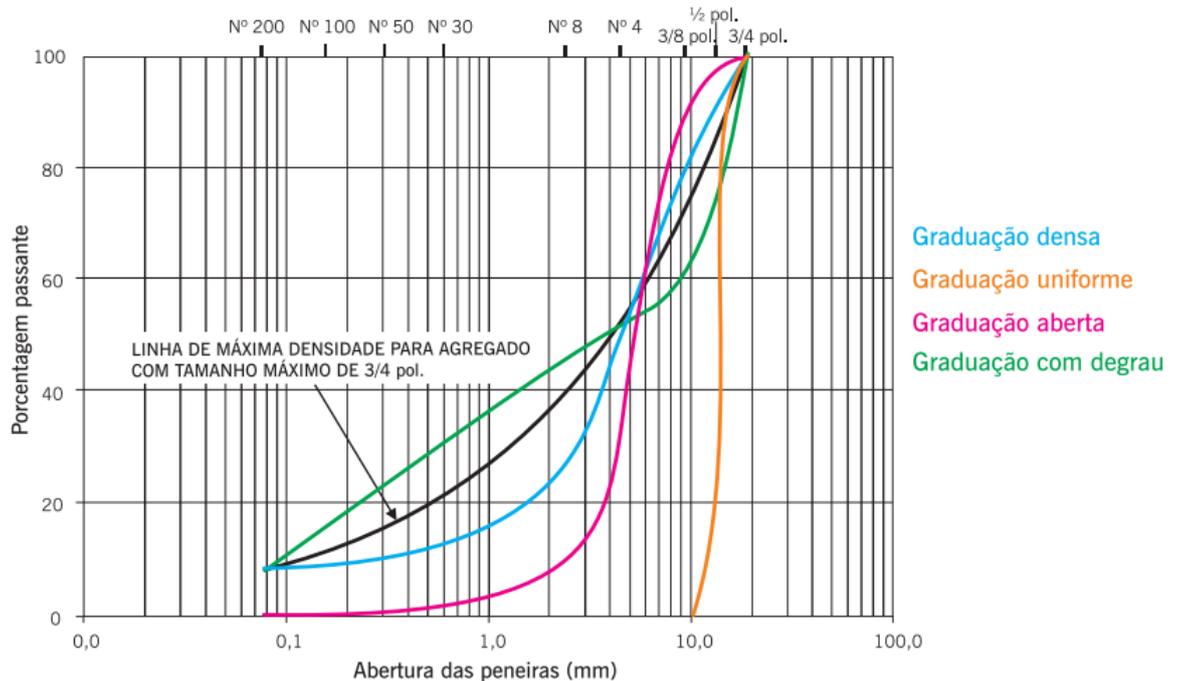
Entretanto, as boas características intrínsecas aos agregados não são suficientes para garantir que a mistura asfáltica tenha um desempenho satisfatório. Para isso também é necessário que a formulação da composição granulométrica da mistura seja realizada de modo que se obtenha o melhor travamento das partículas e, por consequência, maior preenchimento. Normalmente, para a execução de uma formulação apropriada é necessária a classificação dos agregados em função do tamanho, isto ocorre através do peneiramento no qual se utilizam malhas com aberturas padrões para separar cada fração (AGUIAR *et al.*, 2002).

A granulometria é com junção de diversas partículas, de tamanhos variados e em porcentagens diferentes, esta assume situações particulares de acordo com as condições de aplicação em campo:

- a) Curvas densas: curvas com granulometria contínua e bem graduada, ou seja, praticamente todos os vazios são preenchidos por agregados de menor tamanho;
- b) Curvas abertas: são curvas com granulometrias contínua, porém com baixo teor de finos (menor que 0,075mm);
- c) Curvas uniformes: são aquelas curvas compostas por agregados de tamanhos idênticos, desse modo a curva apresenta um comportamento bem íngreme;
- d) Curvas com degrau: são curvas granulométricas que possuem pequenas porcentagens de agregados de tamanho intermediário.

A Figura 10 ilustra as diferentes formulações de curvas granulométricas.

Figura 10 – Curvas granulométricas convencionais.



Fonte: Bernucci *et al.* (2010).

A formulação uma curva granulométrica varia muito em função das condições de produção dos materiais pétreos, assim a norma DNIT-ES 031 (2006) estabelece padrões de tolerância para a formulação de misturas asfálticas. Desse modo se desenvolveu o conceito de faixa granulométrica, que é apresentado na Tabela 3.

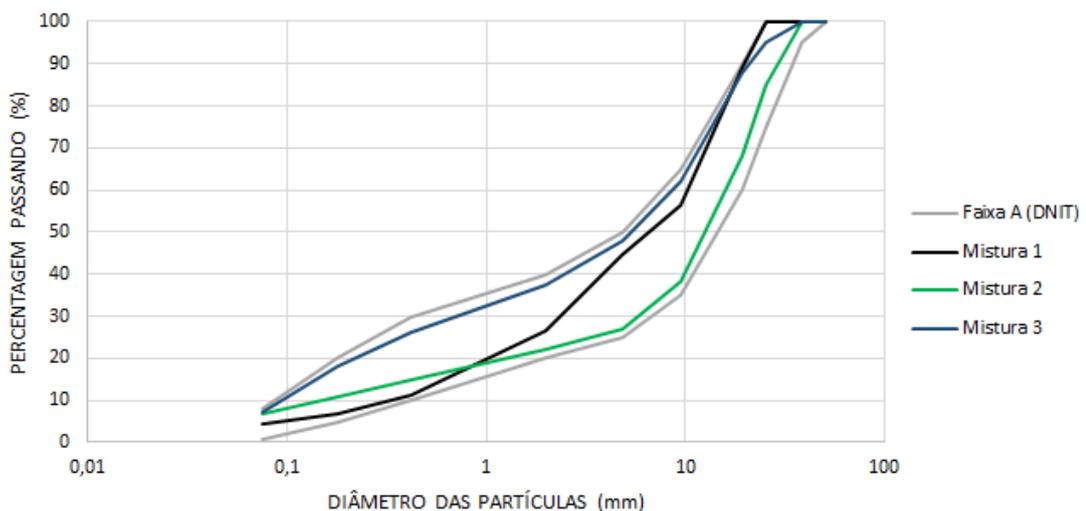
O conceito de faixa granulométrica possibilita uma utilização de diversas curvas granulométricas e de acordo com Senço (2008) existem alguns métodos de formulação de misturas asfálticas que proporcionam resultados que se enquadram nas exigências definidas em norma, porém que não apresentam um bom comportamento em campo. Isto pode ser associado a situações no qual a curva se encontra muito próxima aos limites da faixa granulometria. A Figura 11 ilustra essa situação.

Tabela 3 – Faixas granulometrias para misturas asfálticas.

Abertura das Peneiras		Porcentagem em massa passante (%)			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância (%)
2"	50,8	100	-	-	± 7
1 1/2"	38,1	95 - 100	100	-	± 7
1"	25,4	75 - 100	95 - 100	-	± 7
3/4"	19,1	60 - 90	80 - 100	100	± 7
1/2"	12,7	-	-	80 - 100	± 7
3/8"	9,5	35 - 65	45 - 80	70 - 90	± 7
Nº 4	4,8	25 - 50	28 - 60	44 - 72	± 5
Nº 10	2,0	20 - 40	20 - 45	22 - 50	± 5
Nº 40	0,42	10 - 30	10 - 32	8 - 26	± 5
Nº 80	0,18	5 - 20	8 - 20	4 - 16	± 3
Nº 200	0,075	1 - 8	3 - 8	2 - 10	± 2
<b>Asfalto Solúvel no C2 (+) (%)</b>		4,0 - 7,0	4,5 - 7,5	4,5 - 9,0	± 0,3
		Camada de ligação (Binder)	Camada de ligação e rolamento	Camada de rolamento	

Fonte: DNIT-ES 031 (2006).

Figura 11 – Variação das curvas granulometrias dentro da faixa da mesma faixa granulométrica.



Fonte: Autora (2019).

Como pode ser visualizado na imagem anterior, as três curvas granulométricas estão enquadradas na faixa estabelecida por norma, entretanto, essas apresentam comportamentos distintos entre si. Dessa forma, para se obter uma mistura asfáltica com elevado desempenho deve-se analisar os diferentes métodos de formulação.

### 3.2. MÉTODO ROTHFUCHS

De acordo com Senço (2008), o método de Rothfuchs é uma metodologia gráfica que possibilita o cálculo de uma curva granulométrica média a partir dos limites de uma faixa granulométrica específica. Para se obter o resultado é necessária à execução das seguintes etapas:

1 – Com o auxílio de um papel milimetrado, traça-se nas ordenadas as percentagens da mistura desejada em escala aritmética e na abcissa anota-se a abertura as peneiras, resultando na reta;

2 – Para cada valor de abertura de peneira, realiza-se uma reta ortogonal ao eixo das abcissas;

3 – Lança-se a granulometria de cada fração de material que irá compor a curva granulométrica;

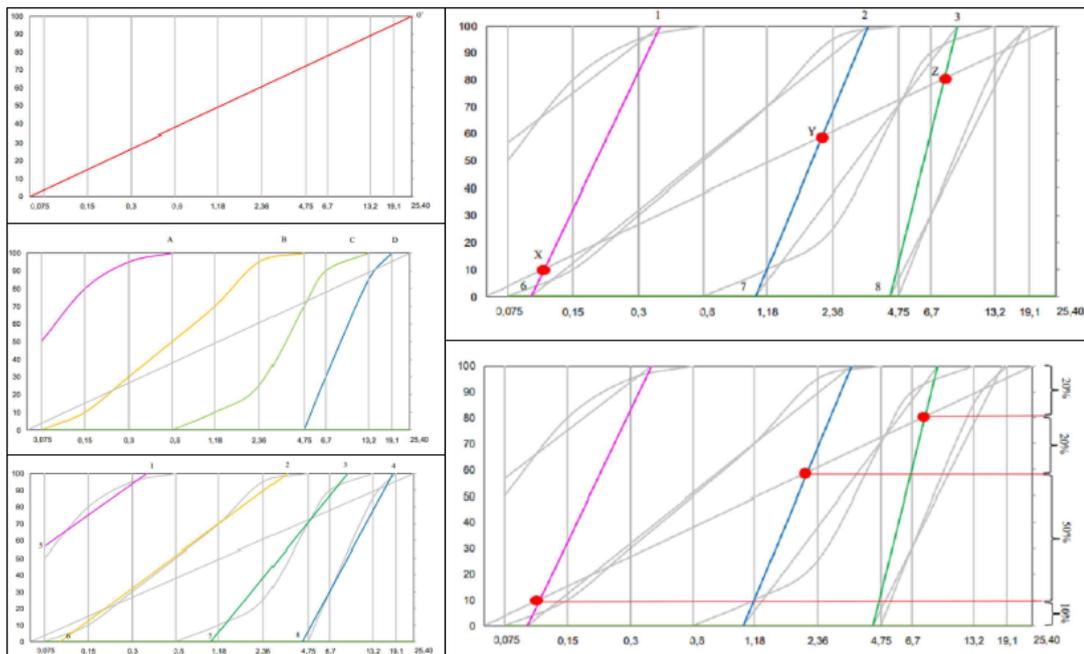
4 – A seguir traça-se uma reta sobre a curva de cada material, esta deve ser a mais próxima da curva original;

5 – Então liga-se o ponto inicial da primeira curva de material ao segundo ponto da curva do segundo material e assim sucessivamente;

6 – Em seguida, obtêm-se a intersecção entre as linhas traçadas no passo anterior e a diagonal reta do passo 1;

7 – A partir dos pontos de intersecção, obtêm-se o percentual de cada material no eixo das ordenadas.

Figura 12 – ilustra as etapas do método Rothfuchs.



Fonte: Andrade (2017).

### 3.3. MÉTODO BAILEY

O método de Bailey foi desenvolvido no ano de 1980 pelo engenheiro Robert Bailey, no Departamento de Transporte de Illinois. Este método foi desenvolvido com o intuito de minimizar a ação do fenômeno da deformação permanente sobre as misturas asfálticas, e para isso se averiguou uma metodologia que selecionasse os agregados para compor as misturas asfálticas (CUNHA, 2004). Assim como os demais métodos de composição granulométrica, este método pode ser aplicado a qualquer projeto de mistura, porém, com o passar dos anos, Vavrik *et al.* (2002) aprimoraram a metodologia para a aplicação em misturas densas.

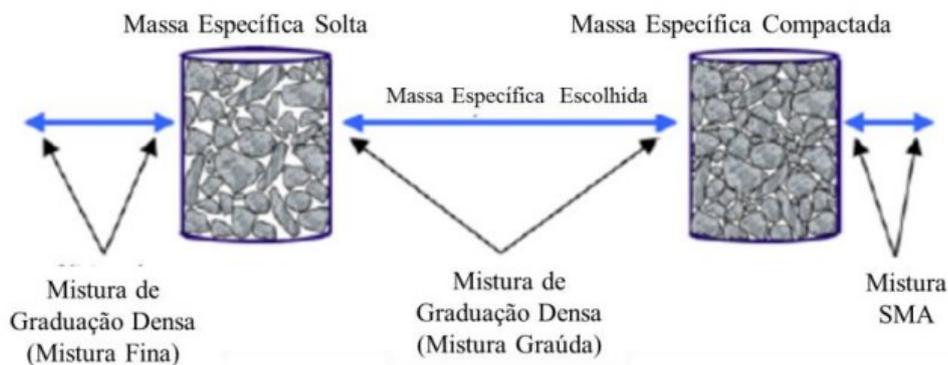
A seleção granulométrica por Bailey relaciona as propriedades de compactação de cada fração com os vazios no agregado mineral (VAM) e os vazios da mistura (Vv). Desse modo, a estrutura mineral resultante apresenta maior intertravamento entre grãos.

De acordo com Cunha (2004), para combinar os agregados que irão compor o esqueleto granulométrico através do Método Bailey, deve-se adotar os seguintes itens:

- 1 – Determinar a massa específica escolhida (MEE) dos agregados graúdos;
- 2 – Calcular o volume de vazios no agregado graúdo;
- 3 – Determinar a quantidade de agregado fino para preencher o volume de vazios, usando a massa específica compactada dos agregados finos;
- 4 – Usar a densidade de cada agregado, determinar a massa total e converter para percentagens individuais de agregados;
- 5 – Corrigir a quantidade de agregado graúdo em função de agregado fino que ele apresenta e também corrigir a quantidade de agregado fino em função da quantidade de agregado graúdo presente na fração fina, para assim garantir uma mistura adequada, em volume, de agregados graúdo e fino;
- 6 – Determinar as percentagens ajustadas da mistura para cada agregado;
- 7 – Se forem usados materiais de preenchimento (fíler), ajustar a percentagem de agregado fino pela percentagem desejada de fino, para assim garantir a mistura, em volume, de agregado graúdo e fino; e
- 8 – Determinar as percentagens individuais revisadas dos agregados para o uso na mistura calculada.

Para que os passos descritos anteriormente sejam atendidos, é necessário entender alguns pontos importantes do Método de Bailey como, por exemplo, definir a MEE que além de corresponder ao grau de intertravamento do agregado graúdo, tem relação com o tipo de mistura a ser dosada. A Figura 13 apresenta a seleção da massa dos agregados graúdos.

Figura 13 – Seleção da massa específica do agregado graúdo.



Fonte: Vavrik *et al.* (2002).

De acordo com Daniel e Rivera (2009), em misturas finas, a massa específica escolhida deve ser menor que 95%; para misturas graúdas, é recomendado os intervalos de 95 a 105%, para misturas do tipo SMA, a massa específica escolhida deve variar entre 110 e 125%.

Outro ponto que o método também apresenta como forma de classificação dos agregados graúdos e miúdo, o Diâmetro Máximo Nominal (DMN) da mistura. Assim os agregados graúdos são aqueles que formam os vazios quando colocados em um volume definido, já os agregados miúdos são aqueles capazes de preencher os vazios criados pelos agregados graúdos presentes na mistura. Para que isso ocorra de maneira adequada, é necessário mais do que uma peneira de controle para a divisão entre agregado graúdo e miúdo, e essas peneiras vão depender do DMN, que é definido, segundo a especificação Superpave, como a primeira peneira acima da peneira que retém mais que 10% de material (CUNHA 2004).

No Método Bailey, a peneira que define o agregado graúdo e miúdo é conhecida como a peneira de controle primário (PCP) e é baseada no DMN da mistura. A PCP é definida como a peneira de tamanho mais próximo ao resultado da fórmula PCP na Equação 1 (VAVRIK *et al.*, 2002).

$$PCP = DMN 0,22 \quad (1)$$

Em que:

PCP – Peneira de Controle Primário;

DMN – Diâmetro Máximo Nominal.

Segundo a especificação do método, se 49,9% ou menos passa na PCP, a mistura é considerada graúda; se 50% ou mais da mistura passa na PCP, considera-se miúda (ASPHALT INSTITUTE, 2016). Além da PCP, também devem ser determinadas a Peneira de Controle Secundário (PCS), a Peneira de Controle Terciário (PCT) e a Peneira Média (PM).

Todo o material que ficar retido na PCP é considerado agregado graúdo. Já o material que passar na PCP e ficar retido na PCS, caracteriza a fração graúda do agregado fino, e o material que passar na PCS é considerado a fração miúda do agregado miúdo. Além disso, a PCT é utilizada para avaliar a fração miúda do

agregado miúdo e a PM para avaliação da fração graúda da mistura. A Tabela 4 apresenta as peneiras de controle em função do DMN (GADLER *et al.*, 2017).

Tabela 4 – Peneiras de controle de acordo com o DMN.

Peneiras de controle	Diâmetro máximo nominal (mm).					
	37,5	25,0	19,00	12,5	9,5	4,75
<b>PM</b>	19,00	12,50	9,5	6,25	4,75	2,36
<b>PCP</b>	9,50	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
<b>PCS</b>	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
<b>PCT</b>	0,00	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

Fonte: Vavrik *et al.* (2002).

A partir das diretrizes propostas pelo método, faz-se uma avaliação da análise da mistura de agregados combinada, realizada por meio de parâmetros de proporção de agregado graúdo (AG), proporção de agregado graúdo no agregado miúdo (GAM) e proporção de agregado fino no agregado miúdo (FAM). Os parâmetros limites para essas proporções, definidos pelo método Bailey, estão indicados na Tabela 5.

Para Vavrik *et al.* (2002), os valores para essas proporções de agregados (AG, GAF, FAF) devem estar nas faixas indicadas na Tabela 5 e as misturas cujos valores dessas proporções não seguem as indicações desses autores, podem se tornar instáveis e apresentar dificuldade de compactação em campo, por exemplo.

Tabela 5 – Faixas recomendadas para as proporções de agregados em mistura.

Proporção dos agregados	Diâmetro máximo nominal (mm).					
	37,5	25,0	19,00	12,5	9,5	4,75
<b>AG</b>	0,80 – 0,95	0,70 – 0,85	0,60 – 0,75	0,50 – 0,65	0,40 – 0,55	0,35 – 0,50
<b>GAF</b>	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50
<b>FAF</b>	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50

Fonte: Vavrik *et al.* (2002).

A Proporção de agregados graúdos (Proporção AG) indica o comportamento da mistura quanto à compactação das partículas de agregados graúdos e a porção fina da mistura preenche os vazios deixados pelo agregado graúdo (CUNHA, 2004). A Proporção de AG é calculada pela Equação 2.

$$\text{Proporção } AG = \frac{(\% \text{ passante } PM - \% \text{ passante } PCP)}{(100\% - \% \text{ passante } PM)} \quad (2)$$

A Proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF) indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção graúda do agregado fino e como a porção fina do agregado fino preenche os vazios deixados pela porção graúda do agregado fino (CUNHA, 2004). A Proporção de GAF é calculada pela Equação 3.

$$\text{Proporção } GAF = \frac{(\% \text{ passante } PCS)}{(\% \text{ passante } PCP)} \quad (3)$$

A Proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF) indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção fina do agregado fino e o preenchimento dos vazios que restaram na porção fina de agregados da mistura (CUNHA, 2004). A Proporção de FAF é calculada pela Equação 4.

$$\text{Proporção } FAF = \frac{(\% \text{ passante } PCT)}{(\% \text{ passante } PCS)} \quad (4)$$

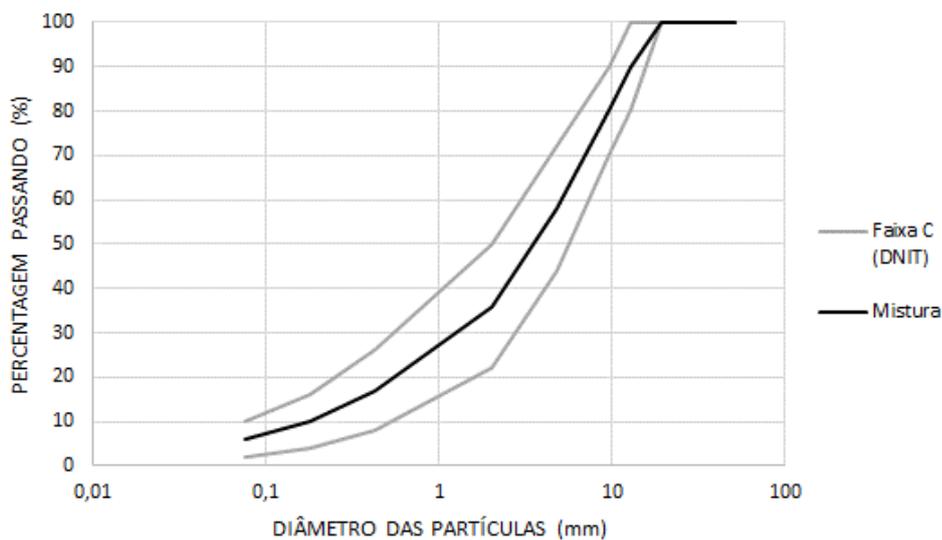
A proporção AG é o fator mais importante para a seleção da mistura, uma vez que sua redução aumenta à compactação da porção de agregado fino ao reduzir o número de partículas passantes pela PM, que são necessárias para limitar a compactação das partículas maiores de agregado miúdo (NASCIMENTO, 2008).

#### 3.4. MÉTODO POR TENTATIVAS

O conceito de tolerância na curva granulométrica de misturas asfáltica gera uma faixa de aceitação que é definida por norma, assim as inúmeras opções de distribuições granulométricas são consideradas satisfatórias. Entretanto, nem sempre o comportamento da mistura produzida deste modo é compatível com as necessidades exigidas em campos.

O método de formulação de esqueleto mineral por tentativas é totalmente empírico e baseia-se na condição de erros e acertos para as porcentagens de cada material que irá compor a mistura. Assim essa metodologia define uma estimativa dos percentuais, que no somatório total seja igual a 100%, para que a curva gerada se enquadre na faixa estabelecida em DNIT (2006a). A Figura 14 apresenta um exemplo de enquadramento ideal de mistura asfáltica em faixa granulométrica definida pelo DNIT.

Figura 14 – Enquadramento de uma curva granulométrica em faixa granulométrica definida.



Fonte: Autora (2019).

Segundo o DNIT (2006a), qualquer curva que se enquadre dentro dos limites de tolerância é aceita, sendo que a norma define faixas granulométricas padronizadas. Entretanto, a mistura asfáltica produzida a partir desse critério possui grande variedade de características e por consequência dificuldade no controle da granulometria em virtude da falta especificações das frações produzidas pelas centrais de britagem.

### 3.5. MÉTODO TEÓRICO

A metodologia teórica ou racional apresenta ótimos resultados em relação ao comportamento das misturas asfálticas, pois este método possibilita a criação de uma curva granulométrica na qual os vazios entre os agregados de maiores

diâmetros são preenchidos gradualmente por partículas de menores tamanhos. Em razão desse rigoroso controle de tamanhos dos materiais pétreos, estes são classificados por peneiras e então definidos as proporções exatas para cada fração.

De acordo com Barra (2009), a metodologia racional proposta por Füller-Tabolt define os diâmetros máximos e mínimos de cada esqueleto mineral, dessa forma é composto uma curva granulométrica com o melhor preenchimento dos vazios e excelente intertravamento dos granulares. A Equação 5 estabelece o percentual de cada fração correspondente a 100% das partículas passantes, considerando o diâmetro em todas as peneiras.

$$\%p = a \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (5)$$

Em que:

%p – percentagem de peso que passa na malha de abertura d (menor diâmetro);

a – constante, tomada igual a 100;

d – abertura da malha de uma dada peneira (mm);

D – tamanho máximo, abertura da malha de peneira que passa 100% (mm);

n – expoente.

O cálculo do expoente é realizado a partir da Equação 6:

$$n = \frac{\log(d) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (6)$$

Em que:

n – expoente;

d – abertura da malha de uma dada peneira (mm);

D – tamanho máximo, abertura da malha de peneira que passa 100% (mm).

O valor do expoente determina qual será o tipo de curva produzida, podendo ser aberta, densa ou uniforme, ou seja, a inclinação da curva granulométrica afeta

diretamente a graudez ou finura da mistura e é representado pelo expoente  $n$ . De acordo com DNIT (2006a), as curvas com graduação densa possuem  $n$  entre 0,35 a 0,55; a graduação aberta varia entre 0,55 a 0,75; e a graduação uniforme possui expoente de aproximadamente 1,0.

Segundo Nijboer (1948), o máximo empacotamento da curva granulométrica segundo o método teórico é obtido quando se tem o expoente de 0,45 representado no espaço log-log. Após estudos experimentais realizados por Goode e Lufsey (1962 *apud* LIRA *et al.*, 2013), essa afirmação foi validada.

## 4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A deformação permanente é conhecida popularmente como trilha de roda, pois é comumente encontrada em regiões que possuem maior concentração do volume de tráfego. A seguir serão apresentados os principais conceitos sobre este fenômeno.

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo Barra (2005), a deformação permanente pode ser definida como a perda da qualidade do pavimento asfáltico através de irregularidades longitudinais ou transversais. Ahmad (2011) afirma que deformação permanente é um fenômeno caracterizado pelo surgimento de depressões longitudinais na área de maior concentração de passagem dos veículos, isso ocorre devido ao acúmulo de pequenas deformações causadas no revestimento asfáltico pelo carregamento cíclico, ou seja, os deslocamentos não recuperáveis acumulados no decorrer da vida útil de um pavimento.

Para Sohm (2011), a ação do tráfego é decisiva para o surgimento das deformações permanentes e, em regiões de baixa velocidade de circulação ou estacionamento esse fenômeno é amplamente evidenciado. Não é difícil perceber estas situações em corredores de ônibus, em trechos das rodovias que estão em aclave e em áreas de plataformas ou docas industriais, as condições presentes em todos esses ambientes é a baixa ou nula velocidade e a presença de veículos com carga elevada. A Figura 15 ilustra uma situação de deformação permanente em asfalto.

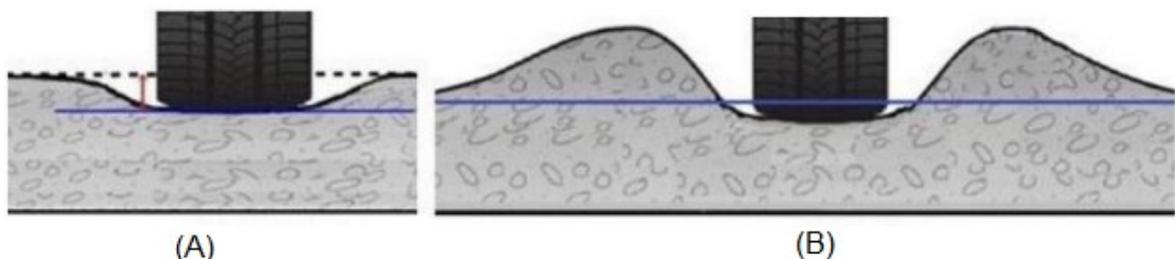
Figura 15 – Deformação permanente no revestimento asfáltico.



Fonte: Strata (2013).

A deformação permanente configura-se visualmente na prática conforme ilustrado na Figura 16. O fenômeno da fluência, que a caracteriza no domínio viscoelástico linear, tende a ocorrer de modo mais significativo em condições de elevada temperatura e baixas frequências de carregamento. Assim, a deformação permanente pode ser definida pelo acúmulo de pequenas deformações irreversíveis à passagem repetida de carregamento ao longo do tempo (Barra, 2009).

Figura 16 – Visão geral do fenômeno da deformação permanente.



Fonte: Adaptado de Ferreira et al. (2015).

A estabilidade das misturas asfálticas é fruto de uma combinação ideal entre uma curva granulométrica que proporcione o melhor intertravamento entre os

agregados, sempre atento em conservar as suas características de aplicação como, por exemplo, os teores de vazios, e a capacidade do ligante betuminoso de unificar a estrutura e recuperar as deformações reversíveis ocasionadas pelo tráfego. Diante disto, muitos pesquisadores têm enfatizado a importância da utilização de métodos adequados de preparação das misturas asfálticas além do real conhecimento das propriedades dos materiais que compõem o revestimento (JOLIET e MALOT, 2000). Outro ponto muito defendido no âmbito de pesquisa é a necessidade de um modelo teórico capaz de prever os fenômenos da deformação permanente. A Tabela 6 apresenta alguns dos métodos já desenvolvidos.

A necessidade de avaliação da deformação permanente no dimensionamento de misturas asfálticas é inegável, porém até o momento não se tem nenhum método teórico capaz de descrever esse fenômeno, pois o mesmo se desenvolve de forma caótica, logo a formulação matemática desse tipo de comportamento é muito complexa. A alternativa encontrada até o momento para avaliar as misturas asfálticas em relação às deformações permanentes é a utilização de ensaios empíricos, sendo que, normalmente, as condições aplicadas durante os ensaios são muito mais árduas do que as condições encontradas em campo, isto para garantir que as deformações geradas durante a vida útil do revestimento não ultrapassem os limites de conforto e segurança aos usuários (HECK, 2001; SOHM, 2011).

Tabela 6 – Modelos de previsão de deformação permanente.

Modelos	Equação	Variáveis
<b>Clássico</b>	$\varepsilon_p = aN^b$	N = número de ciclos de cargas; a, b = coeficientes de regressão.
<b>Monismith et al. (1977)</b>	$\varepsilon_p = \delta(T)N^a\sigma^{n-1}$ $[\sigma_z - 0,5 * (\sigma_x + \sigma_y)]$	$\delta(T)$ = função temperatura; $\alpha$ = coeficiente; N = número de ciclos de carga; T = tempo de carregamento; $\sigma$ = equivalente de tensão definido em função da tensão principal.
<b>Brown e Bell (1977)</b>	$\varepsilon_p = \left(\frac{q}{a}\right)^b N$	$\varepsilon_p$ = deformação de cisalhamento permanente; q = tensão desvio; a, b = coeficientes; N = número de ciclos de carga.
<b>Khedr (Ohio State Univ.) (1986)</b>	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A_a N^{-m}$	$A_a$ = propriedade do material, função do módulo resiliente; m = Parâmetro do material.
<b>Tseng e Lytton (1989)</b>	$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e \exp\left(-\left(\frac{\rho}{N}\right)^b\right)$	$\varepsilon_0$ , $\rho$ , b = coeficientes de regressão; N = número de ciclos de carga.
<b>MEPDG (2002)</b>	$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = 10^{-k_1} T^{k_2} N^{k_3}$	$\varepsilon_r$ = deformação resiliente; N = número de ciclos de carga; T = temperatura; k1, k2, k3 = regressão.

Fonte: Adaptado Choi (2013).

## 4.2 CARACTERÍSTICAS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Como já descrito no tópico anterior, a deformação permanente é altamente influenciada pelo tráfego, porém é conveniente citar que a fluência, seja pelo excesso de ligante betuminoso na dosagem, a falta de estabilidade da curva granulométrica, a má adesão entre ligante e granular, e até a aderência deficiente entre a camada de rolamento e a camada inferior do pavimento podem agravar o fenômeno da deformação permanente (AHMAD, 2011).

De acordo com o DNIT (2006b), as deformações permanentes em pavimentos são compostas por deformações plásticas, depressões e os afundamentos nas

trilhas de roda, sendo que as causas podem estar associadas ao tráfego ou não. Na Tabela 7 estão listados os tipos de deformação e suas possíveis causas.

Tabela 7 – Causas e exemplos de deformação permanente.

<b>Causa Geral</b>	<b>Causa Específica</b>	<b>Exemplo</b>
<b>Associada com o carregamento</b>	Carregamento concentrado ou em excesso.	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento).
	Deformação de longa duração ou estático.	Afundamento por trilha de roda.
<b>Não associada ao carregamento</b>	Subleito constituído de solo expansivo.	Inchamento ou empolamento.
	Solos compressíveis na fundação do pavimento.	Recalque diferencial.

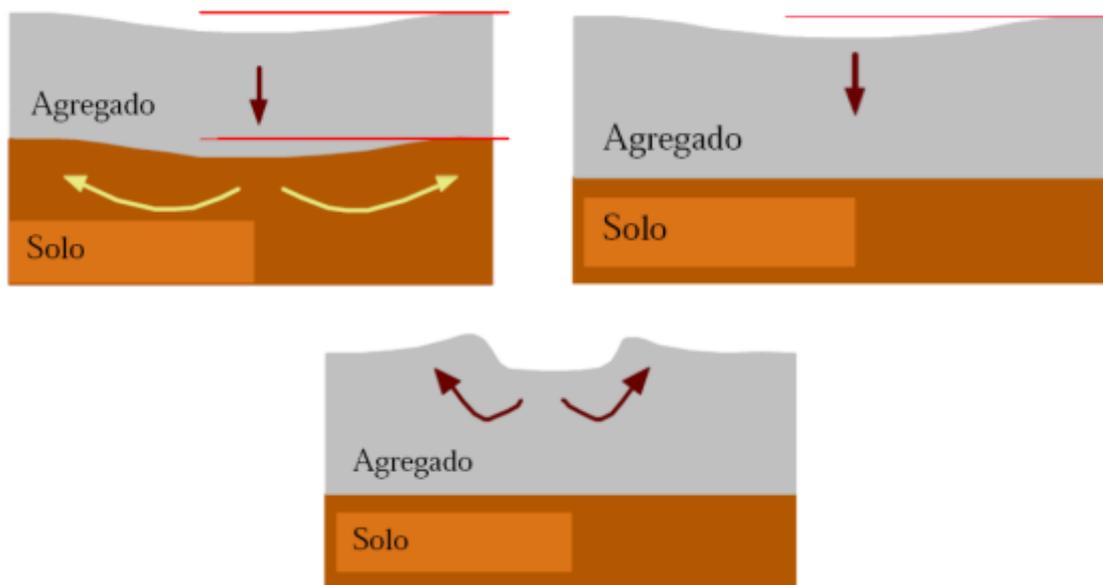
Fonte: Adaptado de Manuel de Restauração de Pavimentos Asfálticos (2006).

Segundo Momm (1998) a deformações permanentes podem se desenvolver por três principais mecanismos diferentes:

- a) **Estrutural:** Essa deformação permanente é proveniente do subdimensionamento das camadas do pavimento ou em situações de falha do processo executivo como, por exemplo, o uso de materiais e baixa capacidade, problemas de compactação das camadas e deficiência na drenagem das águas subsuperficiais;
- b) **Pelo uso:** Esse mecanismo é proveniente pela ação do tráfego sobre a camada de rolamento. A passagem dos pneus sobre o revestimento tende a desgastar a camada betuminosa, especialmente, em regiões de clima frio onde são utilizadas correntes nas rodas dos veículos para melhor a aderência;
- c) **Por Fluência:** Normalmente gerada por problemas de formulação da mistura asfáltica, este tipo de deformação permanente está diretamente associado à falta de estabilidade do revestimento, sendo que nesta situação ocorre o cisalhamento do material betuminoso e, por consequência, o acúmulo em regiões de menor ação das forças.

A Figura 17 ilustra os tipos de mecanismos atuantes na deformação permanente.

Figura 17 - Tipos de mecanismos de deformação permanente.



Fonte: Malysz, (2009).

#### 4.3 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A definição dos parâmetros de formulação que correlaciona ao surgimento da deformação permanente é de difícil determinação, porém a avaliação dos parâmetros influentes sobre esse fenômeno tem sido amplamente avaliada em laboratório (MOMM, 1998).

De acordo com Lekarp *et al.* (2000), os agentes causadores da deformação permanente são segmentados em características oriundas dos agregados, umidade, tensão cisalhante e a ação cíclica imposta pelo tráfego. Entretanto, para Momm (1998), as características que influem na deformação permanente são a temperatura, a curva granulométrica da mistura, a angularidade dos agregados pétreos, o teor e tipo de ligante.

De modo geral, Souza *et al.* (1991), resumiram os fatores influentes para a deformação permanente nas misturas asfálticas em quatro categorias e analisaram os principais fatores que compõem cada categoria e a sua respectiva ação sobre a trilha de roda. A Tabela 8 a seguir, ilustra essas condições.

Tabela 8 – Classificação dos fatores influentes sobre as trilhas de roda.

<b>Categoria</b>	<b>Fator</b>	<b>Alteração no fator</b>	<b>Ação sobre a resistência à deformação permanente</b>
<b>Características dos agregados</b>	Textura da superfície	Lisa para rugosa	Aumenta
	Granulometria	Aberta para continua	Aumenta
	Forma	Arredondada para angular	Aumenta
	Tamanho	Aumento no tamanho máximo	Aumenta
<b>Características do ligante</b>	Consistência	Aumenta	Aumenta
<b>Características da mistura asfáltica</b>	Teor de ligante	Aumenta	Reduz
	Teor de vazios	Aumenta	Reduz
	Volume de Vazios do agregado mineral (VMA)	Aumenta	Reduz
	Método de compactação	*	*
<b>Condições Ambientais</b>	Temperatura	Aumenta	Reduz
	Estado de tensão – deformação	Aumento da pressão de contato dos pneus	Reduz
	Número de passagens da carga	Aumenta	Reduz
	Água	Seco para molhado	Reduz, caso a mistura for sensível à água.

\*A metodologia de compactação varia tanto em campo como em laboratório e, por consequência, também influencia na formação da estrutura e na deformação permanente.

Fonte: Adaptado de Souza *et al.* (1991).

Dentre todos os fatores apresentados na tabela anterior, nesta pesquisa foram apresentados os mais importantes de acordo com o contexto analisado.

#### 4.3.1. Curva Granulométrica e Qualidade do Agregado Pétreo

Segundo Momm (1998), a distribuição granulométrica adequada em misturas asfálticas proporciona uma organização interna dos agregados, de modo que os vazios deixados pelos granulares maiores sejam preenchidos pelos granulares de menor tamanho. Assim, a composição do revestimento asfáltico ganha maior estabilidade e, por consequência, maior resistência a deformação permanente.

Para Brosseaud *et al.*, (1993), algumas considerações da composição granulométrica foram observadas a partir de análises experimentais:

- a) A diminuição da fração areia em misturas asfálticas pode também reduzir a profundidade das deformações permanentes em trilhas de roda;

- b) Os agregados britados apresentam melhores condições de resistência a deformação permanente;
- c) De modo geral, as descontinuidades nas granulometrias favorecem o fenômeno da deformação permanente.

Contudo, a utilização de agregados pétreos com boas qualidades mecânicas e químicas também contribui para a redução da deformação permanente nas misturas asfálticas. Segundo Barra (2005), a seleção dos materiais granulares é fundamental para a obtenção de misturas asfálticas com melhores desempenhos e para isso deve-se avaliar as características intrínsecas ao granular.

A dureza dos grãos frente à ação do tráfego e também aos ataques químicos são características que proporcionam a mistura asfáltica maior longevidade, pois reduzem as quebras dos agregados e, conseqüentemente, conservam a granulometria, a macro e microtextura do revestimento (BARRA, 2005). Esses parâmetros são avaliados a partir do ensaio de abrasão Los Angeles e a sanidade ao ataque de sulfato de sódio ou magnésio.

Outro parâmetro importante em relação à qualidade do agregado mineral é a sua angularidade, forma e textura. Essas características favorecem um maior intertravamento entre os granulares, e dado a isto, tem-se maior atrito interno na mistura asfáltica e menor ação do fenômeno de deformação permanente (Momm, 1998).

Para Button *et al.* (1999), a forma dos agregados britados favorece o intertravamento das misturas asfálticas, porém a forma ideal para a pavimentação asfálticas é a cúbica subangular, pois esta resulta no maior atrito interno, maior resistência e menor taxa de quebra dos agregados. Segundo Ahlrich (1996), o uso de agregados beneficiados em processos de britagem produz misturas asfálticas de qualidade superior, em comparação à utilização de granulares lisos e redondos. Este feito favorável em relação aos agregados com maiores angularidades também foi constatado por Uge e Van de Loo (1994), sendo que as misturas compostas por materiais britados se apresentaram mais estáveis e, conseqüentemente, menos suscetíveis à deformação permanente do que as misturas produzidas a partir de granulares arredondados.

#### 4.3.2. Teor de Vazios

Momm (1998) afirma que o controle de vazios, em misturas asfálticas convencionais, influencia diretamente sobre a macrotextura dos revestimentos e por consequência menor aderência pneu-pavimento, essa condição pode resultar em situações de menor segurança ao usuário.

Segundo Barra (2005), a redução dos vazios em misturas asfálticas densas implica na presença de maior percentagem de agregados finos na mistura asfáltica, sendo que essas têm a ação de preencher os vazios. No entanto, a macrotextura destes revestimentos asfálticos também sofre uma alteração e passa a apresentar superfícies menos rugosas. Assim, o contato entre pneu-pavimento pode ser dificultado em situações de água sobre a pista.

A compactidade de uma mistura betuminosa é caracterizada pelo teor de vazios. Normalmente, assume-se que misturas com boa compactidade (baixo teor de vazios) corresponde a uma melhor resistência às deformações permanentes (SOHM, 2011). Para Brosseaud *et al.* (1993), o teor de vazios é um dos fatores que tem maior influência na deformação permanente dos concretos asfálticos, no qual o intervalo ideal para a sua aplicação se encontra entre 3 a 7%, pois a mistura asfáltica produzida gera as melhores condições de estabilidade. Desse modo, para um desempenho satisfatório quanto à deformação permanente nas misturas asfálticas, é necessário à sua dosagem com preciso controle da percentagem de vazios remanescentes após a compactação e durante o uso (MOMM, 1998).

Como já descrito no capítulo 2, no caso de misturas funcionais, as condições de uso exigem percentuais elevados de vazios, logo, deve-se empregar ligantes modificados com o intuito de proporcionar maiores estabilidades a mistura betuminosa.

#### 4.3.3. Tipo e Teor de Ligante

O ligante betuminoso é o responsável por proporcionar coesão das misturas asfálticas, visto que este tem grande importância em relação à estabilidade das misturas asfálticas e, conseqüentemente, no fenômeno da deformação permanente (Onofre *et al.* 2013).

A adequada dosagem da mistura asfáltica e a análise do tipo de ligante utilizado são cruciais para o desempenho do revestimento em relação às trilhas de roda. O excesso do teor de ligante ou o uso de ligantes com consistência mais mole é considerado forte responsável pelo surgimento de deformação permanente. Mahboub e Little (1988 *apud* NASCIMENTO, 2008) mencionam que o uso de ligante asfáltico menos viscoso torna a mistura asfáltica menos consistente e, portanto, mais suscetível ao aparecimento de deformação permanente.

Momm (1998) afirma que em situações específicas, na qual a ação de trilhas de roda é verificada, podem ser aplicadas misturas betuminosas com ligantes modificados por polímeros, microfíleres ou aditivos químicos com o intuito de reduzir a ação da deformação permanente. Também a utilização de maiores teores de ligante com o objetivo de melhorar a trabalhabilidade pode ocasionar alto risco a deformação permanente. Já Barra (2009) menciona que a condição de aumento da viscosidade com o objetivo de minimizar as deformações, deve ser amplamente analisada para que não ocorram prejuízos ao desempenho da mistura em situações de baixa temperatura.

Segundo Brosseau *et al.* (1993) existem grandes chances da ocorrência do fenômeno de deformação permanente em revestimentos asfálticos com o elevado teor de ligante, porém até o momento não foi definido uma proporcionalidade entre o aumento da deformação permanente e o aumento do teor de ligante. Entretanto, o revestimento dos agregados por filmes de ligantes muito espessos, tende a resultar em maiores distâncias entre os granulares e favorece à mobilidade das partículas, desta forma, o atrito interno das misturas é reduzido e ocasiona a perda de estabilidade.

Em relação à modificação dos ligantes betuminosos, Moura (2010) e Onofre *et al.* (2013) constataram uma melhora significativa das misturas asfálticas em relação à deformação permanente quando foi realizado o uso de ligantes modificados por polímeros, tendo em vista que essa modificação gera um aumento dos seguintes parâmetros: ponto de amolecimento, viscosidade, força de coesão e ductilidade.

Desse modo, nesta pesquisa as amostras de BBDr e BBTM foram compostas por ligantes modificados por polímeros para que se obter boas condições de estabilidade das misturas, em contrapartida, a perda de estabilidade em virtude do excesso de vazios.

#### 4.3.4. Temperatura

O comportamento dos ligantes betuminosos em relação à temperatura afeta diretamente as misturas asfálticas, pois quanto maior a temperatura, maior a perda de rigidez e viscosidade da mistura. Assim, quando se tem um aumento da temperatura a viscosidade dos ligantes betuminosos diminui e, conseqüentemente, a coesão da mistura asfáltica também, logo, a ação das trilhas de roda serão mais evidenciadas (SOHM, 2011). Pesquisadores como Brosseaud *et al.* (1993) e Merighi (1999) constataram que há uma forte relação entre o aumento da temperatura e o aumento da deformação permanente em trilhas de roda de misturas asfálticas.

De acordo com De La Roche (1996), a temperatura é um parâmetro fundamental para as deformações permanentes, pois esta atua sobre o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. O comportamento mecânico das misturas asfálticas herda as características viscoelásticas do ligante betuminoso que as compõem, assim os revestimentos betuminosos são constituídos por materiais termosuscetíveis, cujas propriedades dependem da temperatura.

Nesse contexto, De La Roche (1996) e Grimaux e Hiernaux (1977), resumem sua avaliação em duas situações de comportamentos opostos:

- a) Em baixas temperaturas: as misturas sob solicitação normal do tráfego apresentam uma rigidez elevada e um comportamento praticamente elástico, o que pode acarretar na fragilidade do material devido ao enrijecimento excessivo do ligante betuminoso;
- b) Em altas temperaturas: há diminuição da viscosidade do ligante betuminoso e, conseqüentemente, da rigidez da mistura, tornando a sua deformabilidade mais elevada, o que favorece ao aparecimento de avarias às misturas, como o acúmulo das deformações irreversíveis durante a aplicação dos ciclos de solicitação das cargas, provocando, por exemplo, as deformações permanentes por fluência.

#### 4.3.5. Ação do Tráfego

As solicitações impostas pelo tráfego também influem sobre a vida útil de um revestimento asfáltico. De acordo com Sohm (2011), a carga, a velocidade e a

intensidade do tráfego influenciam no surgimento e agravamento da deformação permanente.

Através do crescente desenvolvimento dos meios de transporte de cargas e pessoas, o tráfego das rodovias é constantemente alterado. Assim, as novas configurações de pesos, geometrias e tipos de pneus transferem cargas distintas aos revestimentos asfálticos. Este desenvolvimento pode provocar grandes problemas nas estruturas rodoviárias que não foram dimensionadas para tais níveis de solicitações mecânicas. Um dos principais exemplos é a falta de mobilidade, popularmente conhecidos como engarrafamentos, esse cenário impõe ao pavimento uma condição de carga elevada e por longos períodos. Diversos pesquisadores como Aussedat (1977) mostram que quanto menor a velocidade, maior o nível de deformação permanente.

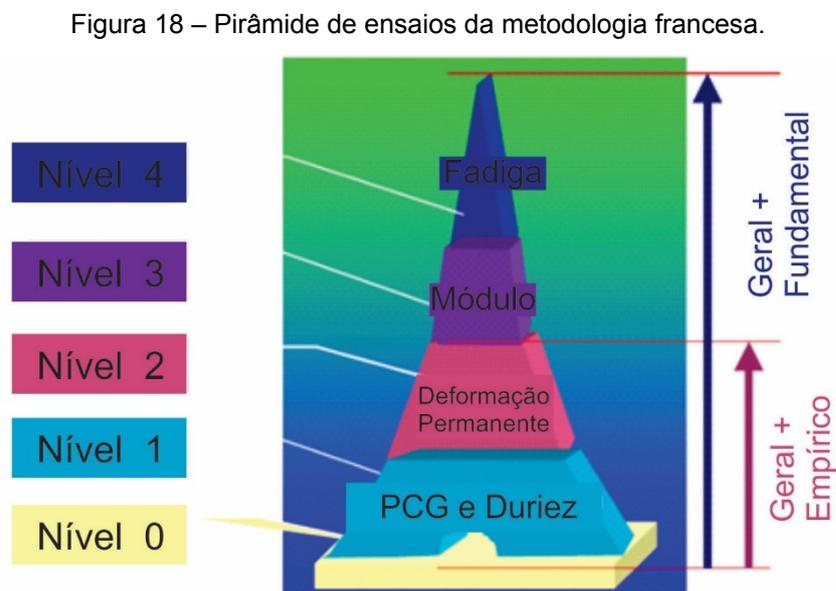
A realização de testes comparativos entre cargas cíclicas e a fluência de materiais betuminosos demonstraram que é importante não só a duração de solicitação, mas também o número de tensões de carga-descarga (SOHM, 2011). Dessa forma, a ação do tráfego deve ser amplamente estudada a fim de garantir boas condições de trafegabilidade e não somente a magnitude da carga, mas também número de repetições e tempo de duração da solicitação, pois influem diretamente sobre os fenômenos da deformação permanente.

## 5. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as principais características dos materiais selecionados para estudo, necessárias à utilização em serviços de pavimentação. Da mesma forma, serão abordadas as curvas granulométricas concebidas para a formulação das misturas asfálticas BBDr e BBTM. Também são abordados os ensaios realizados, a fim de verificar o desempenho funcional das misturas asfálticas, em relação aos níveis de testes previstos na metodologia francesa.

### 5.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A METODOLOGIA FRANCESA DE FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS.

De acordo com o *Manuel do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (MANUEL LPC, 2007), a metodologia francesa para formulação de misturas asfálticas é fundamentada em uma sequência de cinco níveis classificatórios, sendo que esses são compostos por diferentes ensaios que tem por objetivo avaliar o comportamento da mistura durante a sua vida útil de serviço. Para que uma mistura betuminosa seja aprovada, a mesma deverá ser avaliada em cada um dos níveis, iniciando pelo nível 0 até o nível 4. A Figura 18 ilustra a pirâmide de ensaios da metodologia francesa.



Fonte: Adaptado do Manuel LPC (2007).

A parcela empírica compreende desde a caracterização dos materiais até a verificação de fenômenos com comportamento caótico, ou seja, dinâmicos e de difícil modelagem matemática acurada, como a descrição da evolução da deformação permanente, a degradação contínua na interface granular-ligante pela ação deletéria da água, e o controle da acomodação dos granulares durante o processo de compactação das misturas asfálticas por cisalhamento. Os níveis fundamentais dizem respeito aos fenômenos que compõem as equações de dimensionamento dos pavimentos, a partir de modelos de previsão matemática bem definidos, como a fadiga e a rigidez.

No nível 0 é realizada a caracterização dos materiais que irão compor a mistura asfáltica, esses parâmetros são fundamentais para a formulação logo não se deve desprezar o nível 0, pois conhecer as características do material pétreo, ligantes e adições é de extrema importância não só para os padrões normativos, mas também para verificar o comportamento das misturas asfálticas como um todo. Outra consideração importante neste nível é que a composição granulométrica, esta é formada a partir de uma curva pré-estabelecida, desse modo, não são aceitos os conceitos de faixa granulométrica e, por consequência, tem-se maior precisão na mistura produzida.

O nível 1 é composto pela avaliação de compactação da mistura realizada pelo ensaio de PCG (Prensa de Compactação Giratória) e a resistência da ação da água através do ensaio de Duriez. Já o nível 2 é avaliado o fenômeno da deformação permanente nas misturas asfálticas.

Os níveis 3 e 4 avaliam o módulo complexo e a fadiga respectivamente, esses são níveis fundamentais, logo, possuem modelagem matemática definida e condições específicas de execução do ensaio, a fim de caracterizar a mistura a partir das condições de clima e tráfego. Esses níveis são aplicados apenas às misturas betuminosas destinadas a resistir aos esforços do tráfego, ou seja, pelos revestimentos estruturais.

Para a aprovação de uma mistura asfáltica, a mesma deverá apresentar avaliação positiva em cada um dos cinco níveis da metodologia. Assim, a execução dos ensaios deve seguir a ordem numérica dos itens e somente é avaliado no nível subsequente caso seja aprovado no nível anterior.

Em vista disso, esta pesquisa foi baseada apenas nos níveis empíricos da metodologia de formulação de misturas asfálticas, pois como descrito nos capítulos

anteriores, as misturas funcionais são possuem caráter estrutural, elas atuam como acessórios que visam melhorar às condições de trafegabilidade. Assim, apenas os níveis 0, 1 e 2 foram verificados neste estudo com o objetivo de analisar o comportamento das curvas perante as condições de aplicação em campo.

## 5.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS PÉTREOS

Nesta pesquisa foram utilizados os granulares oriundos da central de britagem da empresa Rudnick Minérios Ltda., que possuem sua jazida localizada em regiões de transição do Complexo Granulítico de Santa Catarina e o Granito Piraí. Assim, a formação geológica predominante é o gnaise, rocha metamórfica predominantemente composta por quartzo, plagioclásio e anfibolitos (MEURER, 2014).

Os granulares são produzidos em uma central de britagem totalmente automatizada e composta por um britador primário de mandíbula, e britadores secundário e terciário giroscópio. A inexistência do britador rocha contra rocha nessa planta de britagem não impede a utilização desses granulares para a aplicação na pavimentação, porém deve-se analisar frequentemente as formas dos agregados a fim de controlar a lamelaridade das partículas. A Figura 19 ilustra a central de britagem da empresa Rudnick Minérios e a Figura 20 ilustra os materiais pétreos após o peneiramento.

Figura 19 – Central de britagem da Rudnick Minérios Ltda.



Fonte: Rudnick Minérios, (2018).

Figura 20 - Ilustra os materiais pétreos produzidos pela Rudnick Minérios.



Fonte: Autora (2019).

Em virtude da maior precisão na formulação da curva granulométrica e a fim de proporcionar melhores condições de estabilidade a mistura asfáltica desta pesquisa, foi utilizado a metodologia teórica de formulação do esqueleto mineral tanto para o BBDr quanto para o BBTM. Para isto, foi necessário realizar o peneiramento dos materiais fornecidos pela empresa Rudnick Minérios, com o objetivo de obter os materiais por frações homogêneas e não apenas pelas separações comerciais convencionadas no Brasil.

Segundo o DNER (1998), os materiais pétreos aplicados à pavimentação asfáltica devem atender as diretrizes de resistência mecânica e química, forma e adesividade ao ligante betuminoso. Os materiais que foram utilizados nesta pesquisa satisfizeram os limites definidos pelas normas vigentes. A Tabela 9 ilustra os dados de caracterização juntamente com os limites normativos.

Tabela 9 – Caracterização dos agregados pétreos.

<b>Ensaio</b>	<b>Norma</b>	<b>Limite Normativo</b>	<b>Resultados Obtidos</b>
<b>Desgaste por Abrasão Los Angeles</b>	DNER-ME 35/98 DNER-EM 37/97	≤ 50%	17,5 %
<b>Sanidade (Durabilidade ao Sulfato de Sódio)</b>	DNER-ME 89/94 DNER-EM 37/97	≤ 12%	5,3 %
<b>Índice de Forma</b>	ABNT NBR 7809/2006	≥ 0,5	0,6
<b>Adesividade ao ligante betuminoso</b>	DNER-ME 78/94	*	Insatisfatório*
<b>Equivalente de Areia</b>	DNER-ME 54/97	-	78 %
<b>Teor de Material Pulverulento</b>	DNER-ME 266/97 DNEREM 37/97	≤ 1,0%	0,4 %

\* Em resultados insatisfatórios é necessária a utilização de aditivos ou adições melhoradoras de adesividade (dope).

Fonte: Autora (2019).

### 5.3. CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

Em virtude do elevado teor de vazios existentes nas duas curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa, foi identificada a necessidade da utilização de um ligante modificado, a fim de proporcionar maior coesão a mistura e também maiores resistências à deformação permanente.

Segundo as pesquisas realizadas por Guimarães *et al.* (2013), a utilização de ligantes modificados por polímero, em especial o Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), favorece à estabilidade da mistura e, por consequência, resulta em menor desagregação. Desse modo, optou-se pela utilização do cimento asfáltico de petróleo (CAP) POLIFLEX 60/85, sendo esse composto por 4% de adição de SBS.

A caracterização dos ligantes asfálticos é fundamental para a dosagem das misturas asfálticas e, a partir de alguns ensaios normatizados como massa específica, ponto de amolecimento, viscosidade e penetração, é possível realizar a classificação do ligante betuminoso. Neste estudo, o ligante betuminoso utilizado foi doado pela CBB asfalto, localizada no município de Curitiba, que desenvolve diversos tipos de ligantes asfálticos. A CBB realiza todos esses ensaios com o objetivo de identificar todos os parâmetros dos ligantes produzidos e as informações

apresentadas a seguir foram fornecidas juntamente com os ligantes betuminosos. O comportamento do ligante após o envelhecimento também é uma condição importante a ser verificada, por isso são realizados os ensaios de Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) e seus respectivos resultados estão apresentados nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85.

Característica	Unidade	Norma	Resultado	Limites	
				Mínimo	Máximo
1 Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	65,4	60	-
2 Penetração, 100 g, 5s, 25°C, 0,1mm	0,1mm	NBR 6576	40	40	70
3 Recuperação Elástica, 20 cm, 25°C	%	NBR 15086	90	85	-
4 Viscosidade Brookfield	135°C spindle 21 20 rpm	NBR 15184	1605	-	3000
	150°C spindle 21 50 rpm		873	-	2000
	177°C spindle 21 100 rpm		312	-	1000
5 Ponto de Fulgor	°C	NBR 11341	268	235	-
6 Separação de fase	$\Delta$ P.A. (°C)	NBR 15166	1,2	-	5
7 Solubilidade em Tricloroetileno	% (em massa)	NBR 14855	99,9	-	-
8 Massa específica a 25 °C	g/cm <sup>3</sup>	NBR 6296	1,014	-	-

Fonte: Adaptado de CBB Asfalto (2018).

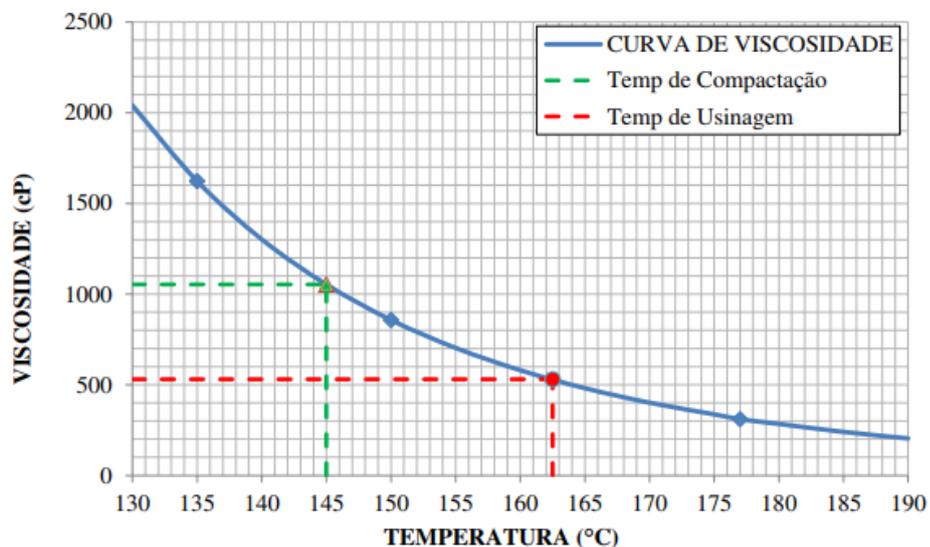
Tabela 11 – Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85 após o envelhecimento.

Características	Unidade	Norma	Resultados	Limites	
				Mínimo	Máximo
9	Varição de massa	%	NBR 15235	-0,144	-1,0 1,0
10	Varição do Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	2,3	-5,0 7,0
11	Porcentagem de Recuperação Elástica Original, 20cm, 25°C.	%	NBR 15086	98,2	80 -
12	Porcentagem de Penetração Original, 25°C.	%	NBR 6576	79,6	60 -

Fonte: Adaptado de CBB Asfalto (2018).

A viscosidade de um ligante betuminoso é fundamental para a determinação das temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica. Em especial, para misturas compostas por ligantes modificados tem-se o hábito de obter esse parâmetro a partir do ensaio de viscosidade Brookfield, pois os ligantes modificados apresentam características mais espessas, desse modo a realização do ensaio de viscosidade pelo método Saybolt Furol é dificultada. A Figura 21 mostra a curva de viscosidade do ligante utilizada nesta pesquisa.

Figura 21 – Curva de Viscosidade x Temperatura do Ligante POLIFLEX 60/85.



Fonte: Adaptado de CBB Asfalto (2018).

Conforme a Figura 21, as temperaturas de trabalho de misturas compostas por ligantes modificados por polímeros são elevadas, sendo 165 °C para usinagem e 145°C para compactação.

#### 5.4. CURVAS GRANULOMÉTRICAS

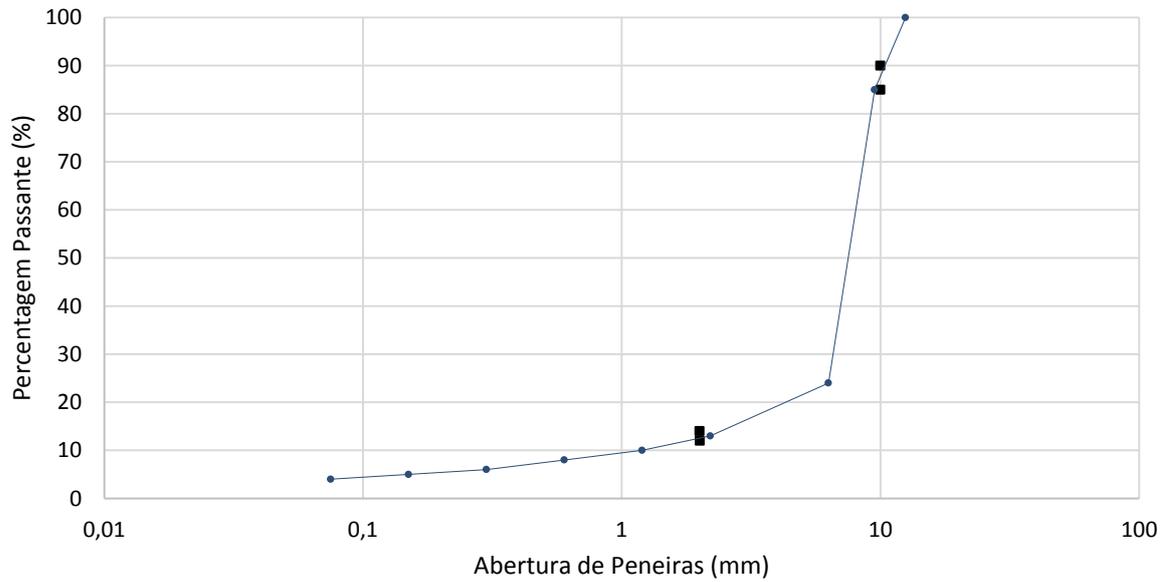
As curvas granulométricas desta pesquisa foram desenvolvidas a partir da metodologia teórica e utilizou-se como referência duas formulações granulométricas aplicadas em condições práticas, sendo a mistura BBDr na cidade de Lille, no norte da França, enquanto que a mistura BBTM na cidade de Hainaut, no oeste da Bélgica. Essas foram aplicadas em condições práticas, sendo a mistura BBDr na cidade de Lille, no norte da França, enquanto a mistura BBTM na cidade de Hainaut, no oeste da Bélgica, países com maior percentagem de rodovias que dispõem de misturas asfálticas funcionais. Entretanto, houve a necessidade de realizar algumas adaptações da curva em razão da disponibilidade de peneiras do laboratório LDTPav e pelas características dos agregados da região metropolitana de Joinville. A seguir serão apresentadas as formulações (Tabela 12 e 13) utilizadas em cada mistura e as suas respectivas curvas granulométricas (Figura 22 a 26).

Tabela 12 – Formulação do BBDr.

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Percentagem Passante (%)</b>	<b>Percentagem Retida (%)</b>
<b>12,5</b>	100,00	-
<b>9,5</b>	85,00	15,00
<b>6,3</b>	24,00	61,00
<b>2,2</b>	13,00	11,00
<b>1,2</b>	10,00	3,00
<b>0,6</b>	8,00	2,00
<b>0,3</b>	6,00	2,00
<b>0,15</b>	5,00	1,00
<b>0,075</b>	4,00	1,00
<b>FUNDO</b>	-	4,00

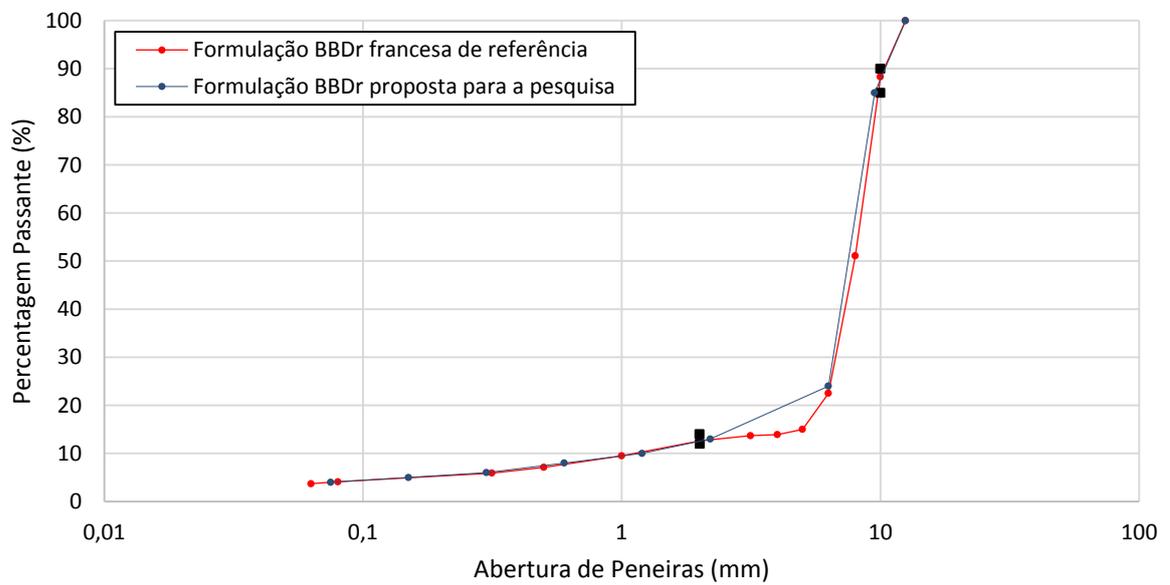
Fonte: Autora (2019).

Figura 22 – Curva granulométrica BBDr proposta para a pesquisa.



Fonte: Autora (2019).

Figura 23 – Comparação entre a curva granulométrica BBDr francesa de referência e a proposta para a pesquisa.



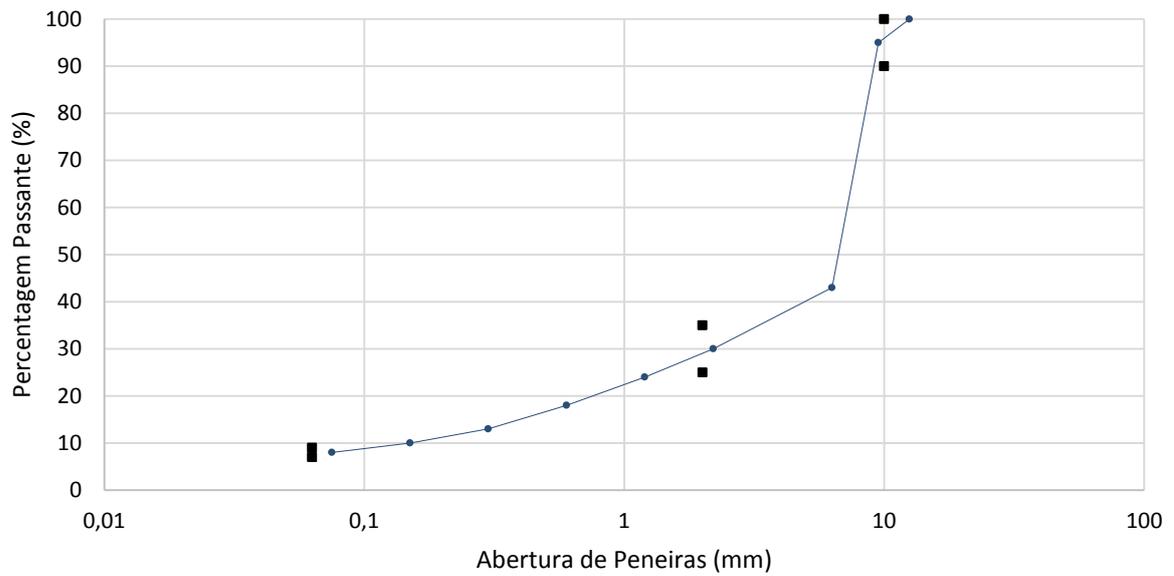
Fonte: Autora (2019).

Tabela 13 – Formulação do BBTM.

Peneira (mm)	Percentagem Passante (%)	Percentagem Retida (%)
12,5	100,00	-
9,5	95,00	5,00
6,3	43,00	52,00
2,2	30,00	13,00
1,2	24,00	6,00
0,6	18,00	6,00
0,3	13,00	5,00
0,15	10,00	3,00
0,075	8,00	2,00
FUNDO	-	8,00

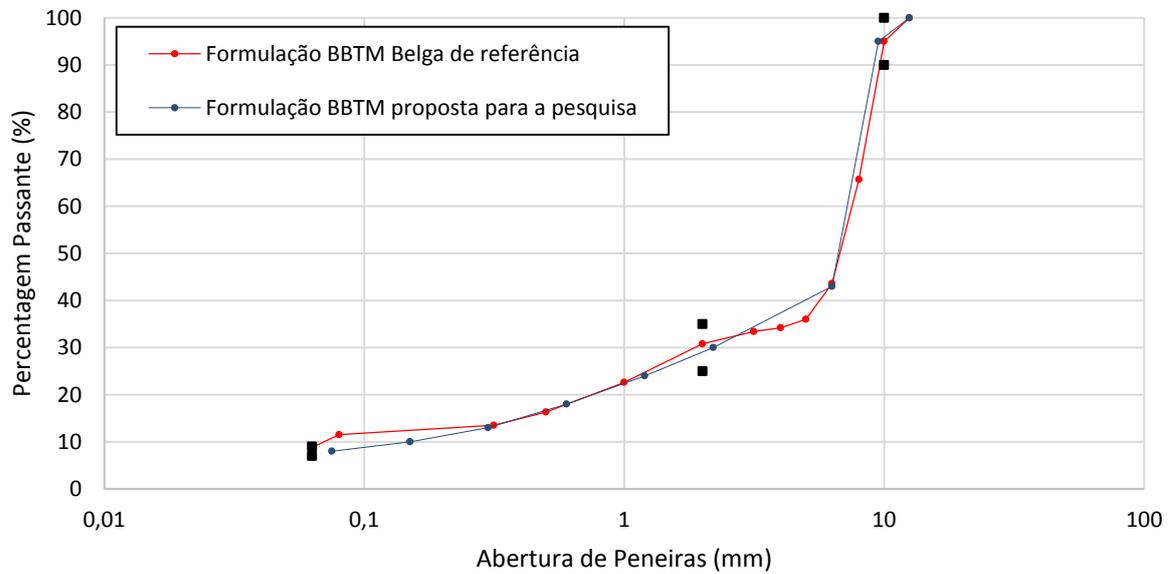
Fonte: Autora (2019).

Figura 24 – Curva granulométrica BBTM proposta para a pesquisa.



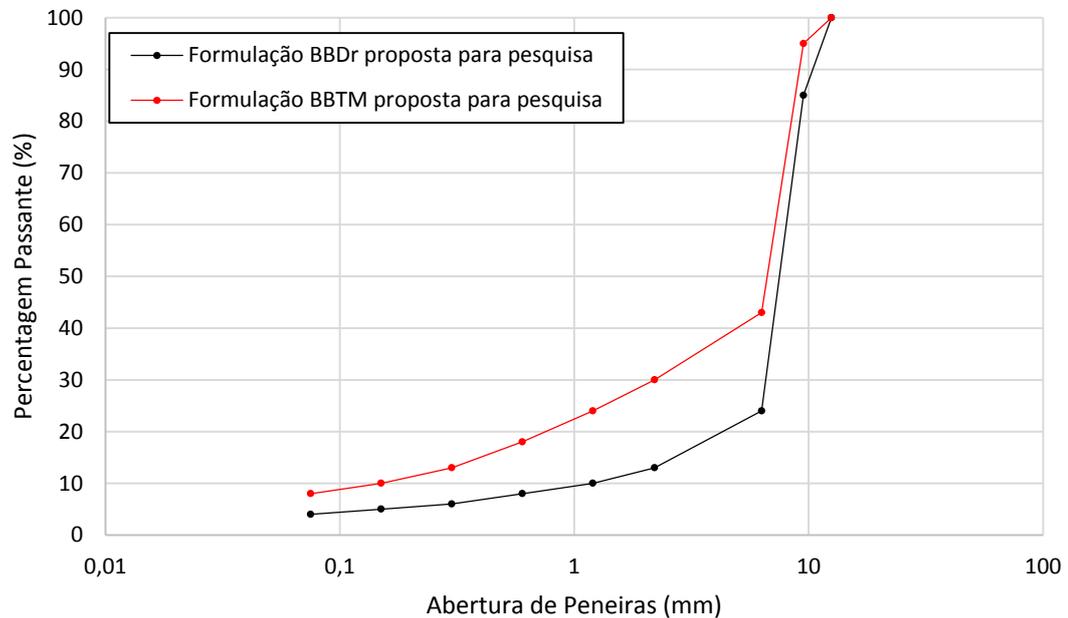
Fonte: Autora (2019).

Figura 25 – Comparação entre a curva granulométrica BBTM francesa de referência e a proposta para a pesquisa.



Fonte: Autora (2019).

Figura 26 – Comparação das curvas granulométricas BBDr e BBTM propostas para a pesquisa.



Fonte: Autora (2019).

É importante destacar que foram utilizados 2,0% de cal hidratada CH-1 como parte das frações granulares passantes na peneira 0,075mm na composição das misturas asfálticas BBDr e BBTM, porque a sua natureza eletropositiva compensa a má adesividade dos granulares de origem gnáissica ao ligante

betuminoso, visto que estes últimos, são ambos eletronegativos. Assim, a cal hidratada CH-1 desempenhou a função de melhorador de adesividade e contribuiu para evitar problemas com descolamento da película de ligante em relação à superfície das partículas, fato que acarretaria o efeito de desagregação da mistura asfáltica.

Os revestimentos drenantes são, normalmente, denominados por notação relacionada às características da sua granulometria (números que expressam o intervalo em milímetros onde se desenvolve a curva granulométrica, por exemplo, 0/10mm, 0/14mm são granulometrias com granulares com tamanhos de 0mm a 10mm ou de 0mm a 14mm, respectivamente), e pela fração de descontinuidade designadas pelo intervalo (gap) devido à fração de granulares ausentes na formulação granulométrica, por exemplo, 3/6mm que são os tamanhos dos granulares excluídos da curva granulométrica (MOMM, 2000). As mesmas denominações aplicam-se também para as misturas BBTM.

Em razão das alterações feitas na sequência das peneiras utilizadas, necessárias devido à disponibilidade em laboratório, as duas formulações estudadas foram classificadas com graduação 0/12mm e descontinuidade 2/6mm, pela não utilização da peneira 4,8mm que se encontra entre as peneiras 6,3mm e 2,2mm. Assim, as características de drenabilidade e permeabilidade das misturas são asseguradas.

De acordo com a Tabela 2 a mistura BBTM deste estudo está enquadrada em 0/10mm Classe 1 A, logo, para a aprovação da mistura a mesma deve se enquadrar nos limites estipulados para os demais ensaios. Já a mistura BBDr se enquadra na 0/10mm classe 1 ou 0/10mm classe 2, assim somente após a obtenção dos resultados do ensaio de PCG poderá ser definida com maior precisão.

Conforme descrito no tópico 3.5, a classificação da granulometria é avaliada a partir do expoente da curva. Dessa forma, a mistura BBDr analisada nesta pesquisa apresentam uma granulometria aberta, pois o expoente obtido é 0,63. Já a mistura BBTM possui granulometria densa, em razão do seu expoente ser 0,49.

Ainda, de acordo com o critério de Duriez (Equação 7), previsto no Manual LPC (2007) - o qual leva em conta a distribuição percentual granulométrica retida das formulações - tendo com base as Tabelas 12 e 13, a superfície específica das misturas asfálticas BBDr e BBTM são  $9,60\text{m}^2/\text{kg}$  e  $14,50\text{m}^2/\text{kg}$ , respectivamente.

$$100.\Sigma = 0,25 G + 2,3 S + 12 s + 150 f \quad (7)$$

Em que:

$\Sigma$  = superfície específica ( $m^2/kg$ );

G = percentagem de agregados na curva superior a 6,3mm;

S = percentagem de agregados na curva entre 6,3mm e 0,250mm;

s = percentagem de agregados na curva entre 0,250mm e 0,063mm;

f = percentagem de agregados na curva abaixo de 0,063mm.

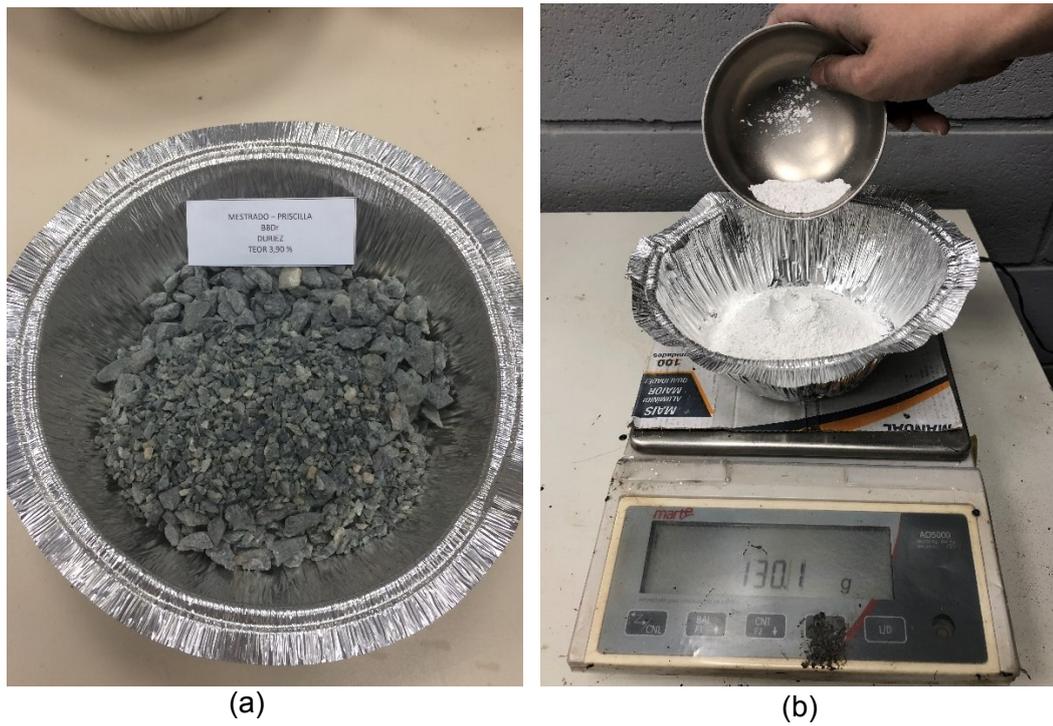
A partir das curvas granulométricas apresentadas neste tópico foram elaboradas as composições dos corpos de prova de acordo com as diferentes dimensões exigidas por norma de cada ensaio. Assim, após o processo peneiramento (Figura 27) foram separados os materiais para compor cada corpo de prova em frações graúdas, finas e cal. As Figuras 28 e 29 ilustram a separação dos materiais.

Figura 27 – Processo de peneiramento.



Fonte: Autora (2019).

Figura 28 – Separação das frações (a) graúdas e; (b) cal.



Fonte: Autora (2019).

Figura 29 – Amostras separadas por corpo de prova.



Fonte: Autora (2019).

## 5.5. PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA

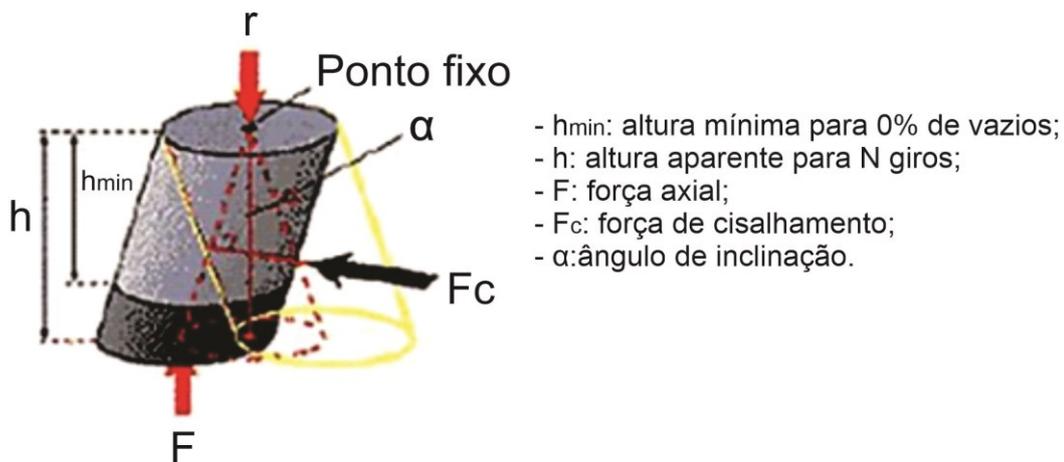
Nos anos de 1950, John L. McRae e o *Texas Highway Department* desenvolveram um equipamento de compactação giratório, este foi desenvolvido em contrapartida ao método Marshall de compactação que não é capaz de reproduzir as condições de aplicação das misturas asfálticas em campo (HARMAN *et al.*, 2002 apud BERNUCCI *et al.*, 2010).

A verificação da condição de compactação das misturas asfálticas é importante para garantir boas condições de trabalhabilidade e compacidade das misturas, tendo em vista que durante o processo de aplicação do revestimento asfáltico a etapa de compactação deve ser realizada de modo rápido e eficiente para que não tenha perda acentuada da temperatura.

Segundo Ferreira (2006), muitos outros equipamentos de compactação foram desenvolvidos sempre com o objetivo de garantir que a dosagem considere as características de cada material, e o seu respectivo comportamento quando associado à uma mistura asfáltica, além de garantir boas condições de repetitividade e sensibilidade das composições da mistura betuminosa. Até o momento, o equipamento mais moderno neste segmento foi desenvolvido e criado pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, chamado de a terceira geração de Prensa de Compactação Giratória (PCG3 – *Presse de Compactage à Cisaillement Giratoire*).

O ensaio na PCG caracteriza a evolução da porcentagem de vazios de uma mistura asfáltica por meio de compactação obtida pela combinação lenta e isotérmica sob compressão estática, executada por um movimento giratório (cisalhante) de uma face em torno do eixo de simetria aplicando um ângulo  $\alpha$ . Assim, a compacidade da mistura é medida em função do número de giros. A Figura 30 ilustra o princípio de funcionamento da PCG.

Figura 30 – Esquema do princípio de funcionamento da PCG.



Fonte: Adaptado de Manuel LPC (2007).

Na Tabela 14 estão listadas as principais características da PCG-3.

Tabela 14 – Características da PCG-3.

Diâmetro do Corpo de Prova (mm)	Força Axial (N)	Ângulo de Inclinação (°)	Velocidade de Rotação (rpm)	Massa da PCG (Kg)
100	4.700 N $\pm$ 100 N ( $\varnothing$ 100mm)	0 a 2		
150	10.550 N $\pm$ 250 N ( $\varnothing$ 150mm)	Variação de 5'	6 a 30	350

\*O ângulo de inclinação e a velocidade de rotação recomendados pela norma NF 98-252 são 1° e 30 rpm, respectivamente.

Fonte: Manuel LPC (2007).

Para a execução do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), foram utilizados moldes cilíndricos com diâmetro de  $150,0 \pm 0,1$ mm, pois é a medida compatível com a série PCG-3 do referido equipamento que foi disponibilizado pelo Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP/USP).

Fundamentada na Norma AFNOR NF P 98-252 (1999), a massa dos corpos de prova foi calculada a partir da Equação 8, com base no volume final da amostra e na massa específica volumétrica real da mistura asfáltica (MVR), considerando que o volume dos corpos de prova compatíveis com a obtenção de uma altura mínima estipulada em 150,0mm, para moldes com diâmetro interno de  $150,00 \pm 0,1$ mm, após o procedimento de compactação.

$$M = 2,651 MVR \quad (8)$$

Em que:

M – massa do corpo de prova, em kg;

MVR – massa específica volumétrica real da mistura asfáltica, em kg/cm<sup>3</sup>.

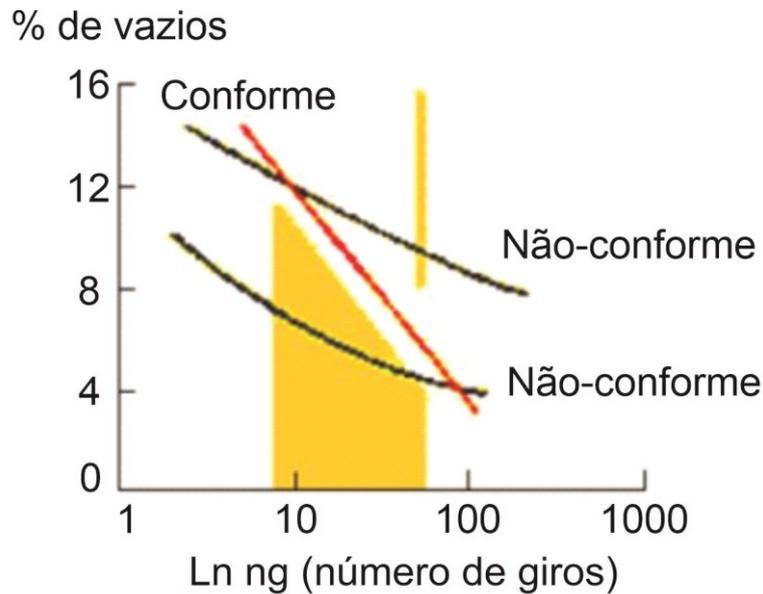
Os teores de ligante ensaiados foram os mesmos que obtiveram melhores condições na pesquisa realizada por Unisesky (2018), através da curva Marshall. Assim, cada teor de ligante betuminoso das misturas indicadas como teor ótimo pelo ensaio Marshall, foram submetidas uma sequência de 3 ensaios, adotando a média dos resultados como o valor final em cada caso.

A realização do ensaio consistiu nas seguintes etapas (BARRA, 2009):

- 1) Preparação dos corpos de prova através da homogeneização da temperatura do corpo de prova e de lubrificação deles;
- 2) Inserção dos parâmetros de MVR, tanto dos granulares quanto das misturas asfálticas, como parâmetros do programa da PCG;
- 3) Período de condicionamento térmico da mistura no interior do molde;
- 4) Iniciasse o ensaio aplicando um pré-carregamento, entre 150 a 300 N, por aproximadamente 30 segundos e sem o uso de inclinação;
- 5) No começo do procedimento de giro da PCG, e em menos de um semi-giro do eixo é aplicado a força axial e a inclinação previstas para o ensaio;
- 6) Ao término da compactação, o corpo de prova é extraído imediatamente depois.

O ensaio da PCG fornece resultados com os quais é possível estabelecer o teor ótimo de vazios da mistura asfáltica através da análise da conformação da compacidade. A partir dos resultados obtidos nos ensaios, foi construído um gráfico logarítmico no eixo das abscissas (número de giros) e linear no eixo das ordenadas (percentagem de vazios), sendo rejeitado o ensaio que apresentou misturas com valores fora do intervalo indicado pelas linhas escuras ilustradas. A Figura 31 ilustra a um exemplo de gráfico gerado a partir dos dados da PCG.

Figura 31 – Exemplo de gráfico de verificação da compactidade das misturas asfálticas.



Fonte: Adaptado de Manuel LPC (2007).

Em relação às misturas de estudo nesta pesquisa, os limites que foram assegurados no ensaio da PCG foram apresentados nas Tabelas 1 e 2. Considerando o intervalo definido em norma, caso se obtenha resultados inferiores ao limite mínimo estabelecido na Norma AFNOR NF P 98-252 (1999), conclui-se que a mistura apresentasse muito trabalhável ou seja, a mesma se compacta muito rápida e, por consequência, o teor de vazio da mistura pode ser reduzido. Normalmente, resultados como estes indicam elevado teor de ligante na mistura ou granulometria com excesso de material fino.

Já quando o resultado obtido for superior ao limite máximo, a mistura apresenta pouca trabalhabilidade e tende a possuir dificuldade na compactação. Desse modo, este tipo de resultado é indicativo de misturas com baixo teor de ligante ou granulometria muito aberta e, por consequência, quando aplicada em campo pode sofrer desagregação precoce.

## 5.6. DURIEZ

O ensaio de Duriez avalia a ação deletéria da água nas misturas asfálticas e é definido pela Norma AFNOR NF P 98-251-1 (1995). Assim os materiais foram submetidos a essa metodologia de ensaio com o intuito de avaliar as resistências em relação à presença de água sobre o pavimento.

De modo geral, o procedimento de ensaio consistiu em preparar um conjunto com 12 corpos de prova por teor de ligante, onde 6 corpos de prova foram deixados imersos por 7 dias a uma temperatura de 18°C e os outros 6 corpos de prova em condição seca a 18°C.

Os corpos de prova foram confeccionados em moldes cilíndricos de aço com misturas, cujo diâmetro interno foi de 8,00 cm e possuíam peso aproximado de 1000 g. Estes moldes foram colocados previamente na estufa, na temperatura de usinagem correspondente por no mínimo 2 horas antes do início da compactação. O ligante betuminoso CAP 50/70 com 4% de SBS foi mantido por 24 horas a temperatura de 165°C, já com o intuito de garantir uma melhor ancoragem, o agregado pétreo foi mantido em 178°C. Os teores de ligante para os corpos de prova de BBDr foram 3,58%, 3,90%, 4,22% e 4,54%. Já os teores de ligante para o BBTM foram 4,22%, 4,54% e 4,86%.

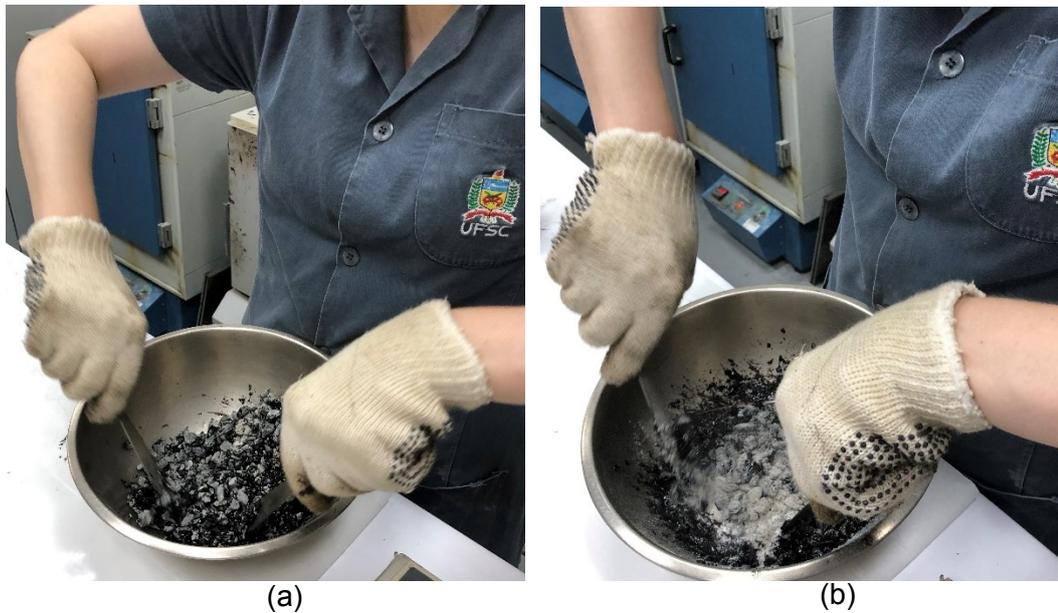
O processo de usinagem consistiu em duas etapas: inicialmente foi realizada a mistura dos agregados graúdos (material retido na peneira 9,5mm a 2,2mm) e do ligante betuminoso, após a total cobertura dos agregados, após foi adicionado o material fino e o processo continuou até a mistura assumir um aspecto homogêneo. A Figura 32 ilustra os materiais separados e a Figura 33 apresenta o processo de usinagem.

Figura 32 – Materiais separados para um corpo de prova.



Fonte: Autora (2019).

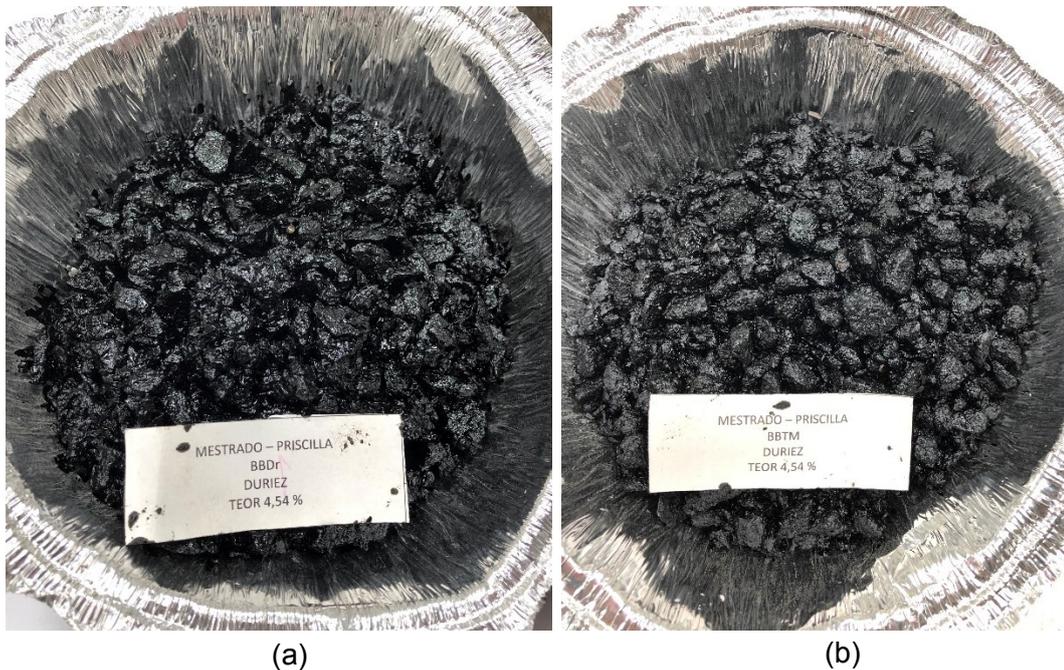
Figura 33 – Processo de usinagem dos corpos de prova: (a) envolvimento do agregado graúdo pelo ligante betuminoso; (b) adição do agregado fino e cal.



Fonte: Autora (2019).

Assim como nas outras metodologias as misturas usinadas (Figura 34) ficam por duas horas na estufa na temperatura de compactação, nesta pesquisa a temperatura de compactação utilizada foi de 145°C. Passadas as duas horas, as misturas foram introduzidas no interior dos moldes previamente aquecidos e untados com óleo. A Figura 35 apresenta o processo de moldagem.

Figura 34 – Misturas asfálticas após usinagem: (a) BBDr; (b) BBTM.



Fonte: Autora (2019).

Figura 35 – Moldagem dos corpos de prova: (a) mistura após usinagem; (b) colocação da amostra no cilindro.



(a)

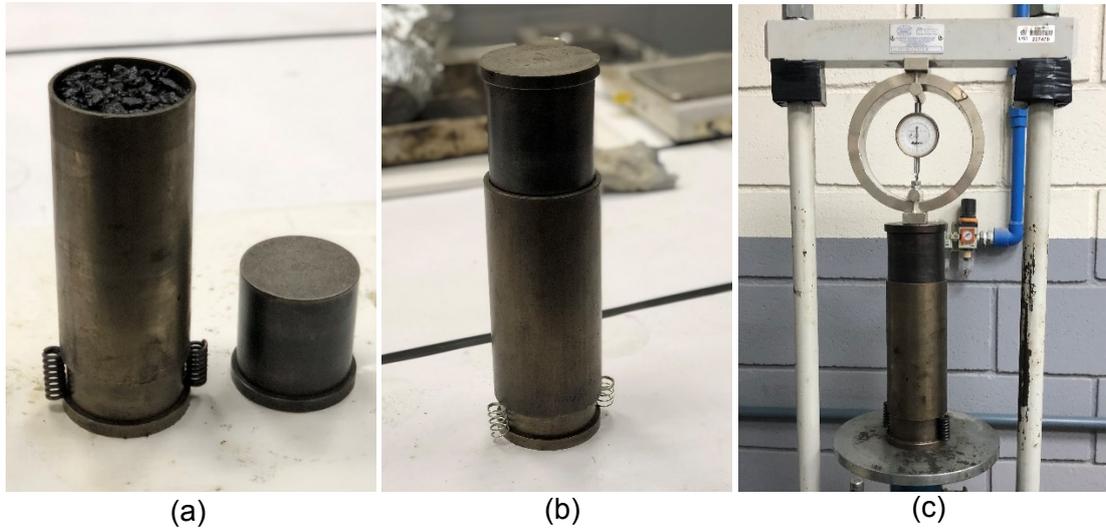
(b)

Fonte: Autora (2019).

A compactação dos corpos de prova foi realizada à duplo pistão, sendo que a carga de aplicação especificada é de 60 kN. Esse valor de carga deve ser atingido no máximo em um minuto após o início da compactação, e deve ser mantido por 5 minutos. A Figura 36 ilustra o processo de compactação dos corpos de prova.

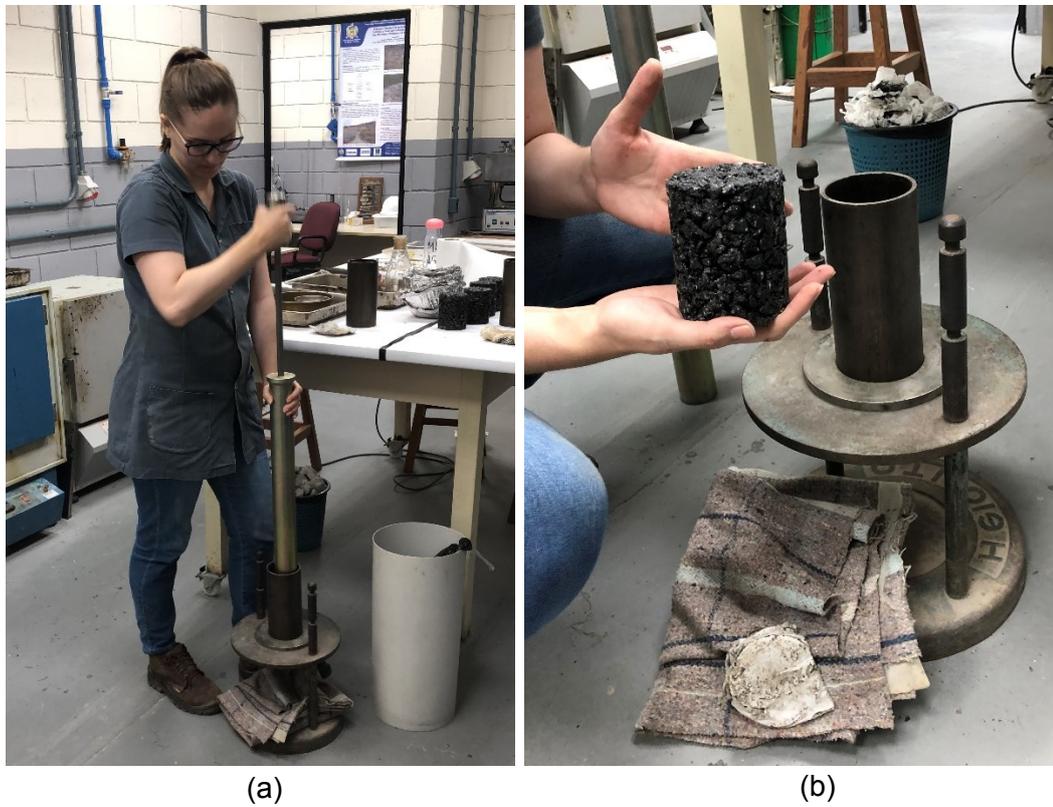
A desmoldagem foi realizada após o resfriamento natural do molde, considerando a temperatura ideal até que fosse possível fazê-la sem a utilização de luvas. Assim, foi garantido uma melhor condição para a remoção da mistura asfáltica dos cilindros. A Figura 37 apresenta o processo de desmoldagem dos corpos de prova.

Figura 36 – Compactação dos corpos de prova: (a) mistura asfáltica no cilindro; (b) conjunto pronto para compactação; (c) prensa de compactação.



Fonte: Autora (2019).

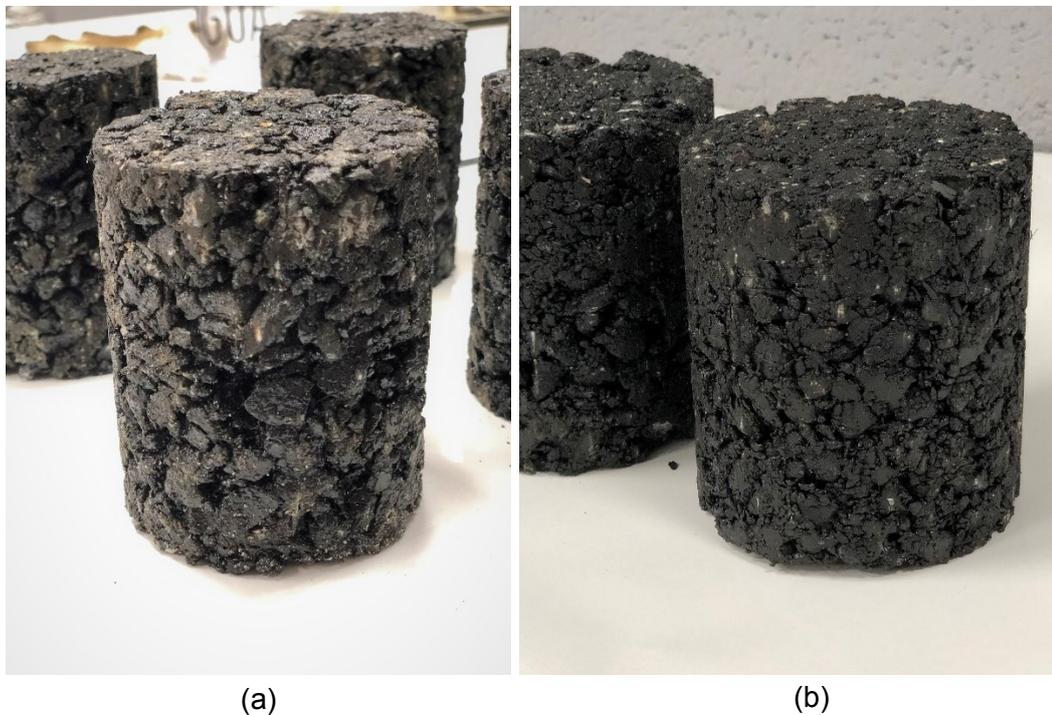
Figura 37 - Processo de desmoldagem: (a) remoção do corpo de prova; (b) corpo de prova da mistura tipo BBDr.



Fonte: Autora (2019).

Após a desmoldagem, as 24 horas seguintes são de cura dos corpos de prova, devendo permanecer em repouso à temperatura ambiente (15°C a 25°C) sobre uma superfície plana (Figura 38), todos os corpos de prova foram pesados e medidos, para obtenção da densidade aparente e, conseqüentemente, a obtenção da percentagem de vazios de cada corpo de prova. Todas os corpos de prova foram numerados (Figura 39) para melhor organização e entendimento do resultado. Com o objetivo de manter homogeneidade dos corpos de prova, os mesmos foram separados em dois grupos de acordo com suas densidades, sendo que um grupo será submetido ao confinamento e o outro não.

Figura 38 – Corpos de prova: (a) BBDr; (b) BBTM.



Fonte: Autora (2019).

Figura 39 – Corpos de prova numerados.



Fonte: Autora (2019).

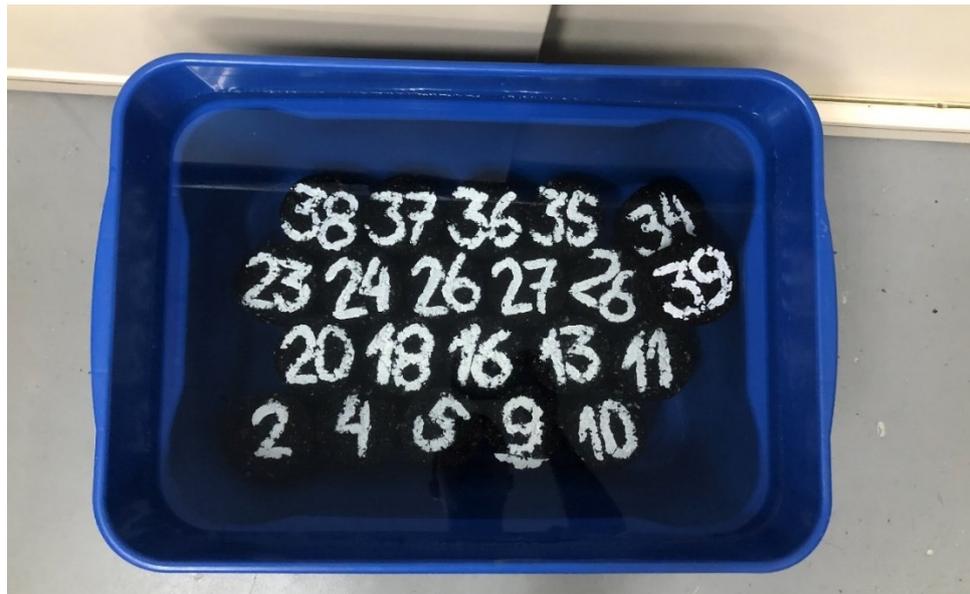
Os corpos de prova submetidos ao confinamento foram previamente submetidos a um tratamento de limpeza (desobstrução dos vazios). Isso significa que durante 1 hora foram lavados rapidamente e, posteriormente, submetidos a uma pressão residual de  $350\text{mmHg} \pm 5\%$  (em bomba de vácuo). Em seguida, a água foi introduzida até a imersão completa dos corpos de prova e mantida a pressão residual de  $350\text{mmHg} \pm 5\%$  (em bomba de vácuo) por 2 horas (Figura 40). Na sequência foram imersos em água a uma temperatura de  $18^\circ\text{C}$ , durante 7 dias. A Figura 41 ilustra o processo de confinamento e a Figura 42 apresenta todas as misturas mantidas em local com controle de temperatura por 7 dias.

Figura 40 – Corpos de prova submetidos ao confinamento: (a) bomba de vácuo; (b) remoção do ar contido nos vazios da mistura.



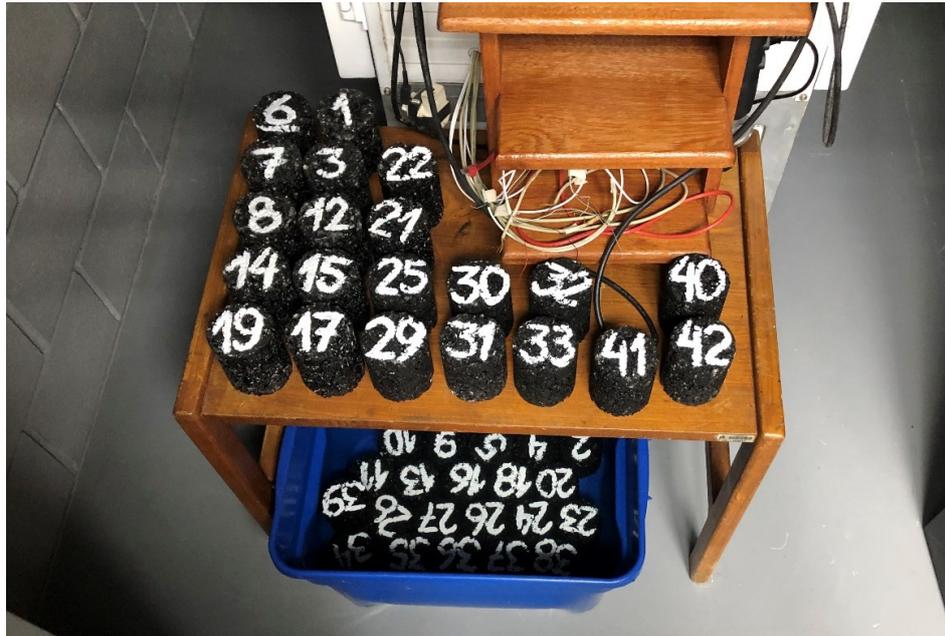
Fonte: Autora (2019).

Figura 41 – Corpos de prova submetidos ao confinamento.



Fonte: Autora (2019).

Figura 42 – Corpos de provas mantidos em ambiente climatizado.



Fonte: Autora (2019).

No sétimo dia de ensaio, os corpos de prova foram submetidos à compressão simples em uma prensa com a mesma velocidade de avanço do prato de 1mm/s (Figura 43), sendo a carga máxima o valor registrado.

Figura 43 – Corpos de prova no processo de compressão simples.



Fonte: Autora (2019).

A resistência à compressão dos corpos de prova foi expressa a partir da Equação 9. Assim foi estabelecida a relação da resistência com imersão ( $r$ ) e a resistência sem imersão ( $R$ ) na água ( $r/R$ ).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (9)$$

Em que:

F – carga máxima de ruptura, em kgf;

A - Área de seção transversal do corpo de prova, em cm<sup>2</sup>.

A relação entre a resistência dos corpos de prova imersos e secos deve ser maior que 0,8, isto é, menor que 40% de perda da resistência. Se for menor que 0,8, isto significa que há uma influência muito grande da água, o que evidencia também a falta de adesividade do ligante.

## 5.7. PERMEABILIDADE

O ensaio de permeabilidade é normatizado na França a partir da Norma AFNOR NF EN 13108-7, no qual esse ensaio tem como objetivo avaliar a condução da água através dos vazios comunicantes dentro do corpo de prova. A permeabilidade é definida como a velocidade de percolação do líquido através da camada, e essa condutividade hidráulica é obtida a partir das duas Equações 10 e 11 a seguir.

$$V = \frac{H}{t} \quad (10)$$

Em que:

V = velocidade (cm/s);

H = altura da coluna de água (cm);

t = tempo de escoamento (s).

$$Q = \frac{As}{V} \quad (11)$$

Em que:

Q = Vazão (cm<sup>3</sup>/s);

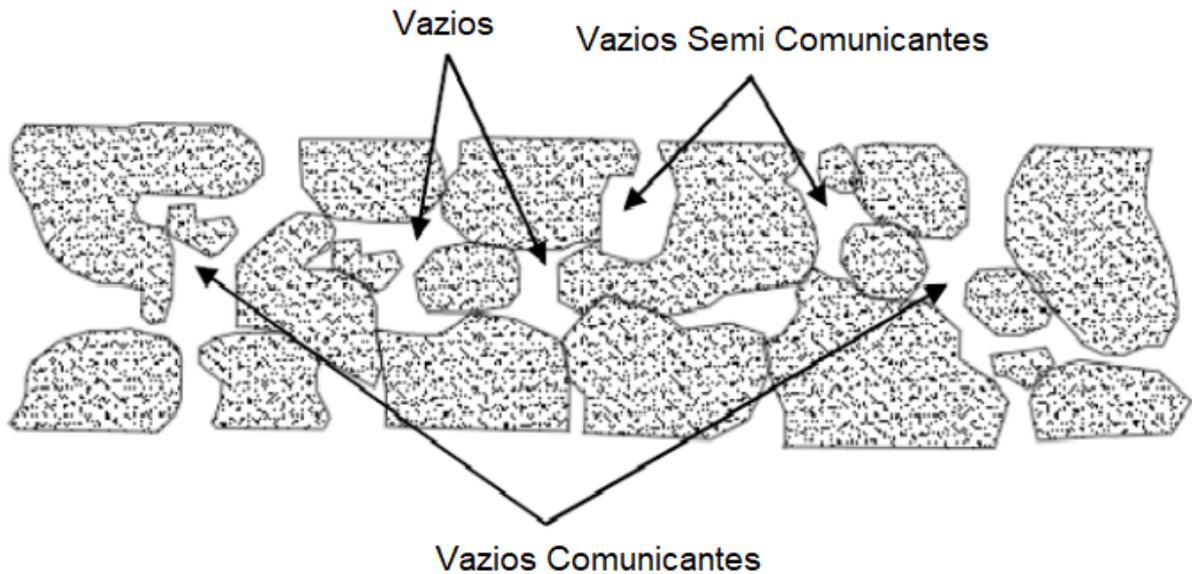
As = Área do orifício de saída (cm<sup>2</sup>)

V = velocidade (cm/s).

De acordo com o *Observatoire des Techniques de Chaussées* (1997), o teor de vazios é muito relevante para a mistura do tipo BBDr, pois tem o intuito de drenar por permeabilidade a água da chuva. Neste tipo de mistura é esperado que o teor de vazios seja igual ou superior a 20%, já pelas recomendações do DNIT, espera-se entre 18% e 25% a partir do ensaio Marshall.

Entretanto, não somente o teor de vazios é suficiente para conduzir as águas, também os vazios comunicantes são de grande importância. Sendo que esse parâmetro é mensurado a partir da quantidade de água que penetra no interior do corpo de prova pela face superior, considerando a condição de manter uma película de água constante durante 10 minutos, enquanto as faces inferiores e laterais do corpo de prova são impermeabilizadas (AFNOR NF EN 13108-7). Assim, a percentagem de vazios comunicantes é fundamental para a condução das águas superficiais, pois favorecem à eliminação da película de água sobre o revestimento asfáltico. A Figura 44 apresenta a ilustração dos diferentes tipos de vazios existentes em uma mistura asfáltica, sendo os vazios comunicantes responsáveis pela permeabilidade da mistura asfáltica.

Figura 44 – Ilustração dos tipos de vazios.



Fonte: Adaptado de Nascimento (2012).

Segundo a Norma Francesa AFNOR NF EN 13108-7, os limites de vazios comunicantes para as misturas asfálticas drenantes são de 16 a 20%. Nenhuma normatização brasileira prevê esse tipo de especificação. Esta característica também pode ser utilizada para simular o volume de água capaz de armazenar durante o período de chuva, assim a água é conduzida para o interior do revestimento drenante e, por consequência, é reduzido o efeito da hidroplanagem, viscoplanagem e a propagação de spray.

Como já descrito, a permeabilidade em misturas asfálticas ocorre através dos vazios comunicantes da amostra, e assumem uma geometria aleatória e por isso a permeabilidade ocorre em dois sentidos: horizontal e vertical. Em razão da ação da gravidade, a permeabilidade vertical tende a ter a maior contribuição para a permeabilidade das águas superficiais, porém a permeabilidade horizontal não deve ser desconsiderada.

Com o intuito de medir a permeabilidade vertical, o corpo de prova foi posicionado de modo a ter a sua face inferior livre para o escoamento da água. O permeâmetro foi posicionado sobre a placa e uma coluna d'água padrão foi estabelecida para as medições de tempo de escoamento. Para garantir a água infiltrasse na mistura foi adicionado um peso com massa significativa, assim evitando o escape horizontal entre o contato permeâmetro e a amostra. Em cada amostra

foram realizadas um total de seis determinações, sendo duas em cada posição: bordo esquerdo, eixo e bordo direito. A Figura 45 apresenta a execução do ensaio.

Figura 45 – Conjunto para ensaio de permeabilidade vertical.



Fonte: Autora (2019).

A determinação da permeabilidade horizontal não é tão direta como a permeabilidade vertical. Para a determinação desse parâmetro foi necessário colocar o corpo de prova imerso e com a face inferior bloqueada (impedindo a passagem de água no sentido vertical). Deste modo, a placa da mistura foi posicionada em uma bandeja totalmente preenchida por água. Com o objetivo de evitar a fuga de água entre o contato do permeâmetro e a amostra foi utilizado um peso para a fixação do tubo, porém houve a necessidade de aplicar massa de calafetar para proporcionar maior vedação entre as superfícies. A Figura 46 ilustra o conjunto no ensaio.

Figura 46 – Conjunto para ensaio de permeabilidade horizontal.



Fonte: Autora (2019).

## 5.8. MANCHA DE AREIA

A combinação das características dos agregados, a distribuição granulométrica, a dosagem da mistura e o processo construtivo influenciam muito na macrotextura final do pavimento. Como já descrito no capítulo 2, a macrotextura é fundamental para assegurar boas condições de trafegabilidade em situações em que a camada de rolamento se encontra molhada.

Desse modo, o ensaio de mancha de areia está diretamente relacionado às características superficiais das misturas asfálticas, mais especificamente à macrotextura, isto é, à rugosidade das camadas superficiais logo após a compactação, bem como ao longo da vida útil dos pavimentos, sendo normalizado pela AFNOR NF P 98-216-1 (1993).

Este ensaio consiste em um método volumétrico e visa preencher os vazios da textura superficial do pavimento, espalhando a areia padronizada, formando um círculo com o auxílio do soquete com base emborrachada. Assim, a partir da medida do diâmetro nas quatro direções da circunferência formada, foi adotada a média dessas medições e, assim, pode-se obter por meio da Equação 12, a altura média da macrotextura do pavimento.

$$HS = \frac{4V}{\pi D_m^2} \quad (12)$$

Em que:

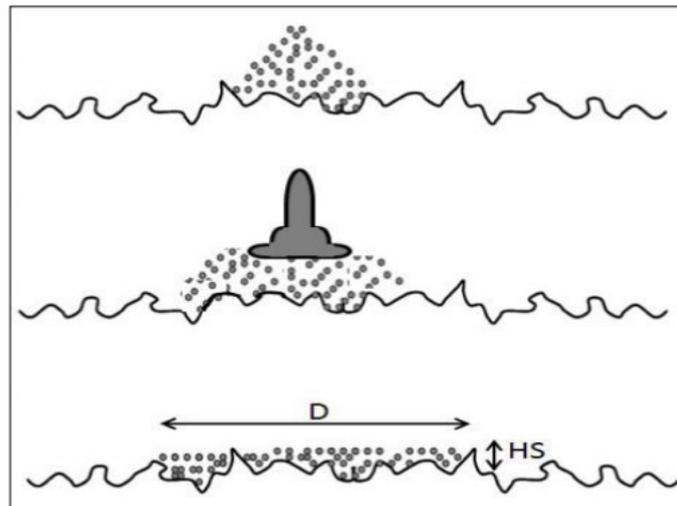
HS = altura média da macrotextura média do pavimento (cm);

V = volume de material a ser espalhado;

Dm = diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

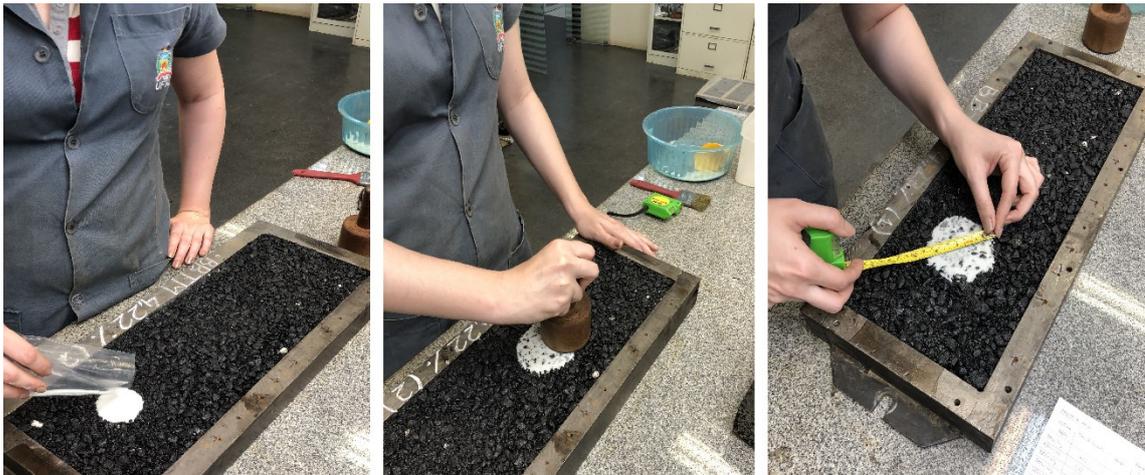
As Figuras 47 e 48 ilustram a execução do ensaio de mancha de areia.

Figura 47 – Esquema de execução do ensaio de mancha de areia.



Fonte: Rodrigues Filho (2006 *apud* MATTOS, 2009).

Figura 48 – Execução do ensaio de mancha de areia.



Fonte: Autora (2019).

A classificação dos limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura foi desenvolvida por Pasquet (1968), além de ter sido a mais difundida no meio acadêmico. Com base nesta classificação foi possível analisar a aderência pneu-pavimento em superfícies molhadas e suas condições de aplicação, como descrita na Tabela 15.

Tabela 15 - Limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura.

<b>Textura superficial</b>	<b>Limites da altura da mancha de areia – H (mm)</b>	<b>Aplicação do revestimento</b>
<b>Muito fina</b>	$H < 0,2$	Não deve ser utilizado
<b>Fina</b>	$0,2 < H < 0,4$	Reservado para zonas urbanas $V < 80$ km/h
<b>Média</b>	$0,4 < H < 0,8$	Indicado para vias com $80$ km/h $< V < 120$ km/h
<b>Grossa</b>	$0,8 < H < 1,2$	Indicado para vias com $V > 120$ km/h
<b>Muito grossa</b>	$H > 1,2$	Indicação em casos especiais, como por exemplo: zona com clima muito frio e presença de gelo na superfície

Fonte: Pasquet (1986).

## 5.9. DRENABILIDADE

A drenabilidade dos revestimentos também é de grande importância para garantir a segurança dos usuários. Desse modo, o ensaio de drenabilidade tem como objetivo avaliar a capacidade de escoamento da água superficial entre os canais da rugosidade e caracterizar a textura do revestimento do pavimento, relacionando-o às condições do pavimento, com a possibilidade de ocorrência de hidroplanagem dos veículos.

O equipamento empregado nesse ensaio é composto de cilindro plástico transparente com aproximadamente 114,3mm de diâmetro, com abertura circular de 50,0mm de diâmetro para o escoamento de um determinado volume de água em quantidade padronizada, pelo fundo do recipiente. A base deste cilindro contém um anel de borracha rígida que faz contato direto com a superfície do pavimento ou da placa de mistura asfáltica. O resultado desse ensaio pode ser expresso em termos de tempo ou de vazão média de escoamento. A Figura 49 apresenta o drenômetro.

Figura 49 – Drenômetro.



Fonte: Autora (2019).

De modo geral, a execução do ensaio consiste em cronometrar o tempo de escoamento do volume de água padrão sobre a superfície em estudo. Apesar da simplicidade da execução do ensaio, o mesmo define as condições fundamentais para evitar o fenômeno da hidroplanagem.

O princípio descrito anteriormente é similar ao proposto pela Norma Francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993).

#### 5.10. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

De acordo com Moura (2011) e Sohm (2010), diversos fatores intervêm no fenômeno da deformação permanente, dificultando sua modelagem em laboratório para que reproduza finalmente o que acontece em campo. De modo geral, em estradas com tráfego rápido e intenso, a deformação permanente não pode ser tolerada, pois causa desconforto na camada de rolamento, além de afetar a segurança.

Nesta pesquisa, a determinação da deformação permanente foi utilizada no ensaio normatizado por AFNOR NF P 98-253-1 (1993), no qual os corpos de prova foram moldados de acordo com a Norma AFNOR NF P 98-250-2 (1991) e possuíam as seguintes dimensões: de 150,0mm (largura) x 500,0mm (comprimento) x 50,0mm (espessura). Assim, o objetivo deste ensaio foi verificar a resistência das misturas asfálticas quanto ao afundamento nas trilhas de roda.

O procedimento de usinagem das misturas asfálticas foi idêntico as etapas descritas no tópico 5.6, exceto pelo procedimento de usinagem ter sido realizado em um misturador do tipo pugmill. A Figura 50 apresenta as amostras de agregadas já separadas e a Figura 51 ilustra o processo de usinagem.

Figura 50 – Separação os materiais que irão compor as misturas.



Fonte: Autora (2019).

Figura 51 – Processo de usinagem das misturas em misturador do tipo pugmill.



Fonte: Autora (2019).

O processo de compactação das placas seguiu a orientação do IFSTTAR (Anexo A), considerando apenas algumas adaptações aos equipamentos utilizados

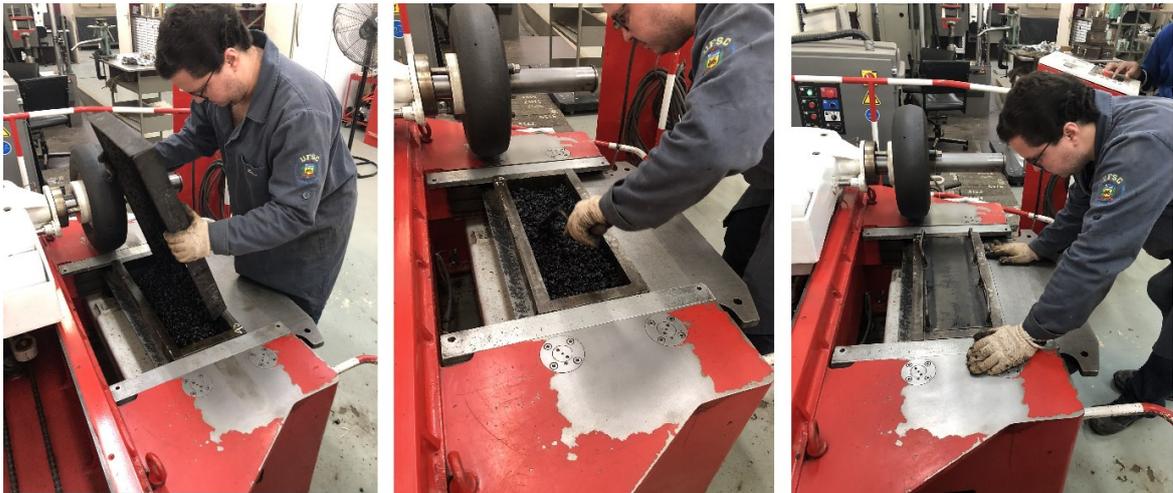
nesta pesquisa, pois em virtude de se tratar de misturas asfálticas funcionais, o procedimento normatizado é demasiadamente severo e pode comprometer a permeabilidade em misturas do tipo BBDr, e a textura superficial em misturas do tipo BBTM.

Este procedimento em campo consiste apenas na utilização de rolo liso com pouca ou nenhuma vibração para a compactação dessas misturas, e como pode ser verificada no Anexo A, as etapas de compactação são espaçadas em tempos diferentes com o objetivo de reproduzir as passadas do rolo compactador em campo, sendo o intuito obter paridade com a prática de campo, adequando melhor a acomodação da mistura aos esforços solicitantes e à perda gradativa de temperatura.

Cabe ressaltar que o processo de compactação em laboratório apresenta condições mais simples e controladas quando comparado ao processo executado em campo, e que a utilização do rolo de pneus tende a gerar maior redução dos vazios em campo nestes tipos de mistura (BBDr e BBTM), ainda que se trabalhe com pressões de inflação bem reduzidas, devido o intervalo entre os pneus propiciar maior esforço cisalhante na acomodação dos granulares no ato da compactação, o que pode prejudicar severamente a obtenção de vazios importantes em suas estruturas internas recomendados por norma. Por isso foi utilizada uma placa metálica no contato do eixo pneumático com a mistura asfáltica, a fim de que a distribuição das tensões fosse igual em toda a sua superfície, simulando a passagem de um rolo liso.

Outro procedimento similar ao executado em campo é a calibragem dos pneus, sendo que inicialmente a calibragem é mais baixa com o intuito de não provocar uma ação tão forte que ocasione deformação excessiva da mistura asfáltica e forte redução dos vazios internos. Após os primeiros ciclos de compactação, a calibragem do pneu é aumentada, pois a mistura já se encontra com temperatura mais baixa e, conseqüentemente, maior rigidez. A Figura 52 apresenta a mesa de compactação durante o procedimento executado.

Figura 52 – Compactação das placas de deformação permanente.



Fonte: Autora (2019).

Após a compactação foi necessário um período de cura de quinze dias, a fim de garantir tempo hábil de repouso ao material, bem como para o desencadeamento das reações químicas entre os materiais e estabelecimento da ancoragem adequada do ligante betuminoso à matriz de granulares. O próximo passo foi a introdução um par de placas por teor de ligante no simulador de deformação permanente, onde foram testadas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples. Esse simulador de deformação permanente contém de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70°C, sendo que a temperatura de simulação é normatizada a 60°C. A Figura 53 apresenta a máquina de deformação permanente.

Figura 53 – Máquina de deformação permanente.



Fonte: Autora (2019).

O ensaio de formação permanente consiste em avaliar o afundamento de trilha de roda em diferentes ciclos de passagem. As medições normalmente são realizadas por meio de extensômetros em 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos, em 15 pontos distintos. Entretanto em virtude de se tratar de misturas funcionais as mesmas são validadas apenas até 3000 ciclos, assim foi obtido para cada série de ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento.

A frequência em que o eixo solicitante percorreu a superfície das placas durante o ensaio foi de 1 Hz, onde os esforços foram transmitidos por um pneumático de borracha de textura lisa, com carga (5,0 kN) e pressão de inflação (0,6 MPa). A cada intervalo (0, 100, 300, 1000 e 3000 ciclos), os extensômetros foram posicionados sobre a placa e as leituras realizadas, em que ao final de 3000 ciclos foi possível calcular a evolução do afundamento sofrido por cada placa ensaiada.

Ao final, os dados foram tabelados e para que sejam aprovadas as misturas asfálticas, não devem ultrapassar os limites normativos para as deformações acumuladas. Os percentuais correspondentes aos afundamentos nas trilhas de roda foram calculados a partir da Equação 13.

$$Y = A \frac{N^b}{1000} \quad (13)$$

Em que:

Y – profundidade de deformação em N ciclos;

A – profundidade da deformação a 1000 ciclos;

N – número de ciclos;

b – inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

## 6. RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Este capítulo apresenta os resultados, bem como as suas respectivas análises, que foram feitas com base na execução da matriz de ensaios prevista para esta pesquisa, apresentada na Figura 1.

### 6.1. ENSAIO PCG

Conforme descrito no tópico 5.5 o ensaio da PCG é regulamentado pela Norma AFNOR NF P 98-252 (1999), sendo que para as misturas formuladas nessa pesquisa os parâmetros de classificação das misturas já foram apresentados nas Tabelas 1 e 2. Na Tabela 16 estão apresentados os resultados de MVR obtidos e que foram inseridos na PCG para a execução do ensaio. Nas Tabelas 17 e 18 e Figuras 54 e 55 são apresentados os resultados obtidos após o ensaio da PCG e as figuras geradas a partir dos resultados.

Tabela 16 – Resultados MVR.

<b>Mistura</b>	<b>Teor de ligante (%)</b>	<b>MVR (g/cm<sup>3</sup>)</b>
<b>BBDr</b>	3,58	2,645
	3,90	2,627
	4,22	2,562
	4,54	2,533
<b>BBTM</b>	4,22	2,594
	4,54	2,567
	4,86	2,561

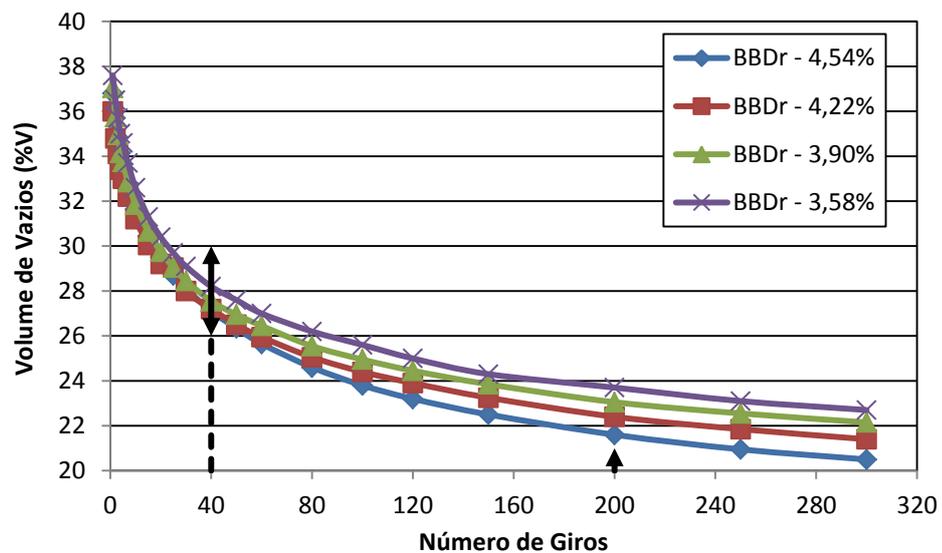
Fonte: Autora (2019).

Tabela 17 – Resultados PCG – BBDr.

Teor de ligante (%)	Número de giros	Teor de Vazios (%)
3,58	40	28,2
	200	23,7
3,90	40	27,6
	200	23,1
4,22	40	27,2
	200	22,4
4,54	40	27,1
	200	21,6

Fonte: Autora (2019).

Figura 54 – Resultado PCG – BBDr



Fonte: Autora (2019).

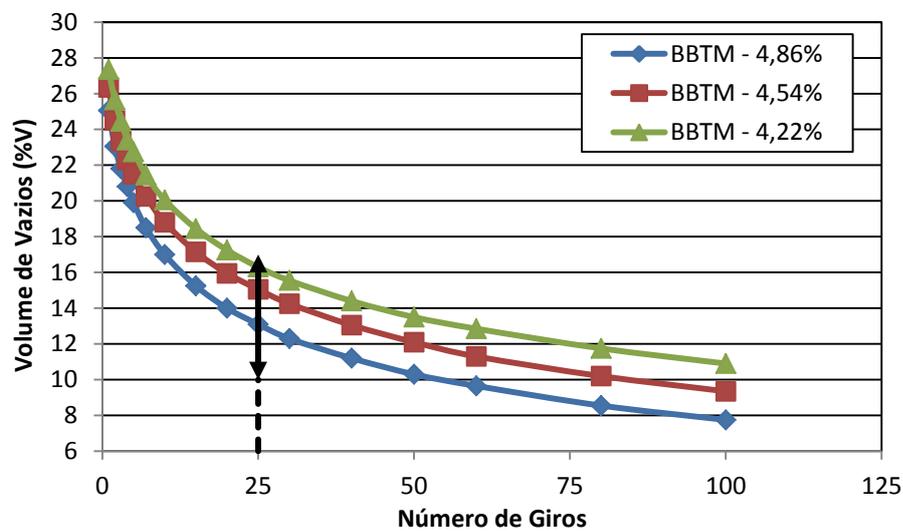
A classificação da mistura BBDr foi definida como 0/10mm em razão do tamanho máximo do agregado pétreo que o compõe, porém, a classe da mistura BBDr foi obtida após a análise dos resultados alcançados no ensaio da PCG. Todos os teores de ligante se enquadraram no intervalo de 26% a 30% de vazios a 40 giros, e atenderam ao limite mínimo de 20% a 200 giros. Logo, a mistura BBDr foi classificada como 0/10mm classe 2. Conforme Tabela 17.

Tabela 18 – Resultados PCG – BBTM.

Teor de ligante (%)	Número de giros	Teor de Vazios (%)
4,22	25	16,3
4,54	25	15,1
4,86	40	13,1

Fonte: Autora (2019).

Figura 55 – Resultado PCG – BBTM.



Fonte: Autora (2019).

Conforme descrito no tópico 5.4, a classificação do BBTM já pode ser definida a partir da granulometria, desse modo para misturas 0/10mm classe 1 A, no ensaio de PCG a 25 giros, os resultados devem se enquadrar entre 10% a 17%. Assim, como pode ser visualizado na Figura 55, todos os teores de ligante compreenderam o intervalo estipulado em norma e, por consequência, se encontraram aptos a prosseguir com análise das misturas asfálticas nos demais ensaios dos níveis subsequentes.

## 6.2. ENSAIO DURIEZ

A determinação da resistência à compressão simples das misturas asfálticas do tipo BBDr e BBTM, com e sem o condicionamento sob imersão na água foi

realizada com moldes cilíndricos de aço com diâmetro interno de 80,0mm  $\pm$  0,1mm e altura mínima de 190,0mm conforme recomendam os procedimentos normativos AFNOR NF P 98-251-1 (1995).

A execução deste ensaio foi realizada com um total de 84 corpos de prova, sendo 12 corpos de prova por teor de ligante (Tabela 19). Desse modo, para cada teor ligante foram divididos em dois grupos, assim 6 corpos de prova foram submetidos ao condicionamento e 6 não foram submetidas ao condicionamento. A Tabela 18 apresenta as densidades médias obtidas por teor de ligante.

Tabela 19 – Densidades médias por teor de ligante.

<b>Teor de Ligante</b>	<b>Densidade aparente média (g/cm<sup>3</sup>)</b>
<b>BBDr - 3,58 %</b>	1,972
<b>BBDr - 3,90 %</b>	1,977
<b>BBDr - 4,22 %</b>	1,994
<b>BBDr - 4,54 %</b>	1,998
<b>BBTM - 4,22 %</b>	2,166
<b>BBTM - 4,54 %</b>	2,141
<b>BBTM - 4,86 %</b>	2,170

Fonte: Autora (2019).

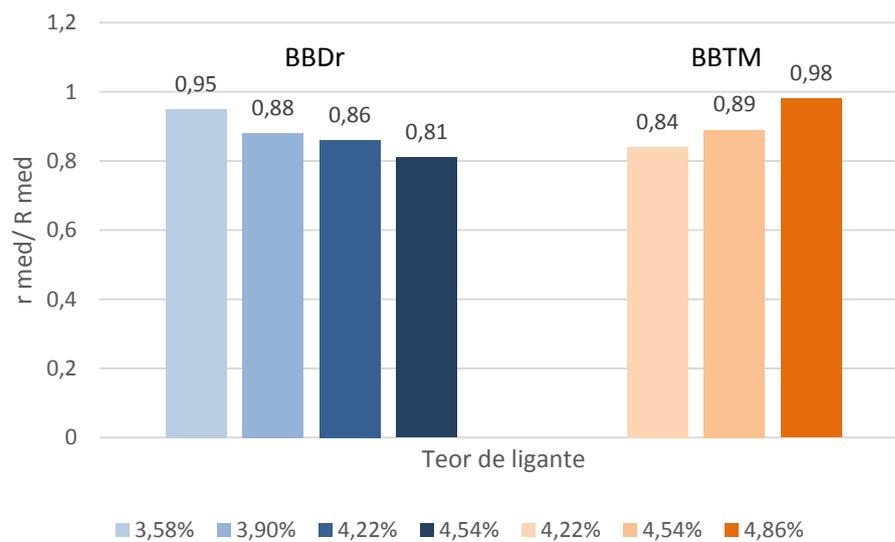
No que diz respeito aos processos de condicionamento (tanto a seco quanto sob imersão na água) e de ruptura, os corpos de prova seguiram todos os procedimentos normativos descritos no tópico 5.6.

Após a compilação dos resultados da média da resistência à compressão dos corpos de prova, bem como das respectivas relações  $r/R$ , são apresentados na Tabela 20 e Figura 56. A Figura 57 ilustra o aspecto dos corpos de prova antes e após a ruptura.

Tabela 20 - Resistência à compressão simples e relação  $r/R$  determinadas no ensaio de Duriez.

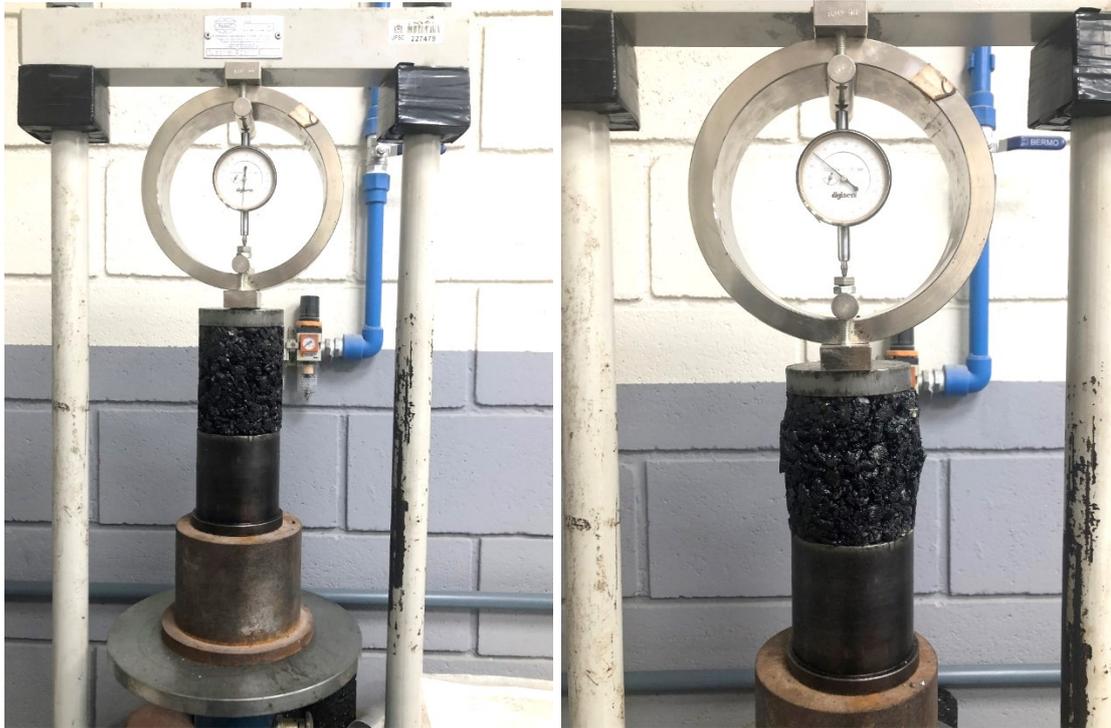
Teor de Ligante	$r_{med}/R_{med}$	Perda (%)
<b>BBDr 3,58 %</b>	0,952	4,80
<b>BBDr 3,90 %</b>	0,884	11,60
<b>BBDr 4,22 %</b>	0,864	13,60
<b>BBDr 4,54 %</b>	0,815	18,50
<b>BBTM 4,22 %</b>	0,847	15,30
<b>BBTM 4,54 %</b>	0,894	10,60
<b>BBTM 4,86 %</b>	0,987	1,30

Fonte: Autora (2019).

Figura 56 – Relação de  $r/R$  determinadas no ensaio de Duriez.

Fonte: Autora (2019).

Figura 57 – Corpos de prova no processo de compressão simples: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio.



Fonte: Autora (2019).

Como já descrito no capítulo 2, as misturas asfálticas do tipo BBDr possuem um percentual elevado de vazios comunicantes, e esses caracterizam a principal funcionalidade deste tipo de revestimento.

Desse modo, após a observação dos resultados referentes às perdas de resistência mecânica, foi possível verificar que quanto menor o teor de ligante, menor será a perda pela ação deletéria da água. Isso se deve a maior quantidade gerada de vazios comunicantes nos corpos de prova, ocasionando menor aprisionamento da água, reduzindo a tensão superficial aplicada sobre a película de ligante que envolve o agregado. Portanto, tem-se analogamente que, quando o teor de ligante é elevado, os vazios comunicantes da mistura tendem a ser reduzidos, ou seja, o confinamento de água nos vazios isolados ou semi-comunicantes foram mais acentuados, propiciando maior ação deletéria. As Figuras 58 e 59 apresentam os corpos de prova antes e após a aplicação de esforços de compressão simples.

Figura 58 – Corpos de prova de BBDr: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio.



Fonte: Autora (2019).

Figura 59 – Corpos de prova de BBTM: (a) antes do ensaio; (b) após o ensaio.



Fonte: Autora (2019).

Em relação aos corpos de prova da mistura asfáltica tipo BBTM, o resultado apresentou comportamento inverso, ou seja, quanto menor o percentual de ligante maior a perda de resistência mecânica no ensaio de Duriez. De forma oposta ao revestimento do tipo BBDr, o percentual de vazios comunicantes no BBTM é bem

menor, devido à maior presença de finos na composição granulométrica. Assim, para os menores teores de ligante, o confinamento da água nos vazios da mistura é menor, em razão da ainda existência de vazios comunicantes, enquanto para as maiores dosagens, o volume total de vazios apesar de reduzido e mais isolado, ainda permite a entrada de água no interior do corpo de prova, tornando o confinamento e, conseqüentemente, a ação deletéria da água sobre a película de ligante mais favorecida.

### 6.3. ENSAIO DE PERMEABILIDADE

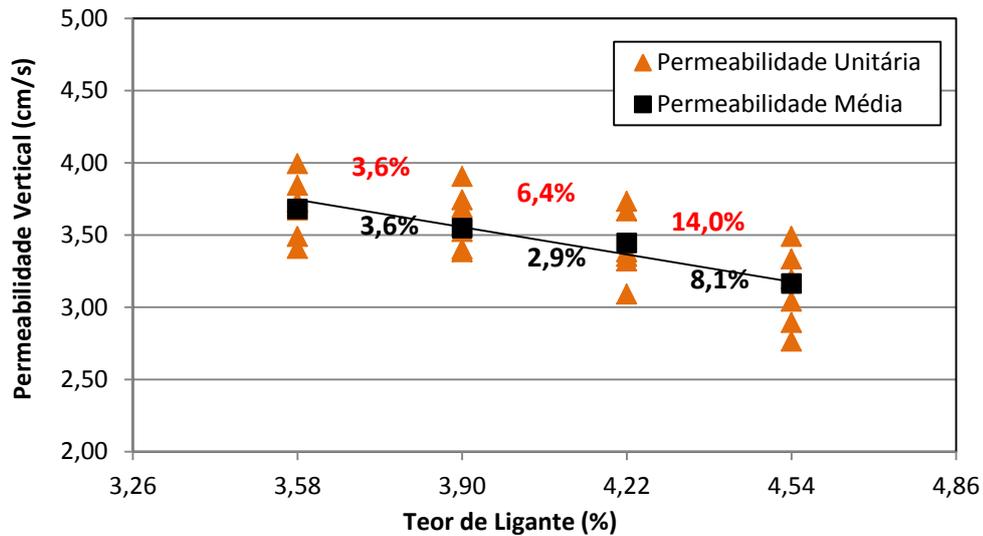
Conforme apresentado na Figura 69, o ensaio de permeabilidade foi executado apenas para a mistura BBDr, pois a formulação BBTM não foi concebida para que tivesse características drenantes. Neste contexto, foram determinadas as permeabilidades horizontal e vertical das placas de BBDr, em que os resultados estão apresentados na Tabela 21 e nas Figuras 60 e 61.

Tabela 21 – Resultados das permeabilidades vertical e horizontal.

Teor de ligante (%)	Permeabilidade (cm/s)	
	Vertical	Horizontal
<b>3,58</b>	3,68	3,59
<b>3,90</b>	3,55	3,48
<b>4,22</b>	3,44	3,38
<b>4,54</b>	3,16	3,11

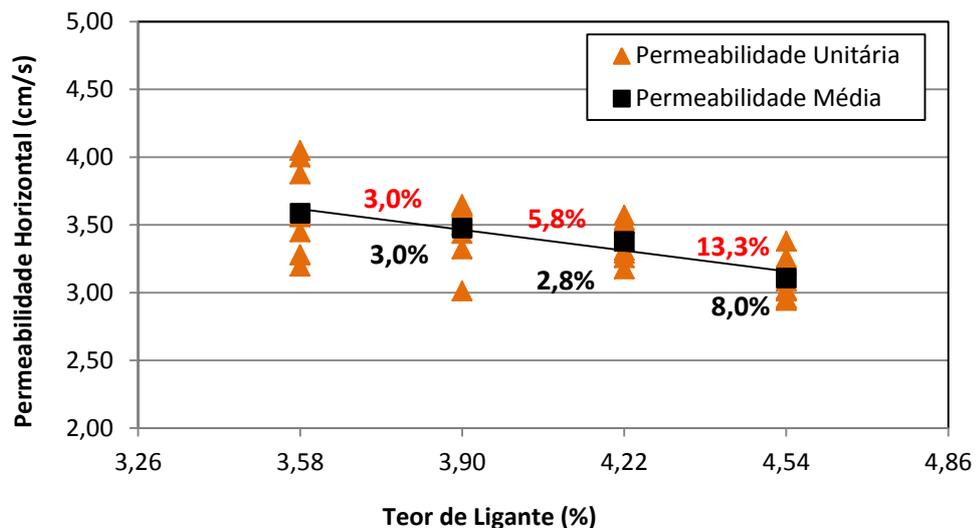
Fonte: Autora (2019).

Figura 60 – Evolução da permeabilidade vertical.



Fonte: Autora (2019).

Figura 61 – Evolução da permeabilidade horizontal.



Fonte: Autora (2019).

A partir dos resultados apresentados, foi possível observar que todas as dosagens atenderam ao limite mínimo de 1,2cm/s de permeabilidade vertical definidos em norma (Tabela 2). Também é notório que a permeabilidade horizontal apresentou resultados bem similares à permeabilidade vertical, fato que pode ser atribuído à limitação da dimensão da amostra à placa moldada, não propiciando grande distância entre o ponto de geração de fluxo d'água, em relação às extremidades, sendo equivalente à espessura da placa.

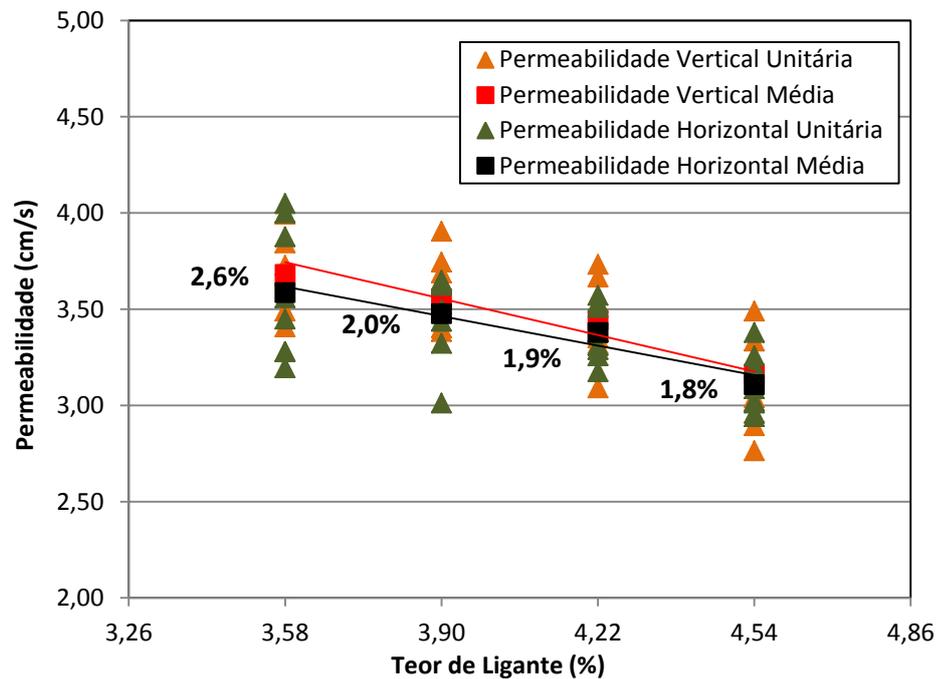
Portanto, tem-se que caso o ensaio fosse realizado sobre dimensões reais de um pavimento rodoviário, certamente o valor da permeabilidade horizontal tenderia a ser bem menor se comparado ao sentido vertical, em razão da maior distância a ser percorrida pelo fluido. Corrobora também para esta afirmação, a anisotropia gerada na distribuição dos vazios durante o processo de compactação das placas, o qual propicia maiores obstáculos ao escoamento horizontal dentro da mistura asfáltica (RIVIÈRE, 1996).

As perdas de permeabilidade identificadas nas Figuras 60 e 61 possuem a seguinte designação: em vermelho são as perdas acumuladas, ou seja, sempre relacionadas ao teor de partida 3,58%, enquanto os valores em preto são as quedas de potencial unitário entre os teores imediatamente anteriores. Por exemplo, a perda de permeabilidade vertical entre o teor de 3,58% e 3,90% é de 3,6%. Já a perda de permeabilidade vertical acumulada entre o teor de 3,58% e 4,22% é de 6,4%.

Considerando os teores de ligantes testados, identificou-se que quanto menor a dosagem especificada, maior o resultado de permeabilidade obtido, posto que com o aumento da dosagem tende-se a preencher os vazios formados pelos granulares, reduzindo à permeabilidade da amostra, devido à menor presença de vazios comunicantes.

Quando relacionadas às perdas de permeabilidade horizontal em relação à vertical, tem-se que os percentuais também diminuem com o aumento do teor de ligante, pois há uma redução proporcional do escoamento interno da água com o aumento do preenchimento do volume de vazios, conforme ilustra a Figura 62.

Figura 62 – Comparação entre a perda de permeabilidade horizontal e vertical.



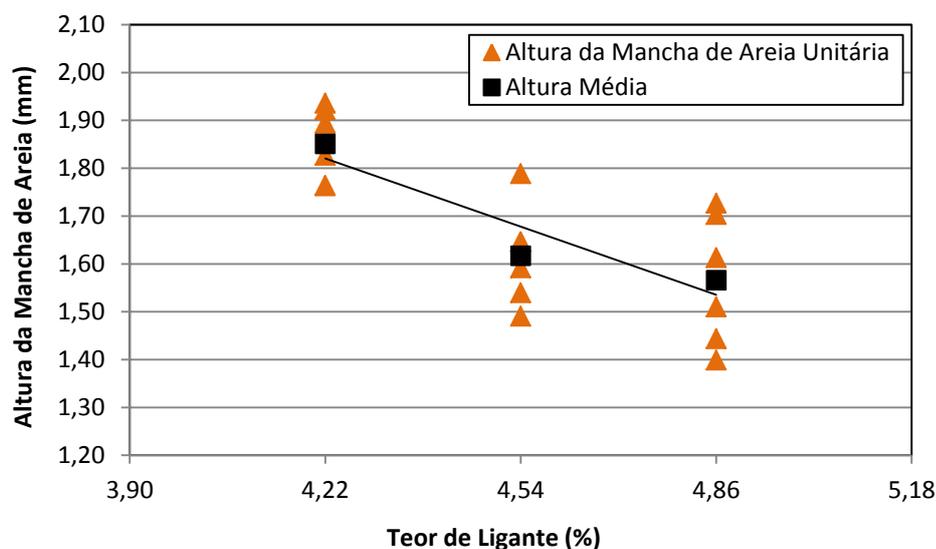
Fonte: Autora (2019).

Como pode ser visualizado na Figura 62, a perda de permeabilidade horizontal quando comparada à vertical, tende a convergir para zero com o aumento do teor de ligante na dosagem, ou seja, há uma obstrução progressiva dos vazios em todos os sentidos de escoamento da água. Logo, os resultados obtidos demonstram o motivo pelo qual a colmatação dos vazios é o principal fator de redução ou eliminação da principal característica funcional das misturas drenantes no campo, isto é, a permeabilidade.

#### 6.4. ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

O ensaio de mancha de areia só foi realizado na mistura do tipo BBTM, pois na BBDr não se tem como avaliar rugosidade neste ensaio em razão do material adentrar nos vazios comunicantes do corpo de prova, não permitindo a obtenção de resultados confiáveis. Nestes casos, apenas medidas de coeficiente de atrito feitas com equipamentos adequados diretamente sobre as superfícies dos pavimentos é que podem aferir a conformidade da textura da mistura asfáltica.

Figura 63 – Resultado de mancha de areia.



Fonte: Autora (2019).

Conforme a Figura 63 observa-se a tendência de que a rugosidade do pavimento diminuiu proporcionalmente com o aumento do teor de ligante, ou seja, quanto maior o teor de ligante, maior será o diâmetro da mancha de areia e, por consequência, menor será a altura de areia.

Não se têm estabelecidos valores normativos para a rugosidade de pavimentos, porém conforme apresentado na Tabela 13 a altura máxima da mancha de areia em situações de pavimentos com texturas muito rugosas é de 1,2mm, sendo que esse tipo de textura deve ser aplicado em condições especiais como clima muito frio e presença de gelo.

Contudo, deve-se ter muita cautela ao avaliar a rugosidade em pavimentos com misturas asfálticas de granulometrias abertas ou com descontinuidade, como é o caso do revestimento BBTM. Desse modo, em situações de misturas do tipo BBTM, a sua granulometria é propositalmente formulada para obter superfícies com maior rugosidade e que propiciem o favorecimento de canais de curtos maiores e, conseqüentemente, melhor escoamento superficial das águas, assim como melhor aderência entre pneu e o pavimento.

O processo de compactação realizado neste estudo, que já foi descrito no tópico 5.10, também influenciou na rugosidade acentuada da mistura, isto ocorreu, pois, o procedimento executado tinha uma metodologia menos severa do que a compactação padrão de misturas densas, fornecido pelo corpo técnico do *Instit*

*Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), e que se encontra no Anexo A. Esse tipo de compactação é mais próximo ao procedimento realizado em campo, na qual as misturas do tipo BBTM não são submetidas à compactação do rolo combinado de pneus.

Dessa forma, mesmo os resultados de altura da mancha de areia sendo superiores às recomendações mais usuais para a pavimentação, tem-se que são resultados não descartáveis, até mesmo em razão de não haver valores de referência na literatura para as misturas do tipo BBTM. Assim, os resultados apenas evidenciaram a funcionalidade para a qual a mistura foi projetada.

## 6.5. ENSAIO DE DRENABILIDADE

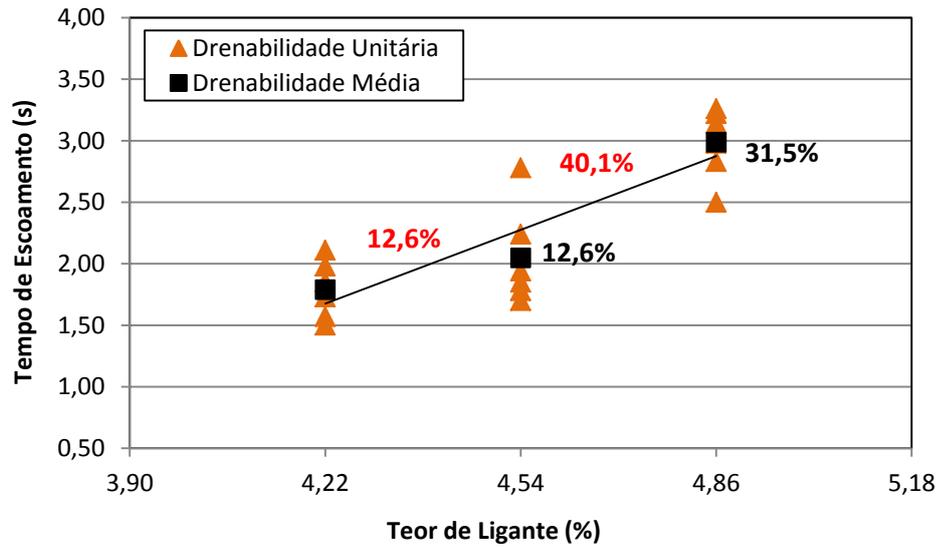
O ensaio de drenabilidade foi realizado apenas na mistura BBTM, com o intuito de verificar o escoamento superficial (conforme Figura 1). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resultados da drenabilidade.

<b>Teor de ligante (%)</b>	<b>Drenabilidade (s)</b>
<b>4,22</b>	1,79
<b>4,54</b>	2,05
<b>4,86</b>	2,99

Fonte: Autora (2019).

Figura 64 – Resultado de drenabilidade.



Fonte: Autora (2019).

Conforme pode ser visualizado na Figura 64, quanto maior o teor de ligante maior será a drenabilidade. Durante a execução do ensaio, foi perceptível que em razão da descontinuidade existente na composição do BBTM, houve o escoamento tanto horizontal quanto vertical, logo a drenabilidade de mistura foi composta pela soma desses dois componentes. Desse modo, o ganho de drenabilidade quando se tem um aumento de ligante é atribuído ao preenchimento dos vazios comunicantes da amostra e, por consequência, a drenabilidade ocorre prioritariamente no sentido horizontal. A Figura 65 ilustra a drenabilidade vertical no BBTM.

Figura 65 – Identificação de drenabilidade horizontal e vertical no BBTM.



Fonte: Autora (2019).

Diante disto, é válido analisar a conjuntura em ambas as situações, quando se tem um aumento do teor de ligante da mistura, além do preenchimento dos vazios comunicantes, também se tem redução das curtoses existentes na mistura. Como resultado da maior drenabilidade horizontal e da redução das curtoses, sem identifica um maior tempo de escoamento em relação ao acréscimo de ligante.

Em razão de não se obter uma normatização de valores de referência para este ensaio, todos os teores de ligantes foram qualificados, pois apresentaram tempo inferior a 3 segundos, o que é considerado aceitável para escoamentos superficiais.

## 6.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Consoante à Tabela 1, o ensaio de deformação permanente não foi normatizado para misturas do tipo BBDr. Essa definição é fundamentada na premissa francesa de que se forem respeitadas às condições adequadas de granulometria, levando em consideração os pontos de controle, também os teores de ligantes apropriados, além do atendimento de permeabilidade mínima de 1,2 cm/s, a mistura terá perfeita condição para cumprir as exigências das solicitações do tráfego. E caso ocorra alguma deformação ou colmatação expressiva com o tempo, o revestimento do tipo BBDr deve ser substituído por perda das suas características funcionais.

Entretanto, nesta pesquisa optou-se pela realização do ensaio tanto na mistura do tipo BBTM quanto na mistura BBDr, assim foi possível avaliar o comportamento de ambas em relação à deformação permanente, e definir o teor de ligante ideal com maiores subsídios técnicos.

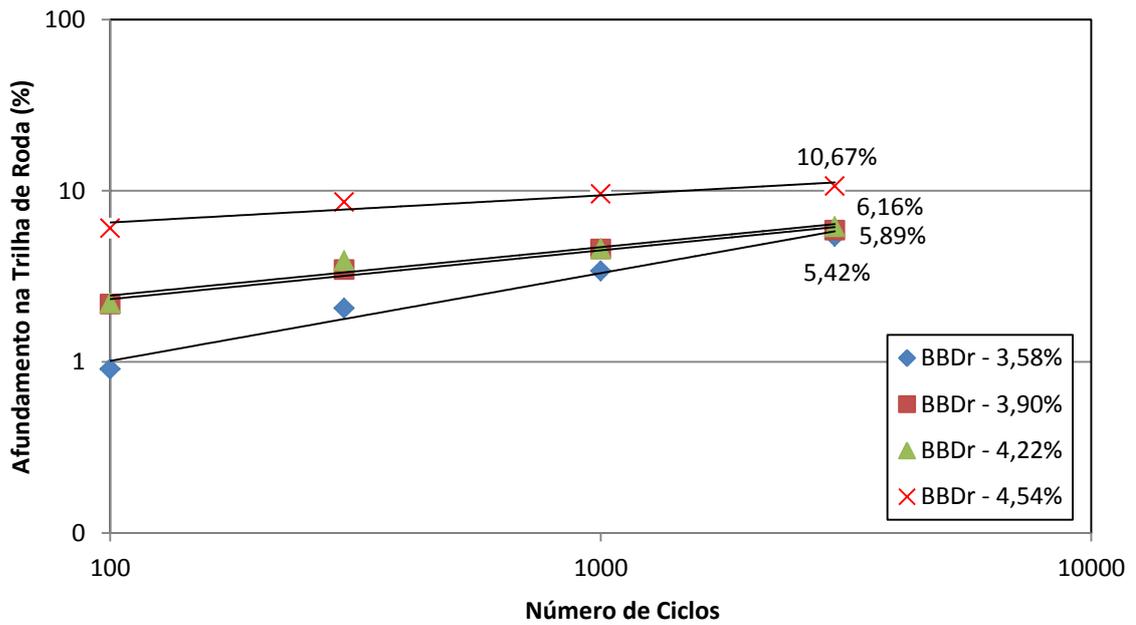
Considerando os parâmetros já apresentados na Tabela 2, a deformação máxima para o BBTM é de 15% após 3000 ciclos. Cabe ressaltar, no entanto, que o ensaio de deformação permanente é bem mais severo quando comparado às condições a que as misturas são submetidas em campo. Logo, tem-se que o ensaio foi realizado no âmbito de uma situação crítica contínua a 60°C e 1Hz. Caso a mistura asfáltica em teste seja aprovada nesta condição, não serão observadas condições de deformação permanente em campo (MANUEL LPC, 2007). A Tabela 23 e as Figuras 66 e 67 apresentam os resultados obtidos para as misturas BBDr e BBTM, respectivamente.

Tabela 23 – Resultados da deformação permanente.

Misturas Asfálticas	Teor Ligante (%)	Número de ciclos			
		100	300	1000	3000
BBDr	3,58	0,91	2,06	3,40	5,42
	3,90	2,18	3,47	4,57	5,89
	4,22	2,21	3,90	4,58	6,16
	4,54	6,05	8,60	9,60	10,67
BBTM	4,22	2,17	2,26	2,61	4,44
	4,54	2,38	2,84	3,51	4,86
	4,86	2,59	3,42	4,41	5,28

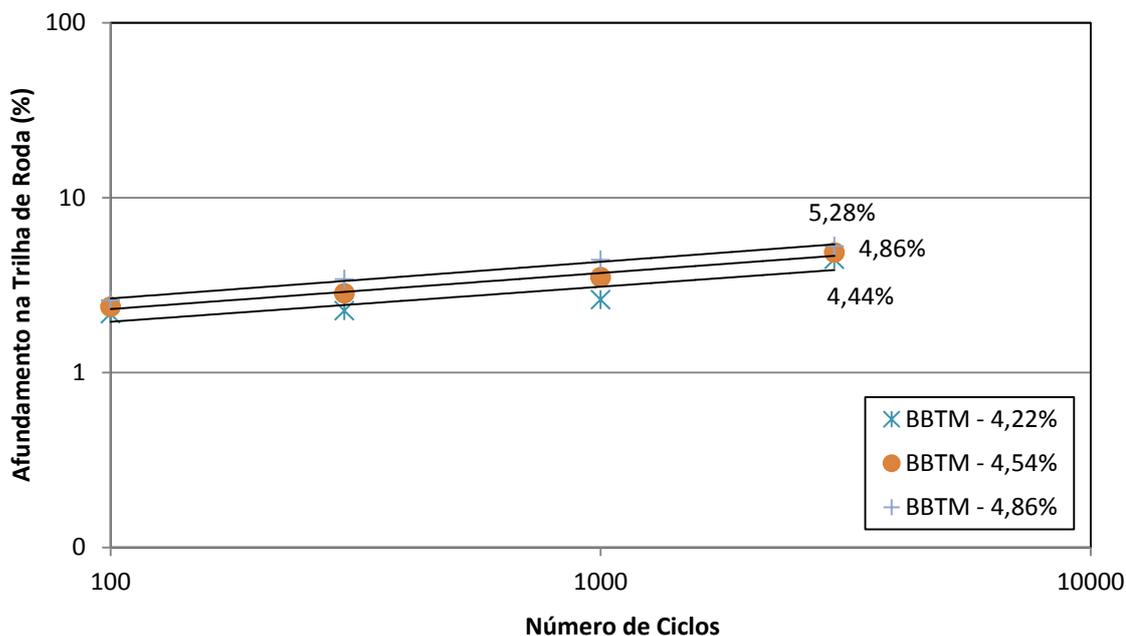
Fonte: Autora (2019).

Figura 66 – Resultado de deformação permanente – BBDr.



Fonte: Autora (2019).

Figura 67 – Resultado de deformação permanente – BBTM.



Fonte: Autora (2019).

Considerando o limite estipulado para as misturas do tipo BBTM, assumiu-se o mesmo limite para o BBD<sub>r</sub>, com o intuito de comparação entre os resultados.

Analisando as Figuras 65 e 66 é possível verificar que as misturas BBD<sub>r</sub> nos teores de entre 3,58% e 4,22% apresentaram resultados próximos e que não superaram os 7% de deformação, ou seja, estando abaixo de 50% do limite máximo considerado de 15%. Em contrapartida, o teor de 4,54% apesar de ter apresentado um percentual final menor do que o referido limite (10,67%), demonstra uma tendência propícia a desenvolver elevadas deformações precocemente no campo. Quanto ao BBTM, tem-se que todas as formulações ficaram abaixo do percentual de 5,5%.

Em ambas as misturas asfálticas foi identificada a tendência já esperada de que quanto maior o teor de ligante, maior é a deformação permanente na trilha de roda, situação ocasionada pelo aumento da quantidade de ligante betuminoso no envolvimento dos granulares, contribuindo para a maior lubrificação no contato das superfícies dos grãos, diminuindo, conseqüentemente, a resistência aos esforços de cisalhamento da mistura.

Considerando as recomendações da Norma Francesa AFNOR NF EN 13108-7 (2006), o teor de ligante para misturas do tipo BBD<sub>r</sub> não deve ser inferior a 4,0%. Esta premissa é assumida considerando a experiência, que quando se

especificam teores inferiores ao indicado, ocorrem muitos problemas de arrancamento e colmatação precoce no revestimento asfáltico no campo, em razão da formação de uma esbelta película de ligante que envolve os agregados. Assim, o teor de 4,22% foi escolhido como de trabalho, pois apresentou os resultados mais apropriados em todas as condições ensaiadas. Como esclarecimento, tem-se que teores abaixo de 4,0% foram testados, pois como as curvas granulométricas foram adaptadas de casos práticos de aplicação em países estrangeiros, não se sabia previamente como se daria o comportamento funcional das formulações após os ensaios.

Quanto às misturas do tipo BBTM, em razão da maior quantidade de finos (30%) na composição da curva granulométrica em relação ao BBDr (10%), dispõe de maior superfície específica (BBDr:  $9,60\text{m}^2/\text{kg}$ ; BBTM:  $14,50\text{m}^2/\text{kg}$ ), conforme já discorrido no tópico 5.4. Logo, necessita de maior aporte de ligante betuminoso em sua formulação, a fim de que a espessura da película de ligante seja capaz de envolver adequadamente as partículas mais finas, garantindo que os efeitos de desagregação da mistura asfáltica não ocorram durante a sua vida útil. Assim, conforme preconiza a norma AFNOR NF EN 13108-2 (2006), o limite máximo de 15% de afundamento na trilha de roda deve ser atendido, e pelo fato de todos os teores testados terem sido aprovados com menos da metade do valor indicado, pelas razões expostas, foi escolhido o maior teor de ligante da série, que apresentou 4,86%.

## 7. CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que as misturas asfálticas drenantes (BBDr) e muito delgadas (BBTM) desenvolvidas, atenderam aos limites normativos franceses de formulação, em todos os níveis preconizados para as suas categorias, tendo alcançado, portanto, os objetivos propostos para a execução da pesquisa.

Considerando o nível 0, tem-se que a caracterização dos materiais utilizados foi fundamental para a adaptação da curva granulométrica francesa às condições brasileiras, no que diz respeito à disponibilidade de aberturas de peneiras e do ligante betuminoso utilizados. Destaca-se neste contexto, que em razão das curvas granulométricas formuladas disporem de um teor elevado de vazios, aliado ao fato do agregado pétreo gnáissico selecionado possuir má adesividade ao ligante, a cal hidratada CH-1 foi selecionada para compor a fração fina das misturas asfálticas, para fins de correção desta deficiência, evitando problemas de desagregação da mistura asfáltica seja pela ação da elevada tensão superficial da água, seja pelo arrancamento gerado pelos esforços oriundos do tráfego.

No que diz respeito ao ensaio de PCG, todas as amostras apresentaram habilidades de compactação compatíveis aos limites estabelecidos para cada tipo de mistura, assim como no ensaio de Duriez a 18°C foram obtidos resultados conformes para todas as dosagens testadas, em que nenhuma ficou abaixo do limite mínimo de 80% de perda, indicando que as formulações possuem distribuições granulométricas bem distribuídas, com efetividade do dipolo formado no conjunto ligante betuminoso e cal CH-1, além de teores de ligante compatíveis com as características previstas em suas categorias.

Quanto às características funcionais de permeabilidade, drenabilidade e textura superficial, verificou-se que todas as dosagens testadas apresentaram resultados bem superiores aos valores mínimos previstos em norma, estando aptas a serem aplicadas em campo por estes critérios, atendendo ao binário de menor tempo de escoamento das águas superficiais para menores teores de ligante betuminoso, assim como de maiores rugosidades superficiais nessas condições.

No caso das misturas BBDr, os indicadores de permeabilidade horizontal devem ser observados com cautela, em razão das diminutas dimensões das placas de teste não propiciarem uma extensão transversal de escoamento representativa,

tal como se observa no campo, dificultando uma análise mais acurada deste parâmetro em laboratório.

No que tange à resistência à deformação permanente, de igual forma todas as dosagens testadas de ambas as misturas asfálticas apresentaram resultados bem abaixo do limite máximo de 15% após 3000 ciclos de solitação a 60°C e 1Hz, estabelecido pela norma vinculada às misturas BBTM, parâmetro que também foi adotado como critério para avaliação das misturas BBDr, para fins de se dispor de uma referência técnica, na ausência de um indicador oficial. Esta condição confirma que a adequada angulosidade das partículas granulares corrobora na resistência satisfatória ao cisalhamento da curva granulométrica formulada, atestada pelo índice de forma superior a 0,5, bem como na escolha da matriz de ligante betuminoso modificado com 4% de SBS e à cal CH-1, garantindo maior efetividade da componente elástica nas situações de elevada temperatura e baixa frequência de solitação, e melhor ancoragem do conjunto granular-betume.

Em razão dos argumentos expostos, foi escolhido o teor de trabalho da mistura BBDr em 4,22%, devido haver restrições normativas quanto ao teor mínimo de ligante a ser utilizado ( $\geq 4,0\%$ ), e por ter apresentado resultados conformes em todos os níveis de avaliação, além de ser o teor válido testado mais econômico da série, garantindo além de conforto e segurança, menor custo no orçamento executivo. No caso da mistura BBTM, em razão de possuir elevada superfície específica quando comparada ao BBDr, por conta de maior aporte de finos em sua composição granulométrica, foi escolhido o maior teor da série testada de 4,86%, a fim de propiciar melhor envolvimento das frações mais finas e evitar efeitos de desagregação da mistura, tanto pelo efeito da ação da água quanto pelo arrancamento gerado pela ação do tráfego.

Ainda, sobre o procedimento de compactação utilizado nas placas de deformação permanente (Anexo A), foi identificado um ótimo comportamento do processo em relação aos resultados obtidos, em razão de não ter prejudicado nenhum dos parâmetros funcionais testados. Assim, é possível concluir que o procedimento menos severo em misturas funcionais do tipo BBDr e BBTM é bastante indicado, tendo em conta que necessitam de maior percentual de vazios e texturas mais rugosas para que atinjam os objetivos de suas características.

Como recomendação para pesquisas futuras, tem-se a indicação da aplicação das misturas funcionais formuladas nesta pesquisa em trechos

experimentais no campo, a fim de que seja possível realizar o acompanhamento dos seus respectivos comportamentos funcionais, considerando dimensões de verdadeira grandeza, a partir do monitoramento das condições de permeabilidade, drenabilidade, textura superficial, medições de coeficiente de atrito dinâmico, e afundamento na trilha de roda, considerando um período de avaliação entre 5 a 10 anos, a fim de gerar uma curva de evolução capaz de fornecer informações de desempenho destes revestimentos no tempo.

## REFERÊNCIAS

AGUIAR, M. R. M. P. de; NOVAES, A. C.; GUARINO, A. W. S.; Remoção de metais pesados de efluentes industriais por aluminossilicatos. *Química Nova* (online), São Paulo, v. 25, n. 6b, p. 1145-1154, maio. 2002. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/0D/qn/v25n6b/13130.pdf>. Acesso em: 03 dez. 2019.

AHMAD J., *et al.* **Rutting Evaluation of Dense Graded Hot Mix Asphalt Mixture.** Institute of Infrastructure Engineering and Sustainable Management (IIESM). Faculty of Civil Engineering, University Teknologi MARA, 40450, Shah Alam, Malásia, 2011.

AHLRICH, R. **Influence of Aggregate Properties on Performance of Heavy-Duty Hot-Mix Asphalt Pavements.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. Transportation Research Board, 1996.

ANDRADE, V. D. **Influência da Formulação de Esqueletos Mineraiis na Deformação Permanente de Misturas de Concreto Asfáltico Densas.** Dissertação de mestrado apresentada a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) ao programa de pós graduação de engenharias e ciências mecânicas. 2017.

ASPHALT INSTITUTE. **The Bailey Method: Achieving Volumetrics and HMA Compactability.** Lexington, 2014. Disponível em: <http://www.asphaltinstitute.org/bailey-method-achieving-volumetricsand-hma-compactability/>. Acesso em: 05 jul.2017.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF EN 13108-7: Mélanges Bitumineux. Spécification des Matériaux. Partie 7: Bétons bitumineux drainants.** France, 2006.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF EN 13108-2: Mélanges Bitumineux. Spécification des Matériaux. Partie 2: Bétons bitumineux très mince.** France, 2006.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF P 98-137. Enrobés hydrocarbonés – couche de roulement: béton bitumineux très mince.** France, 2001, 12 p.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF-P-98-150-3: Enrobés hydrocarbonnés - Exécution des corps de chaussées, couches de liaison et couches de roulement - partie 3: matériaux bitumineux coulés à froid.** France, 2004.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF P 98-252 - Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la presse à cisaillement giratoire PCG.** 1999.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF T 98-216-1 - Mesure de Propriétés Liées à la Texture des Mélanges Hydrocarbonnés:Essai de Mesure de la Hauteur au Sable.** 1993.

\_\_\_\_\_. **AFNOR NF P 98-251-1- Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonnés. Essai de Duriez.** 1995.

AUSSEDT, G. **L'essai de fluage dynamique dans la formation des enrobés et le dimensionnement des chaussées.** Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1977.

AZZOUT, Y., BARRAUD, S., CRES, F. N., ALFAKIH, E.; **Technique et documentation Lavoisier.** GN. Paris, 1994.

BALLOU, R. H. **Logística empresarial: transportes de materiais e distribuição física.** Tradução Hugo T.Y.Yoshizaki. 20º reimpr. São Paulo: Atlas, 2008.

BASTOS, J. B. dos S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A.; H. **Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo.** 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v25i2.1284>>. Acesso em: 19 de Ago. de 2019.

BARRA, B. S. **Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais do estado do Pará com o emprego de pó calcário.** Dissertação de Mestrado apresentado ao Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2005.

BARRA, B. S. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas.** Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2009.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. da; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenharia.** Petrobras. Rio de Janeiro, 2010.

BOCHOVE, G.G. Van; GORKEN, F. Von. **Two Layered Porous Asphalt - A New Concept Civil Technical Properties and Experiences.** Artigo apresentado em Congresso Europeu de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997.

BONNOT, J. **L'Expérience Française des Bétons Bitumineux Drainants.** Artigo apresentado em Congresso Europeu de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997.

BROSSEAUD, Y.; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. **Study of Permanent Deformations in Asphalt with Help of the LCPC Wheel Tracking Rutting Tester: Evaluation and Future Prospects.** In 72nd Annual Meeting of Transportations Research Board, USA, 1993.

BROSSEAUD, Y.; ABADIE, R.; LEGONIN, R. **Couche de roulement très mince em matériaux bitumineux à chaud – bilan d'emploi et de comportement.** Bulletin des Laboratoires Central des Ponts et Chaussées, France, 1997a.

BROSSEAUD, Y.; ABADIE, R.; LEGONIN, R. **Note d'information – 94.** França: SETRA/LCPC. 1997b.

BROSSEAUD, Y.; ROCHE, J. P. **Bilan du Chantier Experimental d'Enrobés Drainants sur l'A63 Après 8 Anées de Trafic**. Artigo apresentado em Congresso Europeo de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997c.

BROSSEAUD, Y. **Very thin and ultra-thin wearing courses using hot-mixed bituminous material – a review of use and performance**. In: ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 72, Washington, DC. Anais. Washington, DC: Transportation Research Board, 1999.

BROSSEAUD, Y. **Les enrobés bitumen français: panorama des techniques bitumineuses, bilan de comportement**. In: ENCONTRO DE ASFALTO. Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 2002a.

BUTTON, J.W.; PERDOMO D.; LYTTON R. L. **Influence of Aggregate on Rutting of Asphalt Concrete Pavements**. Transportation Research Record 1259, p.141-152. Washington, D.C, 1999.

CAMPOS, O. de S. **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, 1998.

CNT – Confederação Nacional de Transportes. **Pesquisas**. 2019. Disponível em: <<https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/ultimaversao/gerencial.pdf>>. Acesso em: 18 de Jan. de 2020.

CBB ASFALTO. **Laudo técnico de ensaios**. 2018.

CHOI, Yeong-tae. **Development of a Mechanistic Prediction Model and Test Protocol for the Permanent Deformation of Asphalt Concrete**. 2013. 221 p. Tese (Doutorado) - Curso de Civil Engineering - North Carolina State University, Raleigh, EUA, 2013.

CUNHA, M. B. C. **Avaliação do método Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas**. 2004. 118 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – Setor de Transportes - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2004.

DE LA ROCHE, C. **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux**. Tese de Doutorado apresentado a École Central de Paris. Paris, 1996.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER- ME 006/94. **Materiais Rochosos usados em Rodovias – Análise Petrográfica**. 1994a.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 078/94. **Agregado – Adesividade ao Ligante Betuminoso**, 1994b.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 086/94. **Agregados – Determinação do Índice de Forma**. 1994c.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 089/94. **Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo emprego de soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio.** 1994d.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 084/95. **Agregado Miúdo – Determinação de Densidade Real.** 1995a.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 085/95. **Material Finamente Pulverizado – Determinação da Massa Específica Real.** 1995b.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 152/95. **Agregados – Determinação da Massa Unitária.** 1995c.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 199/96. **Redução de amostras de campo de agregados para ensaio de laboratório.** 1996a.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 035/98. **Agregados – Determinação de Abrasão “Los Angeles”.** 1998a.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 081/98. **Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo.** 1998b.

\_\_\_\_\_. DNER- ME 083/98. **Agregados – Análise Granulométrica.** 1998c.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 031/2006 – ES. **Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificações de Serviço.** 2006a.

\_\_\_\_\_. **Manual de Restauração dos Pavimentos Asfálticos.** 2006b. Disponível em: [http://www1.dnit.gov.br/ipr\\_new/..%5Carquivos\\_internet%5Cipr%5Cipr\\_new%5Cmanuais%5CManual\\_de\\_Restauracao.pdf](http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/..%5Carquivos_internet%5Cipr%5Cipr_new%5Cmanuais%5CManual_de_Restauracao.pdf)>. [Manual\\_de\\_Restauracao.pdf](#)>. Acesso em: 13 de Ago. de 2020.

DANIEL, J. S.; RIVERA, F. **Application of the Bailey method to New Hampshire asphalt mixtures.** New Hampshire Department of Transportation Report FHWA-NHRD-13733F. New Hampshire Department of Transportation. New Hampshire, 2009.

DUMKE, M. P. **Concreto asfáltico drenante com fibras de celulose, ligante modificado por polímero e asfalto-borracha.** Dissertação de mestrado apresentado ao Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2005.

FERREIRA, P. N. **Estudo da Utilização de Revestimentos Asfálticos Delgados a Quente para Pavimentos tipo BBTM no Brasil.** Tese de doutorado apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. **Validação da metodologia de faixa de agregados dominantes para validação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas.** Artigo apresentado em XXIX

Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, Ouro Preto, 2015. Disponível em: <<http://www.anpet.org.br/xxixanpet/anais/documents/AC1063.pdf>>. Acesso em: 05 Set. 2019.

GNCDS - Group National "Caractéristiques de surface des chaussées"- **Note D'Information - Qualités d'Usage des Revêtements Routiers en Présence d'Eau**. SETRA, Bagneux, França, 1996.

GADLER, F.; CARPIO, J. A. V. del; MIRANDA, L. F. R. **Características mecânicas de misturas asfálticas produzidas utilizando o método bailey de seleção granulométrica**. 20ª RPU – Reunião de Pavimentação Urbana, Florianópolis, p.1-11, jun. 2017. Disponível em: <http://www.abpv.org.br/RPU/>. Acesso em: 18 set. 2017.

GREENE, J.; CHUN, S.; CHOUBANE, B. **Enhanced Gradation Guidelines to Improve Asphalt Mixture Performance**. Artigo apresentado em: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 2014.

GRIMAUX, J. P.; HIERNAUX, R. **Utilisation de l'orniére type LPC**. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 1977.

GUIMARÃES, J. M.F.; MOMM, L.; QUINTERO, C. F. Q; SHINOHARA, K. J.; ALMEIDA, A. J. de, **Desagregação e Permeabilidade de Concretos Asfálticos Drenantes com Ligantes modificados**. Artigo apresentado XVII CILA. Florianópolis, 2013.

HAMLAT, S. **Étude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles**. Tese de doutorado apresentada a Université de Nantes. Paris, 2007.

HECK, J.V. **Modélisation des Déformations Réversibles et Permanentes des Enrobés Bitumineux - Application a l'Ornièrage des Chaussées**. Tese de Doutorado apresentada ao Curso de Engenharia Mecânica, Térmica e Civil - Université de Nantes. Nantes, França, 2001.

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

IBGE - **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**, (2019). Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/areaterritorial/principal.shtm>>. Acesso em: 2 de Jan de 2020.

INMET. **Precipitação Total Anual**. 2020. Disponível em <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/page&page=desvioChuvaAnual>>. Acesso em: 18 de Jan. de 2020.

IFSTTAR. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux. 2019.

JOLIET, Y.; MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator**. 2º Eurasphalt and Eurobitume Congress Barcelona. Spain, 2000.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. **State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates**. Journal Of Transportation Engineering, [s.l.], v. 126, n. 1, p.66-75, jan. 2000. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(2000\)126:1\(66\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(2000)126:1(66)).

LIRA, B.; JELAGIN, D.; BIRGISSON, B. **Gradation-based framework for asphalt mixture**. Materials and Structures. 2013.

MAHMOUD, E. **Development of experimental methods for the evaluation of aggregate resistance to polishing, abrasion, and breakage**. Thesis for the degree of Master of Science, Texas A&M University. December, 2005.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. Tese de doutorado apresentada a Universidade Federal do Rio Grande do Sul ao programa de pós-graduação de engenharia civil. 2009.

MANUEL LPC - Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. **Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés"**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LPC. Paris, França, 2007.

MATTOS, J. R. G. **Avaliação da Aderência Pneu-Pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil apresentada a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MERIGHI, J.V. **Estudo da deformação permanente de misturas asfálticas em laboratório**. Tese de Doutorado apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, 1999.

MEURER FILHO, E. **Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.

MOMM, L. **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, 1998.

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

MTPA. **Anuário Estatístico de Segurança Rodoviária**. Disponível em: [https://www.infraestrutura.gov.br/images/BIT\\_TESTE/Publica%C3%A7oes/Anuario\\_Estatistico\\_de\\_Seguranca\\_Rodoviaria.pdf](https://www.infraestrutura.gov.br/images/BIT_TESTE/Publica%C3%A7oes/Anuario_Estatistico_de_Seguranca_Rodoviaria.pdf). Brasília, 2018.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação de Mestrado apresentado ao Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, C. C. C. do. **Avaliação da Permeabilidade de Misturas Betuminosas Drenantes em Laboratório e “In Situ”**. Dissertação - Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2012.

NIJBOER, L. W. **Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Road Carpets**. Elsevier, 1948.

OBSERVATOIRE DES TECHNIQUES DE CHAUSSÉES. **Enrobes drainants**. Note d'information. 10 p. France: SETRA, jun. 1997.

ONOFRE, F.C., BRANCO, V. T. F. C., SOARES, J. B., FAXINA, A. L., Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. Artigo publicado na **Revista Transporte**. 2013. Disponível em: <<https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/685/501>>. Acesso em: 15 de Jun. de 2019.

ORUE-ECHEVARRIA, A. B. **Fabricación y Puesta en Obra**. Artigo apresentado em Congresso Europeu de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997.

PASQUET, A. **Campagne nationale de glissance 1967 em France**. Colloque international sur la glissance et la sécuritté de la circulation sur routes moullées.717 – 732. Berlim, 1968.

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

PINHEIRO, J. H. M.; SOARES, J. B; LEITE, L. F. M. A. **Caracterização de misturas asfálticas com borrachas produzidas pelos processos úmido e seco**. Artigo apresentado em Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transporte. Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ANPET, 2003.

RAZ, R. T. **Conservación de la Permeabilidad en las Mezclas Porosas**. Artigo apresentado em Congresso Europeu de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997.

RIVIÈRE, N. **Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux**, Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I.1996.

ROBERT, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E. R.; LEE, D-Y.; KENNEDY, T. W. **Hot mix asphalt materials, mixture desing and constructions**. 2 ed. Lanham, Maryland: Napa Research and Education Fundation, 1996.

RUDNICK MINÉRIOS. **Construindo Novos Caminhos para um Futuro Sustentável**. 2018. Disponível em: <<http://www.rudnickmineros.com.br/>>. Acesso em: 24 de Nov. de 2019.

SOUSA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C.L. **Permanent Deformation in Asphalt Concrete**. Summary Report, Strategic Highway Research Program, SHRP, SHRP-A-318. 1991

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. Vol. 1. 2. ed. São Paulo. Pini. 779 p. 2008.

SILLER, A. G. **Factores a Tener en Cuenta en el Estudio de Mezclas Drenantes**. Artigo apresentado no Congresso Europeu de Mezclas Drenantes, Madrid, 1997.

SOHM, J. **Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux**. Tese de Doutorado apresentado ao Curso de Engenharia Civil – Ecole Centrale de Nantes (ECN). Nantes, 2011.

STRATA ENGENHARIA. **Patologias de Pavimentos**. 2013. Disponível em: <https://www.facebook.com/StrataEngenhariaLtda/posts/649293378448151:0>. Acesso em: Ago de 2019.

UGE, P.; VAN DE LOO, P. J. **Permanent deformation of asphalt mixes**. Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdã, Holanda, 1994.

UNISESKY, C. R. **Proposta de Formulação de Misturas Asfálticas do tipo BBDr E BBTM**. Dissertação de graduação apresentada a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) ao curso de Engenharia de Infraestrutura. 2018.

VAVRIK, W. R.; *et al.* **Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design**. Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington D.C. EUA, Out. 2002.

**ANEXO A**

**ANEXO A - Procedimento de compactação das placas.**

TABLEAU 6

Type d'enrobe : BBDx  
N° formule : 30

N° d'affaire 98-15

TYPE MOULE: OENNEUR JANTE ACIER

L 500 mm l 180 mm hauteur 50 mm

COMPACTAGE

				position de la masse d'équilibrage en butée arrière				
AV	AR	C	Hauteur	Pneu	Verin	Repère	Position	OBS Temps
		1	60	6	1	2	LIBRE	
		1	"	"	"	"	"	1'30"
		1	"	"	"	"	"	1'30"
		2	55	6	2	2	LIBRE	1'30"
		2	"	"	"	"	"	2'
		2	"	"	"	"	"	2'
		4	50	6	2	2	LIBRE	3'
		2	"	"	"	"	"	2'
		1	"	"	"	"	"	1'

Fonte: IFSTTAR (2019).