

ANTT ã Agência Nacional de Transportes Terrestres

RDT ã Recurso de Desenvolvimento Tecnológico

RELATÓRIO FINAL

**DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM ENERGIAS DISTINTAS NO
COMPACTADOR GIRATÓRIO SUPERPAVE**

CCR NovaDutra

29/08/2019

SUMÁRIO

1. DESCRIÇÃO	4
1.1. TÍTULO DO PROJETO.....	4
1.2. RESUMO.....	4
1.3. PALAVRAS CHAVE	4
1.4. JUSTIFICATIVA	4
1.5. OBJETIVOS	7
1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	7
1.7. PERÍODO DE EXECUÇÃO	7
1.8. CRONOGRAMA DE EXECUÇÃO	7
1.9. LOCAL DE EXECUÇÃO	8
1.10. EQUIPE EXECUTORA	8
2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS	10
3. ETAPA A: LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO	13
3.1. MISTURAS ASFÁLTICAS	13
3.1.1. <i>Influência dos ligantes asfálticos</i>	15
3.1.2. <i>Influência dos agregados minerais</i>	16
3.1.3. <i>Comportamento da mistura asfáltica</i>	18
3.2. DOSAGEM SUPERPAVE	22
3.2.1. <i>Breve histórico</i>	22
3.2.2. <i>Compactador Giratório Superpave (CGS)</i>	23
3.2.3. <i>Procedimento geral</i>	27
3.2.4. <i>Preparação das misturas experimentais de agregados</i>	28
3.2.5. <i>Determinação do teor de asfalto inicial para cada mistura de agregados</i>	29
3.2.6. <i>Compactação dos agregados para cada mistura experimental de agregados</i>	31
3.2.7. <i>Avaliação das misturas asfálticas compactadas</i>	33
3.2.8. <i>Seleção do teor de ligante asfáltico de projeto</i>	36
3.2.9. <i>Avaliação da sensibilidade à umidade</i>	40
3.2.10. <i>Ajuste da mistura para atender as propriedades volumétricas</i>	40
4. ETAPA B: DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	42
4.1. IDENTIFICAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	42
4.2. FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E PONTOS DE CONTROLE	47

4.3. RESULTADOS DAS DOSAGENS COM AGREGADOS GRANÍTICOS	50
4.4. RESULTADOS DAS DOSAGENS COM AGREGADOS BASÁLTICOS	55
5. ETAPA C: ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	61
5.1. DOSAGENS COM O LIGANTE ASFÁLTICO CAP 30-45.....	61
5.2. DOSAGENS COM O LIGANTE ASFÁLTICO MODIFICADO POR POLÍMERO RET.....	67
5.3. DOSAGENS COM O LIGANTE ASFÁLTICO MODIFICADO POR POLÍMERO SBS	73
5.4. DOSAGENS COM O LIGANTE ASFÁLTICO MODIFICADO POR BORRACHA MOÍDA DE PNEUS	79
5.5. ANÁLISES ESTATÍSTICAS.....	85
5.5.1. <i>Teor de ligante asfáltico de projeto</i>	86
5.5.2. <i>Módulo de resiliência</i>	88
5.5.3. <i>Resistência à tração</i>	89
6. CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS	92
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94

1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

1.1. Título do projeto

Dosagem de misturas asfálticas com energias distintas no compactador giratório Superpave.

1.2. Resumo

A dosagem de misturas asfálticas objetiva determinar a proporção dos componentes de modo a conseguir um bom desempenho da mistura em campo. No procedimento de dosagem é realizada uma simulação das condições de campo quanto à produção, construção e desempenho de uma mistura asfáltica. O objetivo específico desta pesquisa foi avaliar o emprego de energias distintas na dosagem de misturas asfálticas, no compactador giratório Superpave, seguindo as recomendações dessa metodologia. Foi realizado inicialmente um levantamento bibliográfico e em seguida executou-se um programa laboratorial para avaliar a dosagem de misturas asfálticas de granulometria distinta, e ligantes asfálticos e agregados usualmente empregados no Brasil. Os resultados obtidos originaram um banco de dados que pode ser empregado para aplicar a dosagem Superpave com maior confiabilidade em projetos de conservação e restauração de pavimentos asfálticos na Rodovia Presidente Dutra.

1.3. Palavras Chave

Misturas asfálticas, dosagem, Superpave, compactador giratório.

1.4. Justificativa

A conservação e restauração de rodovias com revestimentos asfálticos demanda o emprego de milhares de toneladas de concreto asfáltico. Esse material, produzido a partir de agregados minerais e ligante asfáltico, é objeto de pesquisas inesgotáveis ao redor do mundo, devido ao seu comportamento complexo e sua importância na consolidação da infraestrutura rodoviária.

O objetivo em um projeto de dosagem é basicamente determinar a proporção dos constituintes de modo a conseguir um bom desempenho da mistura em campo. Este processo constitui um dos pontos mais importantes na pavimentação asfáltica e, portanto, deve ser continuamente pesquisado no país, como segue sendo estudado em países mais desenvolvidos, como nos Estados Unidos e na Europa.

Na dosagem, basicamente, é realizada uma simulação das condições de campo, quanto à produção, construção e desempenho de uma mistura asfáltica. Assim, com base nesta simulação pode-se prever, com certo grau de confiabilidade, qual tipo de projeto de mistura asfáltica é a mais adequada para uma determinada aplicação.

Os objetivos específicos do projeto de dosagem volumétrica de uma mistura asfáltica são:

- Determinar uma quantidade de ligante asfáltico suficiente para garantir a sua durabilidade;
- Determinar o volume de vazios mínimo, de forma que seja possível uma pós compactação devido ao tráfego, sem riscos de exsudação. Determinar o volume de vazios máximo para evitar danos precoces pelos fatores ambientais;
- Avaliar a trabalhabilidade da mistura asfáltica, com relação à sua aplicação e compactação sem maiores riscos de segregação.

Segundo Bernucci et al (2008), o método de dosagem mais usado mundialmente faz uso da compactação por impacto e é denominado método Marshall em referência ao Engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940. No Brasil, esse método é normatizado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNER-ME 043/95), e ainda é o mais utilizado no país.

Durante a década de 1980, diversas rodovias nos Estados Unidos apresentaram deformações permanentes precocemente, e muitos engenheiros atribuíram este comportamento a um excesso de ligante nas misturas. Na época, acreditava-se que a compactação por impacto das misturas durante a dosagem produzia corpos de prova com densidades que não condiziam com as do pavimento em campo. Entre outros assuntos, este em particular motivou o *Strategic Highway Research Program* (SHRP), a desenvolver um estudo que resultou em um novo procedimento de dosagem, denominado SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*), (Bernucci et al. 2008).

O método SUPERPAVE realizou várias mudanças com o objetivo de melhorar a seleção dos materiais e, portanto, o desempenho da mistura asfáltica. As principais alterações foram:

- Na consideração do tráfego e das condições ambientais;
- Na avaliação do ligante asfáltico;
- Nos métodos de análise da mistura asfáltica.

O método de compactação adotado pelo SUPERPAVE foi o de amassamento, que constituiu a principal diferença, em comparação com o método Marshall. O Compactador Giratório Superpave (CGS), aplica um esforço de cisalhamento na mistura asfáltica, similar à aplicada pelos rolos compactadores durante uma obra e, portanto, têm se mostrado mais apropriado para

simular em laboratório as condições de campo, produzindo corpos de prova mais similares aos obtidos em campo.

No momento de iniciar esta pesquisa, ainda não existia no Brasil uma normativa para a execução da dosagem ou moldagem dos corpos de prova com o CGS. No ano 2018 o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), disponibilizou a Norma 178/2018 PRO, mas apenas para a produção de corpos de prova de misturas asfálticas para ensaios mecânicos, na qual se inclui a possibilidade de empregar o CGS.

Ainda existe muita dificuldade para poder aplicar estes conceitos no dia a dia das obras, principalmente pela falta de conhecimento no meio construtivo, apesar de existir diversos estudos que já têm avaliado o emprego do CGS para a dosagem de misturas asfálticas (EL-HAGE, 2012; LEANDRO, 2016; RIBAS, 2016). No entanto, esses estudos se limitam muitas vezes a um tipo de ligante asfáltico ou a uma granulometria específica, não avaliando os efeitos dessas variáveis na moldagem dos corpos de prova com o CGS.

Neste estudo, alvejou-se realizar a dosagem de misturas asfálticas aplicando a metodologia Superpave, utilizando as energias compatíveis para o tráfego característico da pista principal da Rodovia Presidente Dutra (BR-116) e seus acessos. Nesse sentido, optou-se por avaliar as energias de 50, 75 e 100 giros, na dosagem de 32 misturas asfálticas.

Considera-se que o emprego da dosagem Superpave pode otimizar a técnica de seleção dos materiais utilizados nas atividades de conservação e manutenção da Rodovia Presidente Dutra. Os benefícios obtidos desse aperfeiçoamento poderão impactar diretamente no usuário, que transitará em revestimentos asfálticos cada vez mais resistentes à deformação permanente e com menos irregularidades.

A metodologia de dosagem Superpave, implementada em conjunto com a adequada seleção dos materiais, auxiliará a definir materiais mais duráveis. Nesse sentido, é possível induzir que as atividades de manutenção podem ser menos frequentes, mantendo os parâmetros de qualidade, reduzindo a necessidade de intervenção na rodovia e diminuindo o risco de acidentes para os usuários.

Os resultados obtidos neste estudo também poderão ser uma ferramenta de auxílio no futuro para agências rodoviárias e outras rodovias do país na definição mais precisa da energia necessária para a compactação de faixas granulométricas diferentes e também para ligantes asfálticos distintos, em função do tráfego previsto para determinado segmento homogêneo da rodovia.

1.5. Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa foi avaliar o emprego de energias distintas na dosagem de misturas asfálticas, no compactador giratório SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*), seguindo as recomendações dessa metodologia.

Para poder atender a esse objetivo geral foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver um levantamento bibliográfico sobre a metodologia, por meio de consultas as normativas vigentes;
- Executar um programa laboratorial para executar a dosagem de misturas asfálticas de granulometria distinta, duas fontes de agregados e ligantes asfálticos usualmente empregados no Brasil;
- Desenvolvimento de uma análise estatística dos resultados obtidos para avaliar os resultados do programa laboratorial.

1.6. Organização do trabalho

Para atingir os objetivos a pesquisa foi organizada nas seguintes etapas:

- Etapa A: Levantamento bibliográfico.
- Etapa B: Dosagem das misturas asfálticas.
- Etapa C: Análise dos resultados e elaboração dos relatórios.

1.7. Período de Execução

A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), por meio do Ofício nº513/2017/SUINF, de 27 de Outubro de 2017 aprovou o Plano de Trabalho desta pesquisa para ser iniciada no dia 01/11/2017 com duração de 21 meses.

1.8. Cronograma de execução

Os Quadros 1.1e 1.2 apresentam o cronograma de execução das atividades programadas para este estudo.

Quadro 1.1: Cronograma de execução das atividades da pesquisa para o ano 2017

ETAPA	Ano	2017	
	Mês	Nov	Dez
A) Levantamento Bibliográfico		x	x
B) Dosagem das misturas asfálticas			
C) Análise dos resultados e elaboração dos relatórios			

Quadro 1.2: Cronograma de execução das atividades da pesquisa para o ano 2018

ETAPA	Ano	2018											
	Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
A) Levantamento Bibliográfico		x	x	x	x	x	x	x					
B) Dosagem das misturas asfálticas			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
C) Análise dos resultados e elaboração dos relatórios				x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Quadro 1.3: Cronograma de execução das atividades da pesquisa para o ano 2019

ETAPA	Ano	2019						
	Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul
A) Levantamento Bibliográfico								
B) Dosagem das misturas asfálticas		x	x	x	x	x		
C) Análise dos resultados e elaboração dos relatórios		x	x	x	x	x	x	x

1.9. Local de execução

A pesquisa foi executada no Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR NovaDutra, localizado na Sede da Concessionária, no km 184,3 da Rodovia Presidente Dutra, Pista Norte, no município de Santa Isabel, Estado de São Paulo.

1.10. Equipe executora

O Quadro 1.3 apresenta a equipe executora desta pesquisa.

Quadro 1.3: Equipe do Centro de Pesquisas Rodoviárias da CCR NovaDutra

Função	Título	Nome
Engenheira/Coordenadora	Engenheira	Valéria C. de Faria
Pesquisador	Doutor	Luis Miguel Gutiérrez Klinsky
Engenheira	Engenheira	Marcia Helena Leal
Engenheiro	Engenheiro	Marco Sales Chamouton
Agente de Serviços de Engenharia III	Técnico	Geraldo Pereira
Agente de Serviços de Engenharia III	Técnico	Antônio Donizete Leal
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	José Carlos Galvão da Cruz
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	Ronaldo Aparecido dos Santos
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	Alessandra dos Santos Mendes
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	Geraldo Cleto Damasceno
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	Nelson Matias
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	César Marques Viana
Agente de Serviços de Engenharia I	Laboratorista	Danielson Gomes de Souza
Agente de Serviço Administrativo	Administrativo	Júlia Friggi de Oliveira

2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS

Nesta seção são apresentados os métodos e técnicas utilizadas para desenvolver cada uma das atividades deste estudo.

Na Etapa A, relacionada às Pesquisas Bibliográficas, foram consultadas normas, manuais, publicações e especificações relacionadas à metodologia de dosagem Superpave, principalmente nos Estados Unidos, onde foi desenvolvida esta metodologia.

Na Etapa B, foi realizada a dosagem das misturas asfálticas com o Compactador Giratório Superpave, de acordo com as recomendações das normativas apresentadas na Tabela 2.1. Para esta Etapa, foi realizado o planejamento fatorial apresentado na Tabela 2.2 para a dosagem das misturas asfálticas.

Tabela 2.1: Ensaios convencionais e reológicos utilizados na Etapa B

DESCRIÇÃO DO ENSAIO	MÉTODO DE ENSAIO
Compactação de Corpos de Prova de 150mm de diâmetro e no Compactador Giratório Superpave	AASHTO R 35-12
Determinação da massa específica aparente de corpos de prova compactados	ABNT NBR 15573:2008
Determinação da massa específica máxima medida em amostra não compactada (RICE)	ABNT NBR 15619:2008
Determinação da resistência à tração por compressão diametral	ABNT NBR 15087:2004
Método de Ensaio. Pavimentação Asfáltica - Misturas Asfálticas - Determinação do Módulo de Resiliência	DNIT ME 135/2010
Ensaio de Dano por Umidade Induzida (DUI), no teor de projeto	AASHTO T 283-14

Tabela 2: Planejamento fatorial para dosagem das misturas asfálticas com distintas energias de compactação

Fator		Descrição	Níveis
1	Fonte de Agregados	Granito SP	2
		Basalto SP	
2	Tipo de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)	CAP 30/45	4
		Asfalto Modificado por Polímero 1	
		Asfalto Modificado por Polímero 2	
		Asfalto Modificado por Borracha	
3	Faixa Granulométrica	12,5mm densa	4
		19,0mm densa	
		9,5mm densa	
		9,5mm descontínua (<i>Gap Graded</i>)	
4	Energia de Compactação	50 giros	3
		75 giros	
		100 giros	
Total de Experimentos			96

Finalmente na Etapa C, foi realizada a análise dos dados obtidos nas etapas anteriores. Em alguns dos resultados obtidos foi aplicada a ferramenta estatística Análise de Variância (ANOVA). Nesta Etapa também foi incluída a preparação de relatórios parciais e o relatório final desta pesquisa.

Os equipamentos empregados nesta pesquisa estão disponíveis no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da CCR NovaDutra, conforme ilustram as Figuras 2.1 e 2.2.



Figura 2.1: Compactador Giratório Superpave no CPR

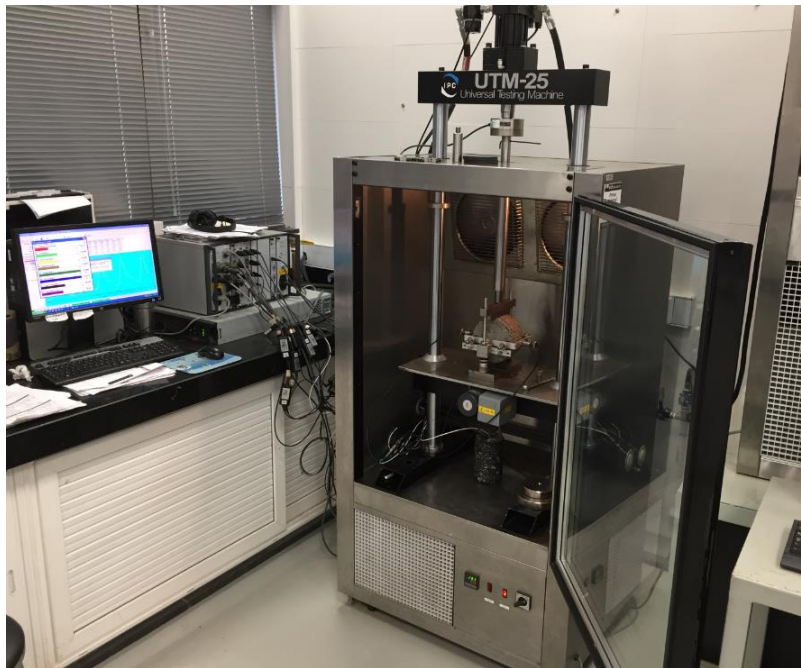


Figura 2.2: Prensa universal de carregamento cíclico no CPR

3. ETAPA A: LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO

Nesta etapa foi realizado um levantamento bibliográfico na literatura nacional e no exterior, para conhecer um pouco do histórico da dosagem Superpave e o emprego do compactador giratório para simular a compactação das misturas asfálticas nas dosagens laboratoriais.

3.1. MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas ou concretos asfálticos são compostos principalmente por ligante asfáltico, agregados minerais e fíler. O ligante asfáltico constitui aproximadamente 5% em peso da mistura asfáltica, enquanto que o 95% restante é constituído pelos agregados minerais e fíler. Em volume, uma mistura asfáltica comum tem 10% de ligante asfáltico, 85% de agregados e fíler e aproximadamente 5% de volume de vazios de ar.

A classificação das misturas asfálticas pode ser realizada considerando diversos fatores, mas, o mais comum é em função da temperatura de produção, transporte, espalhamento e compactação. O concreto asfáltico usinado à quente (CAUQ) ou concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ) é aquecido até temperaturas compatíveis para que essas operações sejam executadas sem maiores dificuldades. Nessa classificação também encontram-se as misturas asfálticas usinadas à frio com emulsões asfálticas ou asfaltos diluídos, produzidas e aplicadas a temperaturas ambiente. Mais recentemente, também surgiu a categoria de misturas asfálticas mornas, produzidas e aplicadas em temperaturas mais baixas às comumente empregadas no CAUQ. A Figura 3.1 apresenta um resumo das misturas asfálticas classificadas em função da temperatura de usinagem.

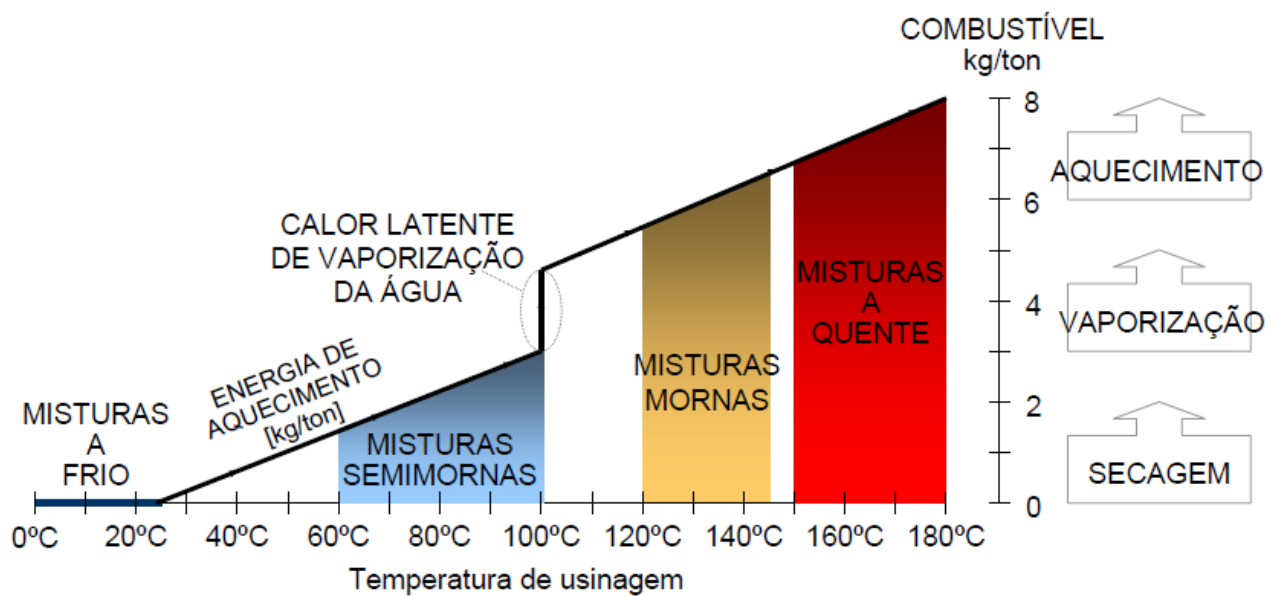


Figura 3.1: Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem.

FONTE: MOTTA (2011)

Este estudo objetivou estudar o procedimento de dosagem de misturas asfálticas usinadas à quente, nas quais podem, ainda, ser diferenciadas três tipos de misturas asfálticas, em função da sua granulometria: misturas de graduação densa, misturas de graduação descontínua e misturas de graduação aberta. A Figura 3.2 apresenta as curvas granulométricas típicas dessas misturas asfálticas.

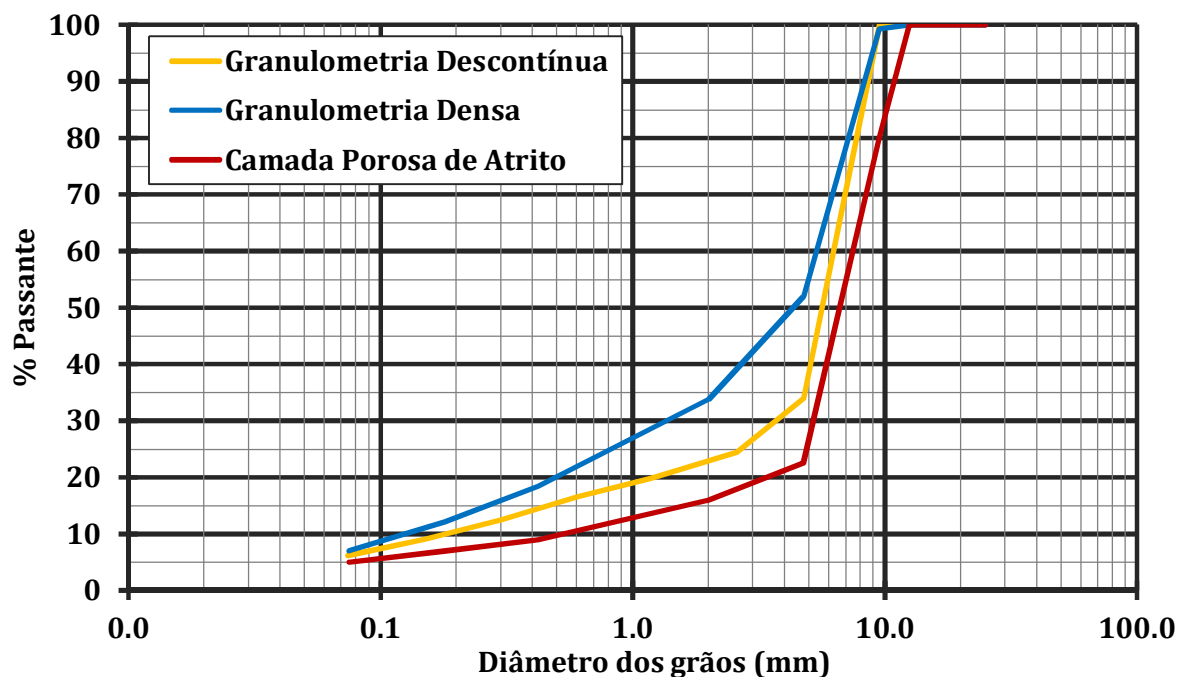


Figura 3.2: Granulometrias típicas das misturas asfálticas usinadas à quente

O ligante asfáltico atua como um agente coesivo dos agregados e garante a impermeabilização dos mesmos. Após a compactação da mistura asfáltica, obtêm-se uma estrutura mineral que resiste aos esforços aplicados pelo tráfego. O desempenho global da mistura asfáltica é dependente das propriedades dos componentes individuais e da reação obtida da sua combinação. Assim, a seguir descreve-se a influência do ligante asfáltico e dos agregados no comportamento mecânico das misturas asfálticas.

3.1.1. Influência dos ligantes asfálticos

De acordo com o Asphalt Institute (2001), três características do ligante asfáltico influenciam diretamente desempenho das misturas asfálticas: sua susceptibilidade à temperatura, seu comportamento viscoelástico e seu envelhecimento.

Com relação à susceptibilidade à temperatura ou susceptibilidade térmica, os asfaltos apresentam rigidez elevada em temperaturas baixas e esta é reduzida conforme se incrementa a temperatura. É por este motivo que qualquer ensaio realizado neste material ou na mistura asfáltica deve registrar a temperatura, já que sem este dado não é possível interpretar os resultados com precisão. O ligante asfáltico também é susceptível ou dependente do tempo ou taxa de carregamento, sendo que, conforme é menor o tempo de carregamento, maior a rigidez do ligante asfáltico. Portanto, a dependência do ligante asfáltico da temperatura e da taxa de carregamento permite que estes sejam intercambiados, isto é, taxas de carregamentos lentos podem ser simuladas por elevadas temperaturas ou taxas de carregamentos rápidos são equivalentes à baixas temperaturas, como exemplifica a Figura 3.3.

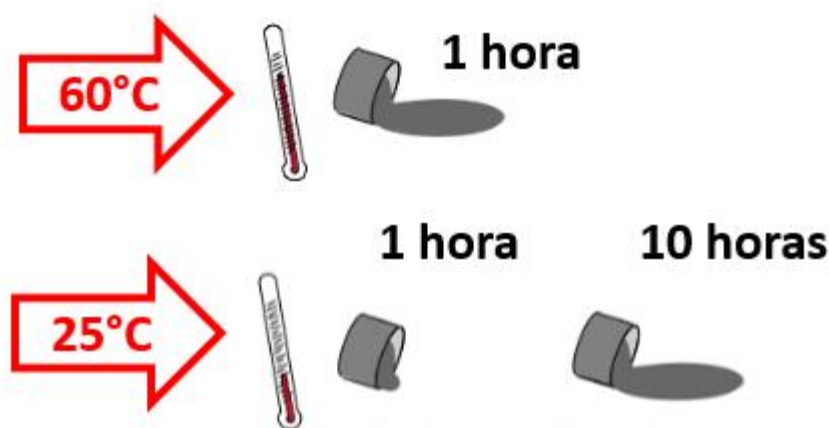


Figura 3.3: Dependência do tempo temperatura do ligante asfáltico

O ligante asfáltico é um material do tipo viscoelástico, já que apresenta de forma simultânea características elásticas e viscosas. Em temperaturas elevadas, superiores a 100°C, o ligante asfáltico se comporta quase que totalmente como um fluido viscoso, com uma consistência

similar à um óleo lubrificante automotivo. Nas temperaturas mais baixas, inferiores a 0°C, o ligante asfáltico se comporta quase como um sólido elástico, quando carregado se comprime ou se alonga e quando descarregado retorna facilmente ao seu formato original. Em temperaturas intermediárias, que são as mais comumente encontradas nos pavimentos em serviço, o ligante asfáltico apresenta ambas as características, as de um fluido viscoso e as de um sólido elástico.

A terceira característica do ligante asfáltico que influencia no desempenho do concreto asfáltico é sua oxidação, já que ele reage com o oxigênio do meio ambiente por ser constituído de moléculas orgânicas. A oxidação modifica a estrutura e a composição das moléculas do ligante asfáltico. Essa reação forma uma estrutura mais dura e rígida, e esta é a origem do termo *endurecimento oxidativo* ou *endurecimento por envelhecimento*, (MOTTA et al, 1996). Esta oxidação acontece mais rapidamente nas temperaturas mais elevadas, motivo pelo qual se explica a oxidação severa que acontece no ligante asfáltico durante a usinagem, quando precisa ser aquecido para facilitar a mistura com os agregados e sua posterior compactação. Esta consideração é muito relevante quando é selecionado o ligante asfáltico para construir pavimentos em regiões de clima quente e desértico.

Com o objetivo de melhorar o desempenho a longo prazo dos pavimentos há mais de 20 anos são produzidos ligantes asfálticos modificados. As características dos modificadores podem auxiliar na redução da dependência da temperatura, do envelhecimento oxidativo e da susceptibilidade à água das misturas asfálticas (MOTTA et al. 1996).

3.1.2. Influência dos agregados minerais

Diversos tipos de agregados minerais têm-se empregado para produzir concreto asfáltico. Os agregados denominados *naturais* são obtidos de rios ou depósitos glaciais e utilizados sem processamentos adicionais. Os agregados *processados* ou *artificiais* incluem agregados que são britados, lavados e peneirados para atender as necessidades de qualidade na produção de misturas asfálticas.

Os agregados *sintéticos* consistem em qualquer material que não é minerado ou extraído da natureza diretamente e, na maioria dos casos, é obtido como um sub-produto industrial, como por exemplo a escória de alto forno ou a areia de fundição. Em alguns casos, o agregado sintético pode ser incluído na produção de misturas asfálticas para melhorar alguma característica de desempenho.

O concreto asfáltico existente em um pavimento deteriorado usualmente é removido por meio de equipamentos denominados fresadora. Esse material resultante, chamado de fresado asfáltico ou

simplesmente fresado, também é uma fonte importante de agregados para produzir novas misturas asfálticas.

Os agregados devem proporcionar resistência suficiente para suportar os esforços dinâmicos aplicados pelos veículos no pavimento. Quando uma massa de agregados é carregada é formado um plano de cisalhamento e as partículas de agregados se deslizam umas com relação às outras produzindo deformação permanente, como mostra a Figura 3.4. Ao longo deste plano, a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento da massa de agregados. Assim, a resistência ao cisalhamento dos agregados é de extrema importância nas misturas asfálticas, já que fornece resistência ao afundamento de trilha de roda (ATR).

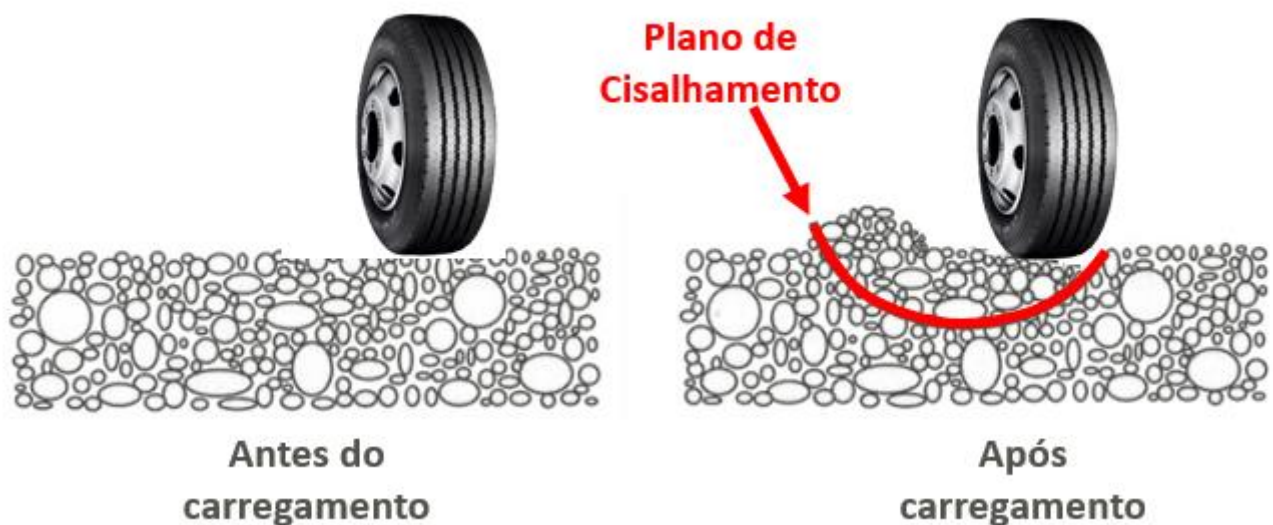


Figura 3.4: Comportamento de uma massa de agregados sob carregamento cisalhante

Os agregados têm baixa coesão e, portanto, a resistência ao cisalhamento é dependente principalmente da resistência ao movimento, ou atrito interno das partículas. Agregados cúbicos e de textura áspera proporcionam um maior intertravamento do que agregados arredondados e lisos. Mesmo que um agregado cúbico e um agregado arredondado possuam a mesma dureza, os agregados cúbicos tendem a travarem entre si, resultando em uma massa de material mais forte. Já os agregados arredondados tendem a deslizar uns sobre os outros.

Algumas características dos agregados são usualmente recomendadas para garantir uma mistura de agregados resistente com elevado atrito interno. Isto é conseguido, normalmente, por meio da especificação de uma certa porcentagem de faces britadas da fração grossa da mistura de agregados. Já que a areia natural apresenta grãos arredondados e, portanto, baixo atrito interno, tende-se a limitar a quantidade deste material na composição da mistura asfáltica.

3.1.3. Comportamento da mistura asfáltica

Os veículos que transitam no pavimento aplicam as cargas por meio dos pneus diretamente na camada asfáltica. As tensões principalmente transmitidas são a tensão vertical de compressão, a tensão de cisalhamento interno no concreto asfáltico e a tensão horizontal de tração nas fibras inferiores da camada asfáltica. O concreto asfáltico deve ter resistência interna suficiente para suportar o esforço de compressão e cisalhamento para evitar a deformação permanente. Ao mesmo tempo, o concreto asfáltico deve ter resistência suficiente para suportar a tensão de tração nas fibras inferiores da camada, para retardar o surgimento do trincamento por fadiga após muitos ciclos de carga. Em regiões com climas frios extremos, o concreto asfáltico também deve ter a capacidade de resistir as tensões devidas à redução rápida da temperatura, (Asphalt Institute, 2001).

Uma forma de entender o comportamento da mistura asfáltica é considerar os principais tipos de defeitos que pretendem ser evitados: deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento térmico.

3.2.3.1. Deformação permanente

A deformação permanente pode ser definida como a variação do alinhamento da superfície do pavimento em uma seção transversal. Esse defeito recebe o nome de deformação permanente pois representa o acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis que ocorrem a cada aplicação de carga. O afundamento de trilha de roda (ATR) é a forma mais comum de deformação permanente.

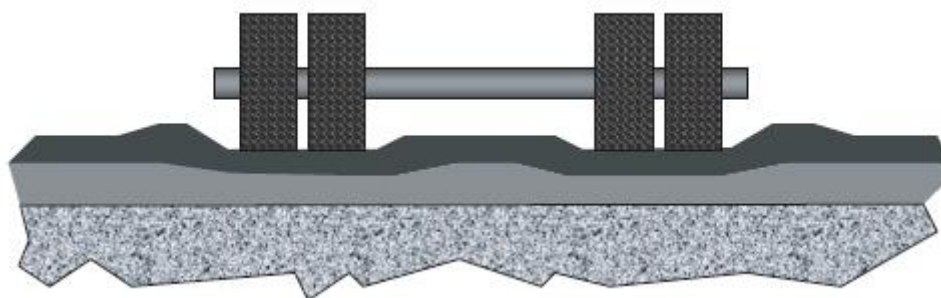


Figura 3.5: Esquema do afundamento de trilha de roda. FONTE: NCHRP 673.

O ATR pode ser causado pelo carregamento excessivo ou superior à capacidade de suporte do subleito. Este tipo de defeito é associado a uma estrutura de pavimento insuficiente para dissipar as tensões que alcançam o subleito. Também pode ser atribuído à redução súbita de resistência de uma determinada camada do pavimento pela intrusão de água. A deformação nestes casos acontece nas camadas inferiores à camada asfáltica.

O tipo de afundamento de trilha de roda que ocorre na própria camada asfáltica é o que precisa de maior atenção no momento de projetar uma mistura asfáltica. Este tipo de afundamento deve-se à falta de resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica para suportar os carregamentos cíclicos. Uma mistura asfáltica pobre acumula pequenas deformações a cada passagem dos veículos e forma um afundamento na superfície da camada com movimentação lateral da mistura asfáltica.

O afundamento de trilha de roda ocorre tipicamente durante o verão, quando se alcançam as temperaturas mais elevadas do ano. Esta dependência à sazonalidade poderia indicar que este problema é associado somente ao ligante asfáltico, mas, é mais apropriado relacionar esta manifestação patológica à combinação da estrutura do agregado mineral e ao ligante asfáltico, (Asphalt Institute, 2001).

Já que o afundamento de trilha de roda é um acúmulo de pequenas deformações permanentes, uma forma de incrementar a resistência da mistura asfáltica é utilizar ligantes asfálticos mais duros ou rígidos, que apresentam comportamento similar ao um sólido elástico inclusive em temperaturas mais elevadas.

Outra forma de incrementar a resistência da mistura asfáltica ao cisalhamento é pela seleção de agregados que apresentam elevado atrito interno, relacionado a agregados cúbicos e de superfície rugosa ou áspera, e com granulometria própria para incrementar o contato partícula a partícula.

3.2.3.2. Trincamento por Fadiga

O trincamento por fadiga ocorre nos pavimentos asfálticos quando os carregamentos aplicados geram tensões superiores à resistência dos materiais, propiciando o início da propagação de microfissuras. Uma manifestação inicial de trincamento por fadiga são as fissuras longitudinais de forma intermitente que surgem nas trilhas de roda do pavimento. O trincamento por fadiga é progressivo já que em algum momento as trincas se entrelaçam, facilitando o surgimento de novas fissuras. Nos estágios avançados este defeito recebe o nome de trincamento tipo ójacarê, caracterizado por trincas transversais conectando trincas longitudinais, como mostra a Figura 3.6.



Figura 3.6: Trincamento por fadiga em camadas asfálticas. FONTE:

www.pavementinteractive.org

O trincamento por fadiga é causado por uma série de fatores que ocorrem de forma simultânea na presença do carregamento pesado e cíclico. Os pavimentos delgados ou com camadas subjacentes de baixa capacidade de suporte, são propensas a deflexões elevadas sob carregamentos pesados. Essas deflexões, que consistem na flexão cíclica da camada asfáltica, causam tensões de tração horizontal nas fibras inferiores da camada asfáltica, originando nesse local o trincamento conhecido como *bottom-up*, ou trincamento de baixo para cima, conforme ilustra a Figura 3.7a. O trincamento por fadiga também pode ocorrer de cima para baixo (*top-down*), como ilustra a Figura 3.7b. Esse tipo de trincamento por fadiga ocorre próximo às bordas dos pneus durante a aplicação de carga na superfície do pavimento.

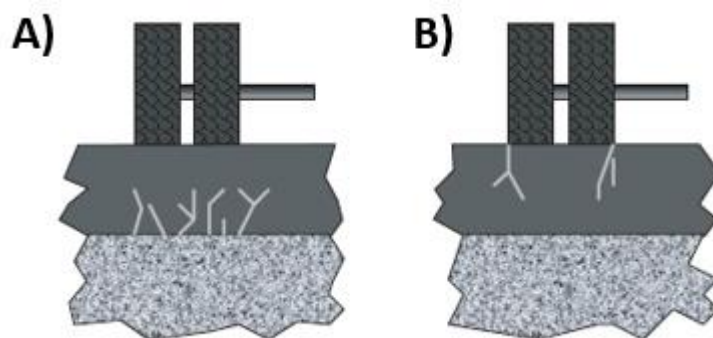


Figura 3.7: Trincamento por fadiga. A) *bottom-up*; B) *top down*

O trincamento por fadiga é frequentemente uma manifestação patológica que indica que o pavimento alcançou o número de aplicações de carga para o qual foi dimensionado. Se este

defeito surge no final de vida de projeto, considera-se que ele atendeu adequadamente ao tráfego estimado. Nos casos em que o trincamento por fadiga ocorre em curtas idades, uma subestimação do tráfego pode ser o motivo da deterioração precoce. Dessa forma, de acordo com a Asphalt Institute (2001), algumas das estratégias para evitar o trincamento por fadiga são:

- Considerar de forma mais precisa o tráfego esperado para a vida de projeto;
- Utilizar pavimentos mais espessos;
- Garantir a boa drenagem do subleito;
- Empregar materiais menos susceptíveis à umidade;
- Utilizar misturas asfálticas com resiliência adequada para resistir deflexões normais.

Apenas o último item, a seleção de misturas asfálticas com resiliência adequada; pode ser considerado na seleção de materiais e dosagem. A mistura asfáltica deve ter resistência à tração suficiente para resistir as tensões de tração desenvolvidas nas fibras inferiores do revestimento, e também deve ter uma resiliência adequada para resistir as aplicações cíclicas de cargas sem fissurar.

3.2.3.3. Trincamento a Baixa Temperatura

Este tipo de trincamento é causado, como diz o próprio nome, mais pelas condições ambientais de baixas temperaturas do que pela ação do tráfego. Estas trincas são caracterizadas por se desenvolver de forma transversal ao eixo longitudinal da rodovia, e com um espaçamento praticamente constante.

As temperaturas ambiente baixas originam tensões de retração no concreto asfáltico e, quando estas tensões excedem a resistência à tração deste material, o concreto asfáltico fissa. Este tipo de defeito surge principalmente pela aplicação de um único ciclo de temperaturas baixas, mas também pode ser desenvolvido pela aplicação cíclica de baixas temperaturas.

De acordo com o Asphalt Institute (2001), o ligante asfáltico desempenha um papel fundamental no surgimento deste defeito. De forma geral, os asfaltos mais duros são mais propensos ao trincamento a baixas temperaturas, quando comparados com os asfaltos mais moles. Os asfaltos que são excessivamente envelhecidos, por temperaturas excessivas de produção ou por elevado volume de vazios em pista, são ainda mais propensos ao trincamento a baixas temperaturas. Assim, é importante uma seleção adequada do ligante asfáltico para regiões sujeitas a baixas temperaturas e também é fundamental aplicar um rigoroso controle de qualidade quanto ao volume de vazios.

3.2. DOSAGEM SUPERPAVE

3.2.1. Breve histórico

Os projetos de dosagem das misturas asfálticas têm sido realizado com procedimentos laboratoriais empíricos, com a necessidade de complementar a análise por meio da experiência de campo. No entanto, o bom desempenho das misturas asfálticas pode não ser garantido, mesmo com a aplicação rigorosa de tais protocolos de dosagem (Asphalt Institute, 2001).

No ano 1987, nos Estados Unidos foi criado o SHRP (*Strategic Research Program*) para desenvolver estudos na procura de melhorar o desempenho dos pavimentos daquele país. Esses estudos se subdividiram em quatro áreas:

- Asfalto: esta área foi relacionada a pesquisa e desenvolvimento de uma nova abordagem para o projeto de dosagem de misturas asfálticas;
- Concreto e estruturas: a pesquisa nesta área foi concentrada para dosagem, avaliação, proteção e reabilitação de pavimentos de concreto de cimento Portland e obras de arte especial;
- Operações rodoviárias: esta área consistiu na conservação de pavimentos, segurança nas áreas de trabalho e controle nas operações com neve e geada.
- Desempenho do pavimento: esta área consiste no programa LTPP (*Long Term Pavement Performance Program*), que estudou por 20 anos mais de 2.000 seções teste em serviço nas rodovias dos Estados Unidos e no Canadá, para melhorar os guias de construção e manutenção de pavimentos.

A área relacionada a asfalto recebeu a maior parte do orçamento no programa SHRP, para desenvolver os três objetivos seguintes:

- Investigar porque alguns pavimentos têm um bom desempenho e outros não;
- Desenvolver ensaios e especificações de materiais para que estes atendam as demandas e a vida de projeto de pavimentos atuais;
- Trabalhar com agências rodoviárias e a indústria para aplicação destas novas especificações.

O produto final deste programa de pesquisa foi um novo sistema referido como SUPERPAVE, proveniente das palavras em inglês: *Superior PERforming Asphalt PAVements*. O Superpave, na sua estruturação atual, é constituído por três componentes básicos:

1. Uma especificação de ligantes asfálticos;
2. Projeto de dosagem e análise das propriedades volumétricas das misturas asfálticas;

3. Ensaio analítico nas misturas asfálticas e modelos de previsão de desempenho.

Devido aos objetivos deste estudo, o projeto de dosagem será abordado com maior detalhe nos itens seguintes deste capítulo.

3.2.2. Compactador Giratório Superpave (CGS)

Uma das principais preocupações do SHRP foi desenvolver um método de compactação em laboratório que pudesse produzir corpos de prova com densidades similares às obtidas em campo em pavimentos na escala real e sob condições de carregamento do tráfego (Partl et al 2013). O SHRP identificou dois objetivos principais no desenvolvimento do equipamento de compactação:

- Capacidade para medir a compactabilidade da mistura, com o propósito de identificar misturas mais susceptíveis à deformação permanente;
- Portabilidade adequada do equipamento para poder ser empregado nas atividades de controle de qualidade.

Na década de 1980 existiam três compactadores giratórios em uso, o compactador giratório do Estado do Texas, o compactador giratório do Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (USACE) e o compactador giratório Francês. Com base na tecnologia desses equipamentos, o SHRP desenvolveu o Compactador Giratório Superpave (CGS). De forma paralela, na Austrália também foi desenvolvida uma versão de compactador giratório.

Para a preparação de amostras para a compactação de corpos de prova no CGS seguem-se usualmente as recomendações da ASTM D 6925 *Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Hot Mix Asphalt by Means of the Superpave Gyratory Compactor*.

Os agregados e o ligante asfáltico devem ser aquecidos até a temperatura adequada, de forma que o ligante asfáltico virgem alcance uma viscosidade cinemática de $170 \pm 20 \text{ mm}^2/\text{s}$. Após condicionamento dos agregados e do ligante asfáltico, estes materiais são misturados e homogeneizados até obter uma boa distribuição do ligante asfáltico na mistura.



Figura 3.8: Procedimento de mistura; a) equipamento misturador com controle de temperatura; b) adição de ligante asfáltico quente nos agregados quentes; c) mistura asfáltica homogeneizada

Após homogeneização dos agregados e do ligante asfáltico, a mistura é conservada solta na temperatura de compactação durante o período de 2 horas, sendo recomendável homogeneizar após no intervalo de 1 hora para garantir uma temperatura bem distribuída na mistura. A Figura 3.9 ilustra as amostras conservadas em uma estufa condicionada na temperatura apropriada. A temperatura de compactação é definida como a faixa de temperatura necessária para que viscosidade cinemática do ligante asfáltico seja de $280 \pm 30 \text{ mm}^2/\text{s}$. Também é recomendável que o molde utilizado para a compactação seja aquecido na temperatura de compactação durante pelo menos 45 minutos antes de iniciar o processo de compactação.



Figura 3.9: Condicionamento da mistura asfáltica em estufa durante 2 horas

Após o período de condicionamento da mistura solta, esta é transferida até o molde de compactação, o qual é posicionado no CGS, como ilustra a Figura 3.10. Para realizar a compactação o CGS aplica uma pressão vertical e um ângulo de giro especificado. De forma geral, o equipamento utiliza a pressão vertical constante de 600kPa, com um ângulo de giro de 1,25° e velocidade de giro de 30 rpm. As placas posicionadas na base e no topo do molde se mantêm paralelas ao longo de todo o processo de compactação e, portanto, o ângulo de giro roda em torno da amostra, conforme apresentado na Figura 3.11.



Figura 3.10: posicionamento do molde de compactação no CGS

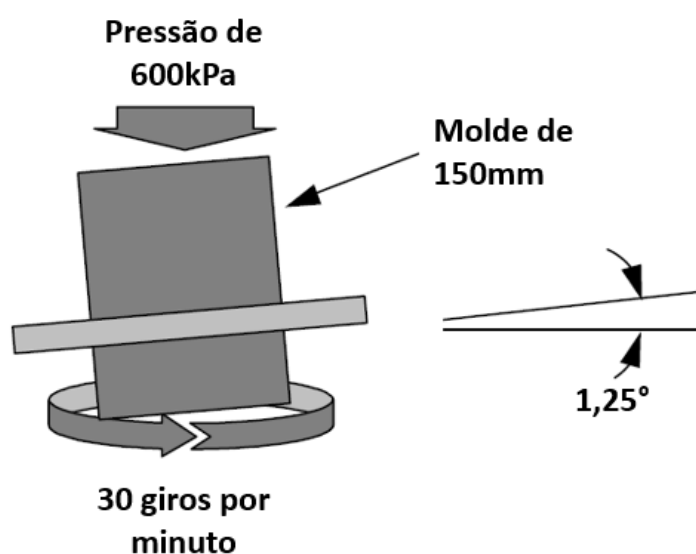


Figura 3.11: Esquematização do processo de compactação no CGS. FONTE: FHWA (2000)

Na atualidade, existem diversos modelos de compactador giratório Superpave, como ilustra a Figura 3.12, mas basicamente todos eles apresentam a estrutura básica apresentada na Figura 3.13.



Figura 3.12: Diferentes modelos de CGS. FONTE: FHWA (2010)

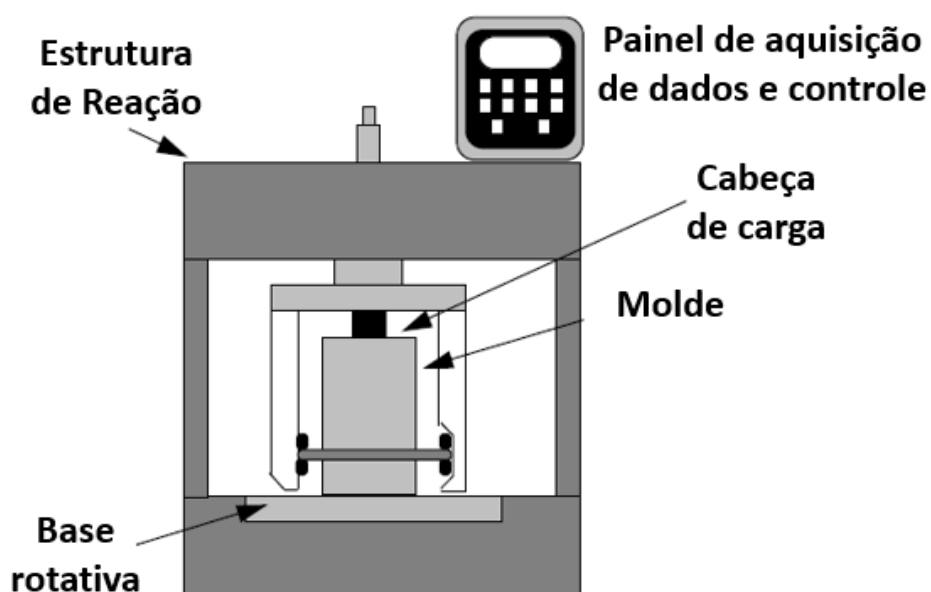


Figura 3.13: Estrutura básica do CGS. FONTE: FHWA (2000)

Uma configuração importante do CGS é que durante a compactação, o equipamento monitora a altura do corpo de prova (CP). Com as informações de massa de material colocada no molde, o diâmetro e a altura do CP, é possível estimar a densidade da mistura asfáltica durante o processo de compactação. Esse procedimento fornece uma ideia das características de compactação e adensamento da mistura asfáltica, conforme apresentado na Figura 3.14.

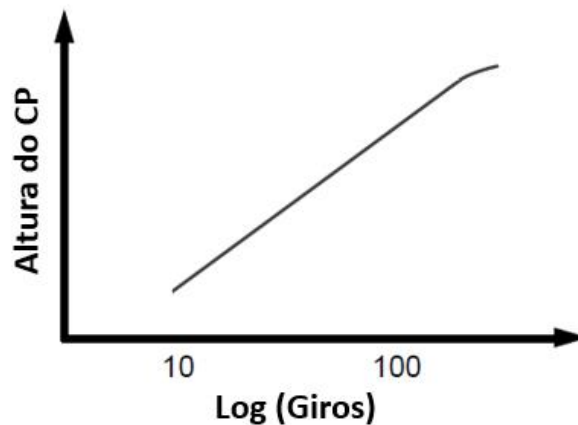


Figura 3.14: Curva de compactação característica no SCG

A norma AASHTO R35-12 *Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot Mix Asphalt (HMA)* reúne uma série de recomendações para o projeto volumétrico de dosagem de misturas asfálticas, em termos de volume de vazios (V_v), vazios de agregado mineral (VAM) e vazios do agregado cheios com asfalto (VCA). A seguir é apresentado um resumo desta normativa para aplicação nesta pesquisa.

3.2.3. Procedimento geral

Seleção dos materiais: o ligante asfáltico, os agregados e o fresado asfáltico (se for concebido na dosagem) selecionados devem atender as necessidades dadas pelo tráfego e pelo clima do projeto de pavimentação. Inicialmente devem ser determinadas as densidades de todos os agregados, para compor a mistura seca, e a densidade do ligante asfáltico.

Projeto da Estrutura dos Agregados: a norma recomenda que pelo menos sejam utilizadas três tentativas de misturas de agregados no projeto de dosagem. Para cada tentativa de mistura de agregados é definido um teor de asfalto e pelo menos dois corpos de prova são compactados de acordo com a AASHTO T312. A estrutura de agregados projetada e o teor de asfalto são selecionados para atender satisfatoriamente a granulometria dada na AASHTO M 323 para o V_v , VAM, VCA, relação fíler asfalto na energia de compactação $N_{projeto}$ e na densidade relativa no $N_{inicial}$.

Seleção do teor de asfalto de projeto: corpos de prova em réplica são compactados de acordo com a AASHTO T 312 no teor de asfalto de projeto e no teor de asfalto de projeto $\pm 0,5\%$ e $\pm 1,0\%$. O teor de asfalto de projeto é selecionado para atender satisfatoriamente os requisitos da AASHTO M 323 para V_v , VAM , VCA , relação fíler asfalto na energia de compactação $N_{projeto}$ e na densidade relativa no $N_{inicial}$ e no $N_{máximo}$.

Avaliação da susceptibilidade à umidade: a susceptibilidade à umidade da estrutura de agregados projetada é avaliada com o teor de asfalto de projeto: a mistura é condicionada de acordo com o procedimento da AASHTO R 30 e os corpos de prova são compactados para atingir um volume de vazios de $7,0 \pm 0,5\%$, de acordo com a AASHTO T 312 e avaliados de acordo com a AASHTO T 283. O projeto deve atender a relação de resistência à tração (RRT) especificada pela AASHTO M 323. No Grupo CCR o valor mínimo de RRT recomendado é de 75%.

3.2.4. Preparação das misturas experimentais de agregados

Inicialmente deve ser selecionado o ligante asfáltico de acordo com as recomendações da AASHTO M 323 e determinar sua massa específica seguindo o procedimento da AASHTO T 228.

A normativa recomenda obter amostras dos agregados das pilhas de estocagem, de acordo com a AASHTO T 2. Deve ser considerado que as dosagens das misturas asfálticas utilizam de três até cinco frações de agregados. As amostras devem ser reduzidas a amostras inferiores e lavadas de acordo com as normas AASHTO T 248, T 27 e T 11.

Posteriormente, as densidades real e aparente devem ser determinadas para cada fração de agregados de acordo com a AASHTO T 85 e T 84. Para o fíler, deve ser utilizada a normativa AASHTO T 100.

A mistura das frações de agregados é realizada pela Equação 3.1:

$$P = \frac{a}{a+b+c} + \frac{b}{a+b+c} + \frac{c}{a+b+c} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde: P = Porcentagem do material passando em uma peneira específica para a combinação de agregados A, B, C, etc;

$A, B, C, \text{ etc.}$ = Porcentagem do material passando em uma peneira específica para os agregados A, B, C, etc.

$a, b, c, \text{ etc.}$ = Proporções dos agregados A, B, C, etc., utilizados na combinação, e onde o total é igual a 1,00.

Preparar um mínimo de três misturas experimentais de agregados e desenvolver um gráfico da granulometria obtida numa gradação na potência de 0,45 e verificar que cada mistura atende os pontos de controle recomendados pela AASHTO M 323. O controle da gradação é realizado em quatro peneiras: a peneira de tamanho máximo, a peneira de tamanho máximo nominal, a peneira de abertura de 4,75 ou 2,36mm, a peneira de abertura de 0,075mm. A Figura 3.15 apresenta um exemplo de três misturas de agregados tentativas.

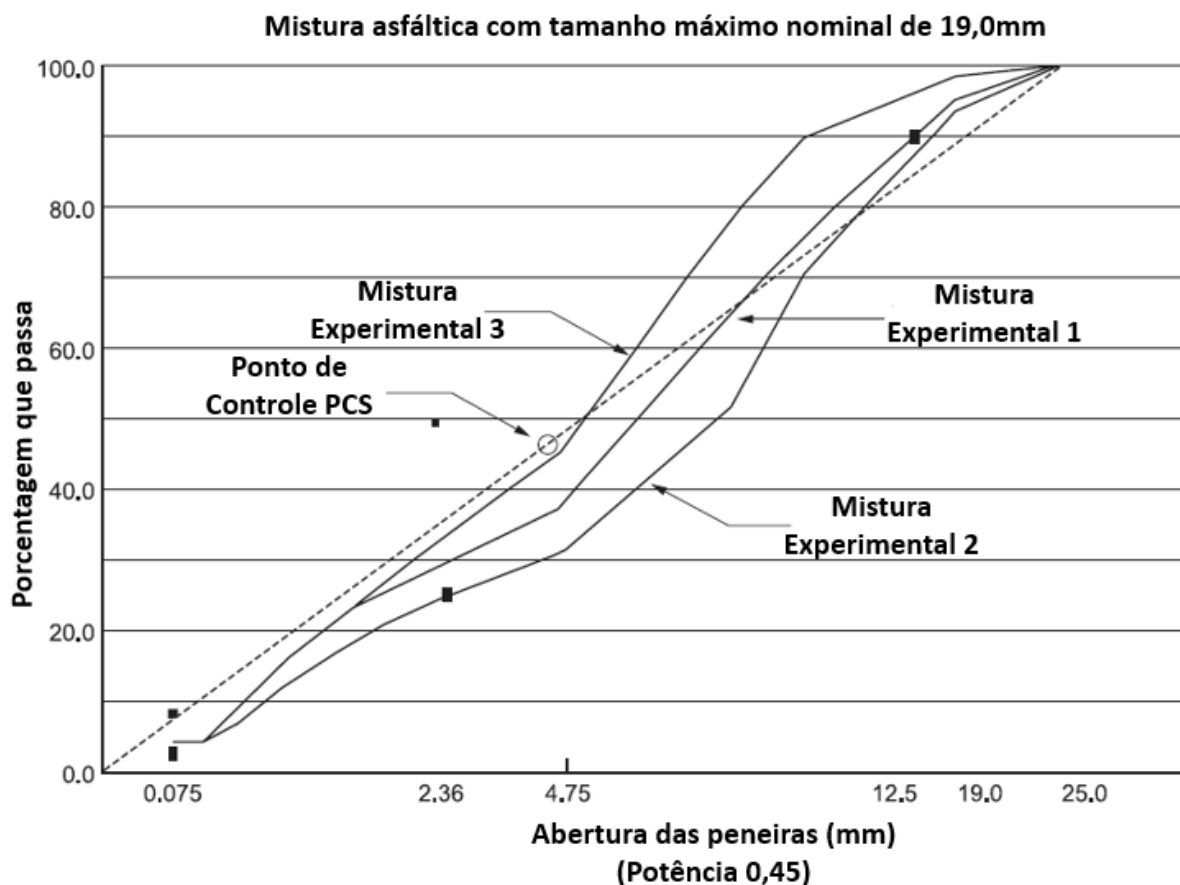


Figura 3.15: Exemplo de misturas de agregados tentativas

Deve ser obtido um corpo de prova de cada uma das misturas experimentais de agregados de acordo com a AASHTO T 248, e realizar os ensaios de qualidade conforme a Seção 6 da AASHTO M 323 para confirmar que a mistura dos agregados atende aos requisitos mínimos de qualidade. Nesta questão a norma também fornece a possibilidade de realizar os ensaios de qualidade de forma independente para cada uma das frações dos agregados, e os resultados podem ser utilizados para realizar uma estimativa da combinação desses materiais.

3.2.5. Determinação do teor de asfalto inicial para cada mistura de agregados

O teor de asfalto inicial para a mistura asfáltica pode ser determinado conforme a experiência com os agregados e com a faixa granulométrica empregado. Mas, também é possível aplicar o procedimento descrito a seguir.

Calcular a massa específica aparente (G_{sb}) e específica real dos agregados combinados de cada uma das misturas experimentais de agregados, dadas as informações obtidas nos ensaios específicos dos agregados, a partir das Equações 3.2 e 3.3.

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}} \quad \text{Equação 3.2}$$

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}} \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde: G_{sb} = Massa específica aparente para o agregado combinado;

G_{sa} = Massa específica real para o agregado combinado;

P_1, P_2, P_n = porcentagem em massa de agregado 1, 2, n; e

G_1, G_2, G_n = massa específica aparente ou massa específica real dos agregados 1, 2, n.

Em seguida, estimar a massa específica efetiva do agregado combinado na mistura experimental de agregado, utilizando a Equação 3.4.

$$G_{se} = G_{sb} + 0,8(G_{sa} - G_{sb}) \quad \text{Equação 3.4}$$

Onde: G_{se} = Massa específica efetiva do agregado combinado;

G_{sb} = Massa específica aparente para o agregado combinado;

G_{sa} = Massa específica real para o agregado combinado.

A norma indica que o valor de 0,8 da Equação 3.4 pode ser mudado com a autorização do projetista, sendo que agregados mais absorventes podem necessitar de valores mais próximos de 0,6 ou 0,5.

O volume de ligante asfáltico absorvido pelo agregado, V_{ba} , pode ser estimado pelas Equações 3.5 e 3.6.

$$V_{ba} = W_s \left(\frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}} \right) \quad \text{Equação 3.5}$$

Onde: W_s = a massa do agregado em 1 cm³ de mistura, g, é calculado como:

$$W_s = \frac{P_s(1 - V_v)}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}}} \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde: P_b = porcentagem de massa de ligante, em decimal equivalente, assumido como sendo 0,05;

P_s = porcentagem de massa do agregado, em decimal equivalente, valor assumido de 0,95;

G_b = massa específica do ligante;

V_v = volume de vazios, assumido como 0,04 cm³ em 1 cm³ de mistura.

Esta estimativa, calcula o volume de ligante absorvido pelo agregado, V_{ba} , e subsequentemente, o teor inicial de ligante asfáltico para um teor de vazios, de 4,0%.

A seguir é estimado o volume efetivo de ligante utilizando a Equação 3.7.

$$V_{be} = 0,176 - [0,0675 \log(S_n)] \quad \text{Equação 3.7}$$

Onde: V_{be} = Volume efetivo de ligante;

S_n = Tamanho da peneira nominal máximo do maior agregado na mistura experimental de agregado, mm.

A Equação 3.7 de regressão se deriva de uma relação empírica entre:

(1) VAM e V_{be} quando o teor de vazios, V_v , é igual a 4,0 %: $V_{be} = VAM - V_a = VAM - 4,0$;

(2) a relação entre VAM e o tamanho da peneira nominal máximo do agregado na M 323.

Finalmente é calculado o teor inicial de ligante (P_{bi}) estimado para a graduação da mistura experimental de agregado, utilizando a Equação 3.8.

$$P_{bi} = 100 \times \left(\frac{G_b(V_{be} + V_{ba})}{(G_b(V_{be} + V_{ba}) + W_s)} \right) \quad \text{Equação 3.8}$$

3.2.6. Compactação dos agregados para cada mistura experimental de agregados

A normativa recomenda preparar misturas em réplica no teor inicial de ligante asfáltico para cada uma das misturas experimentais de agregado. Da Tabela 3.1, determina-se o número de giros, baseado no nível de tráfego (*design ESALs*) previsto para o projeto.

Tabela 3.1: Número de giros aplicados na dosagem com o compactador giratório SUPERPAVE, em função da aplicação rodoviária. FONTE: AASHTO R 35-12

N (10 ⁶)	Parâmetros da Compactação			Aplicação Rodoviária Típica
	N _{inicial}	N _{projeto}	N _{max}	
< 0,3	6	50	75	As aplicações se limitam a volumes de tráfego muito baixos, como estradas locais e municipais, nas quais o tráfego de caminhões é proibido ou é mínimo
0,3 a < 3,0	7	75	115	As aplicações podem incluir estradas coletoras municipais, ruas municipais e de tráfego médio
3,0 a < 30	8	100	160	As aplicações incluem rodovias de pista simples, rodovias de pista dupla, ruas com tráfego de médio a elevado
≥ 30	9	125	205	As aplicações são na sua maioria em rodovias principais de elevado volume de tráfego. Também pode ser aplicada em situações especiais como estações de pesagem de caminhões e trechos com inclinações elevadas

De acordo com a AASHTO T 312, ao menos duas amostras duplicadas são necessárias, mas três ou mais podem ser preparadas se assim for desejado. Geralmente, 4500 a 4700 g de agregado são suficientes para cada amostra compactada com uma altura de 110 a 120 mm, para agregados com massa específica aparente combinadas de 2,55 a 2,70, respectivamente.

As amostras das misturas devem ser condicionadas de acordo com a AASHTO R 30 e os corpos de prova devem ser compactados com um número de giros $N_{projeto}$ de acordo com a Tabela 3.1. A altura do CP deve ser registrada com uma aproximação de 0,1 mm, depois de cada giro.

Após a compactação dos corpos de prova, deve ser determinada a massa específica aparente (G_{mb}) de cada amostra compactada de acordo com a AASHTO T 166 ou a T 275, conforme seja mais apropriado.

Quando seja especificado pelo projeto, nos casos em que a camada superior de projeto está distante a mais de 100 mm de profundidade da superfície do pavimento e quando o nível de tráfego estimado de projeto é de inferior a 0,3 milhões de *ESALs*, o nível de tráfego estimado de projeto pode ser reduzido em 1 (um), salvo que a mistura vá ser exposta ao tráfego pesado durante a fase construtiva antes de receber revestimento final. Se menos de 25% da camada está a menos de 100 mm da superfície, a camada pode ser considerada abaixo de 100 mm, para a finalidade de projeto da mistura asfáltica.

Quando o nível estimado de tráfego de projeto está entre 3 e < 10 milhões de *ESALs*, o projeto pode também especificar $N_{inicial}$ em 7, $N_{projeto}$ em 75, e $N_{máximo}$ em 115.

Posteriormente deve ser determinada a massa específica máxima teórica (G_{mm}) de amostras separadas, de acordo com a AASHTO T 209, representando cada uma daquelas combinações que foram misturadas e condicionadas da mesma forma que as amostras compactadas. A normativa recomenda que a massa específica máxima para cada mistura experimental deverá estar baseada na média de ao menos duas amostras.

3.2.7. Avaliação das misturas asfálticas compactadas

Após compactação dos corpos de prova devem ser determinados os parâmetros volumétricos para as misturas experimentais de acordo com a AASHTO M 323. Para isso, deve ser calculado o volume de vazios (V_v) e o volume de vazios no agregado mineral (VAM) no nível de energia de $N_{projeto}$ para cada mistura experimental utilizando as Equações 3.9 e 3.10.

$$V_v = 100 \times \left(1 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{mm}} \right) \right) \quad \text{Equação 3.9}$$

$$VAM = 100 \times \left(1 - \frac{G_{mb} P_s}{G_{sb}} \right) \quad \text{Equação 3.10}$$

Onde: G_{mb} = massa específica aparente do corpo de prova;

G_{mm} = massa específica máxima teórica da mistura;

P_s = porcentagem de agregado na mistura; e

G_{sb} = massa específica aparente do agregado combinado

Apesar do teor experimental inicial de ligante asfáltico ter sido estimado para 4,0% de Vv, o teor real de vazios de uma amostra compactada não é exatamente de 4,0%. Assim, a modificação no teor de ligante asfáltico necessária para obter-se 4,0% de Vv e a variação no VAM produto da mudança do teor de ligante asfáltico, são estimadas. Estes cálculos permitem a avaliação de VAM e VCA de cada mistura experimental de agregados no mesmo Vv de projeto de 4,0%.

Em seguida são estimadas as demais propriedades volumétricas para o Vv de 4,0%, para cada amostra compactada e posteriormente é determinada a diferença no volume de vazios médios no nível de energia de $N_{projeto}$ (ΔVv), para cada mistura experimental de agregados, por meio da Equação 3.11.

$$\mu V_v = 4,0 - V_v \quad \text{Equação 3.11}$$

Onde V_v = volume de vazios da mistura experimental de agregados em $N_{projeto}$ giros.

A mudança no teor de ligante asfáltico (ΔP_b) necessária para mudar o volume de vazios para 4,0% pode ser estimada por meio da Equação 2.12.

$$\mu P_b = -0,4(\mu V_a) \quad \text{Equação 3.12}$$

Posteriormente pode ser estimada a variação no VAM (ΔVAM) produto da mudança no teor de vazios (ΔVv) determinado anteriormente para cada mistura experimental de agregados, utilizando as Equações 3.13 e 3.14.

$$\mu VAM = 0,2(\mu V_a) \quad \text{se } V_v > 4,0 \quad \text{Equação 3.13}$$

$$\mu VAM = -0,1(\mu V_a) \quad \text{se } V_v < 4,0 \quad \text{Equação 3.14}$$

A variação no teor de ligante asfáltico afeta o VAM por meio de uma mudança na massa específica aparente da amostra compactada (G_{mb}).

O volume de vazios de agregado mineral (VAM) pode ser calculado para cada mistura experimental de agregados em $N_{projeto}$ giros e para Vv de 4,0%, com a Equação 3.15.

$$VAM_{projeto} = VAM_{experimental} + \mu VAM \quad \text{Equação 3.15}$$

Onde: $VAM_{projeto}$ = VAM estimado com um volume de vazios de 4,0%

$VAM_{experimental}$ = VAM determinado com o teor experimental inicial de ligante asfáltico.

Com o valor de ΔV_v e a Equação 3.16 é possível estimar a densidade relativa de cada amostra no nível $N_{inicial}$, quando o teor de vazios de projeto for ajustado para 4,0% no nível de $N_{projeto}$.

$$G_{mm_{inicial}} = 100 \times \left(\frac{G_{mb} h_d}{G_{mm} h_i} \right) - \Delta V_a \quad \text{Equação 3.16}$$

Onde: $G_{mm_{inicial}}$ = densidade relativa em $N_{inicial}$ giros com o teor de ligante de projeto ajustado;

h_d = altura da amostra depois de $N_{projeto}$ giros, do compactador giratório Superpave, mm;

h_i = altura da amostra depois de $N_{inicial}$ giros, do compactador giratório Superpave, mm.

Posteriormente é estimada a porcentagem do ligante efetivo ($P_{be,est}$) e calcula-se a relação fíler-ligante ($P_{0,075}/P_{be}$) para cada mistura experimental, utilizando as Equações 3.17 e 3.18.

$$P_{be,est} = -\left(P_s \times G_b\right) \frac{(G_{se} - G_{sb})}{(G_{se} \times G_{sb})} + P_{b,est} \quad \text{Equação 3.17}$$

Onde: $P_{be,est}$ = teor efetivo de ligante asfáltico estimado,

P_s = porcentagem de agregado,

G_b = massa específica de ligante,

G_{se} = massa específica efetiva de agregado,

G_{sb} = massa específica aparente do agregado combinado, e

$P_{b,est}$ = teor estimado de ligante asfáltico.

$$\frac{P_{0,075}}{P_{be,est}} = \frac{P_{0,075}}{P_{be,est}} \quad \text{Equação 3.18}$$

Onde: $P_{0,075}$ = porcentagem passante na peneira de 0,075mm de abertura.

Finalmente, devem ser comparadas as propriedades volumétricas estimadas para cada mistura experimental de agregados, para o teor de ligante asfáltico de projeto ajustado com os critérios especificados na M 323. A mistura experimental de agregados que atenda mais apropriadamente aos critérios volumétricos pode ser selecionada.

A Tabela 3.2 apresenta um exemplo de seleção de uma estrutura de agregados de projeto de três misturas experimentais de agregados. Vale notar que muitas misturas experimentais de agregados falham no critério de VAM. Geralmente o critério de $G_{mm_{inicial}}$ é satisfeito se o critério de VAM é satisfeito.

A AASHTO R 35 indica que se a mistura experimental de agregados foi escolhida para cobrir todo o domínio dos controles de graduação, então a única solução será fazer os ajustes na produção de agregado ou introduzir agregado de uma fonte diferente. Os agregados que não satisfazem os critérios necessários não produzirão uma mistura de qualidade e não devem ser utilizados. Um ou mais agregados devem ser substituídos por outros materiais que produzam uma estrutura mais intertravada. Por exemplo, material britado pode substituir pedra de jazida britada, ou material fino britado pode substituir material fino natural.

Tabela 3.2: Exemplo de seleção de uma estrutura de agregado de projeto. FONTE: AASHTO R 35

Mistura Experimental (Agregado de 19,0mm Nominal Máximo)				
Design ESALs de projeto de 20 anos = 5 milhões				
Propriedades Volumétricas	1	2	3	Critérios
	no teor inicial de ligante			
P_b (exper.)	4,4	4,4	4,4	
$\%G_{mm_{inicial}}$	88,3	88,0	87,3	
$\%G_{mm_{projeto}}$	95,6	94,9	94,5	
V_a em $N_{projeto}$	4,4	5,1	5,5	4,0
$VAM_{exper.}$	13,0	13,6	14,1	
Ajustes para chegar ao Teor de Ligante de Projeto ($V_a= 4,0\%$ em $N_{projeto}$)				
ΔV_a	-0,4	-1,1	-1,5	
ΔP_b	0,2	0,4	0,6	
ΔVAM	-0,1	-0,2	-0,3	
No Teor Estimado de Ligante de Projeto ($V_a=4,0\%$ no $N_{projeto}$)				
P_b estimado (proj.)	4,6	4,8	5,0	
VAM (projeto)	12,9	13,4	13,8	$\geq 13,0$
$G_{mm_{inicial}}$ (projeto)	88,7	89,1	88,5	$\leq 89,0$

3.2.8. Seleção do teor de ligante asfáltico de projeto

Recomenda-se trabalhar com misturas duplicadas com a estrutura de projeto selecionada, nas quais deve ser adicionado os seguintes teores de ligante asfáltico:

- I. $P_b(\text{projeto})$, teor estimado de ligante asfáltico de projeto;
- II. 0,5% abaixo do $P_b(\text{projeto})$;
- III. 0,5% acima do $P_b(\text{projeto})$;
- IV. 1,0% acima do $P_b(\text{projeto})$;

A energia de compactação a ser utilizada deve ser aquela selecionada para o projeto, conforme a Tabela 3.1. A mistura deve ser condicionada de acordo com a AASHTO R 30 e as amostras são compactadas de acordo com N_{projeto} giros, de acordo com a AASHTO T 312. A altura da amostra deve ser registrada depois de cada giro com uma aproximação de 0,1mm. Posteriormente à compactação, deve ser determinada a massa específica aparente de cada amostra compactada, de acordo com a AASHTO T 166 ou AASHTO T 275.

Amostras adicionais devem ser preparadas, da mesma forma que as amostras compactadas, para determinar a massa específica máxima teórica (G_{mm}) de acordo com a AASHTO T 209, para cada uma das misturas.

O teor de ligante asfáltico de projeto é selecionado para atingir um volume de vazios (V_v) de 4,0% com N_{projeto} giros, dados os seguintes passos.

Passo 1: Calcular V_v , VAM e VCA em N_{projeto} giros; utilizando as Equações 3.9, 3.10 e 3.19.

$$VCA = 100 \times \left(\frac{VAM - V_a}{VAM} \right) \quad \text{Equação 3.19}$$

Passo 2: Calcular a relação fíler ligante utilizando a Equação 3.20.

$$\frac{P_{be}}{P_b} = \frac{G_{mm}}{G_{mm, \text{projeto}}} \quad \text{Equação 3.20}$$

Onde: P_{be} = teor efetivo de ligante asfáltico.

Passo 3: Para cada uma das quatro misturas com teores de ligante asfáltico distinto, determinar as massas específicas relativas corrigidas médias da amostra no nível N_{inicial} ($G_{mm, \text{inicial}}$), por meio da Equação 3.21.

$$G_{mm, \text{inicial}} = 100 \times \left(\frac{G_{mb} h_d}{G_{mm} h_i} \right) \quad \text{Equação 3.21}$$

Passo 4: Plotar a média de V_v , VAM, VCA e a densidade relativa no nível de N_{projeto} , para as amostras duplicadas, versus o teor de ligante asfáltico. A Figura 3.16 mostra um exemplo de um conjunto de dados e as suas plotagens associadas.

Passo 5: Por meio de interpolação gráfica ou matemática, determina-se o teor de ligante asfáltico de projeto, com uma aproximação de 0,1% no qual o V_v desejado é igual a 4,0%. Este é considerado o teor de ligante asfáltico de projeto (P_b) no nível $N_{projeto}$.

Passo 6: Por interpolação, verifica-se se as exigências volumétricas dadas pela AASHTO M 323, são satisfeitas para o teor ótimo de ligante asfáltico de projeto.

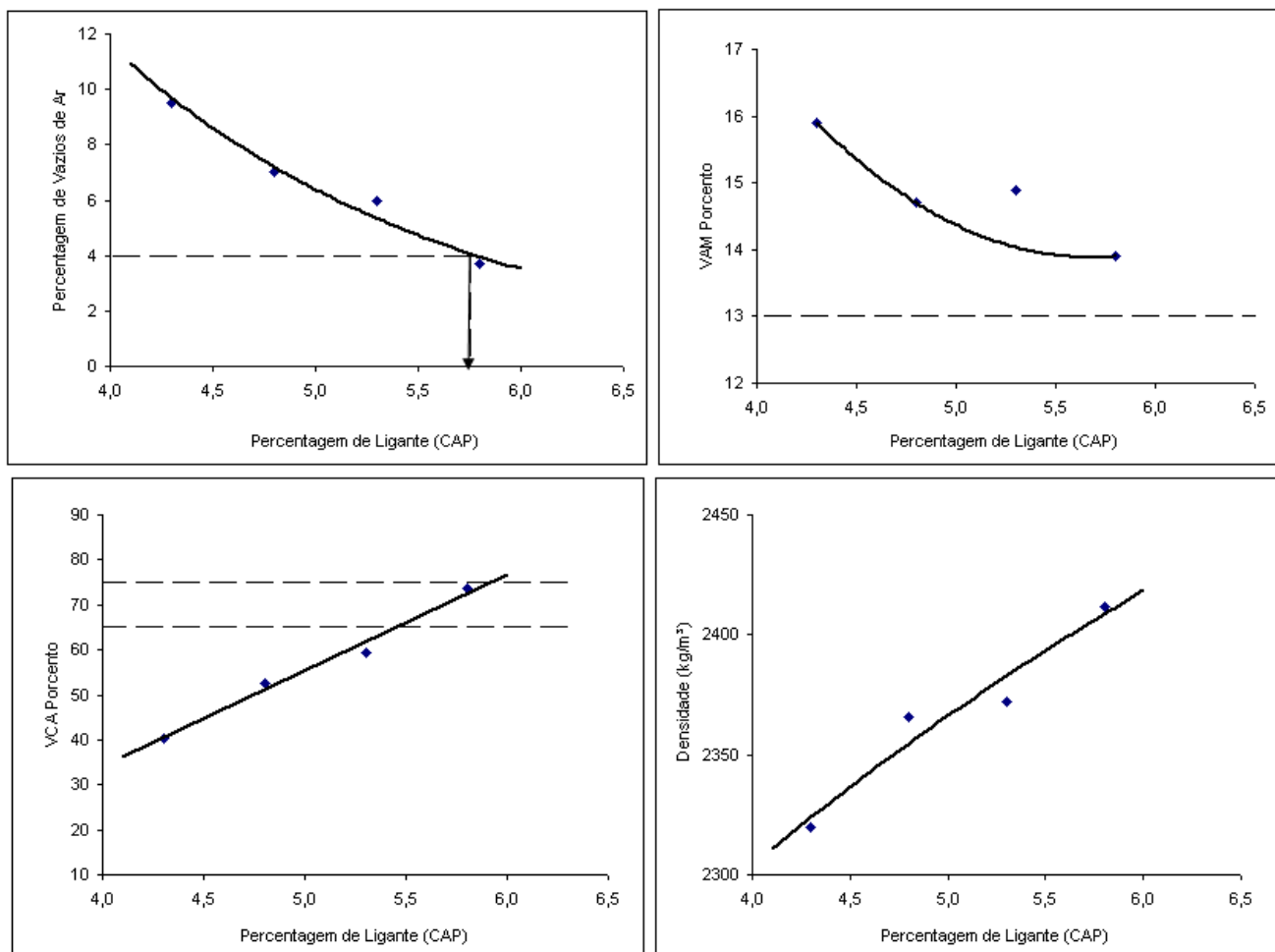


Figura 3.16: Exemplo das curvas obtidas para os parâmetros V_v , VAM, VCA e massa específica aparente, em função do teor de ligante asfáltico

Finalizados esses passos, deve-se comparar a porcentagem calculada de densidade relativa máxima como o critério de projeto no nível $N_{inicial}$, por interpolação se for necessário. Esta interpolação pode ser conseguida por meio dos passos seguintes.

Passo 7: Preparar a curva de densificação para cada mistura plotando a massa específica relativa medida no giro óxô, $G_{mm,x}$, versus o logaritmo do número de giros, conforme ilustra a Figura 3.17.

Passo 8: Examinar a curva de volume de vazios versus o teor de ligante asfáltico. Determinar a diferença em volume de vazios entre o 4,0% e o volume de vazios do teor de ligante asfáltico menor mais próximo. Determinar o volume de vazios do teor de ligante asfáltico menor mais próximo e designar a diferença no volume de vazios como ΔV_v .

Passo 9: Com a Equação 3.22, determinar as massas específicas relativas médias corrigidas no giro $N_{inicial}(\%G_{mm,inicial})$. Confirmar que $\%G_{mm,inicial}$ atende às exigências de projeto dadas pela AASHTO M 323 no teor de ligante asfáltico de projeto.

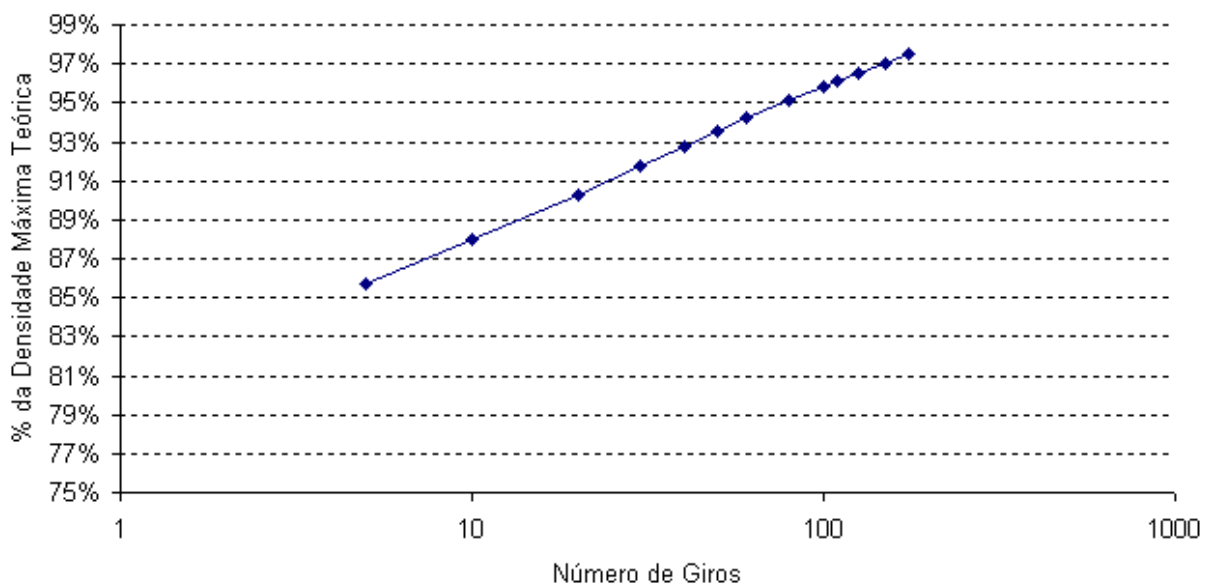


Figura 3.17: Modelo da curva de densificação obtida durante a compactação no CGS

Passo 10: Preparar amostras duplicadas compostas da estrutura de agregado de projeto, com o teor de ligante asfáltico de projeto, para confirmar que $G_{mm,máximo}$ atende as exigências de projeto dadas pela AASHTO M 323.

Passo 11: Condicionar as misturas asfálticas de acordo com a AASHTO R 30 e compactar as amostras de acordo com a AASHTO T 312, par ao número máximo de giros, $N_{máximo}$, dado na Tabela 3.2.

Passo 12: Determinar a massa específica relativa média da amostra do nível $N_{máximo}$, $G_{mm,máximo}$, utilizando a Equação 3.22 e confirmar que $G_{mm,máximo}$ atende às exigências volumétricas da normativa AASHTO M 323.

$$G_{mm,máximo} = 100 \frac{G_{mb}}{G_{mm}} \quad \text{Equação 3.22}$$

onde: $G_{mm_{máximo}}$ = densidade relativa em $N_{máx.}$ giros com o teor ótimo de ligante de projeto.

3.2.9. Avaliação da sensibilidade à umidade

Para avaliação da sensibilidade à umidade devem ser preparadas seis amostras compostas pela estrutura de agregados de projeto no teor de ligante asfáltico de projeto. As amostras devem ser condicionadas de acordo com a AASHTO R 30 e compactadas para um volume de vazios de $7,0 \pm 0,5\%$, de acordo com a AASHTO T 312.

Após condicionamento, as amostras devem ser ensaiadas por meio da ruptura de compressão diametral e calcula-se a razão de resistência à tração (RRT), de acordo também com a AASHTO T 312.

As seis amostras são divididas em dois conjuntos, um de controle conformado por 3 corpos de prova (CPs), e os outros 3 CPs são empregados para realizar o condicionamento. Esse condicionamento consiste em saturar de 70% a 80% dos vazios com água, submeter os CPs, primeiro à temperatura de -18°C durante 16 horas e depois submergê-los em banho Maria na temperatura de 60°C durante 24 horas. Após esse processo, os CPs são colocados em outro banho Maria na temperatura de 25°C durante 2 horas, para realizar a ruptura por compressão diametral, assim como os CPs de controle.

A normativa AASHTO M 323 recomenda uma RRT superior a 0,80 ou 80%. Caso seja obtida uma RRT inferior a este valor recomendado, devem ser aplicadas corretivas, como o uso de agentes melhoradores de adesividade, com o objetivo de melhorar a sensibilidade à umidade da mistura. Após inclusão desses agentes melhoradores na mistura asfáltica, o procedimento AASHTO T 312 deve ser novamente executado para confirmar a RRT superior a 0,80 ou 80%.

3.2.10. Ajuste da mistura para atender as propriedades volumétricas

A normativa AASHTO R 35 apresenta uma série de recomendações que podem ser aplicadas para atender as propriedades volumétricas das misturas asfálticas:

- **Ajuste do VAM:** se for necessária a modificação no esqueleto do agregado de projeto para satisfazer o VAM especificado, existem três opções possíveis:
 - I. Mudar a graduação
 - II. Reduzir a fração passando da peneira de 0,075mm de abertura;
 - III. Mudar a textura da superfície e/ou a forma de uma ou mais frações de agregados.
- **Ajuste do VCA:** o limite inferior da faixa de VCA deve sempre ser correspondente a 4,0% de V_v , se o VAM atende às exigências. No caso em que o limite superior do VCA é ultrapassado, então o VAM está substancialmente acima do mínimo exigido. Sendo

assim, é recomendável projetar novamente a mistura para reduzir o VAM. As ações a serem consideradas nesse novo projeto de mistura asfáltica são:

- I. Mudar a graduação que está mais próxima a linha de densidade máxima;
 - II. Incrementar a fração que passa da peneira de 0,075mm, se existe a possibilidade, para manter a granulometria dentro dos pontos de controle de especificação.
 - III. Modificar a textura da superfície e forma do agregado incorporando material com uma melhor característica de adensamento.
- **Ajuste da razão da resistência à tração:** a razão da resistência à tração pode ser aumentada com:
 - I. Adição de agentes dopes químicos ao ligante, para promover a aderência na presença de água;
 - II. Adição de cal hidratada à mistura.

4. ETAPA B: DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Nesta Etapa foram desenvolvidas as dosagens das misturas asfálticas com diversas energias de compactação. Os resultados são apresentados nesta seção, e os arquivos referentes aos ensaios executados são apresentados no arquivo anexo.

4.1. Identificação das misturas asfálticas

Nas Tabela 4.1 e 4.2 apresenta-se a organização das misturas asfálticas com agregados graníticos e os diferentes ligantes asfálticos selecionados para esta pesquisa. Também são indicadas as energias de compactação definidas no planejamento fatorial.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 apresenta-se a organização das misturas asfálticas com agregados basálticos e os diferentes ligantes asfálticos selecionados para esta pesquisa. Também são indicadas as energias de compactação definidas no planejamento fatorial.

Tabela 4.1: Misturas asfálticas com agregados graníticos do Estado de São Paulo e CAP 30-45 e CAP Polímero 1 (RET)

Mistura Asfáltica	Agregados	CAP	Faixa Granulométrica	Energia (giros)
S-1	Jambeiro	30/45	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-2	Jambeiro	30/45	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-3	Jambeiro	30/45	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-4	Jambeiro	30/45	EGL 19mm	50
S-5	Jambeiro	30/45	EGL 19mm	75
S-6	Jambeiro	30/45	EGL 19mm	100
S-7	Jambeiro	30/45	EGL 9,5mm	50
S-8	Jambeiro	30/45	EGL 9,5mm	75
S-9	Jambeiro	30/45	EGL 9,5mm	100
S-10	Jambeiro	30/45	9,5mm Gap Graded	50
S-11	Jambeiro	30/45	9,5mm Gap Graded	75
S-12	Jambeiro	30/45	9,5mm Gap Graded	100
S-13	Jambeiro	Polímero 1	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-14	Jambeiro	Polímero 1	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-15	Jambeiro	Polímero 1	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-16	Jambeiro	Polímero 1	EGL 19mm	50
S-17	Jambeiro	Polímero 1	EGL 19mm	75
S-18	Jambeiro	Polímero 1	EGL 19mm	100
S-19	Jambeiro	Polímero 1	EGL 9,5mm	50
S-20	Jambeiro	Polímero 1	EGL 9,5mm	75
S-21	Jambeiro	Polímero 1	EGL 9,5mm	100
S-22	Jambeiro	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	50
S-23	Jambeiro	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	75

S-24	Jambeiro	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	100
------	----------	------------	------------------	-----

Tabela 4.2: Misturas asfálticas com agregados graníticos do Estado de São Paulo e CAP Polímero 2 (SBS) e CAP Borracha

Dosagem	Agregados	CAP	Faixa Granulometrica	Energia (giros)
S-25	Jambeiro	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-26	Jambeiro	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-27	Jambeiro	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-28	Jambeiro	Polímero 2	EGL 19mm	50
S-29	Jambeiro	Polímero 2	EGL 19mm	75
S-30	Jambeiro	Polímero 2	EGL 19mm	100
S-31	Jambeiro	Polímero 2	EGL 9,5mm	50
S-32	Jambeiro	Polímero 2	EGL 9,5mm	75
S-33	Jambeiro	Polímero 2	EGL 9,5mm	100
S-34	Jambeiro	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	50
S-35	Jambeiro	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	75
S-36	Jambeiro	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	100
S-37	Jambeiro	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-38	Jambeiro	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-39	Jambeiro	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-40	Jambeiro	Borracha	EGL 19mm	50
S-41	Jambeiro	Borracha	EGL 19mm	75
S-42	Jambeiro	Borracha	EGL 19mm	100
S-43	Jambeiro	Borracha	EGL 9,5mm	50
S-44	Jambeiro	Borracha	EGL 9,5mm	75
S-45	Jambeiro	Borracha	EGL 9,5mm	100
S-46	Jambeiro	Borracha	9,5mm Gap Graded	50

S-47	Jambeiro	Borracha	9,5mm Gap Graded	75
S-48	Jambeiro	Borracha	9,5mm Gap Graded	100

Tabela 4.3: Misturas asfálticas com agregados basálticos do Estado de São Paulo e CAP 30-45 e CAP Polímero 1 (RET)

Dosagem	Agregados	CAP	Faixa Granulometrica	Energia (giros)
S-49	Sanson	30/45	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-50	Sanson	30/45	Faixa III DERSA(12,5mm)	75
S-51	Sanson	30/45	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-52	Sanson	30/45	EGL 19mm	50
S-53	Sanson	30/45	EGL 19mm	75
S-54	Sanson	30/45	EGL 19mm	100
S-55	Sanson	30/45	EGL 9,5mm	50
S-56	Sanson	30/45	EGL 9,5mm	75
S-57	Sanson	30/45	EGL 9,5mm	100
S-58	Sanson	30/45	9,5mm Gap Graded	50
S-59	Sanson	30/45	9,5mm Gap Graded	75
S-60	Sanson	30/45	9,5mm Gap Graded	100
S-61	Sanson	Polímero 1	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-62	Sanson	Polímero 1	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-63	Sanson	Polímero 1	Faixa III DERSA(12,5mm)	100
S-64	Sanson	Polímero 1	EGL 19mm	50
S-65	Sanson	Polímero 1	EGL 19mm	75
S-66	Sanson	Polímero 1	EGL 19mm	100
S-67	Sanson	Polímero 1	EGL 9,5mm	50
S-68	Sanson	Polímero 1	EGL 9,5mm	75
S-69	Sanson	Polímero 1	EGL 9,5mm	100

S-70	Sanson	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	50
S-71	Sanson	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	75
S-72	Sanson	Polímero 1	9,5mm Gap Graded	100

Tabela 4.4: Misturas asfálticas com agregados basálticos do Estado de São Paulo e CAP Polímero 2 (SBS) e CAP Borracha

Dosagem	Agregados	CAP	Faixa Granulometrica	Energia (giros)
S-73	Sanson	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-74	Sanson	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-75	Sanson	Polímero 2	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-76	Sanson	Polímero 2	EGL 19mm	50
S-77	Sanson	Polímero 2	EGL 19mm	75
S-78	Sanson	Polímero 2	EGL 19mm	100
S-79	Sanson	Polímero 2	EGL 9,5mm	50
S-80	Sanson	Polímero 2	EGL 9,5mm	75
S-81	Sanson	Polímero 2	EGL 9,5mm	100
S-82	Sanson	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	50
S-83	Sanson	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	75
S-84	Sanson	Polímero 2	9,5mm Gap Graded	100
S-85	Sanson	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	50
S-86	Sanson	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	75
S-87	Sanson	Borracha	Faixa III DERSA (12,5mm)	100
S-88	Sanson	Borracha	EGL 19mm	50
S-89	Sanson	Borracha	EGL 19mm	75
S-90	Sanson	Borracha	EGL 19mm	100
S-91	Sanson	Borracha	EGL 9,5mm	50
S-92	Sanson	Borracha	EGL 9,5mm	75

S-93	Sanson	Borracha	EGL 9,5mm	100
S-94	Sanson	Borracha	9,5mm Gap Graded	50
S-95	Sanson	Borracha	9,5mm Gap Graded	75
S-96	Sanson	Borracha	9,5mm Gap Graded	100

4.2. Faixas granulométricas e pontos de controle

Nas Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam-se as faixas granulométricas utilizadas para a dosagem das misturas asfálticas neste estudo e nas Tabelas 4.7 e 4.8 indicam-se os pontos de controle e peneiras de controle recomendados pela metodologia Superpave, também considerada na elaboração das dosagens.

Tabela 4.5: Faixas granulométricas densas utilizadas neste estudo

Peneira (mm)	Faixa III DERSA (12,5mm)		EGL 19mm		EGL 9,5mm	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
25.0	100	100	100	100	100	100
19.0	100	100	90	100	100	100
12.5	80	100	70	90	100	100
9.5	70	90	60	80	90	100
4.8	50	70	30	50	40	65
2.00	33	48	20	35	25	45
0.42	15	25	10	20	13	24
0.18	8	17	5	15	8	17
0.075	4	10	2	10	4	10

Tabela 4.6: Faixa granulométrica descontínua tipo *Gap Graded* 3/8" (9,5mm) utilizada neste estudo

Peneira (mm)	<i>Gap Graded 3/8"</i>	
	MIN	MAX
12.7	100	100
9.5	80	100
4.8	25	40
2.6	19	32
1.2	16	22
0.60	10	18
0.30	8	13
0.15	6	10

0.075	4	7
-------	---	---

Tabela 4.7: Pontos de controle da metodologia Superpave

Pontos de Controle Superpave						
Peneira (mm)	Faixa 19mm		Faixa 12,5mm		Faixa 9,5mm	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
12.5	90	100	100		100	
9.5		90	90	100	90	100
4.75				90		90
2.36	23	49	28	58	32	67
0.075	2	8	2	10	2	10

Tabela 4.8: Pontos de controle da metodologia Superpave

Tamanho máximo nominal do agregado	19.0mm	12.5mm	9.5mm
Peneira de Controle Primário	4.75	2.36	2.36
Peneira de Controle Primário - Ponto de Controle (% passando)	47	39	47

Nas Figuras 4.1 e 4.2, apresentam-se as granulometrias utilizadas para as diversas faixas granulométricas avaliadas neste estudo, com os agregados graníticos e basálticos, respectivamente.

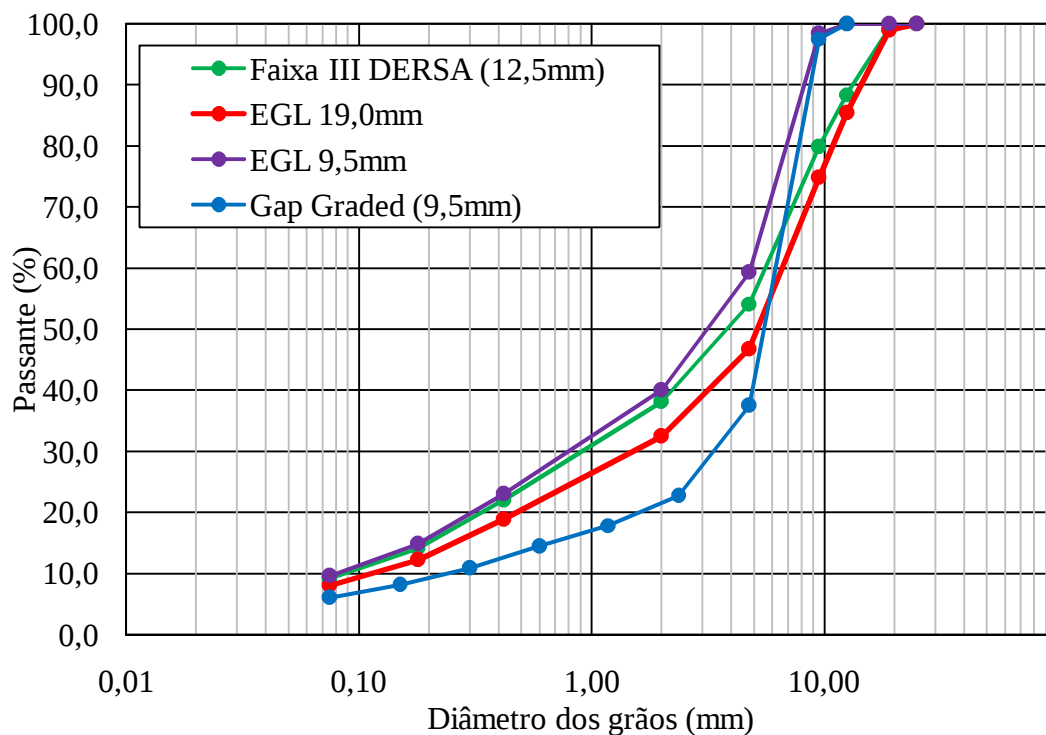


Figura 4.1: Granulometrias utilizadas para as dosagens das misturas asfálticas com agregados graníticos

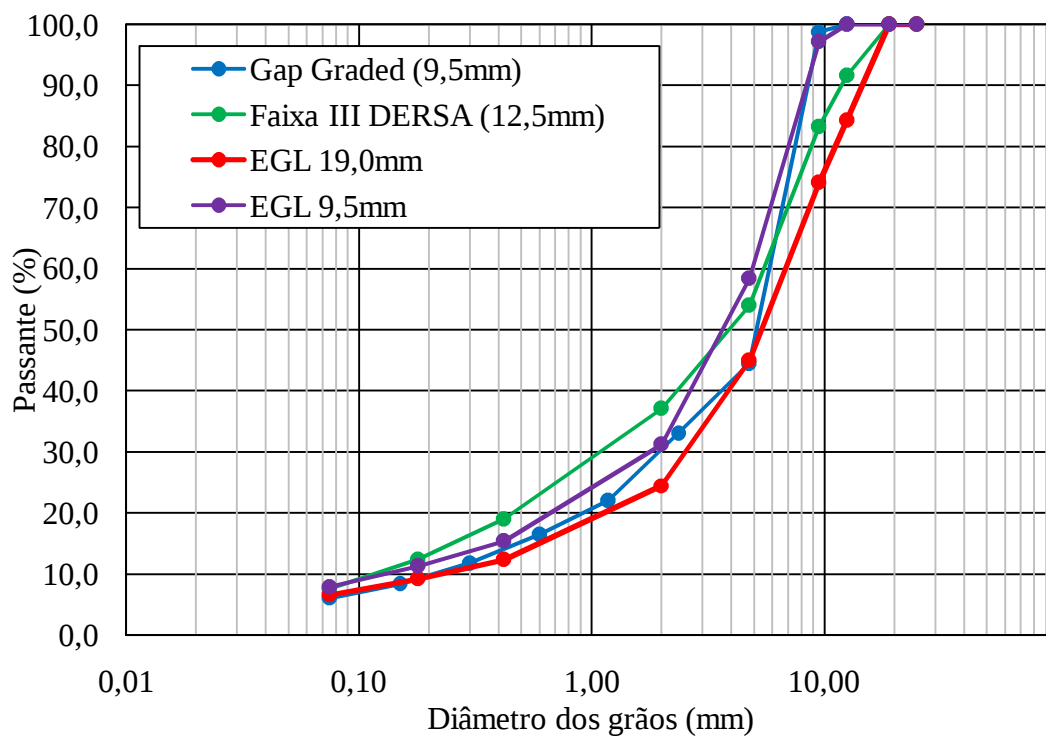


Figura 4.2: Granulometrias utilizadas para as dosagens das misturas asfálticas com agregados basálticos

4.3. Resultados das dosagens com agregados graníticos

Nas Tabelas 4.9 a 4.24 apresentam-se os resultados das dosagens das misturas asfálticas com agregados graníticos, com os distintos ligantes asfálticos e as diversas energias de compactação. Vale lembrar, que dentro deste grupo de dosagens, apenas faltam concluir as três misturas asfálticas identificadas como J-46, J-47 e J-48, relacionadas à faixa granulométrica *Gap Graded*, com ligante asfáltico modificado por borracha.

Tabela 4.9: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-1	S-2	S-3
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,4	4,2	4,1
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,371	2,379	2,385
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,475	2,483	2,487
Volume de Vazios (%)	4,2	4,2	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	13,3	12,9	12,6
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	68,9	67,6	67,4
Relação Fíler/Asfalto	2,1	2,2	2,2
Resistência à Tração (MPa)	1,9	2,0	1,9

Tabela 4.10: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-4	S-5	S-6
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,4	4,4	3,7
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,375	2,375	2,387
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,473	2,473	2,484
Volume de Vazios (%)	4,0	4,0	3,9
Vazios de Agregado Mineral (%)	13,2	13,2	12,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,8	69,8	67,7
Relação Fíler/Asfalto	1,8	1,8	2,2
Resistência à Tração (MPa)	1,8	1,8	1,7

Tabela 4.11: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-7	S-8	S-9
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,7	4,4	4,4
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,348	2,346	2,356

Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,444	2,457	2,457
Volume de Vazios (%)	3,9	4,5	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	14,3	14,1	13,7
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,6	68,6	70,5
Relação Fíler/Asfalto	2,0	2,2	2,2
Resistência à Tração (MPa)	1,8	1,7	1,7

Tabela 4.12: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-10	S-11	S-12
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	4,9	4,7
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,309	2,316	2,361
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,433	2,437	2,444
Volume de Vazios (%)	5,1	5,0	3,4
Vazios de Agregado Mineral (%)	16,0	15,6	13,8
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67,8	68,2	75,4
Relação Fíler/Asfalto	1,2	1,2	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,4	1,6	1,7

Tabela 4.13: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-13	S-14	S-15
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,5	4,4	4,3
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,359	2,365	2,373
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,464	2,467	2,471
Volume de Vazios (%)	4,3	4,2	4,0
Vazios de Agregado Mineral (%)	13,9	13,6	13,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,3	69,6	69,9
Relação Fíler/Asfalto	1,6	2,1	2,1
Resistência à Tração (MPa)	1,7	1,8	1,9

Tabela 4.14: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Polímero RET o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-16	S-17	S-18
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET

Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,4	4,1	3,9
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,354	2,367	2,370
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,458	2,469	2,475
Volume de Vazios (%)	4,2	4,1	4,3
Vazios de Agregado Mineral (%)	14,0	13,3	13,0
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	70,0	69,1	67,5
Relação Filer/Asfalto	1,8	2,0	2,1
Resistência à Tração (MPa)	1,7	1,6	1,7

Tabela 4.15: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-19	S-20	S-21
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,8	4,6	4,4
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,334	2,340	2,349
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,435	2,444	2,449
Volume de Vazios (%)	4,2	4,2	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	14,9	14,5	14,0
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,1	70,9	71,1
Relação Filer/Asfalto	2,0	2,1	2,2
Resistência à Tração (MPa)	1,7	1,8	1,8

Tabela 4.16: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-22	S-23	S-24
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	5,7	5,5
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,282	2,299	2,305
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,413	2,426	2,433
Volume de Vazios (%)	5,4	5,2	5,3
Vazios de Agregado Mineral (%)	17,8	16,9	16,6
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,5	69,3	68,3
Relação Filer/Asfalto	1,0	1,1	1,1
Resistência à Tração (MPa)	0,9	1,3	1,4

Tabela 4.17: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-25	S-26	S-27
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,5	4,4	4,3

Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,357	2,365	2,373
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,465	2,468	2,471
Volume de Vazios (%)	4,4	4,2	4,0
Vazios de Agregado Mineral (%)	14,0	13,6	13,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	68,5	69,4	69,6
Relação Fíler/Asfalto	1,6	2,1	2,1
Resistência à Tração (MPa)	1,7	1,6	1,8

Tabela 4.18: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Polímero SBS o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-28	S-29	S-30
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,3	4,1	3,9
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,346	2,366	2,362
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,461	2,468	2,475
Volume de Vazios (%)	4,7	4,2	4,6
Vazios de Agregado Mineral (%)	14,2	13,3	13,3
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67,1	69,1	66,0
Relação Fíler/Asfalto	1,9	2,0	2,1
Resistência à Tração (MPa)	1,6	1,5	1,7

Tabela 4.19: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-31	S-32	S-33
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	4,7	4,6	4,3
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,324	2,334	2,341
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,443	2,447	2,458
Volume de Vazios (%)	4,9	4,6	4,8
Vazios de Agregado Mineral (%)	15,2	14,8	14,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	68,0	68,7	66,6
Relação Fíler/Asfalto	2,0	2,1	2,2
Resistência à Tração (MPa)	1,6	1,7	1,6

Tabela 4.20: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-34	S-35	S-36
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	5,8	5,6

Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,276	2,300	2,304
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,411	2,417	2,424
Volume de Vazios (%)	5,6	4,8	4,9
Vazios de Agregado Mineral (%)	18,0	17,0	16,7
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,1	71,6	70,6
Relação Fíler/Asfalto	1,0	1,0	1,1
Resistência à Tração (MPa)	1,1	1,3	1,4

Tabela 4.21: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-37	S-38	S-39
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,3	5,1	5,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,336	2,348	2,365
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,451	2,460	2,465
Volume de Vazios (%)	4,7	4,6	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	15,4	14,8	14,1
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,8	69,1	70,9
Relação Fíler/Asfalto	1,4	1,5	1,5
Resistência à Tração (MPa)	1,6	1,6	1,8

Tabela 4.22: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Borracha o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-40	S-41	S-42
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,2	5,0	4,7
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,340	2,352	2,368
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,453	2,459	2,470
Volume de Vazios (%)	4,6	4,3	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	15,2	14,6	13,8
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,7	70,2	70,1
Relação Fíler/Asfalto	1,5	1,6	1,7
Resistência à Tração (MPa)	1,4	1,4	1,5

Tabela 4.23: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-43	S-44	S-45
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,5	5,4	5,3
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,316	2,333	2,342

Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,446	2,450	2,454
Volume de Vazios (%)	5,3	4,8	4,6
Vazios de Agregado Mineral (%)	16,2	15,5	15,1
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67,0	69,3	69,8
Relação Fíler/Asfalto	1,7	1,8	1,8
Resistência à Tração (MPa)	1,8	1,1	1,8

Tabela 4.24: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-46	S-47	S-48
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,8	5,2	4,8
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,269	2,292	2,307
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,390	2,409	2,428
Volume de Vazios (%)	5,1	4,9	5,0
Vazios de Agregado Mineral (%)	18,1	16,8	15,9
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,1	71,0	68,6
Relação Fíler/Asfalto	1,0	1,2	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,1	1,3	1,4

4.4. Resultados das dosagens com agregados basálticos

Nas Tabelas 4.25 a 4.40 apresentam-se os resultados das dosagens das misturas asfálticas com agregados basálticos, com os distintos ligantes asfálticos e as diversas energias de compactação. Salienta-se que em anexos estão as dosagens completas dessas misturas asfálticas.

Tabela 4.25: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-49	S-50	S-51
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5.0	5.0	5.0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2.390	2.478	2.480
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2.601	2.601	2.601
Volume de Vazios (%)	8.1	4.7	4.6
Vazios de Agregado Mineral (%)	22.3	19.4	19.3
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	63.8	75.7	76.0
Relação Fíler/Asfalto	1.5	1.5	1.5
Resistência à Tração (MPa)	1.6	1.9	2.1

Tabela 4.26: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-52	S-53	S-54
-------------------	------	------	------

Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5.0	5.0	5.0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2.399	2.404	2.432
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2.584	2.584	2.584
Volume de Vazios (%)	7.2	7.0	5.9
Vazios de Agregado Mineral (%)	21.9	21.7	20.8
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67.4	68.0	71.6
Relação Fíler/Asfalto	1.3	1.3	1.3
Resistência à Tração (MPa)	1.2	1.2	1.2

Tabela 4.27: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-55	S-56	S-57
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5.5	5.5	5.5
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2.379	2.442	2.453
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2.565	2.565	2.565
Volume de Vazios (%)	7.2	4.8	4.4
Vazios de Agregado Mineral (%)	23.0	21.0	20.6
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	68.6	77.1	78.8
Relação Fíler/Asfalto	1.4	1.4	1.4
Resistência à Tração (MPa)	1.6	1.7	1.8

Tabela 4.28: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP 30-45 para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-58	S-59	S-60
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 30-45	CAP 30-45	CAP 30-45
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6.0	6.0	6.0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2.355	2.389	2.428
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2.582	2.582	2.582
Volume de Vazios (%)	8.8	7.5	6.0
Vazios de Agregado Mineral (%)	24.0	22.9	21.7
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	63.4	67.4	72.5
Relação Fíler/Asfalto	1.0	1.0	1.0
Resistência à Tração (MPa)	1.2	1.0	1.1

Tabela 4.29: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-61	S-62	S-63
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET

Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	5,0	5,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,419	2,455	2,495
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,597	2,597	2,597
Volume de Vazios (%)	7,3	5,8	4,5
Vazios de Agregado Mineral (%)	21,3	20,1	18,8
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67,9	72,9	79,1
Relação Fíler/Asfalto	1,5	1,5	1,5
Resistência à Tração (MPa)	1,3	1,7	1,6

Tabela 4.30: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Polímero RET o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-64	S-65	S-66
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	5,0	5,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,436	2,482	2,478
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,581	2,581	2,581
Volume de Vazios (%)	6,3	4,5	4,6
Vazios de Agregado Mineral (%)	20,7	19,2	19,3
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,8	80,2	79,8
Relação Fíler/Asfalto	1,3	1,3	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,3	1,6	1,5

Tabela 4.31: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-67	S-68	S-69
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	6,0	6,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,338	2,385	2,403
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,549	2,549	2,549
Volume de Vazios (%)	8,3	6,4	5,7
Vazios de Agregado Mineral (%)	24,6	23,1	22,5
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	66,3	72,0	74,5
Relação Fíler/Asfalto	1,0	1,0	1,0
Resistência à Tração (MPa)	1,0	1,1	1,2

Tabela 4.32: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Polímero RET para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-70	S-71	S-72
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros

Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET	CAP 60-85E RET
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	6,0	6,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,338	2,385	2,403
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,549	2,549	2,549
Volume de Vazios (%)	8,3	6,4	5,7
Vazios de Agregado Mineral (%)	24,6	23,1	22,5
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	66,3	72,0	74,5
Relação Fíler/Asfalto	1,0	1,0	1,0
Resistência à Tração (MPa)	1,0	1,1	1,2

Tabela 4.33: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-73	S-74	S-75
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	5,0	5,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,417	2,463	2,502
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,594	2,594	2,594
Volume de Vazios (%)	7,3	5,4	4,1
Vazios de Agregado Mineral (%)	21,4	19,9	18,6
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	68,1	74,7	80,8
Relação Fíler/Asfalto	1,5	1,5	1,5
Resistência à Tração (MPa)	1,3	1,6	1,6

Tabela 4.34: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Polímero SBS o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-76	S-77	S-78
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	5,0	5,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,439	2,491	2,487
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,582	2,582	2,582
Volume de Vazios (%)	6,1	4,2	4,4
Vazios de Agregado Mineral (%)	20,6	18,9	19,0
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,9	81,4	80,8
Relação Fíler/Asfalto	1,3	1,3	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,4	1,7	1,5

Tabela 4.35: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-79	S-80	S-81
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,5	5,5	5,5

Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,397	2,443	2,467
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,569	2,569	2,569
Volume de Vazios (%)	6,7	4,9	4,0
Vazios de Agregado Mineral (%)	22,4	21,0	20,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	70,1	76,5	80,4
Relação Fíler/Asfalto	1,4	1,4	1,4
Resistência à Tração (MPa)	1,4	1,5	1,3

Tabela 4.36: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Polímero SBS para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-82	S-83	S-84
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS	CAP 60-85E SBS
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	6,0	6,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,357	2,397	2,416
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,556	2,556	2,556
Volume de Vazios (%)	7,8	6,2	5,5
Vazios de Agregado Mineral (%)	24,0	22,7	22,0
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	67,5	72,5	75,2
Relação Fíler/Asfalto	1,0	1,0	1,0
Resistência à Tração (MPa)	1,1	1,1	1,1

Tabela 4.37: Parâmetros de dosagem Faixa III com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-85	S-86	S-87
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,5	5,2	4,8
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,485	2,507	2,519
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,616	2,632	2,649
Volume de Vazios (%)	5,0	4,7	4,9
Vazios de Agregado Mineral (%)	19,6	18,6	17,9
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	74,4	74,5	72,8
Relação Fíler/Asfalto	1,4	1,5	1,6
Resistência à Tração (MPa)	1,3	1,4	1,7

Tabela 4.38: Parâmetros de dosagem EGL 19mm com CAP Borracha o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-88	S-89	S-90
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	5,0	5,0	5,0

Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,416	2,432	2,456
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,630	2,630	2,630
Volume de Vazios (%)	8,1	7,5	6,6
Vazios de Agregado Mineral (%)	21,3	20,8	20,0
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	61,7	63,7	66,8
Relação Fíler/Asfalto	1,3	1,3	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,1	1,2	1,2

Tabela 4.39: Parâmetros de dosagem EGL 9,5mm com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-91	S-92	S-93
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,0	6,0	6,0
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,377	2,410	2,433
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,585	2,585	2,585
Volume de Vazios (%)	8,0	6,8	5,9
Vazios de Agregado Mineral (%)	23,5	22,4	21,7
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	65,9	69,9	72,9
Relação Fíler/Asfalto	1,3	1,3	1,3
Resistência à Tração (MPa)	1,3	1,4	1,5

Tabela 4.40: Parâmetros de dosagem *Gap Graded* com CAP Borracha para o teor de projeto

Mistura Asfáltica	S-94	S-95	S-96
Energia de Compactação	50 giros	75 giros	100 giros
Tipo de Ligante Asfáltico	CAP Borracha	CAP Borracha	CAP Borracha
Teor de Ligante Asfáltico de Projeto (%)	6,5	6,5	6,5
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,317	2,342	2,362
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,576	2,576	2,576
Volume de Vazios (%)	10,1	9,1	8,3
Vazios de Agregado Mineral (%)	25,7	24,8	24,2
Volume de Vazios Cheios de Asfalto (%)	60,7	63,3	65,6
Relação Fíler/Asfalto	0,9	0,9	0,9
Resistência à Tração (MPa)	0,7	0,9	1,0

5. ETAPA C: ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta etapa foi realizada a análise dos resultados obtidos nas dosagens das misturas asfálticas. Além das análises das propriedades volumétricas durante a dosagem, foi determinado o valor do módulo de resiliência das misturas asfálticas e a sua resistência à ação deletéria da água, por meio do ensaio de dano por umidade induzida. Nos itens seguintes são apresentados esses resultados, agrupados pelo tipo de ligante asfáltico.

5.1. Dosagens com o ligante asfáltico CAP 30-45

Nas Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam-se os resultados das dosagens das misturas asfálticas com CAP 30-45 e agregados graníticos e basálticos respectivamente. Observa-se que no caso dos agregados basálticos, não foi possível obter o parâmetro de volume de vazios de 4,0% nem com a energia de 100 giros de compactação no CGS. É importante ressaltar que o teor asfáltico central utilizado na dosagem é obtido de acordo com a AASHTO R 30, e a partir dele moldam-se corpos de prova com -0,5%, +0,5% e +1,0%. Assim, observa-se que a Equação proposta por essa normativa não foi adequada para obter um teor de ligante asfáltico que atenda a esse parâmetro

volumétrico na dosagem para agregados basálticos. Este comportamento poderia ser atribuído ao formato mais lamelar que apresentam estes agregados, com relação com os agregados graníticos.

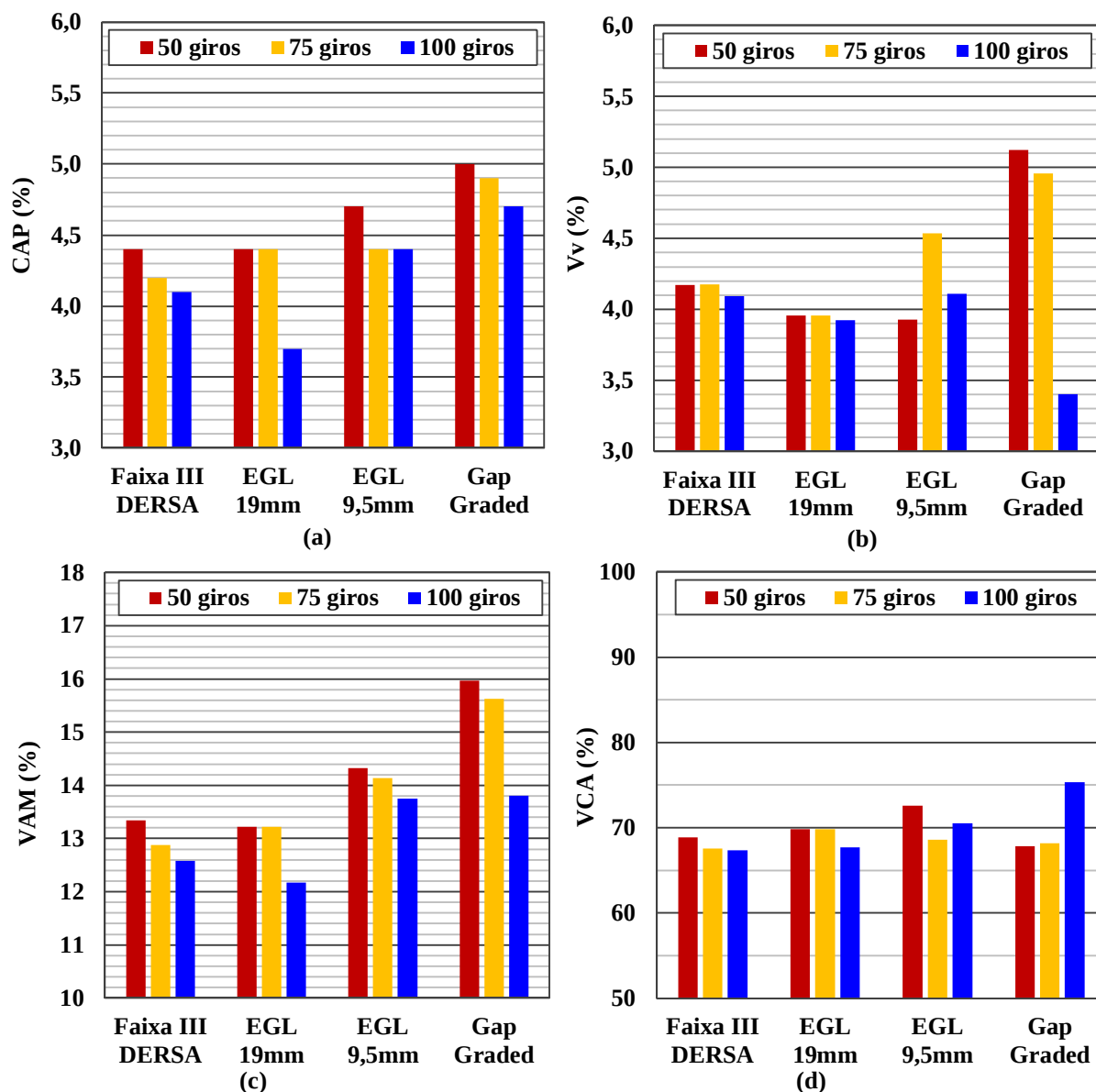


Figura 5.1: Resultados das dosagens com CAP 30-45 e com agregados graníticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

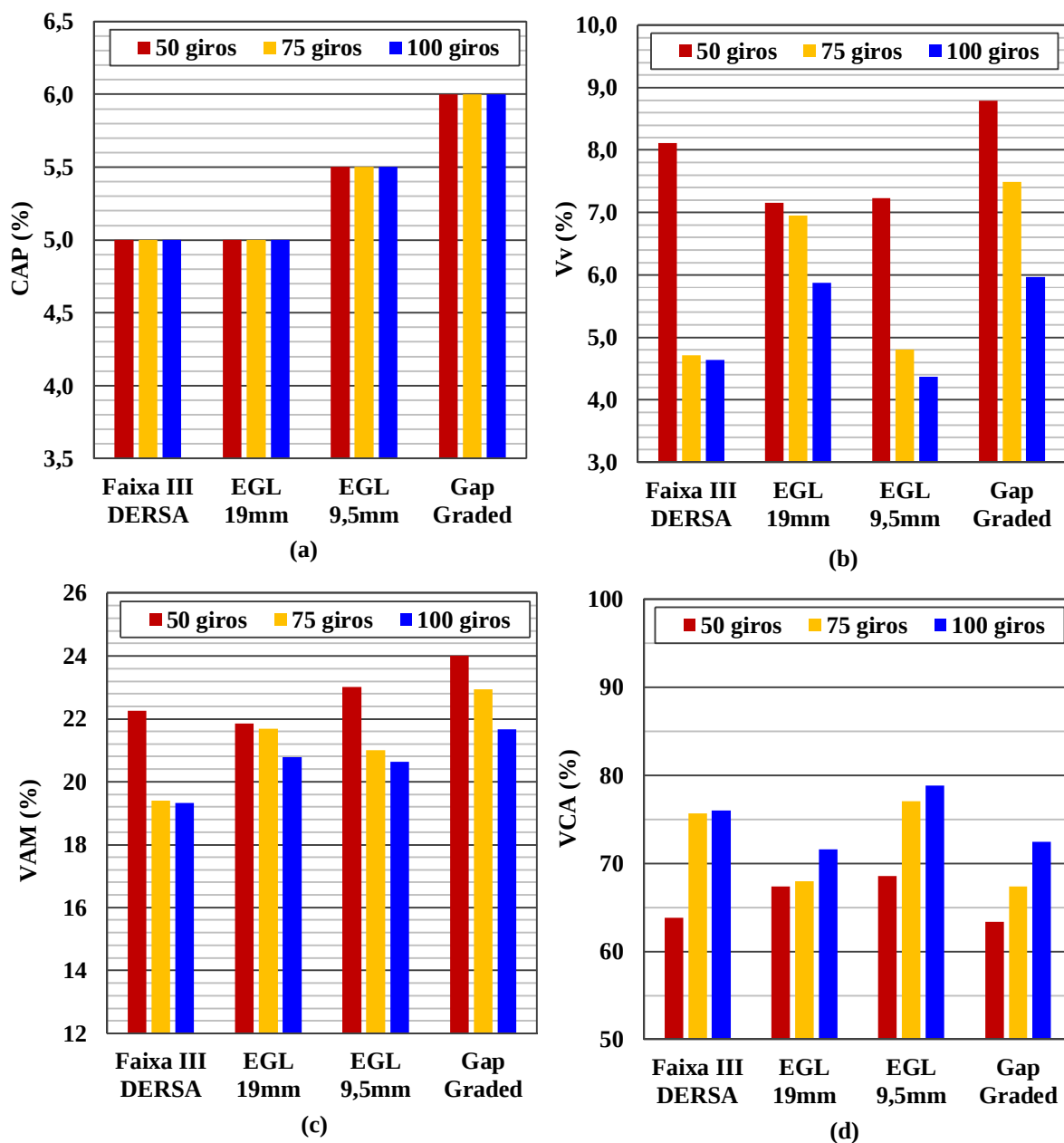


Figura 5.2: Resultados das dosagens com CAP 30-45 e com agregados basálticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

Na Tabela 5.1 apresentam-se os resultados do ensaio de dano por umidade induzida (DUI), no qual é obtido o parâmetro relação de resistência à tração (RRT), para avaliação da durabilidade das misturas asfálticas frente à ação deletéria da água. Observa-se nessa tabela e nas Figuras 5.3 e 5.4 que os resultados de RRT foram superiores a 80% que é o valor recomendado usualmente pela metodologia Superpave.

Tabela 5.1: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida das misturas asfálticas com o CAP 30-45

Agregados Graníticos				
Faixa Granulométrica	Faixa III (12,5mm)	EGL 19,0mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
RT Seco	1,77	1,53	1,66	1,46
RT úmido	1,56	1,28	1,45	1,29
RTR	88	84	87	89
Agregados Basálticos				
RT Seco	1,38	1,43	1,27	1,28
RT úmido	1,17	1,34	1,06	1,05
RTR	85	94	83	82

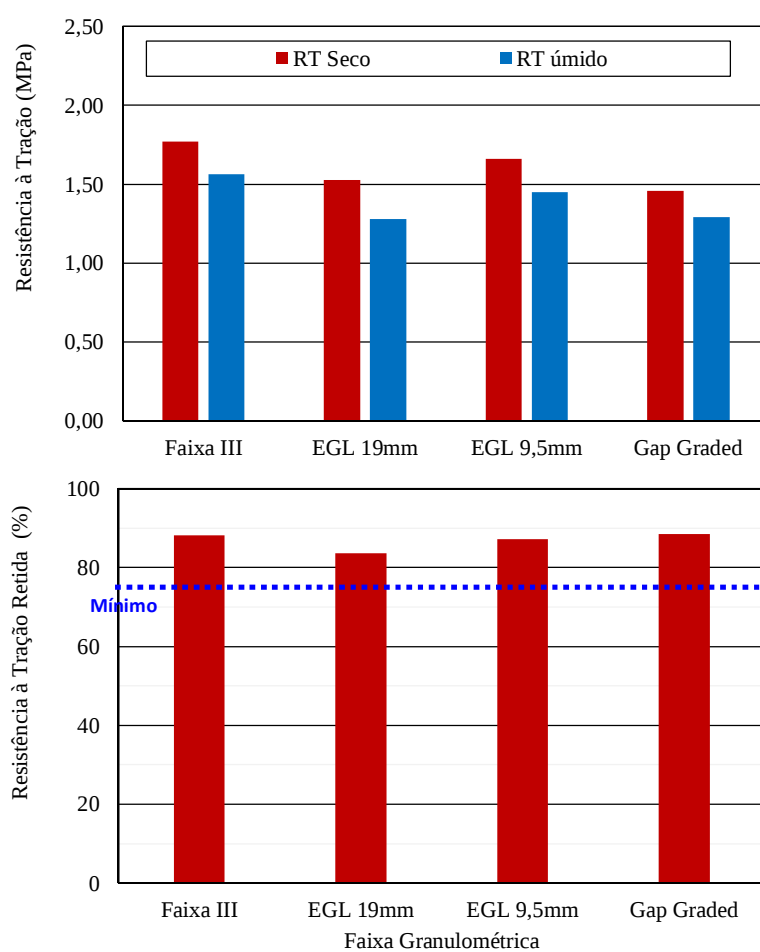


Figura 5.3: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP 30-45 e com agregados graníticos

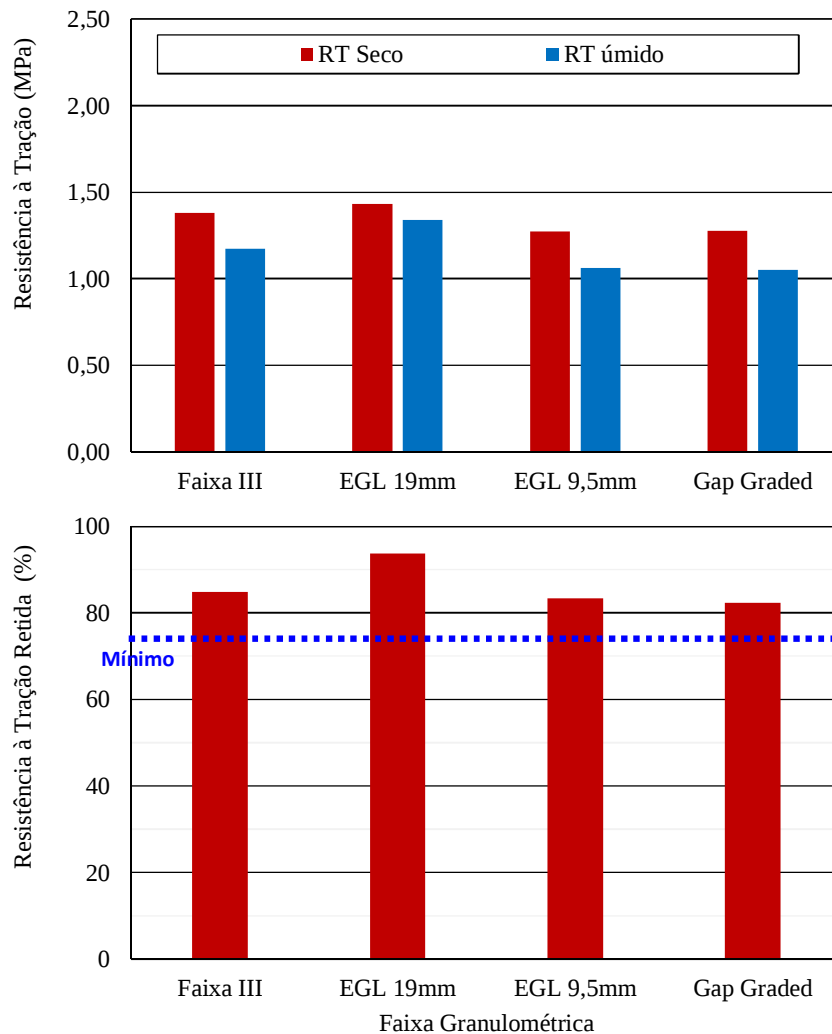


Figura 5.4: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP 30-45 e com agregados basálticos

Após determinação das propriedades volumétricas das misturas asfálticas com faixa granulométrica III do DERSA (12,5mm), moldaram-se os corpos de prova para execução do ensaio de módulo de resiliência (MR) com carregamento cíclico diametral. Após realização desses ensaios, os corpos de prova foram carregados estaticamente para determinação do parâmetro mecânico de resistência à tração (RT) por compressão diametral. Esses resultados são apresentados na Tabela 5.2 e nas Figuras 5.5 e 5.6. Observa-se de forma geral que, o incremento da energia de compactação nas misturas asfálticas produziu também um aumento da RT e do MR. Com relação à fonte dos agregados, os resultados indicam que os agregados basálticos tendem a apresentar maiores valores de RT e MR. Já a faixa granulométrica das misturas asfálticas densas foi sempre superior à faixa granulométrica descontínua.

Tabela 5.2: Resultados do ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas com o CAP 30-45

Agregados Graníticos								
Energia de Compactação	RT (MPa)				MR (MPa)			
	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
50 giros	1,68	1,59	1,82	1,46	5.983	7.006	6.766	4.360
75 giros	1,87	1,78	1,94	1,59	8.003	7.343	7.047	4.717
100 giros	2,10	1,91	2,10	1,62	9.094	7.798	7.319	5.021
Agregados Basálticos								
50 giros	1,55	1,09	1,43	0,84	7.702	7.278	7.262	4.594
75 giros	1,74	1,45	1,54	1,00	8.231	7.777	7.903	5.090
100 giros	2,07	1,60	1,62	1,27	8.328	7.919	7.359	5.663

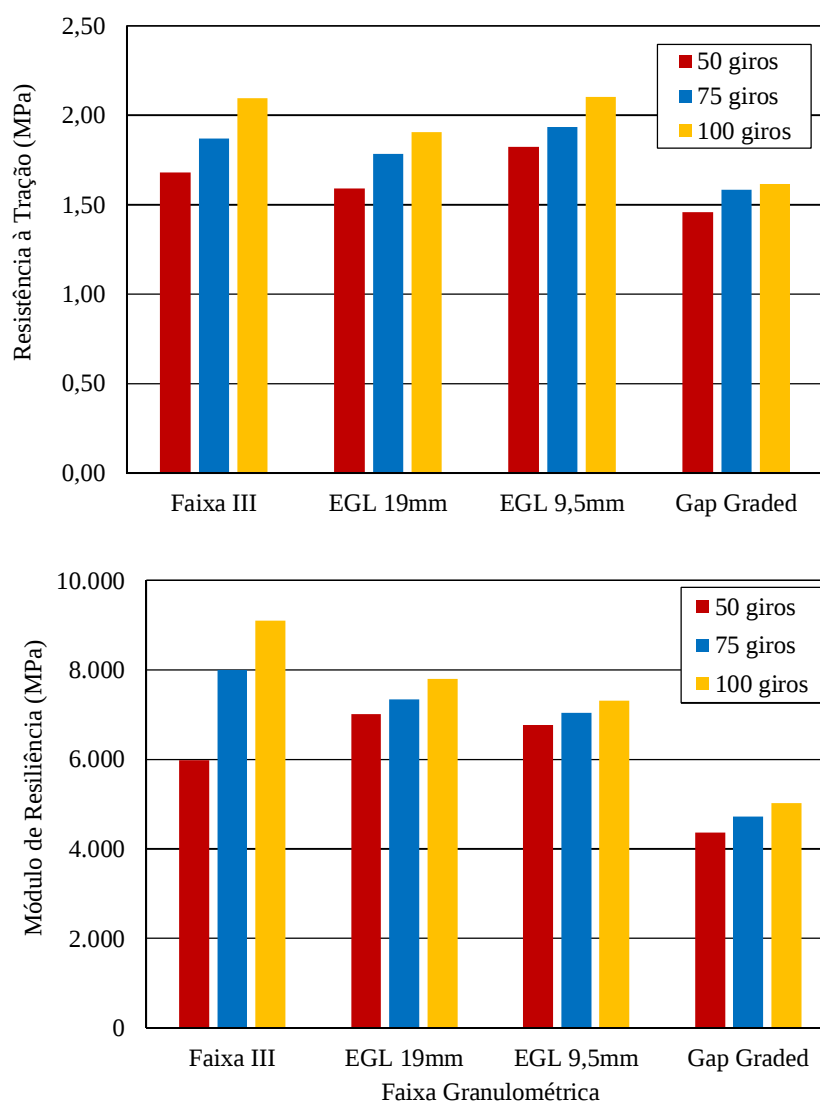


Figura 5.5: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP 30-45 e com agregados graníticos

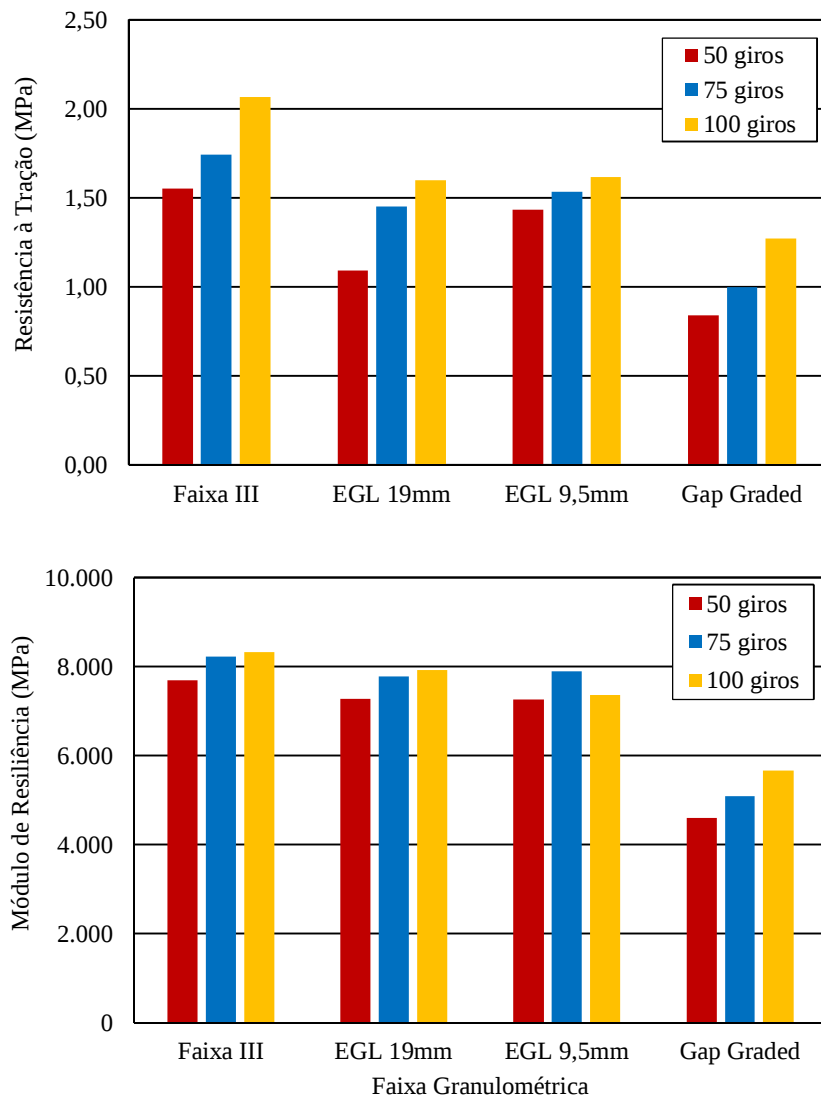


Figura 5.6: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP 30-45 e com agregados basálticos

5.2. Dosagens com o ligante asfáltico modificado por polímero RET

Nas Figuras 5.7 e 5.8 apresentam-se os resultados das dosagens das misturas asfálticas produzidas com ligante asfáltico modificado por polímero do tipo RET, com diversas energias de compactação, para agregados graníticos e basálticos, respectivamente. Assim como foi observado para o CAP 30-45, o incremento da energia de compactação, reduz o teor de ligante asfáltico determinado no projeto de dosagem. No entanto, par aos agregados basálticos, apenas na energia de 100 giros foi possível se aproximar ao volume de vazios de 4,0% para as misturas asfálticas densas. Vale aqui ressaltar que para as misturas asfálticas descontínuas do tipo *Gap Graded* foi selecionado o volume de vazios alvo de 5,0%.

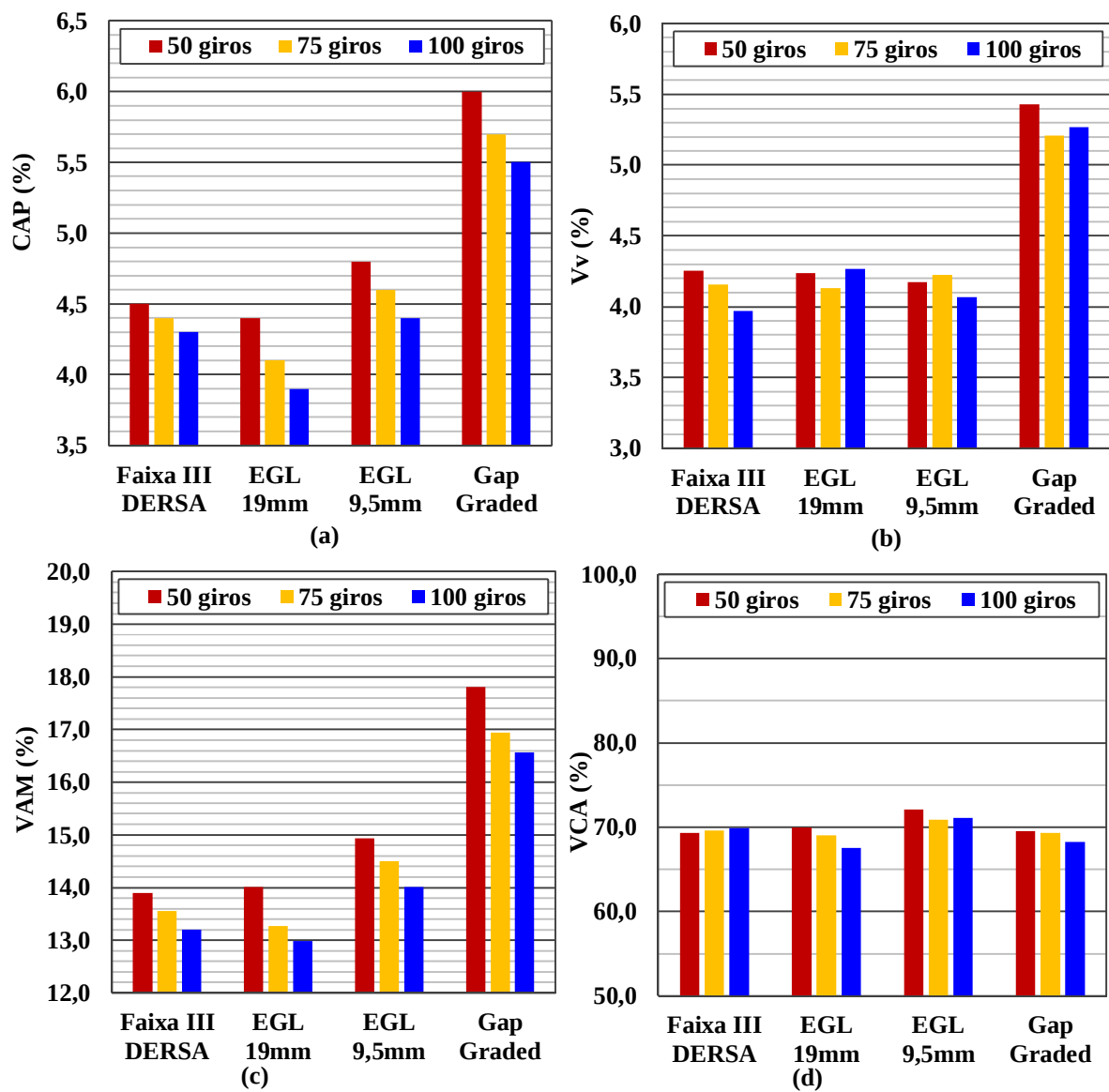


Figura 5.7: Resultados das dosagens com CAP Polímero RET e com agregados graníticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

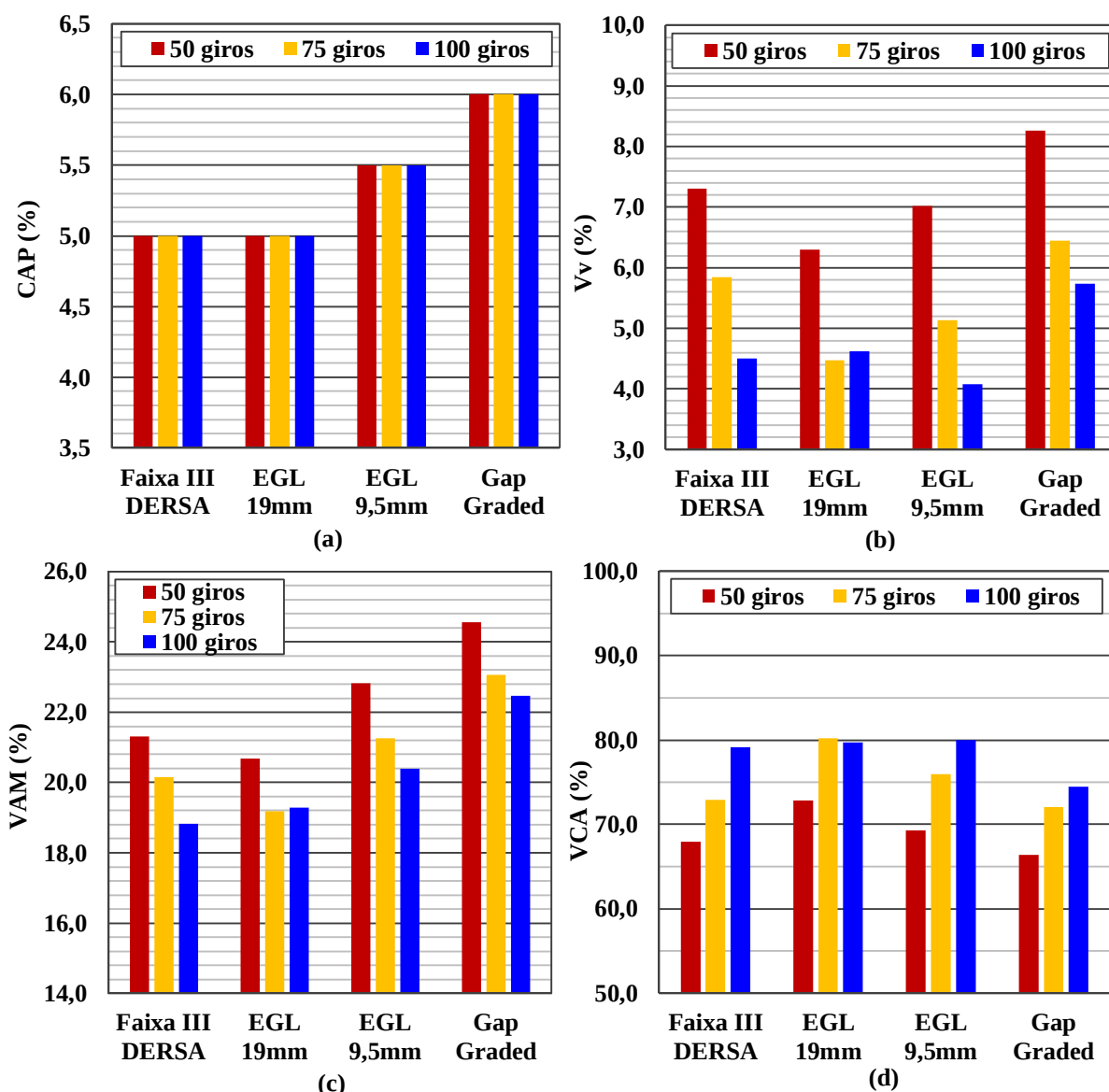


Figura 5.8: Resultados das dosagens com CAP Polímero RET e com agregados basálticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

Na Tabela 5.3 e nas Figuras 5.9 e 5.10 apresentam-se os resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP polímero tipo RET. Observa-se que todas as misturas asfálticas apresentaram RRT superior a 80%, com exceção da Faixa III e agregados graníticos, na qual se obteve o valor de 76%. Vale notar que estes ensaios foram realizados em corpos de prova também produzidos no CGS com 150mm de diâmetro e aproximadamente 110mm de altura.

Tabela 5.3: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida das misturas asfálticas com o CAP Polímero RET

Agregados Graníticos				
Faixa Granulométrica	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
RT Seco	1,11	0,97	1,23	0,58
RT úmido	0,84	0,84	1,06	0,54
RTR	76	87	87	94
Agregados Basálticos				
RT Seco	1,39	1,34	1,44	1,08
RT úmido	1,21	1,22	1,26	0,99
RTR	87	91	87	92

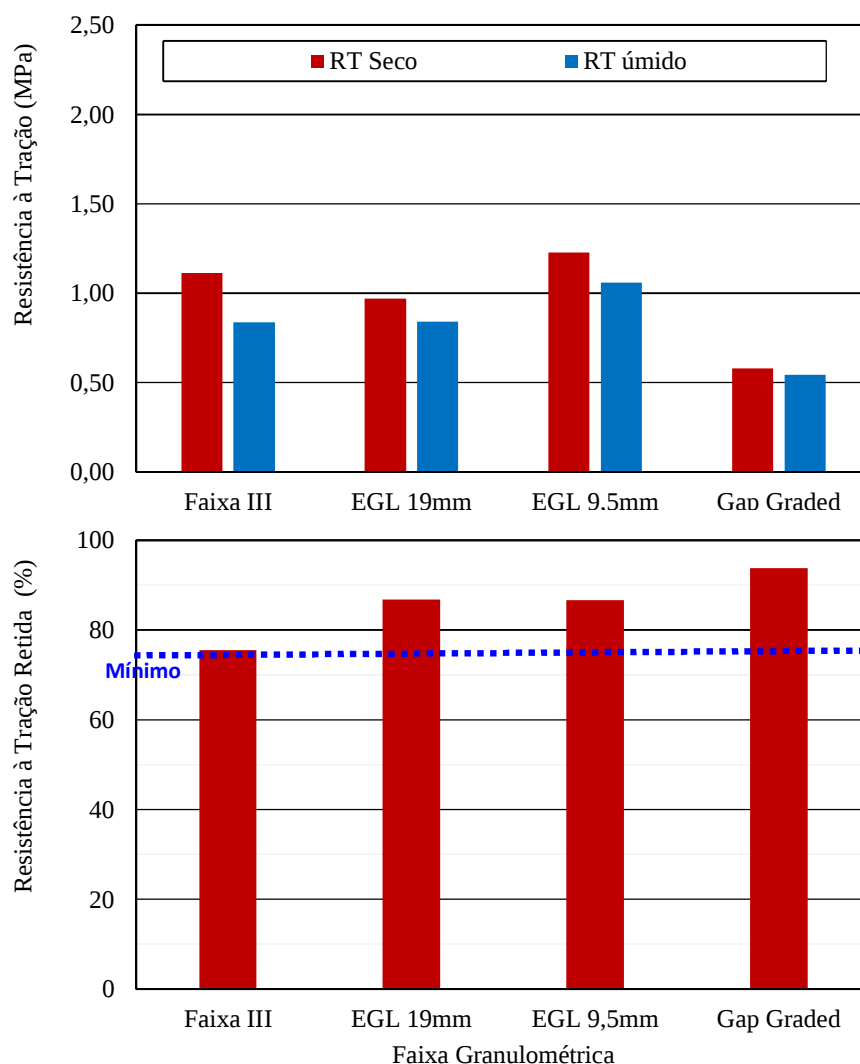


Figura 5.9: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Polímero RET com agregados graníticos

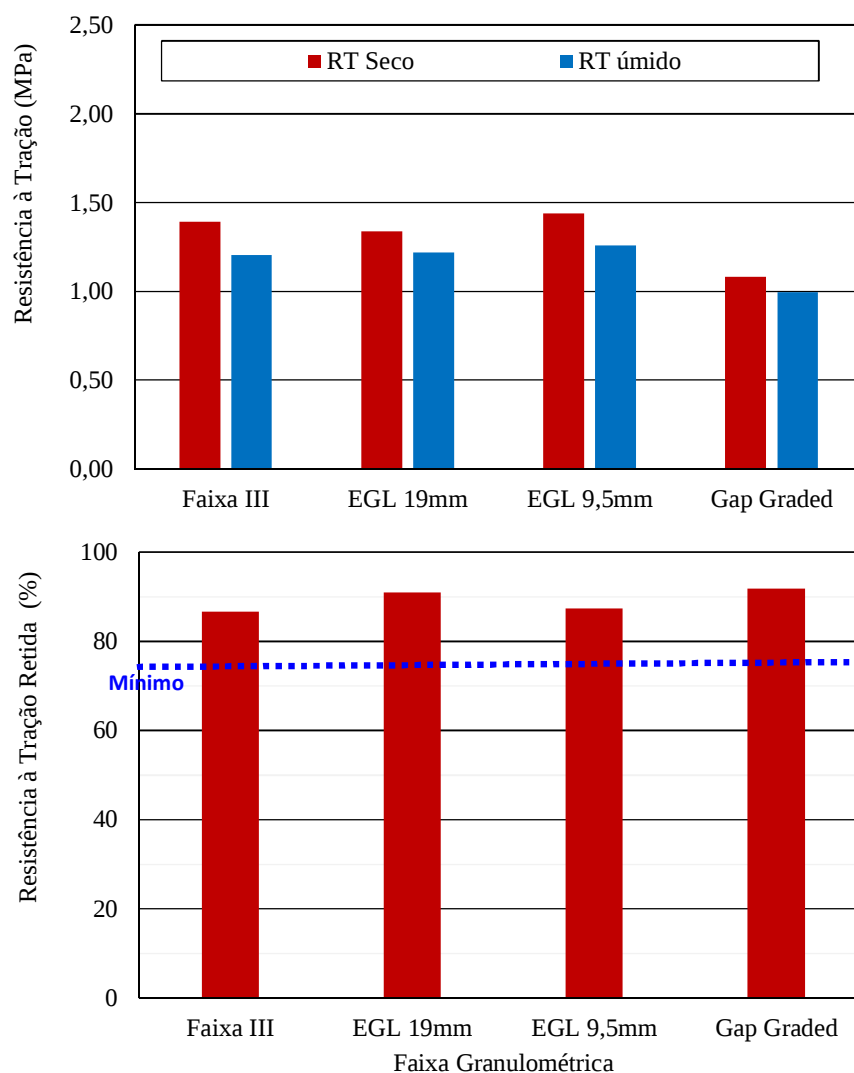


Figura 5.10: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Polímero RET e com agregados basálticos

Os resultados do ensaio de módulo de resiliência (MR) e de resistência à tração (RT) apresentam-se na Tabela 5.4 e nas Figuras 5.11 e 5.12. Ambos parâmetros tenderam a ser superiores nas misturas asfálticas produzidas com agregados graníticos, quando comparados com os agregados basálticos. Observa-se também que os menores valores tendem a se apresentar em níveis menores de energia de compactação e nos casos das misturas asfálticas de granulométrica descontínua (*Gap Graded*).

Tabela 5.4: Resultados do ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas com o CAP Polímero RET

Agregados Graníticos								
Energia de Compactação	RT (MPa)				MR (MPa)			
	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
50 giros	1,19	1,23	1,54	0,88	5.517	4.871	5.584	2.812
75 giros	1,13	1,13	1,82	0,82	6.738	4.002	5.344	2.592
100 giros	1,24	1,27	1,78	0,98	5.866	5.818	5.188	3.301
Agregados Basálticos								
50 giros	1,54	1,36	1,59	1,00	5.983	5.734	5.977	4.022
75 giros	1,55	1,36	1,64	1,07	6.287	5.991	6.462	4.286
100 giros	1,59	1,46	1,68	1,17	5.971	6.400	6.726	4.749

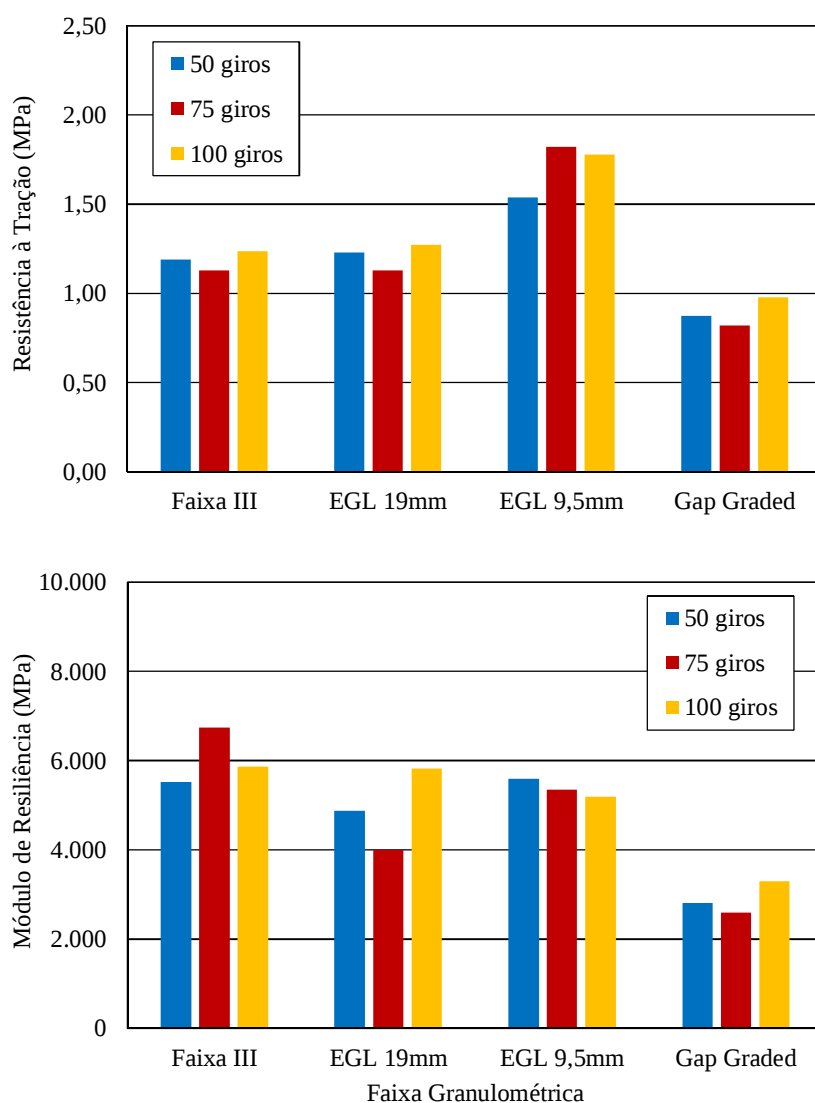


Figura 5.11: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Polímero RET e com agregados graníticos

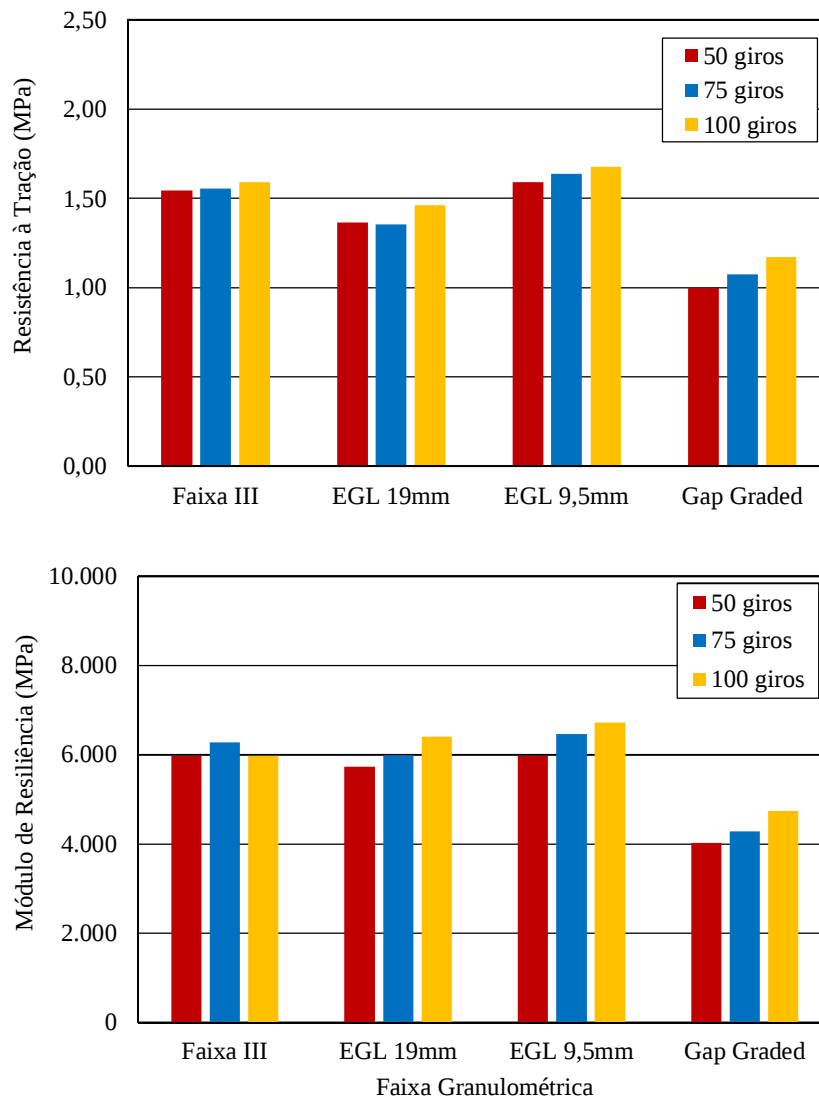


Figura 5.12: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Polímero RET e com agregados basálticos

5.3. Dosagens com o ligante asfáltico modificado por polímero SBS

As Figuras 5.13 e 5.14 apresentam os resultados dos parâmetros volumétricos obtidos nas dosagens das misturas asfálticas com ligante asfáltico modificado por polímero do tipo SBS, para agregados graníticos e basálticos, respectivamente. Para as misturas asfálticas com agregados graníticos observou-se a mesma tendência descrita anteriormente para o caso em que foi utilizado o CAP 30-45 e o CAP-Polímero-RET, conforme se incrementa a energia de compactação se reduz o teor de ligante asfáltico de projeto, para atender aos parâmetros volumétricos desejáveis.

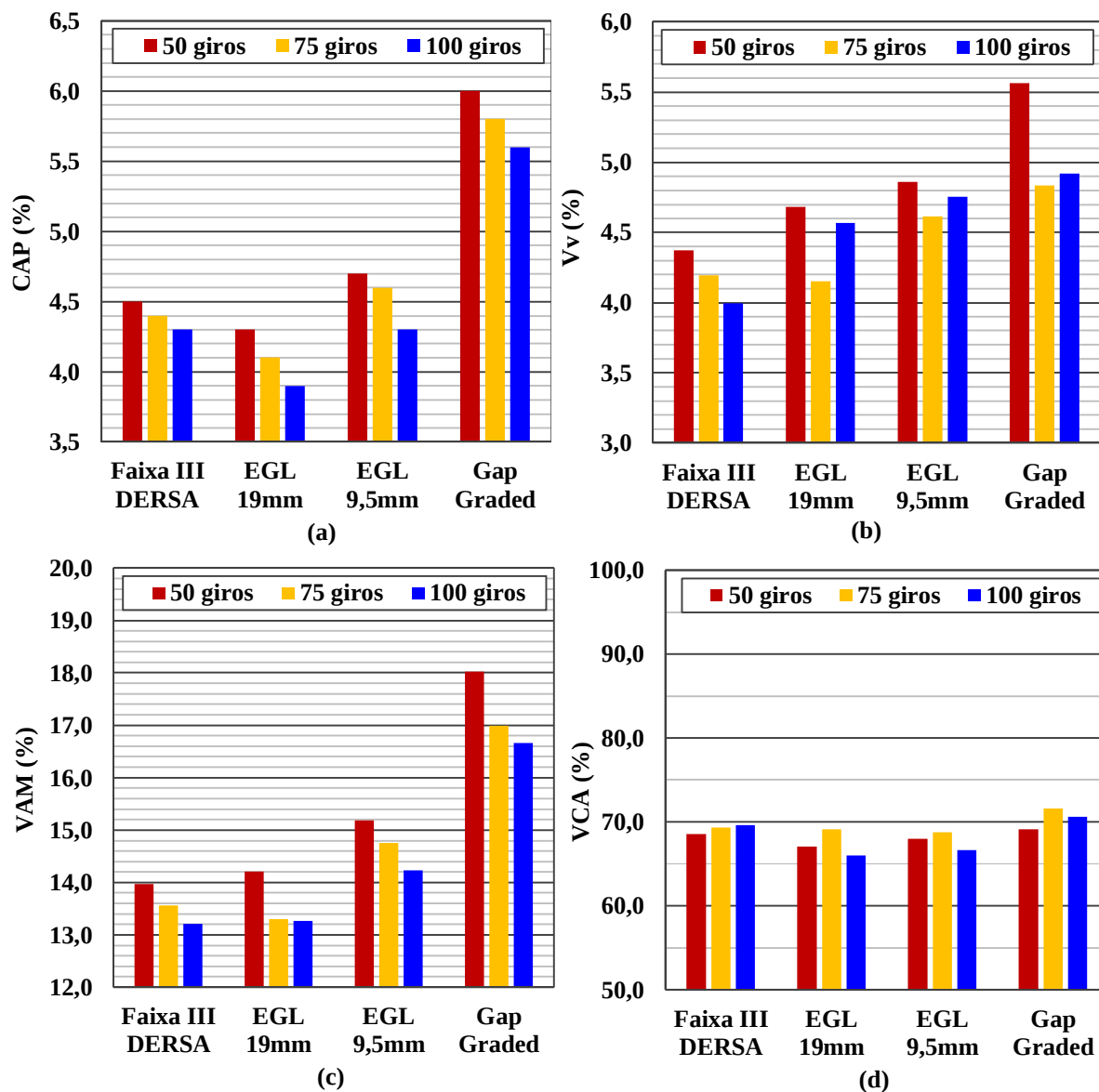


Figura 5.13: Resultados das dosagens com CAP Polímero SBS e com agregados graníticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

O comportamento descrito anteriormente para as misturas asfálticas produzidas com agregados graníticos não foi observado, novamente, para o caso em que foram empregados agregados basálticos, como pode se observar na Figura 5.14. Nos casos em que foi empregada a energia de compactação de 50 e 75 giros no CGS, não foi possível atingir o volume de vazios alvo de 4,0%. Isto somente foi possível nos casos em que a energia de compactação foi incrementada até atingir os 100 giros. Esta tendência também foi observada nas misturas asfálticas com granulométrica descontínua, considerando o volume de vazios alvo de 5,0%.

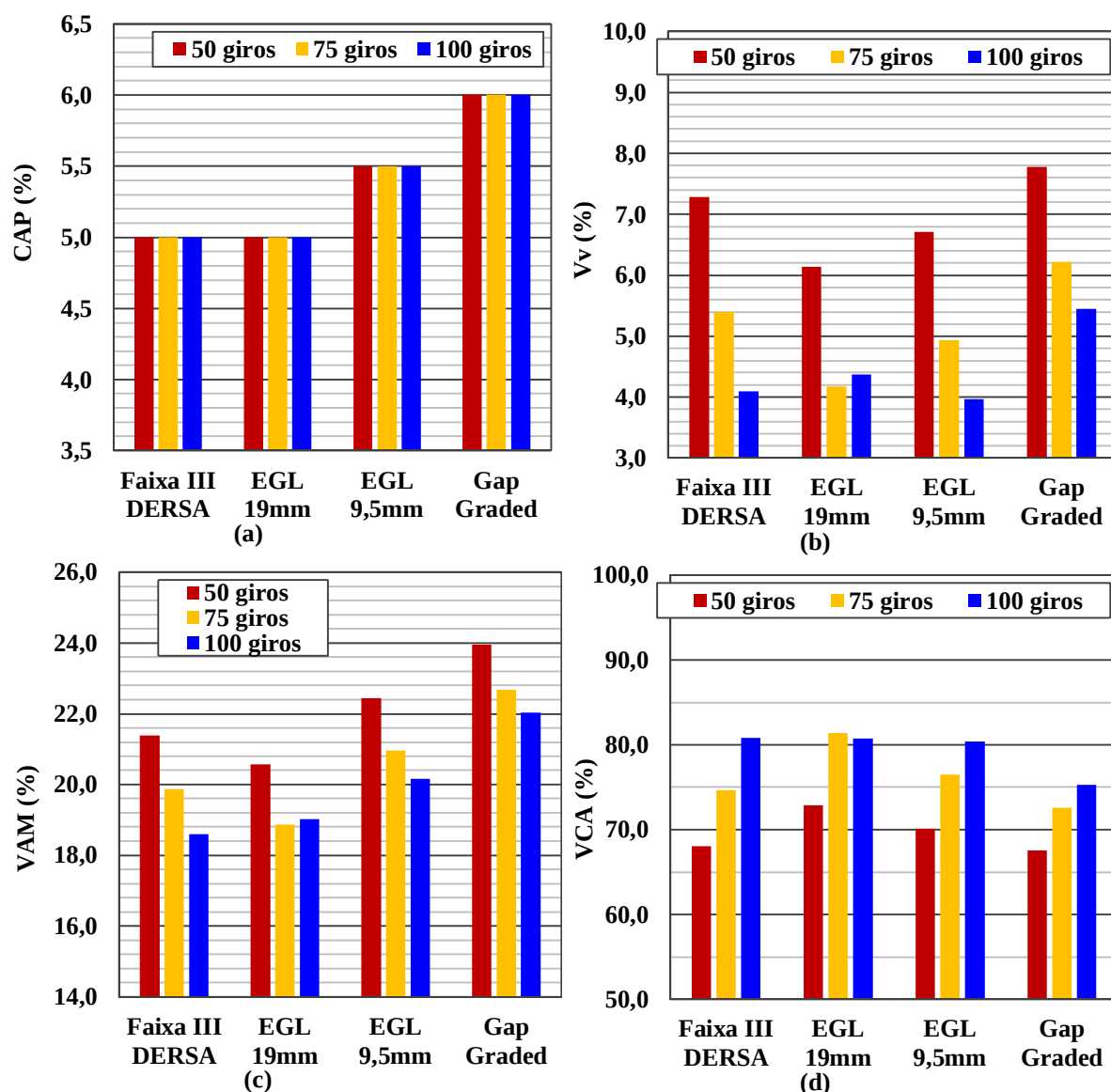


Figura 5.14: Resultados das dosagens com CAP Polímero SBS e com agregados basálticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

Os resultados do ensaio de dano por umidade induzida (DUI) apresentam-se na Tabela 5.5. e nas Figuras 5.15 e 5.16 e observa-se que todas as misturas asfálticas atingiram valores superiores a 80% que é o valor recomendado pela metodologia Superpave. Vale lembrar que em todas as misturas asfálticas foi utilizado 1,5% de cal hidratada do tipo CH-1. Todos os detalhes dos resultados apresentados estão também apresentados nos anexos deste relatório final.

Tabela 5.5: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida das misturas asfálticas com o CAP Polímero SBS

Agregados Graníticos				
Faixa Granulométrica	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
RT Seco	1,20	1,53	1,66	1,46
RT úmido	1,56	1,28	1,45	1,29
RTR	88	84	87	89
Agregados Basálticos				
RT Seco	1,31	1,17	1,29	0,99
RT úmido	1,15	1,12	1,15	0,88
RTR	87	96	89	89

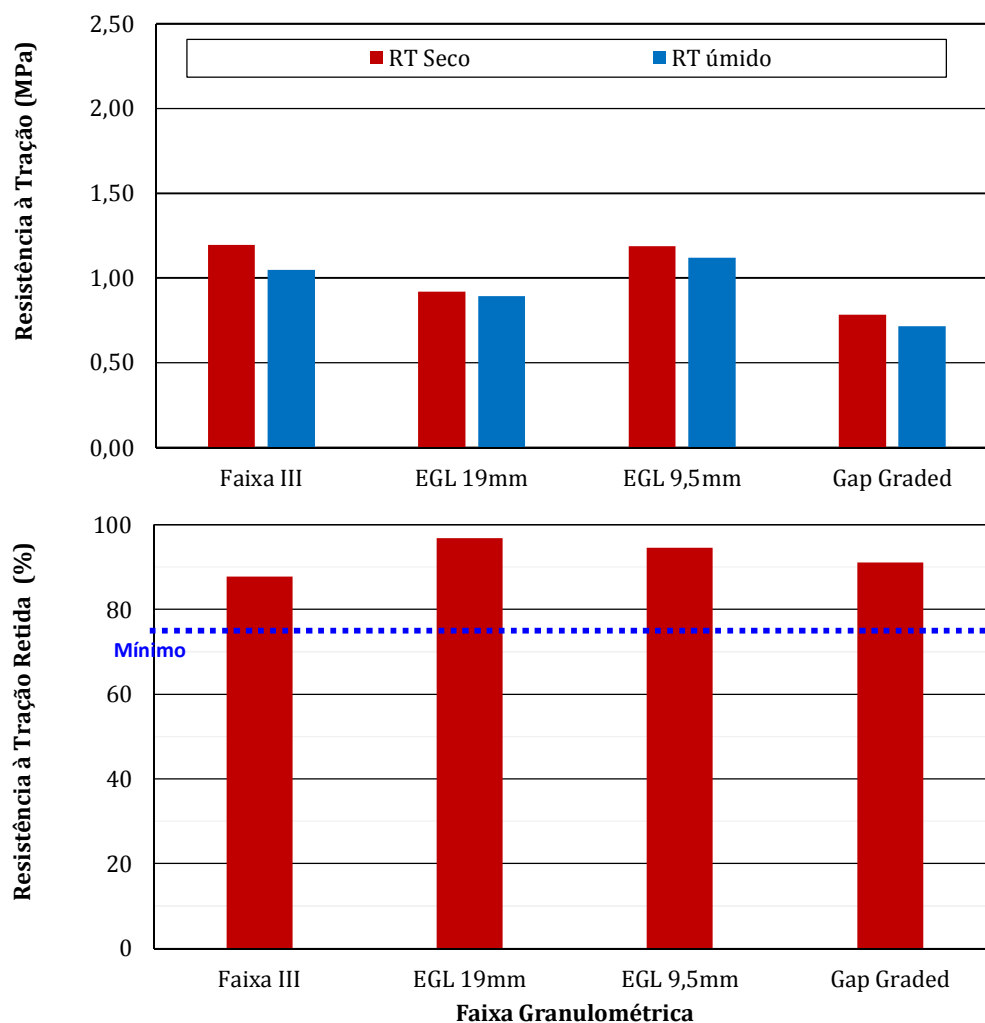


Figura 5.15: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Polímero SBS com agregados graníticos

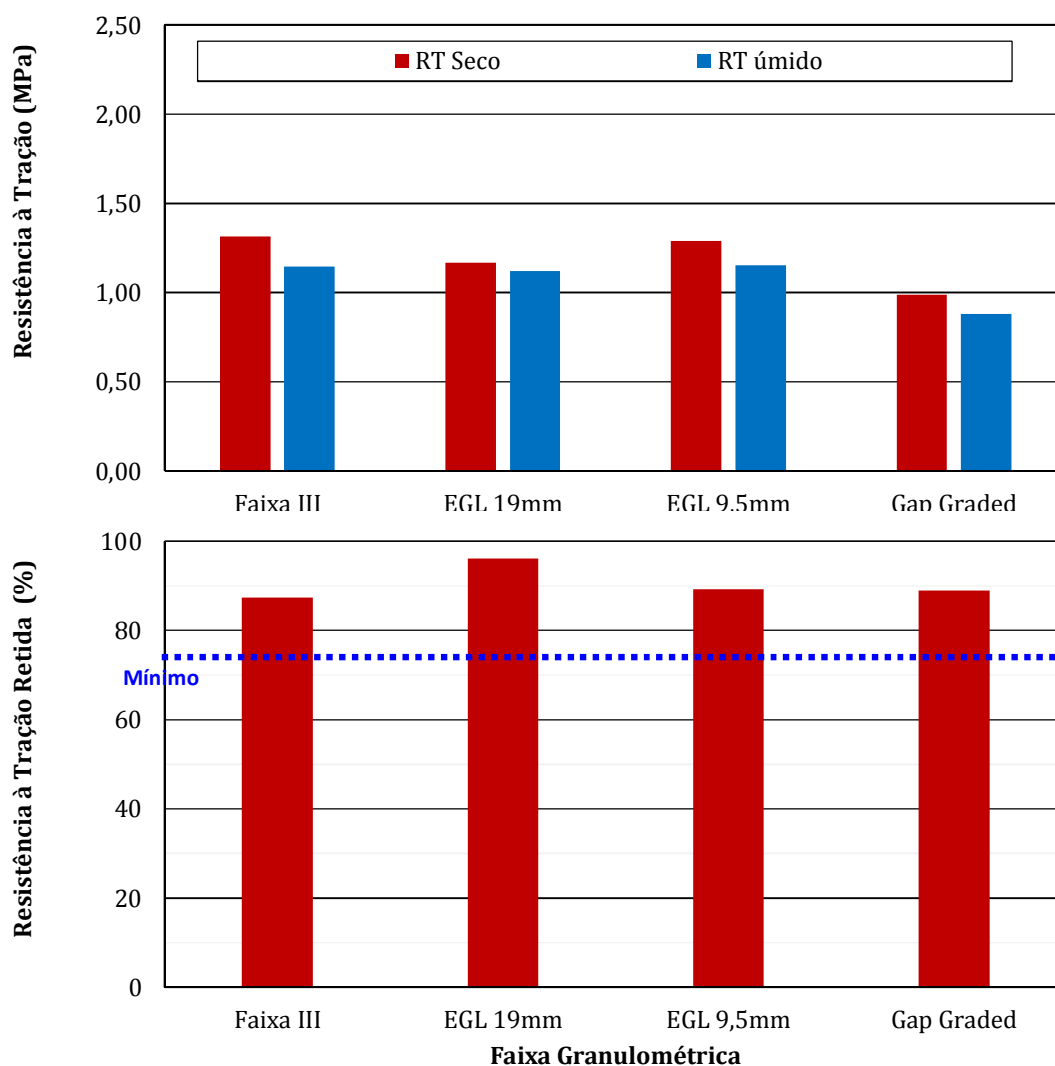


Figura 5.16: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Polímero SBS e com agregados basálticos

Os resultados de módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT) das misturas asfálticas são apresentados na Tabela 5.6 e nas Figuras 5.17 e 5.18. Mais uma vez, as misturas asfálticas com agregados basálticos tendem a apresentar valores superiores de RT e MR, quando comparados com as misturas asfálticas produzidas com agregados graníticos. De forma geral, o incremento da energia de compactação produziu um ganho nos valores destes parâmetros mecânicos, mas, estas tendências serão confirmadas na análise estatística apresentada mais adiante nesta seção do relatório final.

Tabela 5.6: Resultados do ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas com o CAP Polímero SBS

Agregados Graníticos								
Energia de Compactação	RT (MPa)				MR (MPa)			
	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
50 giros	1,18	1,25	1,63	0,92	5.497	5.084	4.777	2.625
75 giros	1,25	1,28	1,75	0,92	5.192	5.391	5.062	2.735
100 giros	1,30	1,35	1,79	0,98	4.802	5.650	5.632	2.888
Agregados Basálticos								
50 giros	1,39	1,29	1,52	0,89	5.642	5.363	5.559	3.932
75 giros	1,44	1,32	1,60	1,00	5.688	5.394	5.817	3.903
100 giros	1,51	1,42	1,59	1,06	5.619	5.512	5.898	4.226

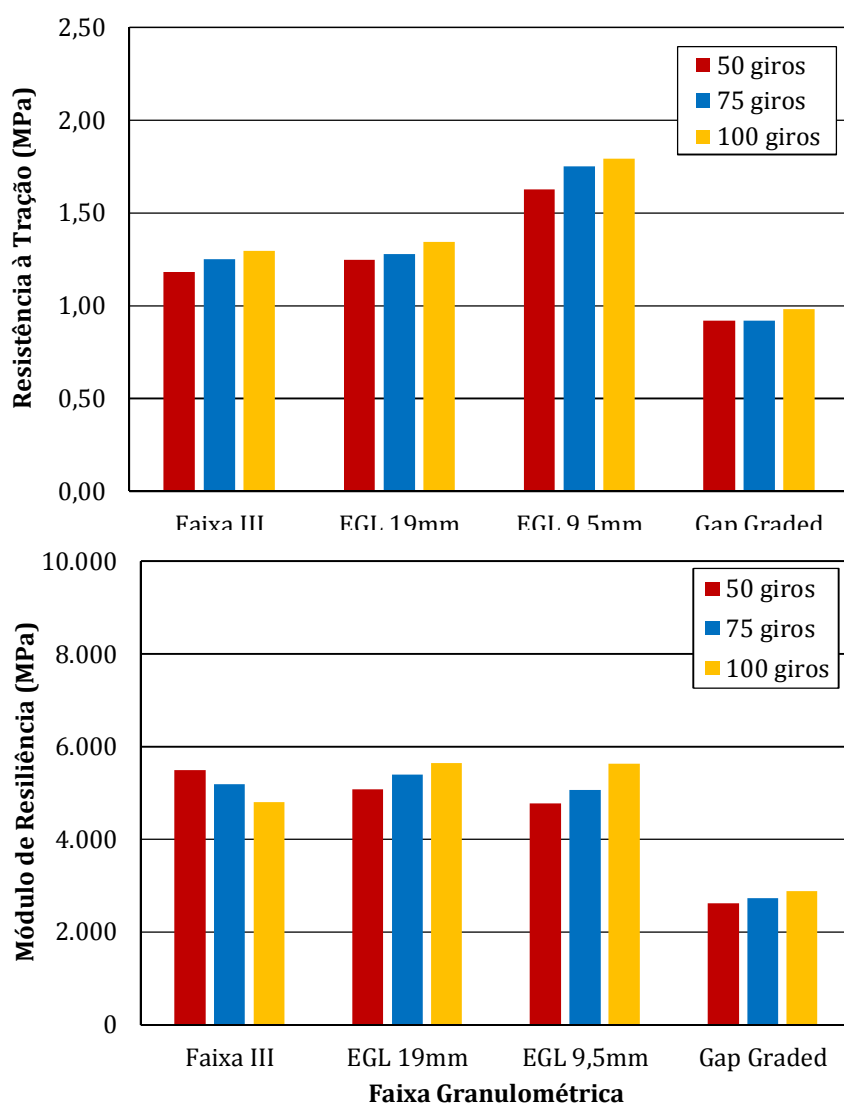


Figura 5.17: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Polímero SBS e com agregados graníticos

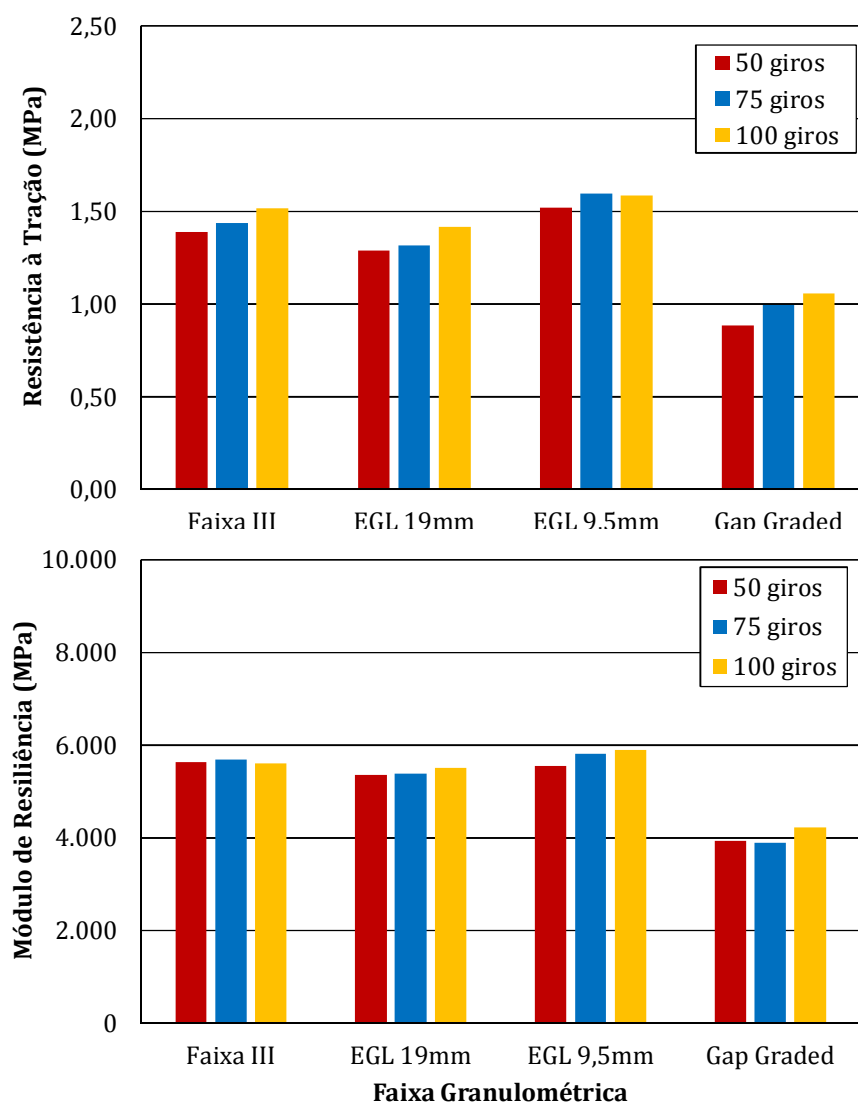


Figura 5.18: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Polímero SBS e com agregados basálticos

5.4. Dosagens com o ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus

Finalmente, apresentam-se neste item os resultados das dosagens das misturas asfálticas com ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus. Nas Figuras 5.19 e 5.20 resumem-se esses resultados para as misturas asfálticas com agregados graníticos e com agregados basálticos, respectivamente. Para os agregados graníticos observam-se as mesmas tendências detalhadas anteriormente para os outros ligantes asfálticos avaliados neste estudo, no entanto, com teores de projeto superiores aos observados anteriormente, devido ao emprego do ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus, do tipo AB-8.

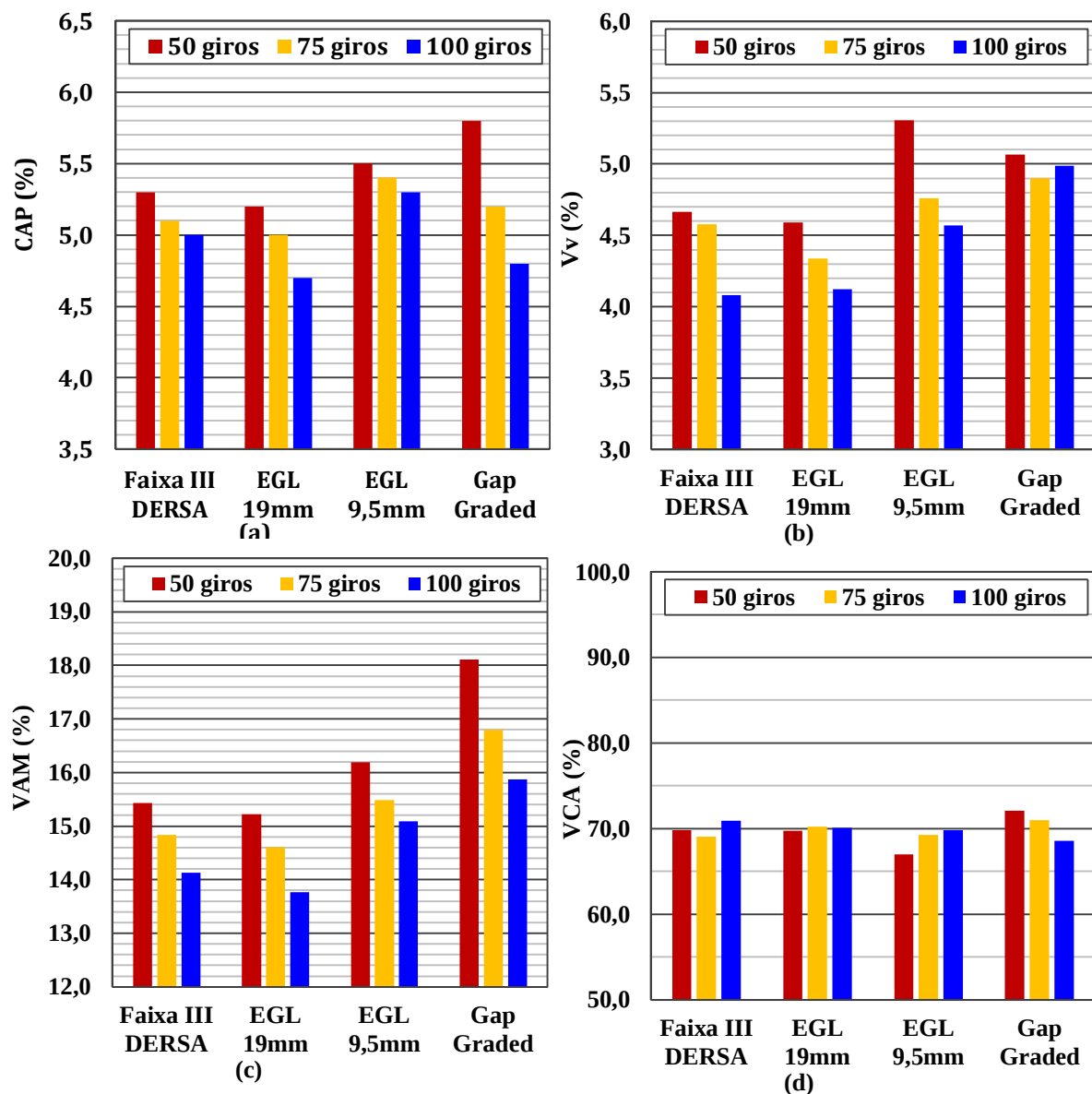


Figura 5.19: Resultados das dosagens com CAP Borracha AB-8 e com agregados graníticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

Para os agregados basálticos, novamente houve dificuldade em atingir os parâmetros volumétricos desejáveis, com os teores pré-definidos para a dosagem das misturas asfálticas, como pode ser observado na Figura 5.20.

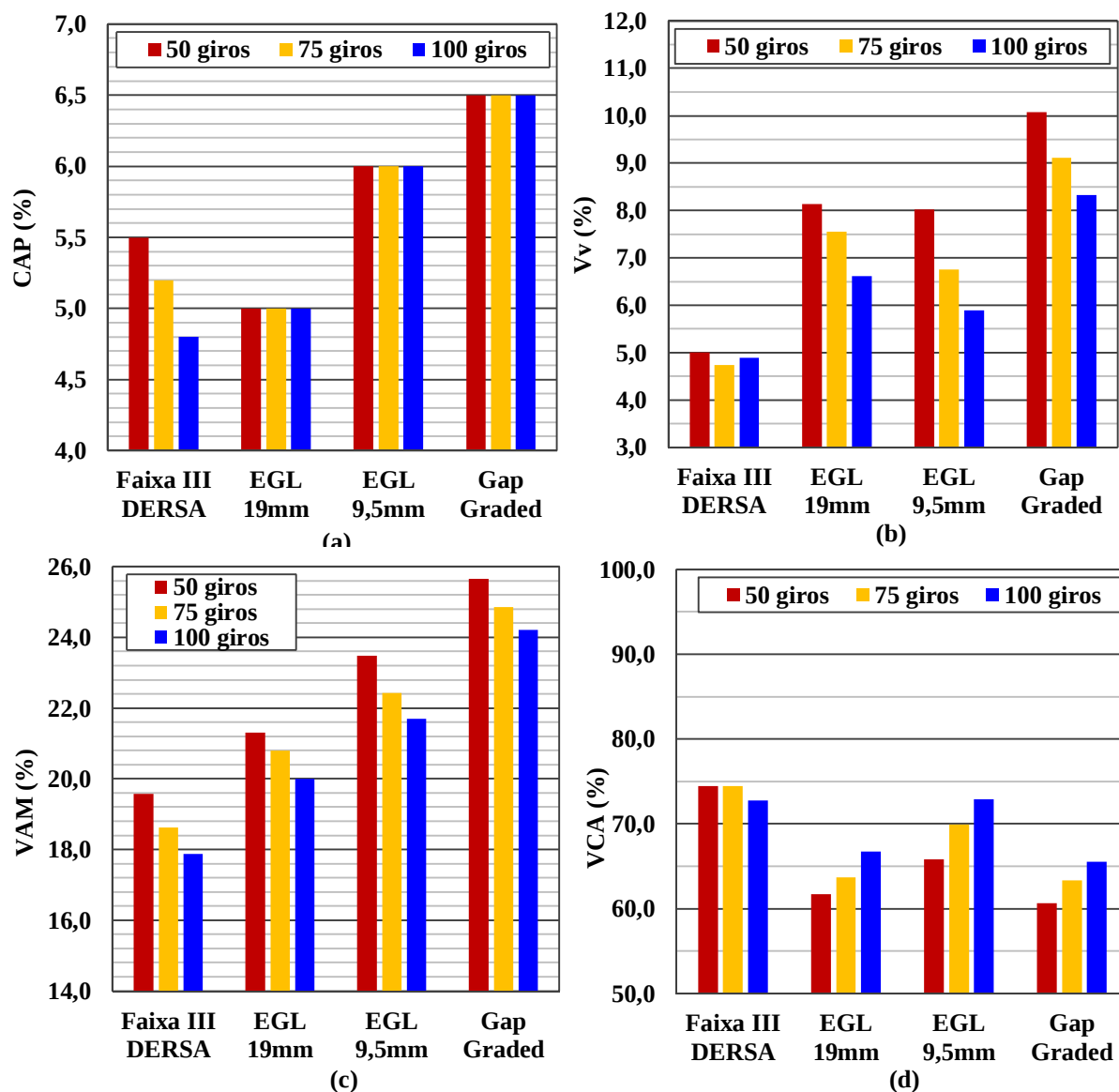


Figura 5.20: Resultados das dosagens com CAP Borracha AB-8 e com agregados basálticos; a) Teor de CAP; b) volume de vazios; c) vazios de agregado mineral; d) vazios cheios de asfalto

Na Tabela 5.7 apresentam-se os resultados da dosagem das misturas asfálticas com o CAP Borracha do tipo AB-8. Observa-se que apenas a mistura asfáltica com granulometria EGL 19,0 e agregados graníticos apresentou valores inferiores a 80%, mas ainda superior a 75% que é o valor usualmente recomendado no grupo CCR para misturas asfálticas empregadas em revestimentos de pavimentos flexíveis.

Tabela 5.7: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida das misturas asfálticas com o CAP Borracha AB-8

Agregados Graníticos				
Faixa Granulométrica	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
RT Seco	1,18	1,21	1,24	1,19
RT úmido	1,02	0,94	1,13	1,08
RTR	87	78	91	91
Agregados Basálticos				
RT Seco	1,38	1,16	1,20	1,03
RT úmido	1,24	0,92	1,21	0,93
RTR	90	80	100	91

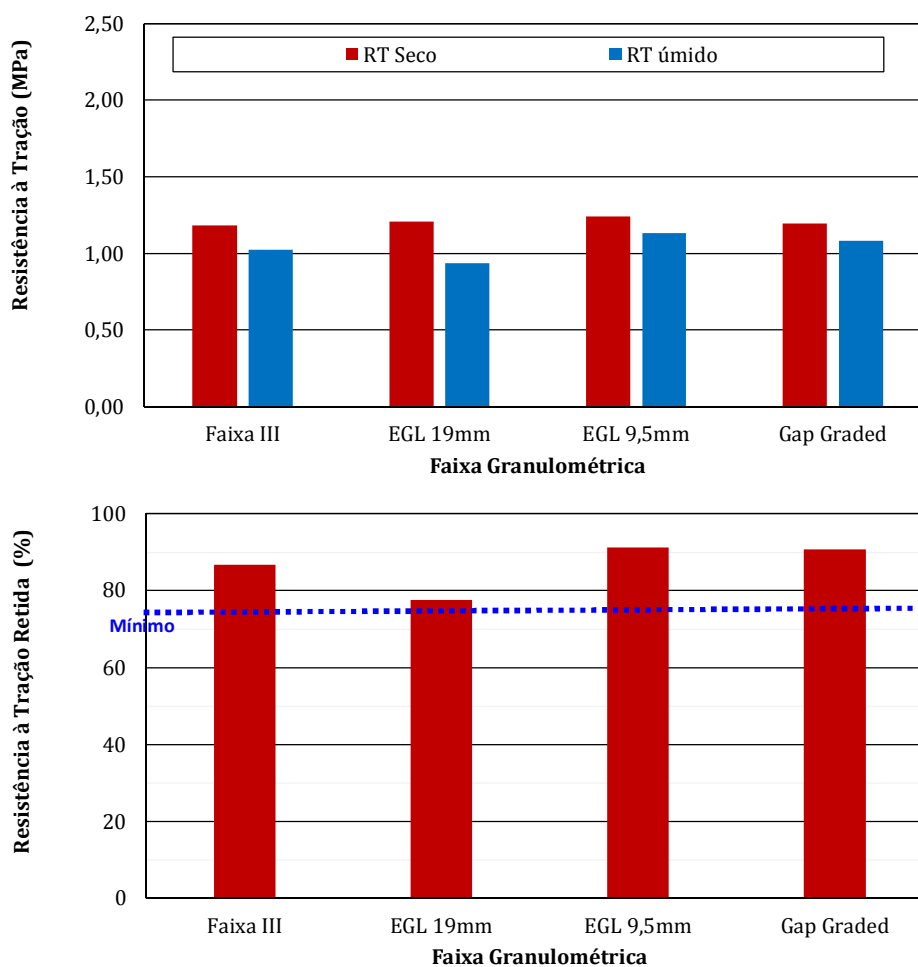


Figura 5.21: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Borracha AB-8 com agregados graníticos

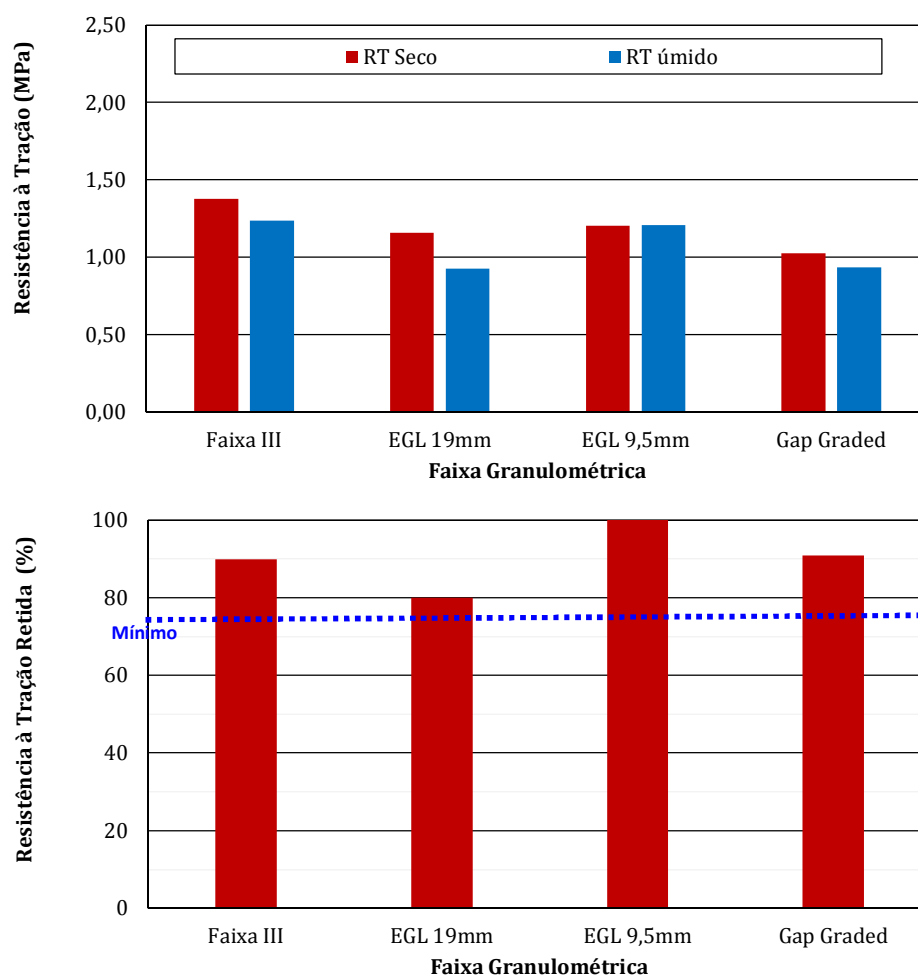


Figura 5.22: Resultados do ensaio de dano por umidade induzida nas misturas asfálticas com CAP Borracha AB-8 e com agregados basálticos

Os resultados de módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT) das misturas asfálticas são apresentados na Tabela 5.8 e nas Figuras 5.23 e 5.24. Novamente as misturas asfálticas com agregados basálticos tendem a apresentar valores superiores de RT e MR, quando comparados com as misturas asfálticas produzidas com agregados graníticos. Conforme era esperado, o incremento da energia de compactação aumento os valores de RT e MR das misturas asfálticas.

Tabela 5.8: Resultados do ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração das misturas asfálticas com o CAP Borracha AB-8

Agregados Graníticos								
Energia de Compactação	RT (MPa)				MR (MPa)			
	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded	Faixa III	EGL 19mm	EGL 9,5mm	Gap Graded
50 giros	1,01	1,14	0,95	1,18	6.963	8.092	3.780	5.309
75 giros	1,09	1,17	1,11	1,35	7.020	8.435	4.260	6.357
100 giros	1,24	1,69	1,35	1,55	7.024	9.287	5.312	7.005
Agregados Basálticos								
50 giros	1,55	1,09	1,43	0,84	7.702	7.278	7.262	4.594
75 giros	1,74	1,45	1,54	1,00	8.231	7.777	7.903	5.090
100 giros	2,07	1,60	1,62	1,27	8.328	7.919	7.359	5.663

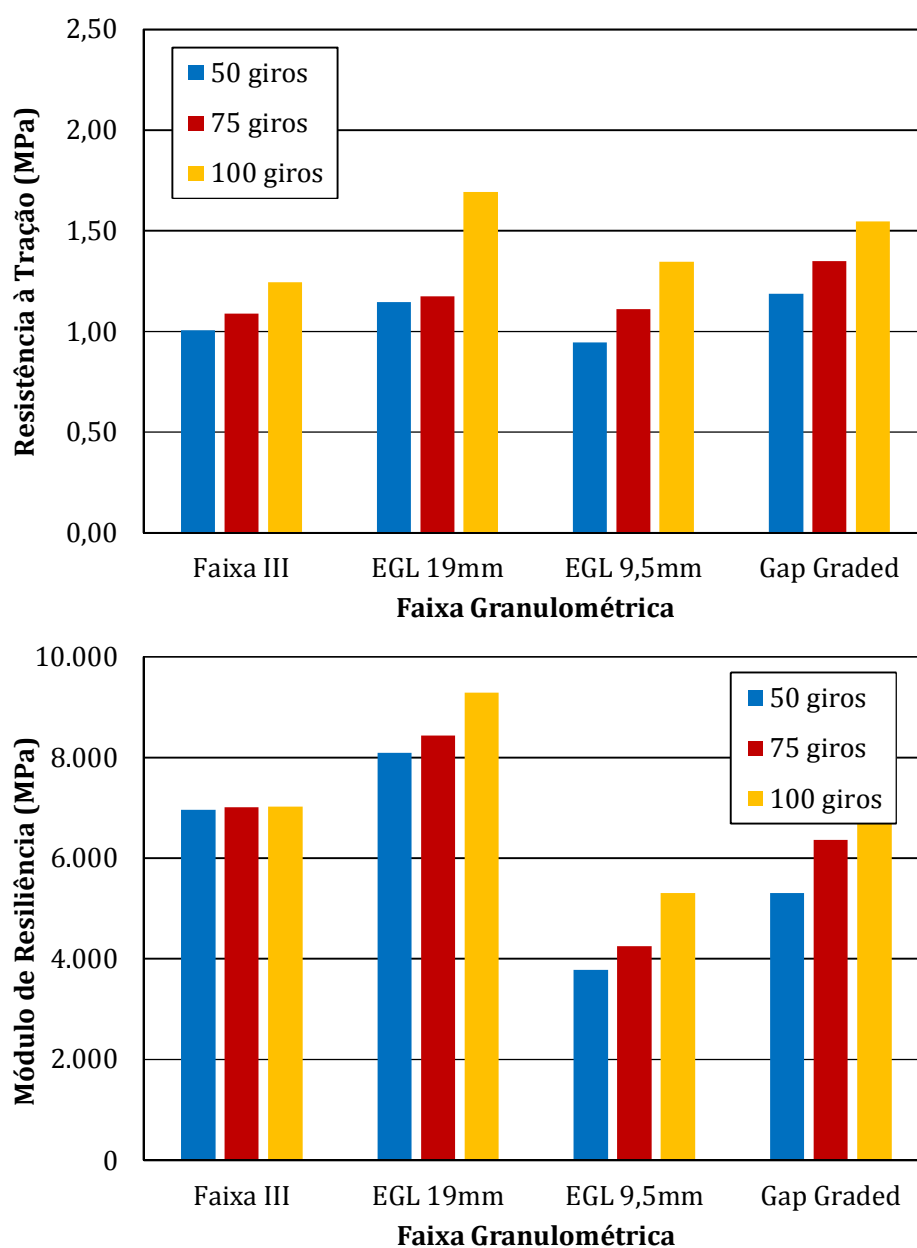


Figura 5.23: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Borracha AB-8 e com agregados graníticos

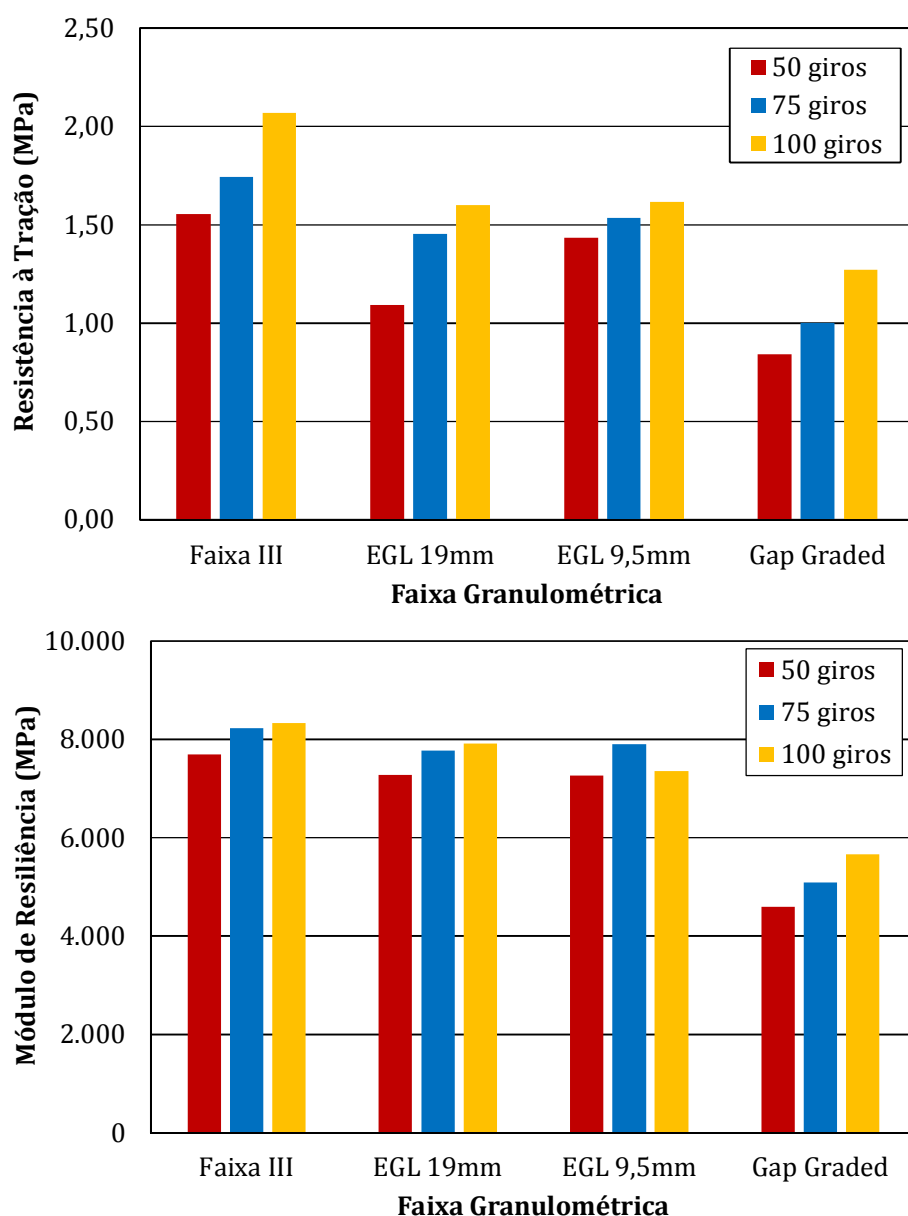


Figura 5.24: Resultados de resistência à tração e módulo de resiliência nas misturas asfálticas com CAP Borracha AB-8 e com agregados basálticos

5.5. Análises estatísticas

Este estudo avaliou a dosagem de misturas asfálticas com distintas energias no Compactador Giratório Superpave. Além disso, foram empregadas faixas granulométricas, fontes de agregados e ligantes asfálticos distintos, que originaram 96 experimentos no planejamento fatorial. Assim, a ferramenta estatística de ANOVA (Análise de Variância) foi utilizada para entender as tendências e comportamento em função dos fatores avaliados neste estudo. Nos itens seguintes apresentam-se os resultados dessas análises nos parâmetros de dosagem.

5.5.1. Teor de ligante asfáltico de projeto

Na Tabela 5.9 são mostrados os resultados da ANOVA para o teor de ligante asfáltico de projeto obtido nas dosagens das 96 misturas asfálticas. Este é um dos parâmetros fundamentais da dosagem e observa-se nessa tabela que todos os fatores avaliados selecionados no planejamento foram significativos estatisticamente no resultado deste parâmetro e apenas duas interações destes fatores foram não significativas. Percebe-se, como era esperado, que o teor de ligante asfáltico das misturas asfálticas é dependente, portanto, da energia de compactação empregada no compactador giratório Superpave.

Tabela 5.9: Resultados da ANOVA para o teor de ligante asfáltico de projeto

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F Calculado	F Tabelado	P	Significativo
Agregados (A)	1	11.2067	20.32	4.00	0.000	Sim
Ligante Asfáltico (B)	3	3.6304	78.91	2.76	0.000	Sim
Faixa Granulométrica (C)	3	17.7004	238.5	2.76	0.000	Sim
Energia (giros) (D)	2	0.8331	25.75	3.15	0.000	Sim
(A)x(B)	3	0.6408	4.55	2.76	0.006	Sim
(A)x(C)	3	0.4108	2.91	2.76	0.042	Sim
(A)x(D)	2	0.544	5.79	3.15	0.005	Sim
(B)x(C)	9	1.1988	2.83	2.04	0.008	Sim
(B)x(D)	6	0.0702	0.25	2.25	0.958	Não
(C)x(D)	6	0.0427	0.15	2.25	0.988	Não
Erro	57	2.6783				
Total	95	38.9563				

Nas Figuras 5.25 e 5.26 observam-se os efeitos e interações dos fatores avaliados para o teor de ligante asfáltico de projeto. Os valores médios gerais obtidos da ANOVA indicam que maiores teores são necessários nas misturas asfálticas produzidas por agregados basálticos, quando comparados com os agregados graníticos. Com relação ao tipo de ligante asfáltico empregado, os maiores teores de CAP foram obtidos nas misturas asfálticas com asfalto modificado por borracha moída de pneus, confirmando diversos estudos que têm avaliado este comportamento.

Observa-se também na Figura 5.25 que existe uma tendência nas misturas asfálticas de apresentar maior teor de CAP para misturas asfálticas mais finas, isto é, do tipo 9,5mm densa ou 9,5mm descontínua (*Gap Graded* ã *GG*). Este comportamento está de acordo com a teoria que indica que misturas asfálticas com tamanho máximo nominal de agregados maior, demandam menores teores de ligante asfáltico, enquanto que aquelas que apresentam menor tamanho

máximo nominal, precisam de maior teor de CAP para atender aos parâmetros volumétricos de dosagem, devido à maior superfície específica.

Finalmente, conforme era esperado, o emprego de maiores energias no compactador giratório Superpave, reduziu o teor de ligante asfáltico necessário nas misturas asfálticas para atender aos parâmetros volumétricos de dosagem, como pode se notar na Figura 5.25.

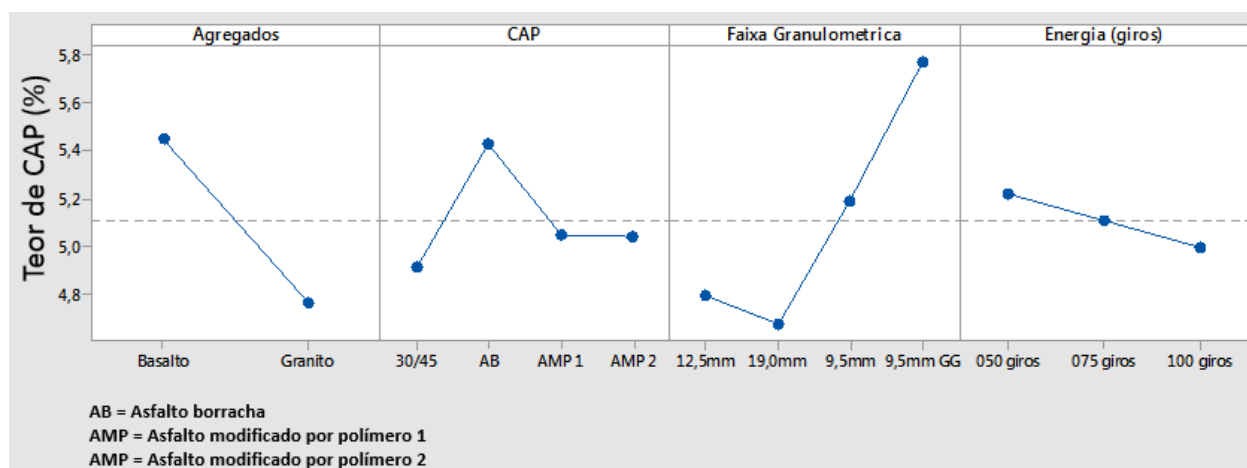


Figura 5.25: Resultados do ANOVA para o teor de ligante asfáltico de projeto

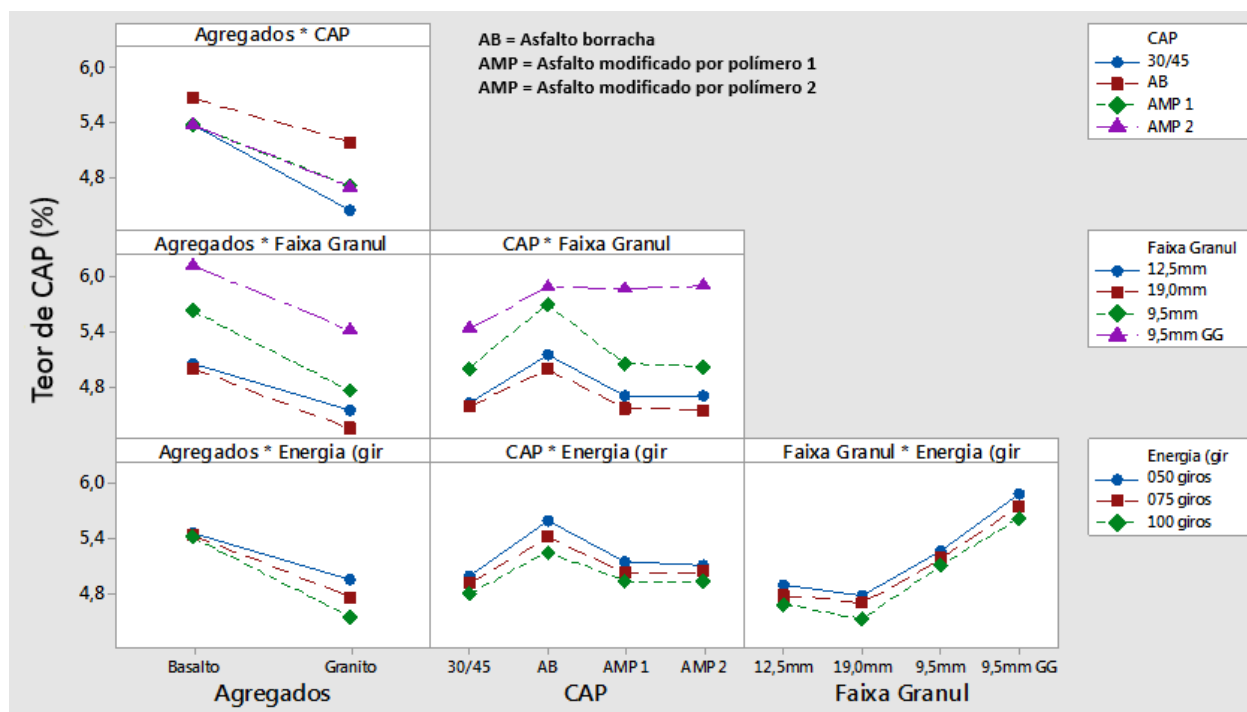


Figura 5.26: Interações dos fatores para o teor de ligante asfáltico de projeto

5.5.2. Módulo de resiliência

Os resultados da ANOVA para o parâmetro Módulo de Resiliência (MR) são apresentados na Tabela 5. Nota-se que este parâmetro foi sensível, em termos estatísticos, a todos os fatores avaliados neste estudo. No entanto, apenas as interações ligante asfáltico com faixa granulométrica (B)x(C) e agregados com faixa granulométrica (A)x(C), foram significativas.

Tabela 5.10: Resultados do ANOVA para o módulo de resiliência das misturas asfálticas

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F Calculado	F Tabelado	P	Significativo
Agregados (A)	1	8811240	21.8	4.00	0.000	Sim
Ligante Asfáltico (B)	3	77499868	63.93	2.76	0.000	Sim
Faixa Granulométrica (C)	3	84282641	69.52	2.76	0.000	Sim
Energia (giros) (D)	2	6119848	7.67	3.15	0.001	Sim
(A)x(B)	3	895261	0.74	2.76	0.533	Não
(A)x(C)	3	4243329	3.5	2.76	0.021	Sim
(A)x(D)	2	445408	0.55	3.15	0.579	Não
(B)x(C)	9	15312767	4.21	2.04	0.000	Sim
(B)x(D)	6	1622053	0.67	2.25	0.675	Não
(C)x(D)	6	965341	0.4	2.25	0.877	Não
Erro	57	23033370				
Total	95	223231125				

As Figuras 5.27 e 5.28 apresentam também os resultados do ANOVA e as interações entre os fatores avaliados no estudo para o parâmetro Módulo de Resiliência. Observa-se que os valores médios de MR foram maiores nas misturas asfálticas produzidas com agregados de origem basáltica. Com relação ao tipo de CAP, nota-se que o CAP 30-45 foi o que apresentou os maiores valores de MR, superiores a 6.500 MPa, seguido pelo CAP modificado por borracha moída de pneus, e finalmente pelos ligantes asfálticos modificados por polímeros, com valores próximos a 5.000 MPa.

As misturas asfálticas de 12,5mm e 19,0mm de tamanho máximo nominal foram as que apresentaram maiores valores de módulo de resiliência médio, em torno de 6.500 MPa, enquanto que as misturas asfálticas de 9,5mm apresentaram valores médios próximos a 6.000 MPa. Já a granulometria descontínua, tipo *Gap Graded* (9,5mm GG), foi a que apresentou os menores valores médios de MR, em torno de 4.500 MPa.

Com relação a energia de compactação utilizada na moldagem dos corpos de prova, observa-se na Figura 5.27 que conforme se incrementa o número de giros, existe uma tendência de se aumentar a rigidez das misturas asfálticas. Esta tendência também pode ser atribuída ao fato de

que as dosagens que utilizaram maior energia de compactação, produziram misturas asfálticas com menores teores de ligante asfáltico e sabe-se que menores conteúdos de CAP na mistura asfáltica incrementam sua rigidez.

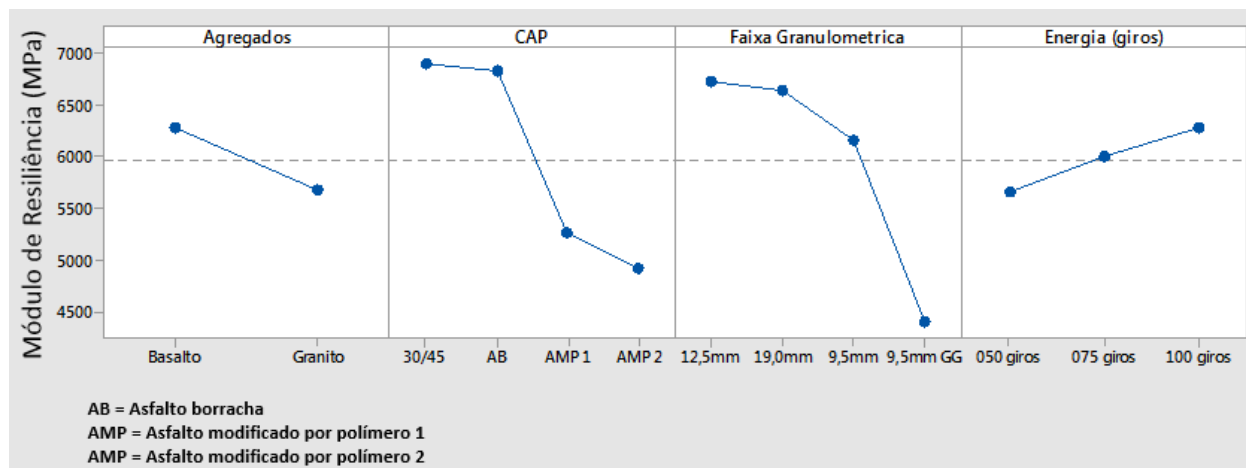


Figura 5.27: Resultados do ANOVA para o módulo de resiliência das misturas asfálticas

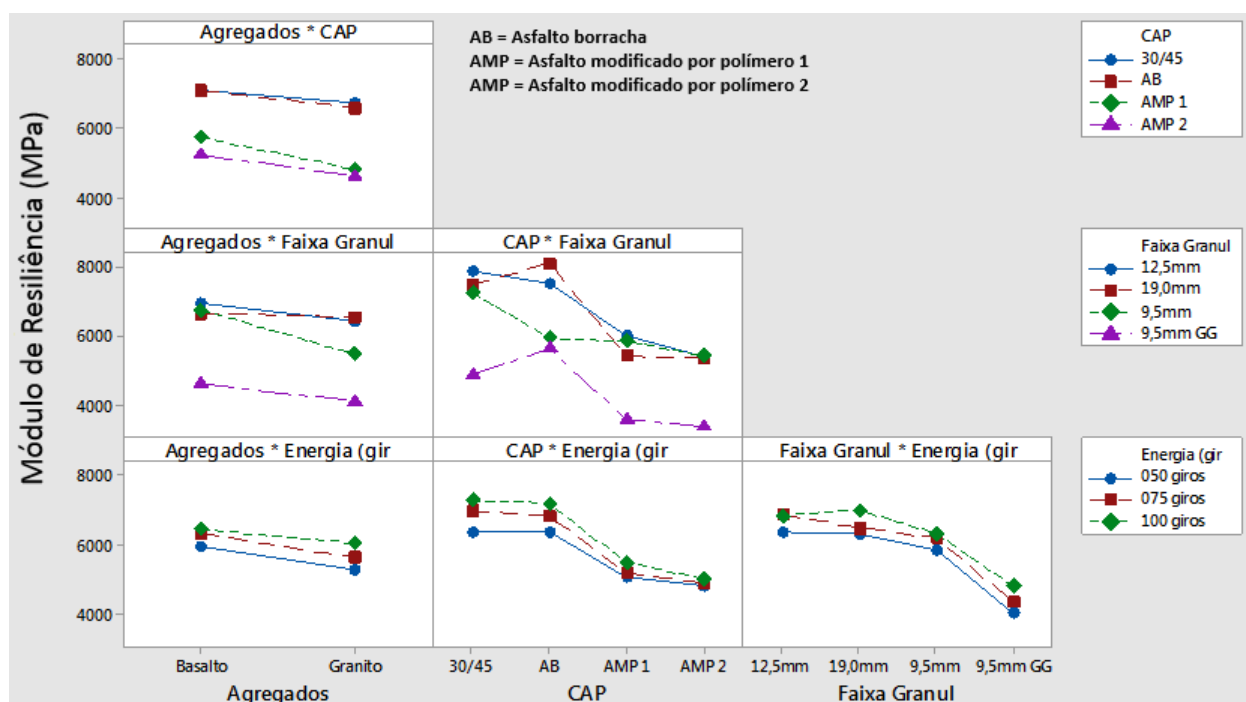


Figura 5.28: Interações dos fatores para o módulo de resiliência das misturas asfálticas

5.5.3. Resistência à tração

Na Tabela 5.11 apresentam-se os resultados do ANOVA para a resistência à tração (RT) obtida nas 96 misturas asfálticas. Nota-se que, todos os fatores avaliados foram significativos

estatisticamente no resultado de RT, com exceção da fonte de agregados empregada para produzir as misturas asfálticas.

Tabela 5.11: Resultados do ANOVA para a resistência à tração das misturas asfálticas

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> Calculado	<i>F</i> Tabelado	<i>P</i>	Significativo
Agregados (A)	1	2993	0.21	4.00	0.645	Sim
Ligante Asfáltico (B)	3	1431777	34.25	2.76	0.000	Sim
Faixa Granulométrica (C)	3	3213655	76.88	2.76	0.000	Sim
Energia (giros) (D)	2	942190	33.81	3.15	0.001	Sim
(A)x(B)	3	1157157	27.68	2.76	0.533	Não
(A)x(C)	3	673272	16.11	2.76	0.021	Sim
(A)x(D)	2	7874	0.28	3.15	0.579	Não
(B)x(C)	9	849045	6.77	2.04	0.000	Sim
(B)x(D)	6	291275	3.48	2.25	0.675	Não
(C)x(D)	6	26542	0.32	2.25	0.877	Não
Erro	57	794269				
Total	95	9390047				

As Figuras 5.29 e 5.30 apresentam também os resultados do ANOVA e as interações entre os fatores avaliados no estudo para o parâmetro resistência à tração (RT). Observa-se que a fonte de agregados utilizados para produzir as misturas asfálticas pouco influenciou nos valores médios de RT, como também foi indicado na Tabela 5.11. Já no gráfico do CAP da Figura 5.29 observa-se claramente que existe a uma susceptibilidade da RT quanto ao tipo de ligante asfáltico empregado. Os maiores valores médios de RT foram obtidos para o CAP 30-45, enquanto que os ligantes asfálticos modificados por polímero e o CAP modificado por borracha moída de pneus, apresentaram valores médios de RT muito próximos, em torno de 1.300 kPa.

As misturas asfálticas com granulometria 12,5mm e 9,5mm foram as que apresentaram maiores valores médios de RT, seguidas da faixa granulométrica 19,0mm. Os menores valores médios de RT foram obtidos para a mistura asfáltica com granulometria descontínua 9,5mm GG.

Assim como foi observado para o parâmetro de módulo de resiliência, na resistência à tração também se notou a tendência de se incrementar a resistência conforme se incrementa o número de giros na compactação dos corpos de prova (Figura 5.29).

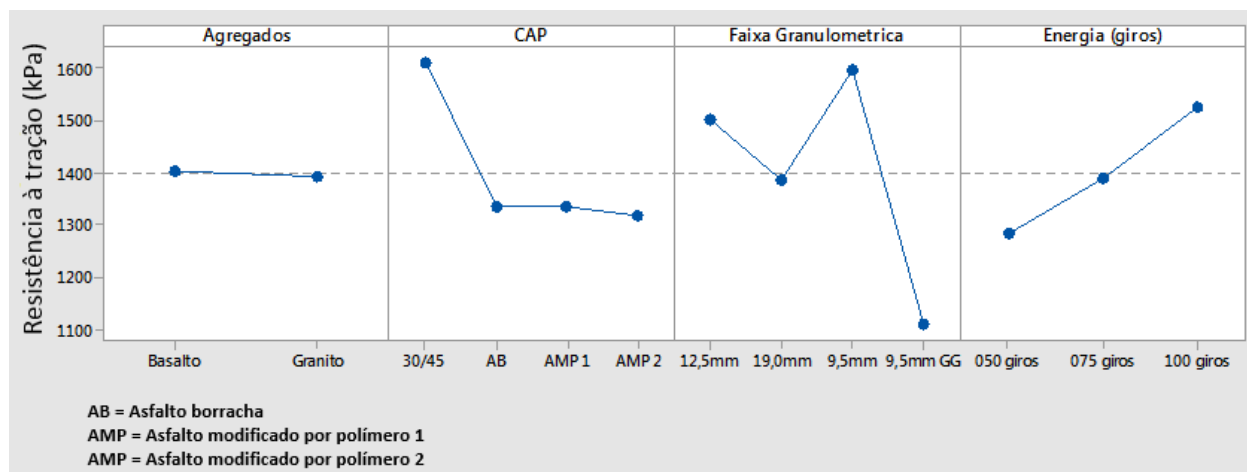


Figura 5.29: Resultados do ANOVA para a resistência à tração das misturas asfálticas

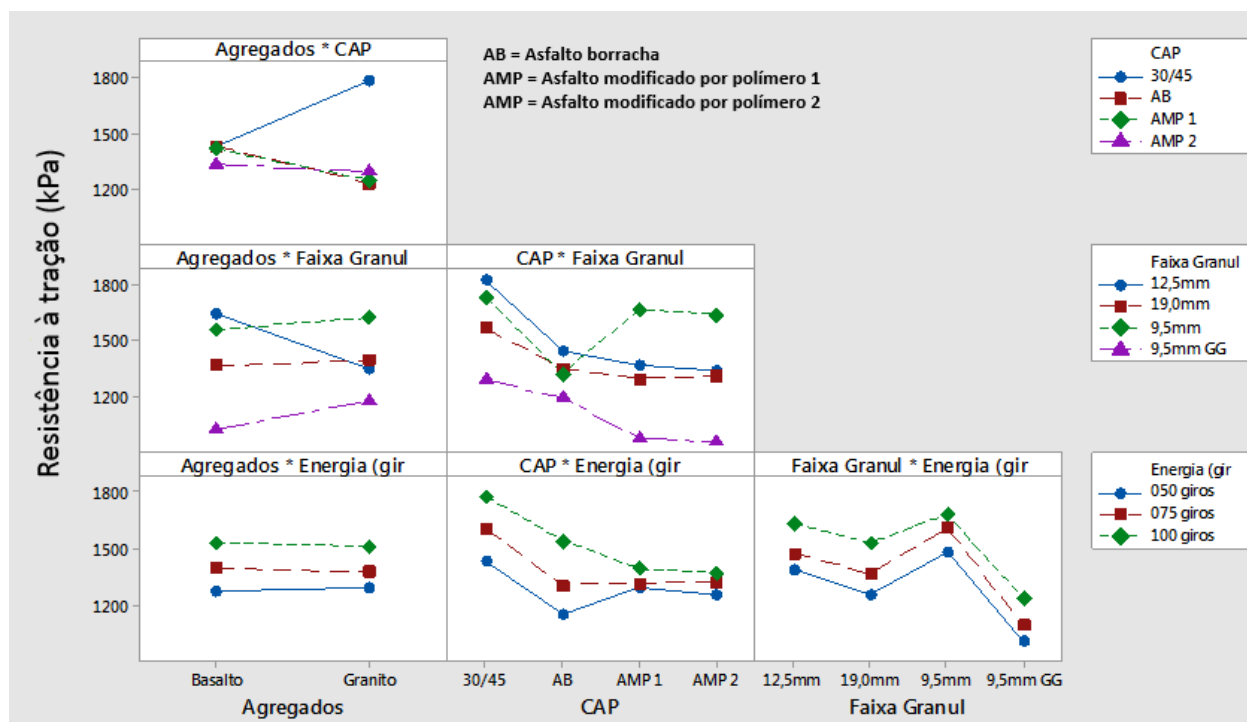


Figura 5.30: Interações dos fatores para a resistência à tração das misturas asfálticas

6. CONCLUSÕES, CONSIDERAÇÕES FINAIS E PRODUTOS

A dosagem das misturas asfálticas é uma das atividades que requer mais atenção na construção e manutenção de pavimentos asfálticos. Tradicionalmente é empregada a dosagem Marshall, desenvolvida na primeira metade do Século XX nos Estados Unidos e disseminada no mundo inteiro. No entanto, no final do Século XX, os engenheiros de diversas agências rodoviárias norte-americanas observaram as limitações desta metodologia para prever com maior precisão o comportamento das misturas asfálticas durante a fase construtiva e em serviço durante a vida útil. Assim, foi desenvolvida uma nova metodologia conhecida atualmente como Superpave.

Neste estudo foi utilizada a metodologia Superpave na dosagem de misturas asfálticas tradicionalmente empregadas nas atividades de manutenção de pavimentos asfálticos na Rodovia Presidente Dutra e também na implementação de novas faixas adicionais e marginais.

A dosagem Superpave recomenda diversos níveis de energia de compactação em função do nível do tráfego previsto para o pavimento. Assim, o objetivo deste estudo foi analisar o efeito da energia de compactação em diversas misturas asfálticas, com combinações variadas de granulometria, fontes de agregados e ligantes asfálticos.

Após a conclusão das dosagens deste estudo e análise dos resultados foram observadas as seguintes tendências, conforme a energia de compactação é incrementada na dosagem das misturas asfálticas:

- Incremento da massa específica aparente e, portanto, redução de vazios;
- Redução do teor de ligante asfáltico de projeto;
- Diminuição do volume de vazios de agregados mineral;
- Pouca variação do volume de vazios cheios de asfalto;
- Aumento da relação fíler asfalto;
- Pouca influência no dano por umidade induzida (DUI), considerando que todas as misturas asfálticas empregaram 1,5% de cal hidratada do tipo CH-1;
- Incremento da resistência à tração (RT);
- Incremento do módulo de resiliência (MR).

Com relação ao tipo de agregado utilizado, observou-se de forma geral que, os agregados basálticos demandam maiores teores de ligante asfáltico para atender aos parâmetros de projeto, quando comparados com os agregados graníticos. É importante notar que o teor inicial de dosagem obtido pelas equações sugeridas na AASHTO R 30 aplicou-se adequadamente para os agregados graníticos, mas, para os agregados basálticos, obtiveram-se valores baixos e, conseqüentemente, em algumas misturas asfálticas com estes agregados não se atingiram os

parâmetros volumétricos de dosagem. Este comportamento poderia ser atribuído ao formato dos agregados basálticos empregados neste estudo, que tendem a apresentar um formato um pouco mais lamelar que os agregados graníticos deste estudo, dificultando a compactação na dosagem.

Foi constatado que o emprego do ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus demanda maiores teores de CAP para atender aos parâmetros volumétricos de dosagem, quando comparado com os demais ligantes asfálticos. Já os teores de projeto obtidos para o CAP 30-45 e para os ligantes asfálticos modificados por polímeros foi muito próximo entre si.

Com relação às faixas granulométricas selecionadas, foi verificado na dosagem Superpave que o emprego de agregados com maior tamanho máximo nominal produz misturas asfálticas com menores teores de ligante asfáltico e, portanto, misturas asfálticas mais finas demandam maiores teores de CAP para atender aos parâmetros volumétricos de dosagem.

Os resultados obtidos nas dosagens das 96 misturas asfálticas constituem um banco de dados para a Rodovia Presidente Dutra. Estes dados constituem, portanto, em uma ferramenta para os engenheiros rodoviários otimizar a seleção de materiais e para adequar as dosagens de acordo com os trechos homogêneos de tráfego da rodovia.

Luis Miguel Gutiérrez Klinsky

Pesquisador do CPR, CCR NovaDutra

Valéria C. de Faria

Coordenadora do CPR, CCR NovaDutra

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO Designation: R 35-12. Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot Mix Asphalt (HMA).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO Designation: M 323-04. Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design (HMA).
- American Society for Testing and Materials. ASTM D 6925. Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Asphalt Mix Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor.
- Asphalt Institute, 2001, Superpave Mix Design. Superpave Series No. 2 (SP-2).
- BAHIA, U. E FAHEEM. A. F. (2007). Using the Superpave Gyratory Compactor to Estimate Rutting Resistance of Hot-Mix Asphalt. TRB Publication. Transportation Research E-Circular. Issue Number E-C124. ISSN: 0097-8515. Washington, D.C. Estados Unidos.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. DA; CERTATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2008). Pavimentação asfáltica. Livro. PETROBRAS: ABEDA. Rio de Janeiro, RJ.
- EL-HAGE, R. B. (2012). Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- FHWA. (2000). Superpave Fundamentals – Reference Manual. Federal Highway Administration. Estados Unidos.
- FHWA. (2010). Superpave Mix Design and Gyratory Compaction Levels. Federal Highway Administration. TechBrief HIF 11-031. Estados Unidos.
- LEANDRO, R. P. (2016). Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas à quente resultantes de diferentes métodos de compactação. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- MOTTA, L. M. G.; TONIAL, I.; LEITE, L. M.; CONSTANTINO, R. S. (1996). Princípios do projeto e análise SUPERPAVE de misturas asfálticas. Tradução Comentada. PETROBRAS. Rio de Janeiro, RJ.
- MOTTA, R.S. (2011). Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo.

NCHRP 673.(2011). A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary. National Cooperative Highway Research Program. Washington, D.C. Estados Unidos.

PARTL, M. N.; BAHIA, U.; CANESTRANI, F.; ROCHE, C.; DI BENEDETTO, H.; PIBER, H.; SYBILSKI; D. (2012). Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials. RILEM TC 206 ATB. Springer Science and Business Media. ISBN 9789400751040. 453pp.

RIBAS, C. Y. (2016). Avaliação da influência do Método de Compactação na macroestrutura de misturas asfálticas densas utilizando o processamento digital de imagens. Dissertação de Mestrado. Universidade de Santa Catarina. Florianópolis, Santa Catarina.

www.pavementinteractive.org; acessado em 26/04/2018