

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Gabriela Viapiana

**MISTURAS ASFÁLTICAS ELABORADAS COM LIGANTE
CONVENCIONAL E INCORPORAÇÃO DE CAL
HIDRATADA: ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO**

Porto Alegre
dezembro (2016)

GABRIELA VIAPIANA

**MISTURAS ASFÁLTICAS ELABORADAS COM LIGANTE
CONVENCIONAL E INCORPORAÇÃO DE CAL
HIDRATADA: ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheira Civil

Orientador: Prof. Washington Peres Núñez

Porto Alegre
dezembro (2016)

GABRIELA VIAPIANA

**MISTURAS ASFÁLTICAS ELABORADAS COM LIGANTE
CONVENCIONAL E INCORPORAÇÃO DE CAL
HIDRATADA: ANÁLISE DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2016

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D. Sc. Pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Marlova Grazziotin Johnston
Dra. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Beatriz e Antônio e ao meu irmão César, que sempre estiveram ao meu lado me apoiando e incentivando ao longo da minha graduação.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de, primeiramente, agradecer a todos que de alguma forma contribuíram para o meu desenvolvimento acadêmico. São quase 20 anos de vida agregando ensinamentos de diversos professores e colegas aos quais têm a minha eterna gratidão. Estendo esse reconhecimento para agradecer a algumas pessoas e instituições em especial.

Agradeço ao Prof. Washington Peres Núñez, pela orientação, incentivo, apoio e conhecimento transmitido ao longo do desenvolvimento desse trabalho.

Agradeço ao Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti por ter permitido que eu realizasse a minha pesquisa no LAPAV e por estar sempre disponível para esclarecimento de dúvidas.

Agradeço a toda à equipe do LAPAV que foi de fundamental importância na elaboração deste trabalho, principalmente ao funcionário Mateus que disponibilizou o seu fim de semana para me ajudar, aos funcionários Maria Bernadette, Rodrigo e Douglas, às mestrandas Larissa, Luiza e Natália, à doutoranda Gracieli, à pesquisadora Marlova e aos bolsistas Kethelin, Junior e Filipe e aos demais colaboradores do laboratório, que me acolheram.

Agradeço à equipe do Laboratório de Minas, em especial ao Mauricio, onde foi realizado o principal ensaio que consta nesse trabalho. E ao Prof. André Zingano por ter permitido essa ligação entre os departamentos da Engenharia Civil com a Engenharia de Minas.

Agradeço ainda a todos os pesquisadores que dedicaram o seu tempo para contribuir com o estudo do tema apresentado nesse trabalho antes de mim, em especial ao Me. André Bock, a Ma. Lysiane Pacheco e ao Dr. João Mattos, que desenvolveram suas pesquisas no LAPAV.

Agradeço às empresas que forneceram os materiais utilizados nesse trabalho, em especial a CONCEPA, a GRECA Asfaltos e a Mineradora Belocal.

Agradeço a todos aos meus amigos, que estiveram ao meu lado torcendo por mim, mesmo que nesses últimos meses de curso eu não tenha dedicado muito tempo a eles.

Por fim, agradeço a minha família: meus pais e meu irmão, fonte inesgotável de amor, apoio e paciência. Sem vocês nada disso seria possível. Vocês são meus exemplos, orgulho e porto seguro. Amo muito vocês.

Foi o tempo que dedicaste à tua rosa que a fez tão importante.

Antoine de Saint-Exupéry

RESUMO

O crescente aumento do volume de tráfego, o excesso de cargas e a carência de manutenção tem agravado a degradação prematura dos pavimentos asfálticos. Tem-se observado, nos últimos anos, defeitos originados na superfície do pavimento tais como: trincamentos e afundamentos nas trilhas das rodas, ambos são considerados rupturas por cisalhamento. Os métodos mais utilizados para dimensionamento de pavimentos preconizam o retardo dos efeitos da fadiga, o que resulta em camadas asfálticas mais espessas. Todavia, no que tange as rupturas por cisalhamento, a espessura não é o fator mais crítico no projeto e sim as características do concreto asfáltico, as tensões de contato pneu-pavimento e as condições ambientais. Nesse sentido, esse trabalho visa contribuir para o desenvolvimento de misturas asfálticas com alto desempenho quanto às rupturas por cisalhamento. Para tanto, fez-se uma investigação sobre os efeitos da incorporação de dois tipos de cal hidratada (calcítica e dolomítica) sobre a resistência ao cisalhamento. Foram produzidas misturas asfálticas com ligante convencional CAP 50/70 e adição de 2% de cal hidratada, além de uma mistura de referência sem cal. Os corpos-de-prova foram compactados no Compactador Giratório SUPERPAVE nas dimensões de 100mm de diâmetro por 150mm de altura e, posteriormente, as amostras foram extraídas com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Estas foram ensaiadas por compressão triaxial nas temperaturas de 25° e 40° e estado de tensões de 0, 100 e 200 kPa. A partir disso, obtiveram-se os dados de coesão e ângulo de atrito. Como se esperava, aumentando-se a temperatura do ensaio, reduz-se a coesão das misturas. Além disso, as misturas produzidas com cal hidratada (especialmente a com a calcítica) mostraram possuir resistência ao cisalhamento maior do que a mistura sem cal. Comparando as resistências ao cisalhamento obtidas com as geradas, a partir de modelagem no *software* de elementos finitos Abaqus, foi verificado que as tensões resistentes são superiores às solicitantes. Entretanto, não é possível afirmar que não haveria ruptura, pois a análise também depende de outros fatores, que não foram considerados, como a repetitividade do carregamento e condições climáticas.

Palavras-chave: pavimento asfáltico, incorporação de cal hidratada, resistência ao cisalhamento, ensaio de compressão triaxial

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama de delineamento da pesquisa	23
Figura 2 – Distribuição das jazidas de cal no território brasileiro.....	29
Figura 3 – Porcentagem dos pavimentos que enfrentaram danos por umidade por estado nos Estados Unidos, 1991	32
Figura 4 – Defeito em pavimentação devido a um severo afundamento plástico	39
Figura 5 – Defeito característico do tipo TDC, já selado, em rodovia no estado do Texas, EUA	42
Figura 6 – O TDC pode ter início devido às tensões cisalhantes na borda dos pneus ou na zona de flexão, a certa distância deles	43
Figura 7 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal.....	45
Figura 8 – Círculo de Mohr - Coulomb.....	47
Figura 9 - Gráfico pxq	48
Figura 10 - Requisitos de dosagem de concreto asfáltico do DNIT-ES 031/2004.....	50
Figura 11 - Ilustração esquemática do CGS	52
Figura 12 - Compactador Giratório SUPERPAVE	53
Figura 13 - Distribuição granulométrica das cales e agregados utilizados no estudo	56
Figura 14 - Composição granulométrica da mistura	60
Figura 15 - Configurações do software utilizado na compactação.....	64
Figura 16 - Frações do agregado basáltico	65
Figura 18 - Peneirador mecânico.....	65
Figura 17 - Agregados limpos acondicionados em sacos plásticos.....	65
Figura 19 - Misturador laboratorial utilizado na pesquisa.....	67
Figura 20 - Desmoldagem do corpo de prova	68
Figura 21 - Corpos de prova esfriando depois de serem compactados e desmoldados.....	68
Figura 22 - Corpos de prova depois de extraídas as amostras.....	69
Figura 23 - Amostras prontas para serem ensaiadas.....	69
Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento	70

Figura 25 - Bomba para controle da tensão confinante (dada em bar).....	71
Figura 26 - Mistura sem cal.....	73
Figura 27 - Mistura com cal dolomítica	74
Figura 28 - Mistura com cal calcítica	74
Figura 29 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica sem cal e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C	75
Figura 30 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal dolomítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C	75
Figura 31 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal calcítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C.....	76
Figura 32 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica sem cal e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C	76
Figura 33 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal dolomítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C	77
Figura 34 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal calcítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C.....	77
Figura 35 - Comparação do cp antes e depois de ensaiado	78
Figura 36 - Diagrama pxq da mistura asfáltica sem adição de cal ensaiada a 25° e 40°C.....	79
Figura 37 - Diagrama pxq da mistura asfáltica com adição de cal dolomítica ensaiada a 25° e 40°C	80
Figura 38 - Diagrama pxq da mistura asfáltica com adição de cal calcítica ensaiada a 25° e 40°C	80
Figura 39 - Envoltórias de ruptura comparando as 3 misturas ensaiadas a 25°C e 40°C	81
Figura 40 - Esquema do semieixo (em cm).....	84
Figura 41 - Carregamento circular uniforme empregado na análise	84
Figura 42 - Estrutura analisada (dimensões em cm).....	86
Figura 43 - Densificação da malha empregada nas situações 1 e 3.....	87
Figura 44 - Tensões cisalhantes no plano xz: Situação 1 (8cm/dolomítica)	88
Figura 45 - Tensões cisalhantes no plano xz: Situação 2 (17cm/dolomítica)	88
Figura 46 - Tensões cisalhantes no plano xz: Situação 3 (8cm/calcítica)	89
Figura 47 - Tensões cisalhantes no plano xz: Situação 4 (17cm/calcítica)	89

Figura 48 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 1 (8cm/dolomítica)	90
Figura 49 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 2 (17cm/dolomítica)	90
Figura 50 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 3 (8cm/calcítica)	91
Figura 51 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 4 (17cm/calcítica)	91
Figura 52 - Situação 1 (8 cm/dolomítica) eixo xy	92
Figura 53 - Situação 2 (17 cm/dolomítica) eixo xy	92
Figura 54 - Situação 3 (8 cm/calcítica) eixo xy	93
Figura 55 - Situação 4 (17 cm/calcítica) eixo xy	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Comparativo entre os métodos de compactação Marshall e Compactador Giratório SUPERPAVE	46
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de N_{ini} , N_{proj} e N_{max} para diferentes níveis de tráfego.....	54
Tabela 2 - Características dos agregados utilizados no estudo.....	55
Tabela 3 - Distribuição granulométricas dos agregados e das cales.....	56
Tabela 4 - Laudo técnico da cal dolomítica utilizada na pesquisa	57
Tabela 5 - Laudo técnico da cal calcítica utilizada na pesquisa	58
Tabela 6 – Especificação brasileira de Cimento Asfáltico de Petrólio (CAP)	59
Tabela 7 - Temperaturas recomendadas para mistura e compactação em laboratório	61
Tabela 8 - Tensões axiais de ruptura das misturas	79
Tabela 9 -Parâmetros de ângulo de atrito e coesão das misturas estudadas	81
Tabela 10 - Propriedades empregadas na camada de revestimento.....	85
Tabela 11 - Propriedades elásticas das camadas inferiores ao revestimento nas 4 situações...	85
Tabela 12 - Tensões cisalhantes encontradas	94
Tabela 13 - Comparativo entre as tensões geradas e a resistência das misturas	94

LISTA DE SIGLAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

ATR – Afundamento nos Trilhos das Rodas

CAP – Concreto Asfáltico de Petróleo

CP's – Corpos-de-Prova

CBR – Índice de Suporte Califórnia

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

EUA – Estados Unidos da América

LPAV – Laboratório de Pavimentação

LPM – Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro

NBR – Norma Brasileira

NCHRP – *Nacional Cooperative Highway Research Program*

RT – Resistência à Tração

SUPERPAVE – *Superior Performance Asphalt Pavements*

TDC – *Top- Down Cracking*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USACE – Corpo de Engenheiros Militares dos Estados Unidos

LISTA DE SÍMBOLOS

τ – tensão cisalhante na ruptura

c – intercepto coesivo

σ – tensão normal na ruptura

a – termo independente da linha Kf

$\tan \alpha$ – coeficiente angular da linha Kf

\emptyset – ângulo de atrito interno

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	20
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	20
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	20
2.2.1 Objetivo Principal	20
2.2.2 Objetivos Secundários	20
2.3 HIPÓTESE	21
2.4 PREMISSA	21
2.5 DELIMITAÇÕES	21
2.6 LIMITAÇÕES.....	21
2.7 DELINEAMENTO	21
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
3.1 PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	24
3.1.1 Asfalto.....	25
3.1.2 Agregados	26
3.1.3 Fíler.....	27
3.1.4 Tipos de revestimento asfáltico	27
3.2 CAL.....	28
3.2.1 Origem	28
3.2.2 Classificação	28
3.2.3 Produção no Brasil.....	29
3.2.4 Utilização de cal em misturas asfálticas	30
3.2.4.1 Dano por umidade	31
3.2.4.2 Adesividade	32
3.2.4.3 Oxidação e envelhecimento químico.....	33
3.2.4.4 Rigidez e deformação permanente	33
3.2.4.5 Trincamento.....	33
3.3 BREVE REVISÃO DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	34
3.4 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS.....	37
3.4.1 Classificação dos defeitos e terminologia associada	37
3.4.2 Defeitos em pavimentos resultantes da ruptura por cisalhamento e suas causas.....	38
3.4.2.1 Afundamento Plástico	39
3.4.2.2 <i>Top-down cracking</i> (TDC)	41

3.5	TEORIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	46
3.6	METODOLOGIAS DE DOSAGEM E COMPACTAÇÃO.....	49
3.6.1	Metodologia Marshall.....	49
3.6.2	Metodologia SUPERPAVE.....	51
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	55
4.1	MATERIAIS.....	55
4.1.1	Agregados pétreos.....	55
4.1.2	Fíler.....	56
4.1.2.1	Cal Dolomítica.....	57
4.1.2.2	Cal Calcítica.....	57
4.1.3	Ligante asfáltico.....	58
4.2	MÉTODOS.....	59
4.2.1	Projeto existente.....	60
4.2.1.1	Composição Granulométrica.....	60
4.2.1.2	Temperatura de mistura e compactação.....	61
4.2.1.3	Propriedades da mistura.....	61
4.2.2	Adaptação do projeto.....	62
4.2.3	Ensaio de volumetria.....	63
4.2.4	Compactação e volume de vazios.....	63
4.2.5	Preparação dos corpos de prova.....	65
4.2.5.1	Separação dos agregados.....	65
4.2.5.2	Pesagem dos materiais e mistura.....	66
4.2.6	Ensaio de cisalhamento.....	70
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	73
5.1	VOLUME DE VAZIOS E DENSIDADE.....	73
5.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO.....	74
	78
6	MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS.....	83
6.1	MÉTODO.....	83
6.1.1	Carregamento.....	83
6.1.2	Estruturas analisadas e materiais.....	84
6.1.2.1	Situações analisadas.....	84
6.1.2.2	Módulos de resiliência da camada asfáltica.....	85
6.1.2.3	Camadas inferiores.....	85
6.1.3	Malha.....	86
6.1.4	Condições de contorno.....	87
6.2	RESULTADOS.....	87

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	96
7.1 CONCLUSÕES.....	96
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	97
REFERÊNCIAS	98

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o modal rodoviário é o principal sistema logístico de transportes, seja de cargas ou passageiros, tendo papel fundamental no escoamento da produção nacional. É responsável por 96% do movimento de passageiros e 58% do transporte de cargas e conta com uma rede de mais de 1,7 milhão de km entre estradas e rodovias (MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2012).

Idealmente, a matriz de transporte deveria ser equilibrada entre os diferentes modos de transportes, como o hidroviário, ferroviário ou dutoviário. Porém, historicamente, devido à flexibilidade operacional, ao baixo custo inicial de implantação e aos incentivos comerciais do governo, o modal rodoviário tem sido o de maior representatividade entre os modais existentes.

A degradação das estradas e rodovias é inevitável. Pode-se dizer que o pavimento é o produto da construção civil que mais está exposto ao degrado. Mais recentemente, com o aumento do volume de tráfego e de cargas transportadas o desafio dos projetistas aumentou. Defeitos que antes não existiam ou demoravam anos para se manifestar, hoje, passaram a ser problemas prematuros.

A maior parte dos métodos de dimensionamento, a partir da década de 1970, considera o trincamento por fadiga, devido a esforços horizontais na fibra inferior da camada asfáltica, como o ponto mais crítico para dimensionamento. A causa principal para o chamado *bottom-up cracking* seria a espessura insuficiente das camadas de concreto asfáltico.

Os pavimentos em uso atualmente possuem camadas espessas. Entretanto, vem se observando ao longo dos últimos anos, defeitos de trincamentos iniciados na superfície (*top-down cracking*), além de afundamentos ao longo dos trilhos das rodas (*rutting*). Ambos são defeitos causados pelas tensões de cisalhamento. Isso demonstra a importância da análise não só da deformação horizontal na base da camada asfáltica, como também das tensões e deformações na proximidade da superfície do pavimento (NÚÑEZ et al., 2012).

Vários estudos, iniciados nos Estados Unidos no século passado e trazidos a pesquisa nacional por Núñez et al. (2007) e Bock (2012), demonstraram que a incorporação de cal hidratada nas misturas melhoram o seu desempenho. Além disso, melhora a adesividade agregado-ligante, aumenta a rigidez, reduz a oxidação e aumenta a durabilidade. Nessa pesquisa, buscou-se conhecer os efeitos da adição de cal em relação à resistência ao cisalhamento.

As pesquisas envolvendo os mecanismos de ruptura por cisalhamento ainda são limitadas. Muitos parâmetros, métodos e modelos precisam ser melhor estudados para se tornarem efetivos índices ou instrumentos de avaliação válidos. Nesta pesquisa, é utilizado o critério de Mohr-Coulomb para avaliar o comportamento das misturas ao cisalhamento, teoria empregada por diversos pesquisadores. Esse esforço resistente será confrontado com as tensões cisalhantes geradas na modelagem por elementos finitos.

O fato motivador para o desenvolvimento desse trabalho foram as rupturas por cisalhamento observadas nas rodovias construídas no sul do país com camadas espessas de revestimento asfáltico. Esta pesquisa visa expandir os trabalhos de Núñez (2011), Mattos (2014), Pacheco (2014) e Bock (2012), todos desenvolvidos junto ao Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV).

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Este capítulo destina-se à apresentação das diretrizes do trabalho. Nele estão contidos a questão de pesquisa, os objetivos e o delineamento da pesquisa, incluindo o diagrama das etapas.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão da pesquisa é: a incorporação de cales nas misturas asfálticas com ligante convencional melhora o seu desempenho quanto à resistência ao cisalhamento?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa são classificados em principal e secundário e estão descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

Diante do contexto apresentado, o objetivo principal dessa pesquisa é investigar os efeitos da incorporação de cal hidratada na resistência dos concretos asfálticos, produzidos a partir de ligante convencional, em relação às rupturas por cisalhamento.

2.2.2 Objetivos Secundários

Para alcançar o objetivo geral, os seguintes objetivos secundários deverão ser desenvolvidos:

- a) adaptação de projeto já existente e verificação dos parâmetros da mistura;
- b) extração dos corpos de prova compactados e atendimento do volume de vazios esperado;
- c) desenvolvimento de metodologia para execução do ensaio triaxial;

- d) avaliação da resistência das misturas asfálticas a partir da teoria de Mohr-Coulomb e comparação com valores de tensões cisalhantes geradas na modelagem por elementos finitos.

2.3 HIPÓTESE

Tem-se como hipótese que as misturas asfálticas produzidas com a incorporação de cal hidratada possuem melhor desempenho quanto à resistência ao cisalhamento, em relação a uma mistura sem adição de cal.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que o surgimento de deformações advindas das rupturas por cisalhamento nos revestimentos asfálticos reduzem a sua vida útil e comprometem o conforto e a segurança dos usuários nas rodovias, tornando-se, assim, grande o interesse no estudo de misturas asfálticas que sejam capazes de suportar melhor esse tipo de degradação.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho se delimita ao estudo de misturas asfálticas produzidas com ligante convencional CAP 50/70, com agregado basáltico, granulometria adequando-se a faixa C do DNIT e adição de cais do tipo calcítica e dolomítica.

2.6 LIMITAÇÕES

- a) as misturas foram adaptadas a partir de um projeto já existente;
- b) as misturas estudadas foram produzidas em laboratório;
- c) a temperatura para ensaio de cisalhamento se restringiu a 40°C;
- d) o único ligante utilizado na pesquisa foi o convencional 50/70.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, representadas na figura 1 e descrito nos próximos parágrafos.

- a) revisão bibliográfica
- b) adaptação do projeto existente
- c) moldagem dos corpos de prova
- d) compactação dos corpos de prova
- e) extração dos corpos de prova
- f) execução do ensaio de resistência ao cisalhamento
- g) análise dos resultados
- h) conclusões

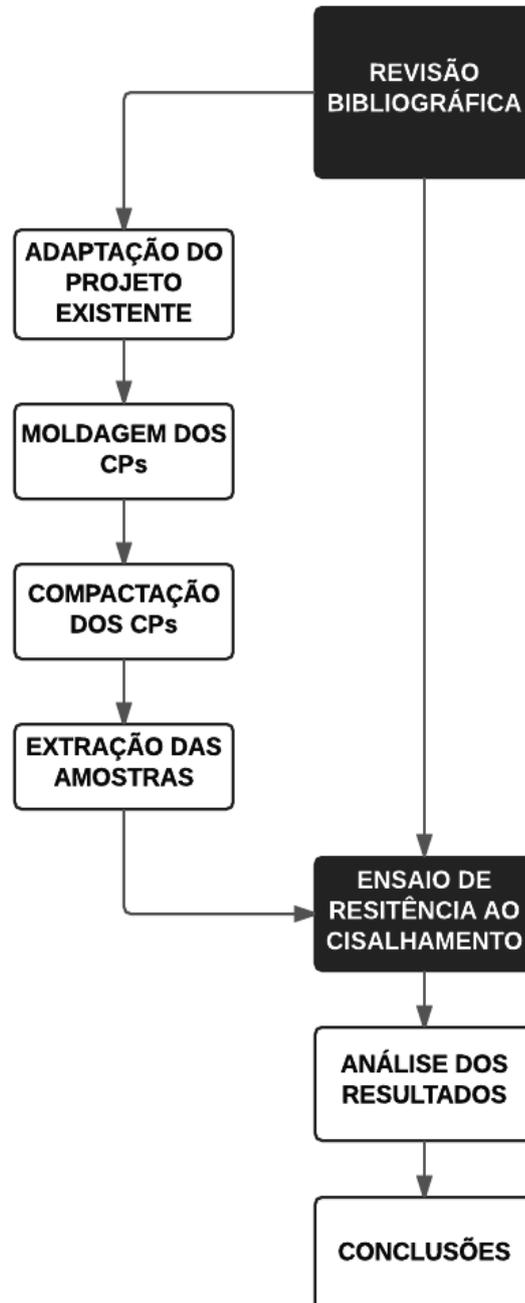
A pesquisa bibliográfica esteve presente durante todo o trabalho e serviu como base para aprofundar o conhecimento no tema estudado. Esta etapa foi de fundamental importância para o desenvolvimento de todas as outras etapas do trabalho. Para tanto, foram consultados livros, teses, dissertações, trabalho de conclusão, artigos, manuais e normas tanto brasileiras quanto internacionais.

Esta pesquisa tomou como base um projeto já existente que foi produzido no mesmo laboratório e com os mesmos materiais. Porém, este projeto teve de ser adaptado de forma a atender as três misturas asfálticas que foram produzidas nesta pesquisa, com dois tipos de cais e uma mistura de referência.

A pesquisa foi desenvolvida em conjunto com dois laboratórios: no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da UFRGS foram feitas a moldagem e compactação das misturas asfálticas e no Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro (LPM) do Departamento de Engenharia de Minas da UFRGS foi realizado o ensaio de resistência ao cisalhamento.

Tendo efetuado os ensaios, fez-se a análise dos resultados de modo a avaliar os efeitos da incorporação e cal no que se refere à resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas.

Figura 1 – Diagrama de delineamento da pesquisa



(Fonte: Elaborado pela autora)

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados conceitos importantes sobre os pavimentos asfálticos: quais seus pressupostos estruturais e funcionais e como é realizado o dimensionamento das camadas asfálticas no Brasil. Os benefícios da incorporação de cal hidratada nas misturas asfálticas. Os principais mecanismos de degradação dos pavimentos, retendo-se nas rupturas devido ao cisalhamento e aos métodos de cálculo. E ainda, uma breve explicação do tipo de compactação laboratorial utilizada nessa pesquisa.

3.1 PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas sobrepostas, de materiais e espessuras tais que garantem, por um determinado arco temporal e em diferentes condições atmosféricas, o trânsito seguro e confortável aos usuários. Eventuais funções e características adicionais são definidas em função da gestão, do ambiente e da coletividade. Cada uma das camadas tem características físicas e mecânicas diversas que dependem da função e das solicitações absorvidas no interno da estrutura.

Bernucci et al. (2008) cita que os pavimentos asfálticos são constituídos basicamente de agregados e ligantes asfálticos. Usualmente, são formados por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito. O revestimento asfáltico é a camada superior destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento, além de melhorar as condições de rolamento.

O ligante asfáltico proporciona forte união dos agregados, flexibilidade controlável, impermeabilidade, durabilidade e resistência química. Segundo Bernucci et al. (2008), 95% das estradas pavimentadas brasileiras são de revestimento asfáltico. Isso demonstra o quanto esse material é multifuncional e relevante, devendo ser cada vez mais estudado e adaptado às diversas situações de clima, cargas e necessidades tanto no contexto urbano quanto rural.

3.1.1 Asfalto

As camadas asfálticas são constituídas de uma mistura de ligante asfáltico (asfalto), agregados e, por vezes, produtos adjuntos. Para se obter uma estrutura de qualidade, cada componente deve ser selecionado com base nas suas características e propriedades.

O asfalto, obtido da destilação do petróleo, é essencialmente uma mistura de hidrocarbonetos. Tem propriedade termoviscoplastica, de impermeabilidade a água e é pouco reativo. Bernucci et al. (2008) salienta que “apesar da baixa reatividade química a muitos agentes, isso não evita que esse material possa sofrer um processo de envelhecimento por oxidação lenta pelo contato com o ar e a água.”

Na realidade, o comportamento visco-elástico é mais assumido do que o visco-plástico quando se fazem análises estruturais, apresentando uma boa aproximação do comportamento real. É fortemente influenciado pela temperatura e pela velocidade de aplicação das cargas.

Conforme a temperatura, pode-se classificar o asfalto como: sólido elástico a temperaturas baixas; fluido visco-elástico com elevada viscosidade a temperatura ambiente e viscoso a temperaturas elevadas. O intervalo de limites de temperaturas varia conforme o tipo de ligante.

Genericamente, a composição química pode ser dividida em dois grandes grupos: os asfaltenos e os maltenos. Os asfaltenos são os que mais contribuem para a viscosidade do asfalto, permanecendo em forma sólida a temperatura ambiente. Têm a função de resistir às solicitações mecânicas e evitam que o material seja suscetível as variações de temperatura. Os maltenos influem no comportamento a elevadas temperaturas, conferindo fluidez. Eles envolvem os asfaltenos, evitando que se choquem. Quando ocorre a oxidação, são os primeiros componentes perdidos.

No Brasil, se usa a designação CAP em âmbito comercial para o “cimento asfáltico de petróleo”. Quase todo o CAP no Brasil é produzido em refinarias, sendo a maior companhia produtora a Petrobrás. O CAP convencional é a base para praticamente todos os outros produtos asfálticos.

Os ligantes fabricados no Brasil são classificados pelo ensaio de penetração (100g, 5s, 25°C). Sendo eles: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100, CAP 150-200. Embora existam esses

quatro tipos, o usualmente produzido é o CAP 50-70. No Rio Grande do Sul, ele é refinado pela refinaria da Petrobrás em Canoas (REFAP).

3.1.2 Agregados

De acordo com a NBR 9935 (ABNT, 2011) o termo agregado é definido como “material granular, geralmente inerte, com dimensões e propriedades adequadas para a preparação de argamassa ou concreto”.

O agregado escolhido deve desempenhar diversas funções dentro da mistura sendo as principais: suportar as tensões na superfície do pavimento e no seu interior, permitir adesividade do ligante asfáltico ao agregado, ter pouca susceptibilidade térmica, reter pouca água, fornecer o atrito necessário entre pneu-pavimento, quando na superfície do revestimento, entre outras.

Antes de serem utilizados, os agregados são submetidos a diversos ensaios normatizados de aceitação e caracterização. É essencial que a amostra ensaiada seja representativa do material, para tanto, deve-se fazer o procedimento de quarteamento¹ ou separação mecânica das amostras.

Segundo Bernucci et al., (2008) a distribuição granulométrica dos agregados é uma de suas principais características e influi no comportamento dos revestimentos incluindo: rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida, entre outros.

Determina-se a distribuição e respectiva curva granulométrica através do ensaio de peneiramento. O material seco é fracionado através de uma série estandarizada de peneiras, iniciando na maior abertura de malha para as menores. A distribuição se expressa como porcentagem em massa retida em cada peneira.

Os agregados mais utilizados nas camadas asfálticas no Brasil, de origem natural, são os provenientes de rochas: ígneas – basalto, granito, diorito e riolito; sedimentares – calcário e

¹ Consiste em se misturar a amostra original manualmente com uma pá sobre uma superfície limpa, formando uma pilha de formato cônico, se divide esse círculo em quatro partes iguais. Removem-se dois quartos opostos do material. Essa operação é repetida até se obter a quantidade necessária requerida pelo ensaio a realizar. (Bernucci et al., 2008).

metamórficas – gnaisse. Bastante encontrada no Rio Grande do Sul, a laterita também pode ser utilizada como base e revestimento de estradas vicinais, sendo estes, pavimentos de baixo custo.

O projetista ao escolher o agregado a ser utilizado deve levar em conta a disponibilidade, a qualidade, a possibilidade de transporte, o custo e as propriedades requeridas do material.

3.1.3 Fíler

Santana (1995) define fíler como sendo um material constituído de partículas minerais provenientes dos agregados graúdos e/ou miúdos empregados na mistura asfáltica ou provenientes de outras fontes como pó calcário, cal hidratada e cimento Portland, com o intuito de melhorar o comportamento reológico, mecânico, térmico e de sensibilidade à água.

Os limites para essa parcela da mistura devem ser bem estudados, pois sendo o fíler um material de enchimento dos vazios da mistura asfáltica, ele modifica as características de trabalhabilidade, fluidez, porosidade, resistência à água e ao envelhecimento.

O fíler atua como parte ativa do mástique². Na dosagem, o mástique influencia a lubrificação das partículas de agregados maiores e afeta os vazios do agregado mineral, as características de compactação e o teor ótimo de ligante asfáltico, influenciando todas as propriedades da mistura asfáltica: respostas mecânicas, trabalhabilidade, influenciando ainda no processo de fadiga. (BARDINI, 2010)

Motta e Leite (2000) estudaram três tipos de fileres: calcário, cimento Portland e pó de pedra. Foi observado, comparando os fileres, que o calcário apresentou módulo e valores de resistência superiores aos demais.

3.1.4 Tipos de revestimento asfáltico

Existem vários tipos de revestimentos asfálticos que podem ser escolhidos a critério de projeto. O revestimento que será utilizado nesta pesquisa é do tipo usinado a quente (CBUQ). As misturas usinadas a quente são classificadas em função da granulometria do agregado, das exigências mecânicas e da aplicação a que se destinam. São amplamente utilizadas e atendem

² Combinação de ligante asfáltico, fíler e ar.

qualquer volume de tráfego, do mais baixo até o mais elevado. O CBUQ é um dos tipos mais empregados no Brasil.

3.2 CAL

A cal possui uma pluralidade de usos, presente diariamente em nossas vidas, nas construções, nos produtos químicos e agrícolas. Está entre os dez produtos de origem mineral de maior consumo mundial, graças a sua capacidade de reagente químico e aglomerante – ligante.

Historicamente há evidências do uso de cal ao longo da maior parte da existência humana. Em 5600 a.C. já se utilizava em construções. A Via Ápia, com 288 km de extensão, construída em 312 a.C. tem camadas de pedras e areia misturadas com cal e é fascinante como ainda hoje, em alguns trechos, haja condições de tráfego (GUIMARÃES, 1997).

3.2.1 Origem

As cals derivam das rochas carbonatadas. Essas rochas são formadas tanto das formações mais antigas quanto das mais modernas. São, em geral, sedimentos e algumas rochas intrusivas relacionadas à atividade vulcânica alcalina (GUIMARÃES, 1997).

A cal é obtida através de uma reação química simples, a calcinação. Esse processo decompõe termicamente calcários, dolomitos e conchas calcárias e resulta na formação de cal e dióxido de carbono. Essa cal é denominada de cal virgem. Outro tipo de cal existente no mercado é a cal hidratada, resultado da combinação química dos óxidos anidros de cal virgem com água.

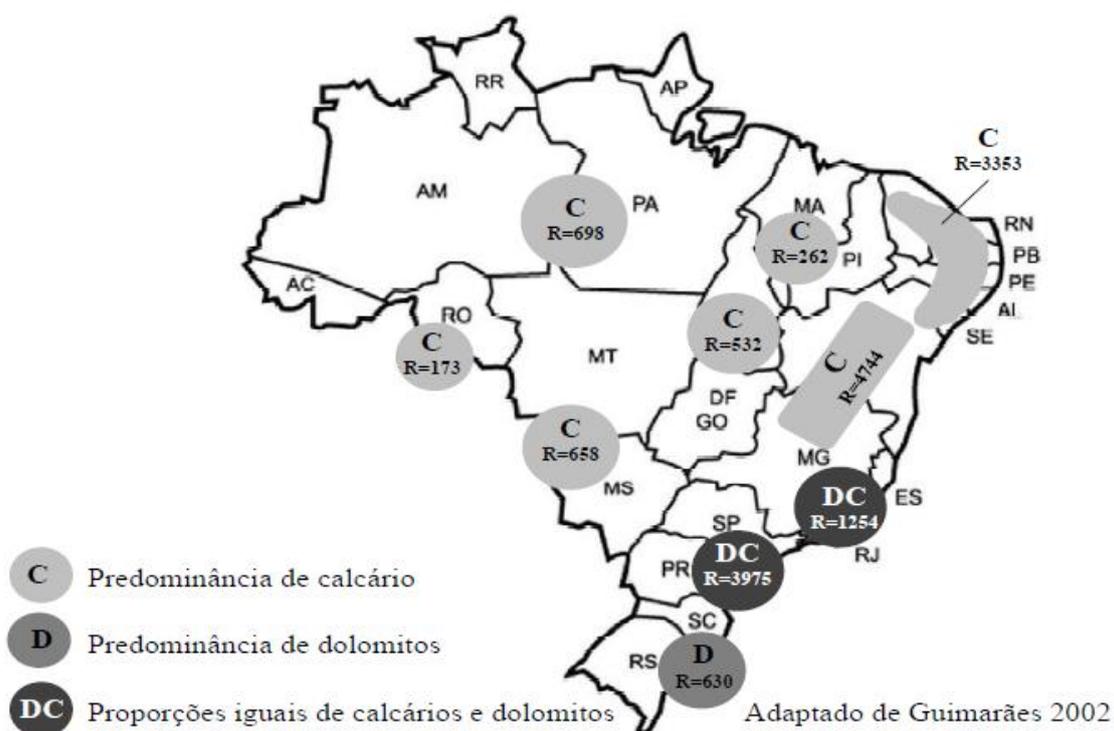
3.2.2 Classificação

As cals se classificam em relação aos óxidos mais abundantes como: calcítica (alto teor de óxido de cálcio); magnésiana (alto teor de magnésio); dolomítica (teores intermediários de cálcio e magnésio).

3.2.3 Produção no Brasil

Em relação à distribuição no território nacional, como se pode observar na figura 2, predomina a dolomítica no Rio Grande do Sul e Santa Catarina. No centro e norte as calcíicas e ambas são encontradas na região sudeste.

Figura 2 – Distribuição das jazidas de cal no território brasileiro



(Fonte: GUIMARÃES, 2002)

As reservas de rochas calcárias, de dolomitos e de conchas calcárias são superiores a 40 toneladas. Existem mais de 200 produtores distribuídos pelo país. O mercado se caracteriza pela abundância de matéria prima e o baixo custo. Das muitas aplicações a área que mais utiliza a cal é a indústria: siderúrgica, de celulose e papel, açúcar, tintas, cerâmicos, farmacêuticos, alimentícia, entre outros. No setor de engenharia civil para tratamento de água, estabilização de solos, obtenção de argamassas de revestimento e assentamento e misturas asfálticas.

3.2.4 Utilização de cal em misturas asfálticas

A cal hidratada tem grande influência na qualidade e durabilidade dos revestimentos rodoviários, atuando na estabilidade, absorção, fluência, adesividade, entre outros. Por diminuir os vazios e ter alto poder alcalino, ela retarda a oxidação do asfalto pela ação do calor, reduzindo a suscetibilidade térmica. Guimarães (1997) enfatiza que a cal pode ser considerada dentro da mistura asfáltica como filer, aditivo, reagente químico ou aglomerante.

Historicamente, vários países já utilizaram e utilizam a cal em misturas asfálticas e comprovaram a melhora no desempenho por ela ocasionada. Como citado por Guimarães (1997, p.250):

No Brasil, o processo de capeamento asfáltico começou a ser empregado no fim da década de 40, pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, em algumas estradas, como a antiga BR-02, Porto Alegre – São Leopoldo, no Rio Grande do Sul, com 0,7% de cal hidratada.

O uso da cal como aditivo nas misturas asfálticas já é feito há anos. Na década de 70, nos Estados Unidos, foi registrado um grande interesse no uso da cal, devido a uma geral diminuição da qualidade do ligante asfáltico causada pela crise petrolífera de 1973. Nessa época os defeitos surgidos devidos à umidade e ao ciclo de gelo e degelo foram os fatores mais importantes para o degrado dos pavimentos e a cal serviu como uma solução viável para evitar esses problemas. Segundo EULA (2011), hoje, cerca de 10% das misturas asfálticas produzidas nos EUA são produzidas com a adição de cal hidratada.

A bibliografia internacional, especialmente a dos Estados Unidos, indica o emprego de cales com elevados teores de hidróxido de cálcio (calcítica). No mesmo sentido um estudo realizado por Núñez et al. (2007) constatou que as melhorias nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas dependem significativamente da qualidade da cal. Cales com baixo teor de Ca(OH)_2 não produzem tantos efeitos benéficos. Os autores julgam que se necessita de um teor de Ca(OH)_2 na ordem de 90% para otimizar os benefícios em termos de módulo de resiliência, resistência à tração e adesividade.

No mesmo estudo Núñez et al. (2007) concluiu que pequenos teores de cal são necessários para produzir misturas asfálticas de elevado desempenho. O teor de 1% (de cales com 90% de

Ca(OH)₂) promove aumento de módulo de resiliência da ordem de 70% e de 30% na resistência à tração.

Ao contrário da maioria dos fileres minerais a cal hidratada participa da mistura de forma ativa e não inerte. Quando a cal é dispersa na mistura ela reage com moléculas altamente polares impedindo a formação de elementos que promovem danos através da umidade. Além disso, ela torna a mistura mais rígida e resistente a maiores temperaturas sem, no entanto, aumentar a fragilidade ao baixar a temperatura. Isso torna a mistura mais resistente às deformações plásticas e a fadiga, retardando a oxidação, e reduzindo a taxa de envelhecimento.

3.2.4.1 Dano por umidade

É comum no âmbito da engenharia ouvirmos a frase: “A maior inimiga do engenheiro é a água”. E no setor de pavimentação, muitas vezes, evitar o estrago causado por ela é o maior desafio. A presença de umidade pode trazer diversos problemas às camadas asfálticas, um deles é a perda de adesão entre agregado e ligante asfáltico (*stripping*).

Segundo Little et al. (2006), a susceptibilidade de um pavimento asfáltico a água é regulada por diversos fatores tais como: as propriedades dos agregados e do ligante asfáltico, as características da mistura, o clima, o tráfego, as práticas construtivas e as considerações observadas em projeto.

Os Estados Unidos enfrentaram grandes problemas com umidade nos seus pavimentos. Sendo devido ao clima e geografia, onde há desertos úmidos, mas também regiões montanhosas com ciclo de gelo e degelo, devido à incompatibilidade entre ligante e agregados e/ou perda de coesão do ligante devido à penetração de umidade.

A NCHRP (*National Cooperative Highway Research Project*), em 1991, mostrou que cerca de 70% dos estados enfrentavam problemas com a umidade. A figura 3 mostra as regiões e a percentagem de pavimentos que relataram esses problemas. As degradações prematuras mais comuns encontradas foram: deformação permanente ao longo dos trilhos das rodas, escorrimento em determinadas áreas do pavimento e fissuração do tipo “pele de crocodilo”.

3.2.4.3 Oxidação e envelhecimento químico

A cal hidratada retarda o processo de envelhecimento químico do ligante. Este é um resultado das reações químicas que ocorrem entre o hidróxido de cálcio e as moléculas altamente polarizadas do ligante. Esse efeito é causado por um lento aumento da viscosidade (e outras propriedades mecânicas) em função do tempo de envelhecimento (PETERSEN et al., 1987).

Se essas moléculas polarizadas fossem deixadas sem perturbação na mistura, elas iriam reagir com o ambiente, rompendo-se e contribuindo para o envelhecimento do pavimento (NÚÑEZ, 2007).

3.2.4.4 Rigidez e deformação permanente

O processo de deformação permanente ocorre devido o tráfego de veículos pesados e é acelerado pelas altas temperaturas e baixas velocidades de trânsito, o que gera tensões superiores ao limite plástico do material.

A cal, agindo como um filer mineral ativo tem a capacidade de tornar a mistura asfáltica mais rígida e resistente às deformações permanentes. O enrijecimento resultante da adição de cal hidratada melhora o desempenho dos ligantes a temperaturas elevadas, sem tornar a mistura asfáltica mais frágil a temperaturas baixas. Na realidade, os experimentos mostram que a baixas temperaturas a cal se torna menos ativa quimicamente e passa a se comportar como um filer inerte.

Diversos autores como Little e Petersen (2005), Sewing (2006), entre outros, conduziram pesquisas que demonstraram que a adição de cal hidratada com teores entre 1 e 2%, aumentaram significativamente a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica.

3.2.4.5 Trincamento

A cal hidratada reforça o ligante asfáltico. Os seus efeitos reduzem a susceptibilidade ao trincamento, não só pelo ao envelhecimento, mas também devido às baixas temperaturas (fissuração térmica), e à fadiga (LITTLE et al., 2006).

O trincamento frequentemente ocorre devido à formação de micro-fissuras. Essas microfissuras são interceptadas e têm sua direção desviada pelas pequenas partículas de cal hidratada. A cal reduz o trincamento mais do que os fíleres inativos porque as reações entre a

cal e as moléculas polarizadas do cimento asfáltico aumentam o volume efetivo das partículas de cal, rodeando-as com grandes cadeias orgânicas (LESUEUR e LITTLE, 1999 apud NÚÑEZ, 2007).

Como visto, são muitos os benefícios resultantes da adição de cal hidratada às misturas asfálticas. Reunidos produzem um produto de superior qualidade e elevado desempenho. A continuidade das pesquisas relacionadas a esse material, no âmbito nacional, permitirão constatar se o país possui cales de qualidade para serem utilizadas em misturas asfálticas e quais os ganhos advindos dessa incorporação para as nossas estradas.

3.3 BREVE REVISÃO DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Dimensionar um pavimento consiste, basicamente, em determinar número e espessuras de camadas e especificações de materiais que devem atender requisitos estruturais e funcionais. Essas camadas, com diferentes propriedades, devem ser capazes de interagir em conjunto de modo a absorver e reduzir as cargas que chegam ao subleito e proporcionar aos usuários uma superfície de rolamento confortável e segura.

Os pavimentos flexíveis no Brasil têm sido dimensionados pelo método do DNER³, com base no ensaio CBR e nas curvas de dimensionamento do Corpo de Engenheiros Militares dos Estados Unidos (USACE), que se baseiam na Teoria da Elasticidade de Boussinesq. Este método empírico é vigente no país desde 1966, tendo sido revisado pela última vez em 1981.

Nos EUA, que é um país de referência em pesquisas de performance de pavimentos, o método de dimensionamento utilizado até 2002 era empírico e hoje se utiliza o AASHTO 2002, que é mecanístico ou teórico – experimental.

Para a concepção de um projeto de pavimento as teorias clássicas que se baseiam nas Teorias de Elasticidade, como Boussinesq, fazem uso de diversas simplificações, como considerar o meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico. As cargas como concentradas ou

³ O DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagens) foi um órgão federal vinculado ao Ministério dos Transportes. Em 2001, o departamento mudou de nome depois de uma reestruturação do sistema de transporte e passou a se chamar DNIT.

uniformemente distribuídas e geralmente utilizando a área de contato entre pneu pavimento como um carregamento circular.

O método DNER acentua as espessuras de material granular requerido para a base e subbase, devido a preocupação com o coeficiente de segurança. Utilizando a abordagem determinística do coeficiente CBR, a fadiga, associada à tensão de tração na base do revestimento asfáltico, é avaliada como o principal mecanismo de degradação do pavimento. A tensão de cisalhamento no revestimento e a tensão de tração na base do revestimento não são critérios de falha avaliados, diferentemente do método da AASHTO 2002.

Segundo Núñez et al. (2012) atualmente, não basta somente considerarmos o trincamento por fadiga iniciado na fibra inferior da camada asfáltica como o mecanismo de degradação mais crítico. Já que, mesmo camadas asfálticas espessas estão apresentando degradações prematuras de outros tipos, como as rupturas por cisalhamento.

Quando se utiliza o dimensionamento mecanístico todas as formas de ruptura podem ser verificadas pelos ensaios dinâmicos e cálculos de tensões, não sendo mais necessário considerar o CBR como parâmetro de seleção e controle dos materiais das camadas nem de avaliação do subleito. (MEDINA et al., 2005).

Os métodos mecanísticos – empíricos avaliam o comportamento da estrutura variando as características físicas dos materiais, o clima, a previsão de carregamento, as técnicas construtivas e impondo uma confiabilidade para cada item. Ainda propõe avaliar os mecanismos de degradação do pavimento ao longo da sua vida útil.

Segundo Medina et al. (2005), os métodos mecanístico-empírico “permitem que os materiais locais sejam melhor aproveitados, possibilitando uma redução nos custos de construção e na manutenção dos pavimentos, visto que se definem convenientemente os critérios de ruptura”.

O primeiro passo no roteiro de dimensionamento de um pavimento mecanístico – empírico é definir o número N de projeto, considerando as informações de tráfego previsto. O número N representa o número de repetições de cargas equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf ou 80 kN que o pavimento poderá suportar até a sua falha. Pode ser encontrado através de ensaios, como o Ensaio de Fadiga, que pode ser executado com o mesmo aparelho utilizado no ensaio

de Compressão Diametral⁴. Neste ensaio, realizado para vários níveis de cargas, as tensões de tração impostas são em função da Resistência a Tração (RT) do material, determinada previamente. Ainda, pode ser calculado por curvas experimentais, como proposto por Pinto (1991).

O N encontrado em laboratório ou através da modelação experimental (N_L) não é o real número de ciclos que o pavimento irá resistir em campo (N_C). Diversos fatores devem ser incorporados nos modelos de previsão de fadiga, entre eles pode ser citada a diferença de frequência de aplicação das cargas na pista que é diferente do laboratório. E ainda, segundo Mattos (2014) outros fatores a serem considerados são: os intervalos de tempo em que não passam veículos sobre o pavimento (quando as fissuras do revestimento asfáltico se fecham naturalmente, fenômeno chamado *healing*); o espectro de veículos cargas (que são convertidos para eixo e carga padrões) e a diferença de comportamento entre misturas fechadas e abertas.

A utilização de um fator que permita empregar com confiabilidade os valores calculados é de extrema importância. Esse fator é chamado de Fator Laboratório – Campo (F_{LC}). Pinto (1991) indica o intervalo de variação dos F_{LC} , segundo observações de rodovias no Rio de Janeiro, de 10^2 a 10^4 , ao se atingir 20% da área trincada, sendo a temperatura de referência de 25°C.

O Projeto Rede Temática de Asfalto foi criado em 2009 com o apoio da PETROBRAS, visando conhecer melhor os materiais e o desempenho dos pavimentos brasileiros. Um dos objetivos desse projeto é encontrar fatores laboratório-campo que sejam mais fidedignos a realidade.

Outro aspecto importante de ser observado é o fato de que, internacionalmente, projetam-se pavimentos com uma vida útil considerada de 20 anos, o que demonstra a preocupação econômica, social e ambiental desses países. No Brasil, projetam-se pavimentos com vida útil prevista de 10 anos. Na prática, o pavimento perde a sua capacidade funcional já na metade desse período (MATTOS, 2014).

⁴ Também conhecido, principalmente fora do Brasil, como ensaio brasileiro ou *brazilian test*. Foi desenvolvido pelo Prof. Fernando Lobo Carneiro, da UFRJ.

Os programas computacionais mais utilizados no Brasil, segundo Medina et al. (2005) são o ELSYM5, que utiliza modelo elástico-linear e método diferenças finitas e o FEPAVE2, de modelagem elástica não linear e método das diferenças finitas.

Visto a crescente solicitação do tráfego e o aumento das cargas dos veículos comerciais é imperativa a demanda de projetos de pavimentos de alta performance e maior vida útil. O país precisa substituir o “Método do DNER” por um novo método mais atualizado e abrangente. Estudos e conhecimentos na área não faltam para tanto.

3.4 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS

Mais do que nunca, o desafio dos projetistas de pavimentos é maximizar o retorno financeiro dos investimentos e minimizar os inconvenientes resultantes de reparos e manutenções dos pavimentos decorrentes de degradação prematura. Para tanto devemos entender os mecanismos de degradação e buscar soluções consistentes.

3.4.1 Classificação dos defeitos e terminologia associada

A referência brasileira para classificação de defeitos nos pavimentos é a norma do DNIT 005/2003 – *Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos: Terminologia*.

A norma divide os defeitos em: fendas, afundamentos, corrugação e ondulações transversais, escorregamento, exsudação, desgaste ou desagregação, panela ou buraco, e remendo.

As **fendas** são qualquer descontinuidade na superfície do pavimento que conduza a aberturas, classificando-se como: *fissuras*, quando a abertura é perceptível a olho nu com uma distância inferior a 1,5m, ou como *trincas* quando a abertura é facilmente visível à vista desarmada.

Os **afundamentos** são consequência das deformações permanentes seja do revestimento asfáltico ou de suas camadas subjacentes, incluindo o subleito. Classificando-se em *afundamento plástico*, quando as depressões são decorrentes principalmente da fluência do revestimento asfáltico, e em *afundamento por consolidação* que é causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento.

As **corrugações** são deformações transversais ao eixo da pista com comprimentos de onda entre duas cristas de alguns centímetros a dezenas de centímetros. As **ondulações** tem comprimento de onda entre duas cristas a ordem de metros.

O **escorregamento** é o deslocamento do revestimento em relação à camada subjacente do pavimento, com aparecimento de fendas em forma de meia - lua.

A **exsudação** é caracterizada pelo excesso de ligante betuminoso que migra através do revestimento, formando manchas escurecidas.

O **desgaste** ou **desagregação** decorre do desprendimento dos agregados da superfície ou da perda de mástique junto aos agregados.

A **panela** ou **buraco** é uma cavidade no revestimento asfáltico, podendo ou não, atingir camadas subjacentes.

O **remendo** é um tipo de defeito apesar de estar relacionado a uma conservação da superfície pelo preenchimento de painelas de uma ou mais camadas, através da operação de tapa-buraco.

3.4.2 Defeitos em pavimentos resultantes da ruptura por cisalhamento e suas causas

Dos defeitos apresentados no item anterior, consideram-se como resultantes da ruptura por cisalhamento o trincamento iniciado de cima para baixo, ou seja as trincas que se iniciam na parte de cima do revestimento e se propagam longitudinal e/ou transversalmente para a base (*top-down cracking*, TDC). E ainda, o afundamento plástico, decorrente das deformações permanentes, também chamado afundamento nas trilhas das rodas (ATR). Ambos, geralmente, ocorrem na direção longitudinal e nas trilhas das rodas, o que leva a constatar que são associados às tensões cisalhantes atuantes na camada asfáltica.

Por via de regra, o método mecanístico, que dimensiona preconizando o retardo do efeito da fadiga, resulta em camadas asfálticas espessas. De acordo com Núñez et al. (2011), os defeitos prematuros que se iniciam na superfície do pavimento tem sido observados nos últimos anos, especialmente em camadas espessas e com grande volume de tráfego. No entanto, conforme Su et al. (2008), os trincamentos estão mais associados ao gradiente de

temperatura do que apenas com a espessura, já que mesmo com grandes espessuras, as tensões cisalhantes permanecem as mesmas.

3.4.2.1 Afundamento Plástico

Como classificado anteriormente, existem dois tipos de deformações permanentes. O afundamento plástico e o afundamento por consolidação. O afundamento plástico (figura 4) é uma deformação irreversível, causada pela fluência plástica do revestimento ou mais camadas, acompanhada de solevamento lateral. Quando a deformação ocorre devido à densificação adicional de uma ou mais camadas do pavimento e do subleito, tem-se o chamado afundamento por consolidação. Ocorre devido a um excessivo volume de vazios ou inadequada compactação das camadas. Este último não é objeto de estudo deste trabalho.

Figura 4 – Defeito em pavimentação devido a um severo afundamento plástico



(Fonte: Disponível em: < <http://www.pavementinteractive.org/wp-content/uploads/2008/05/Mvc-037s.jpg>>

Acesso em maio de 2016.)

Bernucci et al. (2008) apontam como algumas das causas do ATR o excesso de ligante ou mistura com resistência inferior a carga solicitante. O CAP tem seu comportamento dependente da temperatura e do tempo de carregamento da carga. O aumento da deformação permanente aumenta com a temperatura e a diminuição da velocidade dos veículos. Tanto por isso que, comumente, o ATR é encontrado nas trilhas das rodas dos caminhões nas estradas, corredores de ônibus urbanos e nos pátios de estacionamento com revestimento asfáltico.

Sousa et al. (1991) salienta que a deformação permanente na camada de asfalto é gerada em misturas que apresentam pouca resistência ao cisalhamento para suportarem as cargas oriundas do tráfego. Alguns dos fatores que devem ser levados em consideração para evitar a ocorrência de ATR são: granulometria da mistura asfáltica, absorção do agregado, coesão entre o agregado e o ligante asfáltico, tamanho e forma do agregado, propriedades minerais do agregado, teor do ligante asfáltico, volume de vazios da mistura asfáltica e desempenho do ligante asfáltico.

Kandhal et al. (1998) sugere uma série de considerações sobre parâmetros chaves nas dosagens de misturas para evitar as deformações permanentes, citam-se aqui, entre outros:

- a) Teor de ligante: maiores teores de ligante asfáltico são necessários para melhorar a vida à fadiga e a durabilidade das misturas asfálticas, porém isso tende a aumentar o afundamento plástico. A mistura ideal deve maximizar o teor de asfáltico, prevendo não só a fadiga, mas também a deformação permanente.
- b) Mistura graúda: granulometria com grande volume de finos são mais suscetíveis à deformação permanente. Além disso, agregados maiores (19,5 mm), utilizados na camada de revestimento, tendem a aumentar a resistência à deformação permanente.
- c) Angularidade e rugosidade dos agregados: isso é especialmente aplicável às frações finas. Foi demonstrado por Kalcheff et al. (1982) e Brown et al. (1992) que misturas que utilizam areia britada⁵ são mais resistentes às deformações

⁵ As partículas de areia de brita são tipicamente angulares e têm textura mais áspera em sua superfície.

permanentes em comparação a misturas produzidas com areias naturais arredondadas.

- d) Aumento no volume de vazios: a deformação permanente aumenta com o aumento do número de vazios. Porém, um volume de vazios muito baixo pode provocar, com a pós-compactação do tráfego, a perda da estabilidade e o desencadeamento de afundamento devido as tensões cisalhantes.
- e) Aumento da viscosidade do ligante asfáltico: um ligante asfáltico com uma alta viscosidade a altas temperaturas, será mais resistente ao esforço longitudinal se comparado com uma mistura de baixa viscosidade.
- f) Melhoria da ligação entre as camadas do pavimento: a falta de uma boa ligação entre as camadas do pavimento pode causar o deslizamento devido ao esforço horizontal.

3.4.2.2 *Top-down cracking* (TDC)

No mecanismo de degradação por fadiga o trincamento se origina na base da camada de concreto asfáltico e se propaga para o topo da camada, o inverso do que ocorre no top-down cracking. As trincas do TDC iniciam na parte de cima do revestimento e se propagam para baixo, de forma longitudinal e/ou transversal e geralmente nas trilhas rodas. BALADI et al. (2002) aponta que, usualmente, manifestam-se trincas longitudinais conectadas por pequenas trincas transversais. Além disso, estudos de Su et al. (2008) e Wang et al (2012) sugerem que as maiores tensões não são geradas na superfície do pavimento, e sim, um pouco abaixo dela, sendo reduzidas com a profundidade.

Figura 5 – Defeito característico do tipo TDC, já selado, em rodovia no estado do Texas, EUA



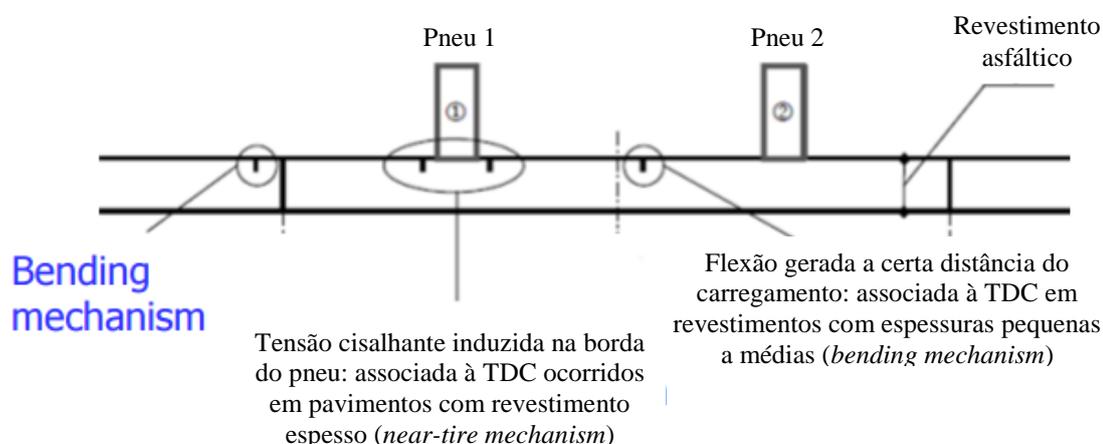
(Fonte: Disponível em: < <http://www.pavementinteractive.org/wp-content/uploads/2008/08/Topdown1.jpg> >

Acesso em maio de 2016.)

A figura 5 mostra um pavimento que sofreu a degradação pelo trincamento iniciado na superfície, como podemos perceber foi feito o reparo com selagem. Esse procedimento é indispensável para dar uma maior durabilidade à estrutura. S&T (2012) salienta que durante a fase inicial do surgimento das trincas não há prejuízo à estrutura, no entanto, elas propiciam a entrada da água, que fica aprisionada e gera excesso de poro-pressão com a passagem dos veículos. Se a trinca se propagar para camadas inferiores, pode haver, ainda, bombeamento de finos de camadas subjacentes ao revestimento, resultando em outros defeitos, como as panelas.

Vários pesquisadores tentam identificar fatores e mecanismos fundamentais que levam ao trincamento de cima para baixo. Desses estudos já foram constatados ao menos dois grandes mecanismos de início e propagação das trincas. Um é relacionado com a flexão gerada a certa distância do pneu (*bending mechanism*), que comanda o início das trincas em camadas asfálticas de espessuras finas a médias. O outro é associado com a tensão cisalhante induzida na borda do pneu (*near-tire mechanism*), que explica o início das trincas em camadas mais espessas de CBUQ. Os dois fenômenos, ilustrados na figura 6, se tornam mais críticos com o envelhecimento do asfalto. Ainda, o início do trincamento pode ser influenciado pelo gradiente térmico e a presença de zonas deterioradas (ROQUE et al.,2010).

Figura 6 – O TDC pode ter início devido às tensões cisalhantes na borda dos pneus ou na zona de flexão, a certa distância deles



(Fonte: Adaptado de DINEGDAE, Y. H., AF2903 Road Construction and Maintenance, Disponível em: <https://www.kth.se/social/upload/5175420ef27654047df4489d/AF2903_top%20down%20fatigue%20cracking.pdf> Acesso em maio de 2016.)

Wang et al. (2003) discorrem que o TDC pode não apenas ser causados pelas tensões de cisalhamento, como também pelas tensões de tração.

Freitas et. al (2003), cita que o trincamento de cima para baixo é um mecanismo de degradação observado em pavimentos flexíveis de países de clima temperado. Roque et al. (2010) ratifica que o fenômeno tem sido relatado em pavimentos de todas as partes do mundo: Europa, Estados Unidos, Japão, entre outros.

Segundo S&T (2012), observações feitas em pavimentos, na região sul do país, mostraram manifestações de TDC tão logo o pavimento foi aberto ao tráfego. O que demonstra que as tensões cisalhantes geradas por parte dos veículos comerciais estão acima do esperado em relação à resistência das camadas.

As primeiras referências na literatura sobre esse defeito são recentes, remontam-se ao início da década, ou seja, início dos anos 2000. As causas do TDC ainda não são totalmente conhecidas, mas as mais evidentes são citadas por S&T (2012):

- a) envelhecimento do ligante;
- b) gradiente térmico, causando diferenças de rigidez entre as camadas;
- c) segregação dos agregados na mistura;

- d) elevadas tensões cisalhantes causadas por veículos pesados, especialmente se os pneus apresentam elevadas pressões de inflação.

O envelhecimento do ligante foi apontado por Hugo et al. (1985) na África do Sul como a maior causa do TDC. Este fenômeno é acelerado pelo excesso de volume de vazios, altas temperaturas e baixo teor de ligante. A camada asfáltica do pavimento da África do Sul possuía um volume de vazios de 8% e em 2 anos apresentou um severo envelhecimento. Um estudo nos Países Baixos (Gerritsen, 1987) reportou também um envelhecimento acentuado em pavimentações recém-construídas que não foram propriamente compactadas e que possuíam um baixo teor de ligante.

O gradiente de temperaturas, ao longo da profundidade do revestimento, provoca diferença de rigidez do asfalto. Estudo conduzido por Svasidisant et al. (2002) nos Estados Unidos mostrou uma diferença de 30°C entre a superfície e a base do revestimento, durante o dia, e uma variação de 10° durante a noite. Schorsch et al. (2003) reportou que gradientes negativos de temperatura (quando a temperatura é crescente com a profundidade) causam as maiores tensões cisalhantes no revestimento. Myers e Roque (2001), através da análise por elementos finitos, apontam que revestimentos com gradientes térmicos (sejam eles positivos ou negativos) apresentam maiores tensões de tração se comparados a revestimentos com temperatura uniforme.

Freitas et al. (2004) cita que não apenas a segregação dos agregados faz com que surjam as trincas, mas também outros parâmetros de qualidade da produção da mistura como volume de vazios, teor e tipo de ligante e granulometria.

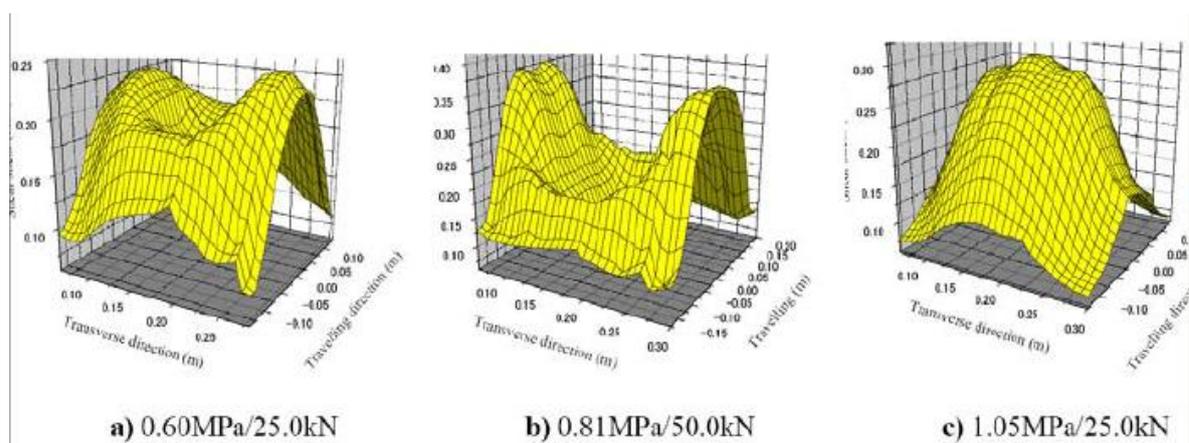
O excesso de cargas nos veículos que trafegam nas rodovias brasileiras é uma realidade. As tensões de contato geradas entre o pneu e o pavimento estão entre as principais causas da ruptura por cisalhamento (WANG et al., 2010).

Os pneus mais atuais contribuem para o aparecimento de maiores tensões. No passado, os pneus possuíam alta rigidez nas paredes, o que gerava uma distribuição uniforme do carregamento. Hoje, com os pneus radiais, as tensões não são mais uniformes.

A figura 7, modelada por Su et al., 2008, apresenta distribuições de tensões cisalhantes em um plano horizontal. Três condições de carregamento são consideradas. Na legenda das imagens,

o primeiro valor corresponde à pressão de inflação e o segundo número à carga por roda. As maiores tensões cisalhantes são observadas sob as paredes laterais dos pneus no caso de excesso de carga (caso b) e condições normais de carregamento com baixa pressão de inflação (caso a); enquanto que se houver excesso de pressão de inflação e condições normais de carregamento (caso c) as tensões cisalhantes são similares nas paredes laterais do pneu e no centro do mesmo.

Figura 7 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal



(Fonte: Su et al., 2008)

Estudo conduzido por De Beer et al. (2004), concluiu que a variação da pressão de inflação não resulta em grandes modificações no comportamento de pressão de contato, alterando apenas e não fortemente a sua magnitude. Todavia, o aumento da carga no pneu tem um grande impacto na pressão de contato.

Núñez et al. (2012) salienta a importância de analisar a resistência ao cisalhamento considerando o comportamento não uniforme da pressão de contato dos pneus com o pavimento. Os pneus dos caminhões geram tensões de contato verticais, transversais e longitudinais extremamente desuniformes, formando um complexo estado tridimensional de tensões. Comumente, no dimensionamento, se consideram carregamentos uniformes sobre áreas circulares. Os autores salientam que faz - se necessário, no intuito de reduzir a ruptura por cisalhamento, considerar o estado multiaxial de tensões.

É fundamental que as tensões cisalhantes atuantes na camada asfáltica e os defeitos causados por elas sejam levados em consideração no dimensionamento de pavimentos flexíveis. O

entendimento desses mecanismos, cada vez mais, trará projetos de pavimentos com maior desempenho e vida útil.

3.5 TEORIA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

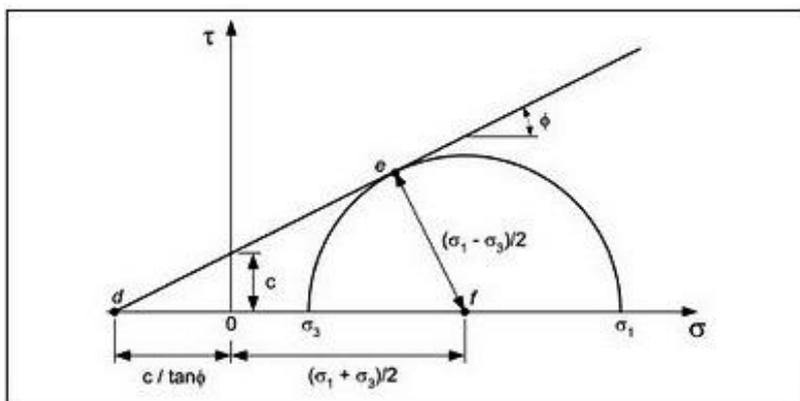
A teoria de Mohr-Coulomb é um dos métodos mais utilizados para determinar a resistência ao cisalhamento de solos, mas como será discutido adiante também é possível utilizá-la para o concreto asfáltico. A resistência ao cisalhamento (τ) desenvolvida no interior de massas de solos é a responsável pela capacidade que os mesmos têm de suportar as tensões desenvolvidas pelo peso próprio (solicitações internas) e as cargas aplicadas (solicitações externas).

As solicitações presentes num ponto qualquer da massa de solo são representadas por um sistema tridimensional de tensões simbolizadas por σ_1 , σ_2 e σ_3 . Considerando continuidade e homogeneidade em todas as direções, pode-se simplificar reduzindo o sistema a uma condição bidimensional, onde σ_1 e σ_3 são a maior e a menor tensão principal, respectivamente.

Considerando a superfície do terreno como horizontal, a tensão σ_1 terá como direção a vertical e a σ_3 , horizontal. Além desses dois planos considerados, podemos passar para outro plano rotando de um ângulo α . A ocorrência desses componentes num ponto do solo definem um estado de tensões.

Para proceder à análise gráfica do estado de tensões utiliza-se o círculo de Mohr. Na abcissa encontra-se a tensão normal (σ) e na ordenada a tensão cisalhante (τ). Como se pode observar na figura 8 o centro do círculo localiza-se no ponto $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ e o raio é dado por $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.

Figura 8 – Círculo de Mohr - Coulomb



(Fonte: OSORIO, S., Apuntes de geotecnia con enfasis en laderas. Disponível em: < <http://2.bp.blogspot.com/-Hwa4gzEhw8/T0yuRtlPasI/AAAAAAAAAyQ/zwvCZL4UZ3s/s1600/Mohr+Coulomb+Circle.jpg> > Acesso em maio de 2016.)

O critério de Mohr – Coulomb consiste em ensaiar uma infinidade de corpos de prova, com ensaios como, por exemplo, o triaxial, e plotar os vários círculos de Mohr encontrados.

A ruptura ocorre quando o material é submetido a uma tensão cisalhante igual ou superior a sua resistência ao cisalhamento. A envoltória que tangencia os diversos círculos é correspondente ao plano de ruptura do material em análise e é definida pela equação:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

τ = tensão cisalhante na ruptura

c = intercepto coesivo

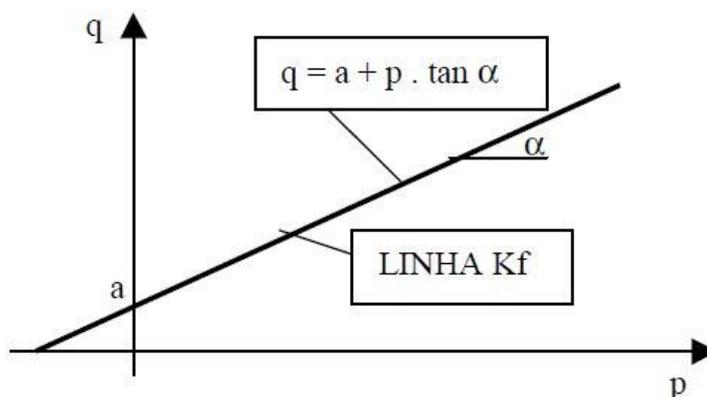
σ = tensão normal na ruptura

ϕ = ângulo de atrito interno

Para plotar os resultados de uma série de ensaios, pode-se fazer uso do diagrama p-q, que simplifica o círculo de Mohr por apenas um ponto de coordenadas (p,q), onde p e q são, respectivamente, $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ e $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Isso permite a representação mais clara de diferentes estados de tensões do corpo de prova durante um carregamento. Os picos dos caminhos de tensão, que

correspondem ao topo dos círculos de Mohr, são conectados por uma reta, denominada linha Kf, que representa a trajetória das tensões.

Figura 9 - Gráfico pxq



A linha Kf está relacionada aos parâmetros de cisalhamento através das seguintes equações:

$$\tan \alpha = \operatorname{sen} \varnothing \quad (\text{Equação 2})$$

$$a = c \cdot \cos \varnothing \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

a = termo independente da linha Kf

$\tan \alpha$ = coeficiente angular da linha Kf

\varnothing = ângulo de atrito interno

c = intercepto coesivo

Apesar de a teoria ter sido pensada para solos, Goetz e Schaub (1959) já afirmavam que é possível fazer a analogia entre o solo, que é composto por partículas sólidas, água e ar com as misturas asfálticas compostas por agregado, ligante e ar.

Segundo Huber et al (1995) a utilização do critério de Mohr – Coulomb para misturas asfálticas é válida, essa afirmação foi demonstrada através da análise com elementos finitos e o critério de Drucker – Prager. Tan et al. (1994) afirmam que ensaios triaxiais são adequados para avaliar a resistência de misturas betuminosas, uma vez que o atrito e o intertravamento

dos agregados estão ligados ao ângulo de atrito da mistura e que a coesão é função do ligante asfáltico e da fração de finos.

Novak et al. (2003) afirmam que as elevadas tensões cisalhantes que induzem o trincamento *top – down* e as deformações permanentes são geradas sob baixas tensões confinantes. Portanto, ao realizar os ensaios triaxiais se deve utilizar um estado de tensões de baixo confinamento.

A vantagem de se utilizar o ensaio triaxial é que ele é um ensaio bem conhecido e estabelecido na engenharia e que retorna parâmetros fundamentais do comportamento dos materiais sobre o efeito de cargas.

3.6 METODOLOGIAS DE DOSAGEM E COMPACTAÇÃO

As propriedades das misturas são estudadas previamente em laboratório, em escala reduzida através da moldagem de corpos de prova. Os mesmos devem ser preparados e ensaiados de maneira mais fiel ao que acontece quando a mistura é usinada, espalhada e compactada no canteiro de obras.

Uma das fases mais importantes na construção de um pavimento flexível é a compactação do material depois de ser espalhado. Ela tem um papel fundamental a fim de obter concretos asfálticos com adequadas características mecânicas e volumétricas.

Os dois tipos de metodologias mais utilizados para dosagem e compactação são o método Marshall e o SUPERPAVE. A seguir faz-se uma breve explicação da diferença entre eles.

3.6.1 Metodologia Marshall

A dosagem Marshall é o tipo de dosagem mais empregado no país, um dos motivos é pela simplicidade do método. Um projeto feito com a metodologia Marshall se dá a partir de parâmetros como massa específica aparente, estabilidade e fluência, volume de vazios e relação betume-vazios.

A especificação de serviço DNIT-ES 031/06, que pode ser observada na figura 10, apresenta os intervalos limites recomendados para os parâmetros de projeto da dosagem Marshall em misturas asfálticas.

Figura 10 - Requisitos de dosagem de concreto asfáltico do DNIT-ES 031/2004

Características	Método de Ensaio	Camada de Rolamento	Camada de Ligação
Porcentagem de Vazios (%)	DNER-ME 043	3-5	4 - 6
Relação betume/vazios	DNER-ME 043	75-82	65 - 72
Estabilidade mínima, kgf (75 golpes)	DNER-ME 043	500	500
Resistência à Tração por Compressão Diametral estática a 25°C, min, Mpa	DNER-ME 138	0.65	0.65

(Fonte: Adaptado de Bernucci et al, 2008, p. 226)

Em Bernucci et al. (2008, p. 217-229) é apresentado o método e as suas etapas a serem realizadas em laboratório, abaixo faz-se uma pequena transcrição de como proceder:

- a) Determinação das massas específicas reais do cimento asfáltico de petróleo (CAP) e dos agregados [...]~
- b) Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica [...]
- c) Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a sua mistura nos limites da faixa granulométrica escolhida [...]. Ou seja, é escolhido o percentual em massa de cada agregado para formar a mistura. Note-se que neste momento não se considera ainda o teor de asfalto, portanto, $\Sigma \%n = 100\%$ (onde “n” varia de 1 ao número de diferentes agregados na mistura). A porcentagem-alvo na faixa de projeto corresponde à composição de agregados escolhida, podendo em campo variar entre um mínimo e um máximo em cada peneira de acordo com a especificação [...]. Observe-se ainda que a porcentagem-alvo deve estar enquadrada dentro da faixa selecionada [...]
- d) Escolha das temperaturas de mistura e de compactação, a partir da curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido [...]
- e) Adoção de teores de asfalto para os diferentes grupos de CPs a serem moldados. Cada grupo deve ter no mínimo 3 CPs. Conforme a experiência do projetista, para a granulometria selecionada, é sugerido um teor de asfalto (T, em %) para o primeiro grupo de CPs. Os outros grupos terão teores de asfalto acima (T+0,5% e T+1,0%) e abaixo (T-0,5% e T-1,0%). [...]
- f) Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos-de-prova, obtêm-se as dimensões do mesmo (diâmetro e altura). Determinam-se para cada corpo-de-prova suas massas seca (MS) e submersa em água (MSsub). Com estes valores é possível obter a massa específica aparente dos corpos-de-prova (Gmb), que, por comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas da dosagem. [...]
- g) A partir do teor de asfalto do grupo de CPs em questão (%a), ajusta-se o percentual em massa de cada agregado [...]
- h) Com base em %n, %a, e nas massas específicas reais dos constituintes, calcula-se a DMT correspondente ao teor de asfalto considerado (%a) [...]
- i) Cálculo dos parâmetros de dosagem para cada CP [...]

- j) Após as medidas volumétricas, os corpos-de-prova são submersos em banho-maria a 60°C por 30 a 40 minutos [...]. Retira-se cada corpo-de-prova colocando-o imediatamente dentro do molde de compressão. Determinam-se, então, por meio da prensa Marshall [...] os seguintes parâmetros mecânicos: [...] estabilidade (N): carga máxima a qual o corpo-de-prova resiste antes da ruptura, definida como um deslocamento ou quebra de agregado de modo a causar diminuição na carga necessária para manter o prato da prensa se deslocando a uma taxa constante (0,8mm/segundo); fluência (mm): deslocamento na vertical apresentado pelo corpo-de-prova correspondente à aplicação da carga máxima.

Muitas críticas são feitas ao procedimento Marshall. Entre as quais pode-se citar: a dificuldade de obtenção de resultados mais precisos entre laboratórios diferentes; o reduzido número de corpos-de-prova exigido pela norma (mínimo de três), o que dificulta a análise estatística dos resultados; a grande influência na determinação do teor de projeto derivada de fatores ligados a preparação dos corpos-de-prova; a desatualização da norma brasileira do DNER, em relação a da ASTM. Como pontos positivos pode-se citar a simplicidade do método e o baixo custo em relação a outras formas de dosagem.

3.6.2 Metodologia SUPERPAVE

O SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavement*) é um método de dosagem de misturas fruto do programa de pesquisas SHRP (*Strategic Highway Research Program*), que vem sendo utilizado nos Estados Unidos, desde 1993. Criado em substituição aos métodos Marshall ou Hveem, consiste em estimar um teor provável de projeto através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. (BERNUCCI et al., 2008)

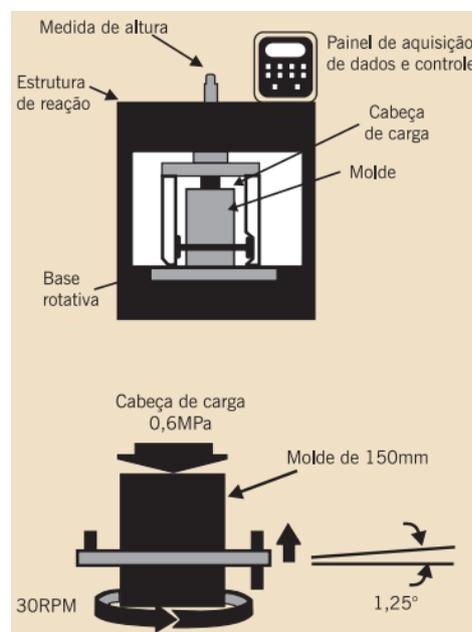
Uma das diferenças entre o SUPERPAVE e o procedimento Marshall está na compactação. Na dosagem Marshall se compacta através de impactos direcionais, enquanto no SUPERPAVE, a técnica de compactação é por amassamento (giros). No quadro 1, faz-se um breve confronto entre os dois métodos de compactação:

Quadro 1 – Comparativo entre os métodos de compactação Marshall e Compactador Giratório SUPERPAVE

Compactação	
Marshall	CGS
Técnica de compactação por impacto.	Técnica de compactação por amassamento.
Os agregados pétreos, que constituem o esqueleto do concreto asfáltico são mobilizados prevalentemente na direção vertical.	Os agregados são mobilizados em diversas direções (dependendo da inclinação da base). As solicitações sobre os agregados são normais e tangenciais.
Limitada possibilidade de rotação de modo a alcançar a configuração de máximo adensamento.	O equipamento permite variar as condições de adensamento (ângulo, número de giros).
O adensamento termina quando se formam as zonas de contato.	Possibilidade de obter informações sobre o percentual de adensamento e a trabalhabilidade da mistura.

O equipamento utilizado na compactação SUPERPAVE é chamado Compactador Giratório SUPERPAVE, ou CGS, uma ilustração esquemática do equipamento está representada na figura 11, a fotografia do equipamento operando em laboratório pode ser vista na figura 12.

Figura 11 - Ilustração esquemática do CGS



(Fonte: Retirado de Bernucci et al., 2008, p. 232)

Figura 12 - Compactador Giratório SUPERPAVE



(Fonte: própria da autora)

As características do equipamento são as seguintes:

- Ângulo de rotação de $1,25 \pm 0,02^\circ$;
- Taxa de 30 rotações por minuto;
- Tensão de compressão vertical durante a rotação de 600 kPa;
- Capacidade de produzir corpos-de-prova com diâmetros de 100 e 150 mm.

Para se obter o nível de compactação desejado no compactador giratório, pode-se proceder através da determinação do número de giros requeridos; da densidade calculada como uma percentagem da densidade máxima medida da mistura ou da altura do corpo de prova. Estes são os parâmetros que o operador pode variar no *software* que controla o aparelho.

Para o nível da compactação, o procedimento SUPERPAVE leva em consideração o tráfego e a importância da rodovia. O número de giros, também chamado de N_{design} varia conforme o tráfego estimado para um arco temporal de 20 anos da rodovia. O tráfego é representado pelo ESALs do projeto. Na tabela 1, é representado o intervalo de valores usualmente empregados para o número de giros. Na primeira linha tem-se o volume de tráfego mais leve, enquanto a última é para tráfego muito alto.

Tabela 1 – Valores de Nini, Nproj e Nmax para diferentes níveis de tráfego

Tráfego de projeto ESALs x 10 ⁶	Parâmetros de Compactação		
	Nini	N proj	N max
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3,0	7	75	115
3 a 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

(Fonte: AASHTO R 35-04)

A metodologia SUPERPAVE ainda está em fase de testes no Brasil. Não obstante, nos últimos anos se está percebendo a importância de preparar os corpos de prova com o compactador giratório, simulando a ação dos rolos compactadores que transmitem energia tanto na direção vertical, quanto na horizontal.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritos os materiais que serão empregados na pesquisa, os métodos utilizados para dosagem e compactação da mistura, bem como a descrição do ensaio que foi utilizado para a análise paramétrica da resistência ao cisalhamento.

4.1 MATERIAIS

Os itens que seguem abordam os tipos e características dos materiais que compõem as misturas, tais como os agregados, o ligante e a cal.

4.1.1 Agregados pétreos

As três frações de agregado mineral utilizadas nesta pesquisa são provenientes da pedra da empresa Triunfo Concepa localizada no km 30 da BR-290/RS, sendo de origem basáltica da formação da Serra Geral. Os ensaios de caracterização e aceitação foram realizados no LAVAP/UFRGS e os resultados encontram-se na tabela 2.

Tabela 2 - Características dos agregados utilizados no estudo

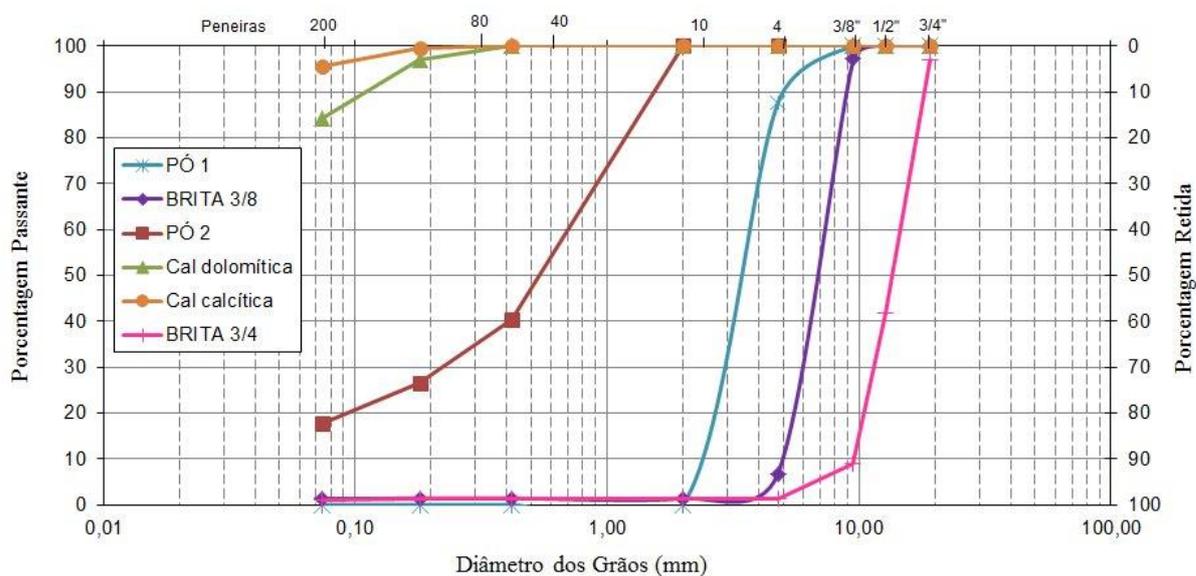
Propriedade	Método	Resultado
Massa Esp. Real - Agregado Graúdo	DNER - ME 081/98	2831 kg/m ³
Massa Esp. Real - Agregado Miúdo	DNER - ME 084/95	2860 kg/m ³
Massa Esp. Aparente do Grão	DNER - ME 081/98	2764 kg/m ³
Absorção	DNER - ME 081/98	0,90%
Índice de Forma	DNER - ME 086/94	0,8
Desgaste à abrasão	DNER - ME 035/98	10%

Para a realização do ensaio de granulometria foram utilizadas as peneiras especificadas pelo DNIT para a faixa C, são elas: 3/4", 1/2", 3/8", n.4, n.10, n.40, n.80 e n.200. São necessárias duas determinações para então, a partir de uma média aritmética, montar a tabela de distribuição granulométrica dos agregados. Os resultados se encontram na tabela 3. Na figura 13 pode-se visualizar a graficação das curvas granulométricas.

Tabela 3 - Distribuição granulométricas dos agregados e das cales

Peneira		Percentagem passante em massa (%)					
nº	(mm)	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó 1	Pó 2	Cal dolomítica	Cal calcítica
3/4"	19,1	97,02	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,7	41,87	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,5	8,96	97,12	100,00	100,00	100,00	100,00
4	4,76	1,25	6,81	87,60	100,00	100,00	100,00
10	2,00	1,24	1,43	0,00	100,00	100,00	100,00
40	0,42	1,23	1,41	0,00	40,28	100,00	100,00
80	0,180	1,21	1,40	0,00	26,59	97,00	99,60
200	0,074	1,09	1,35	0,00	17,82	84,14	95,45

Figura 13 - Distribuição granulométrica das cales e agregados utilizados no estudo



Foi necessário dividir o pó em duas frações para permitir uma melhor adequação da composição granulométrica em relação ao centro da faixa de trabalho C, definida pela norma do DNIT – 031/2006 ES.

4.1.2 Fíler

A incorporação de cal, com abordado na revisão bibliográfica, é capaz de elevar o desempenho e a durabilidade das misturas asfáltica. Tendo múltiplas funções, atua também como aditivo melhorador de adesividade e antioxidante.

Foram utilizadas duas cais nesse estudo: uma dolomítica, produzida no Paraná e a outra calcítica, proveniente de Minas Gerais. As propriedades dessas cais estão apresentadas nos itens que seguem.

4.1.2.1 Cal Dolomítica

A cal dolomítica utilizada nessa pesquisa, apesar de ter sido produzida em Almirante Tamandaré, Paraná, foi comprada em uma loja em Porto Alegre, Rio Grande do Sul. A maior parte da cal hidratada utilizada nas obras de pavimentação no Rio Grande do Sul é classificada como dolomítica. Essa cal possui valores intermediários de cálcio e magnésio. O laudo técnico da cal dolomítica consta na tabela 4.

Tabela 4 - Laudo técnico da cal dolomítica utilizada na pesquisa

Especificações Químicas - Médias		
Parâmetro	Unid.	Valor
Perda ao Fogo	%	26,90
Resíduo Insolúvel	%	4,60
CaO	%	33,64
MgO	%	28,08
Fe ₂ O ₃	%	15,00

4.1.2.2 Cal Calcítica

A cal calcítica teve de ser enviada de São José da Lapa, Minas Gerais, já que o Rio Grande do Sul não possui reservas desse tipo de cal. A bibliografia internacional, principalmente a americana, indica o emprego de cales com elevados teores de hidróxido de cálcio para obtenção de melhores resultados quanto ao desempenho das misturas asfálticas. O laudo técnico da cal calcítica está exposto na tabela 5.

Tabela 5 - Laudo técnico da cal calcítica utilizada na pesquisa

Análises Físicas e Químicas			
Parâmetro	Unid.	Cal Hidratad	Procedimento / Norma
CO ₂	%	1,96	PO-SJLMTZ-LAB-031
S	%	0,160	
CaO Disp.	%	68,25	PO-SJLMTZ-LAB-004
PPC	%	24,37	PO-SJLMTZ-LAB-013
Umidade	%	0,75	PO-SJLMTZ-LAB-005
Ca(OH) ₂	%	90,19	
CaO total	%	73,15	PO-SJLMTZ-LAB-016
Fe ₂ O ₃	%	0,12	
Al ₂ O ₃	%	0,22	
SiO ₂ + RI	%	1,18	
P	%	0,045	
MgO	%	0,34	
Ret. 28#	%	0,00	
Ret. 100#	%	0,36	PO-SJLMTZ-LAB-003
Ret. 200#	%	1,68	

4.1.3 Ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado neste estudo é o CAP 50/70. Classificado pela prova de penetração de 100g a 25°C, é o cimento asfáltico que mais se adapta ao clima brasileiro como um todo, mas não necessariamente é o melhor para o Estado do Rio Grande do Sul. Todavia, é largamente empregado nas obras de pavimentação do estado. Na tabela 6 estão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do ligante, seguindo as normas brasileiras, juntamente com os limites especificados pela Agência Nacional do Petróleo.

Tabela 6 – Especificação brasileira de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

Características	Unidade	Limites	Método	
			ABNT	ASTM
		CAP 50 - 70		
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	50 a 70	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento, mín.	°C	46	NBR 6560	D 36
Viscosidade Saybolt - Furol				
a 135°C, mín.	s	141	NBR 14950	E 102
a 150°C, mín.		50		
a 177°C		30 a 150		
Viscosidade Brookfield				
a 135°C, mín. SP 21, 20 rpm, mín.	cP	274	NBR 15184	D 4402
a 150°C, mín.		112		
a 177°C, SP 21		57 a 285		
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+0,7)	-	-
Ponto de fulgor, mín.	°C	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	NBR 14855	D 2042
Ductilidade a 25°C, mín.	cm	60	NBR 6293	D 113
Efeito do calor e do ar a 163°C por 85 minutos				
Varição em massa máx.	% massa	0,5		D 2872
Ductilidade a 25°C, mín.	cm	20	NBR 6293	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx.	°C	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mín	%	55	NBR 6576	D 5

4.2 MÉTODOS

Devido ao reduzido espaço de tempo para realização dessa pesquisa, optou-se por utilizar um projeto já existente⁶ desenvolvido também no LAPAV, que possuía os requisitos buscados para a mistura. Neste capítulo serão descritos os parâmetros da mistura e como o este projeto foi adaptado para a pesquisa, além do procedimento utilizado para compactação e o ensaio de cisalhamento.

⁶ Projeto de pesquisa: Projeto DNIT 031/2006-ES Faixa C – Ligante Asfáltico CAP 50/70

4.2.1 Projeto existente

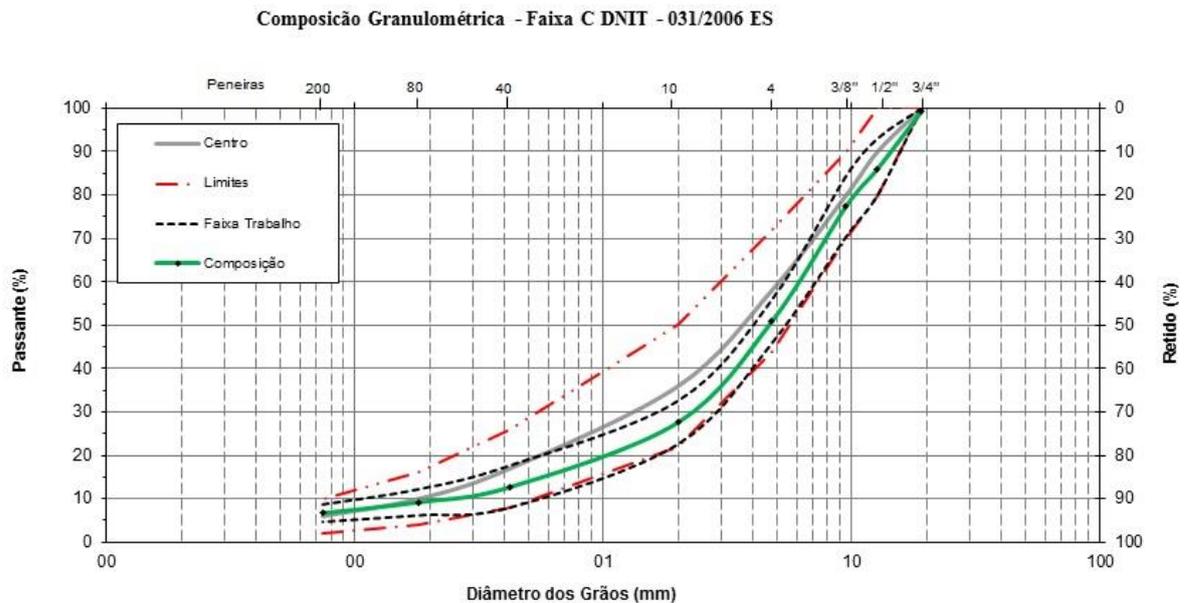
O projeto, utilizado nesta pesquisa, foi concebido segundo a metodologia de dosagem Marshall. Este é o método comumente adotado para a produção de projetos nos laboratórios de pavimentação no país. O procedimento utilizado para a dosagem Marshall foi feito como abordado na revisão bibliográfica. Apresentam-se a seguir os parâmetros constantes no projeto utilizado.

4.2.1.1 Composição Granulométrica

A composição granulométrica estabelecida buscou enquadrar o material próximo ao centro da faixa C do DNIT e dentro dos limites da faixa de trabalho, apresentando diâmetro máximo dos agregados de 19 mm.

De modo a permitir o melhor encaixe da composição em relação a faixa utilizada, o pó teve que ser dividido em 2 frações, que foram denominadas pó 1 e pó 2. As porcentagens de cada fração utilizada foram as seguintes: 24% de brita $\frac{3}{4}$, 24% de brita $\frac{3}{8}$, 25% de pó 1, 25% de pó 2 e 2% de cal.

Figura 14 - Composição granulométrica da mistura



Em relação ao percentual de cal, inicialmente a intenção era utilizar 1%, visto que a maior parte da bibliografia relata que este percentual seria o ideal para promover o aumento da resistência da mistura. No entanto, o DNIT, atualmente, está empregando o valor de 2% de cal nas misturas asfálticas quando esse composto é utilizado. Portanto, já que o projeto estava pronto, optou-se por manter esse percentual e avaliar assim o desempenho da mistura.

4.2.1.2 Temperatura de mistura e compactação

O projeto utilizado é de mistura a quente, ou seja, tanto o agregado quanto o ligante são aquecidos antes da mistura e são compactados a temperaturas previamente escolhidas, em função da característica viscosidade-temperatura do ligante. (BERNUCCI et al., 2008)

O asfalto é um material termoviscoplastico, fortemente influenciado pela temperatura. A viscosidade é a propriedade física que caracteriza a resistência de um fluido ao movimento, a uma dada temperatura. As temperaturas de aquecimento do ligante asfáltico são obtidas a partir das curvas resultantes do ensaio de viscosidade.

As temperaturas recomendadas para manuseio do ligante e do agregado em laboratório, segundo o fornecedor do CAP são as mostradas na tabela 7.

Tabela 7 - Temperaturas recomendadas para mistura e compactação em laboratório

	Temperaturas (°C)
Agregados	163
Ligante	153
Compactação	140

(Fonte: Fornecedor dos ligantes)

4.2.1.3 Propriedades da mistura

Depois de moldar corpos de prova com 5 teores de asfalto: 4,0%,4,5%,5,0%,5,5% e 6,0% e proceder com os ensaios pertinentes a dosagem Marshall traçou-se a curva teor de asfalto *versus* volume de vazios. Assim, obteve-se a percentagem de ligante que proporcionava os 4% de volume de vazios. Esse é o chamado teor de projeto que foi de 5,3%.

As propriedades finais da mistura, com as respectivas faixas de controle utilizadas, podem ser visualizadas na tabela 8, como segue.

Tabela 8 - Propriedades da mistura utilizada

PROPRIEDADES FINAIS DA MISTURA		
Propriedade	DNIT-ES 031/2006 - Capa	Valor de Projeto
<i>Teor de Betume (%)</i>	--	5,30
<i>Volume de Vazios (%)</i>	3 a 5	3,95
<i>Relação Betume Vazios (%)</i>	75 a 82	75,8
<i>Vazios do Agregado Mineral (%)</i>	> 15	16,6
<i>Massa Esp. Max. Medida (kN/m³)</i>	--	2,506
<i>Massa Esp. Aparente (kN/m³)</i>	--	2,459
<i>Estabilidade (kgf)</i>	> 500	1072
<i>Fluência (1/100 in)</i>	8 a 18	12,0
<i>Resistência à Tração (MPa)</i>	> 0,65	1,01
<i>Módulo de Resiliência (MPa)</i>	--	4859
<i>Relação Mr/Rt (adm)</i>	--	4810
<i>Relação Est/Fluência (kgf.m)</i>	--	89
<i>Relação Filler/Betume (%)</i>	0,6 a 1,6 (Superpave)	1,27

4.2.2 Adaptação do projeto

O projeto existente foi produzido com cal dolomítica e dosado seguindo a metodologia Marshall. Para que fosse possível uma análise comparativa entre as misturas: de referência (sem cal), com cal dolomítica e com cal calcítica alguns parâmetros deveriam ser fixados, como volume de vazios, teor de ligante, e composição granulométrica. Havia consciência de que talvez isso não fosse possível, pois esses parâmetros estão interligados e quando se faz a incorporação de um elemento diverso, no caso a cal, toda a mistura pode apresentar variação nos parâmetros.

Optou-se por manter o teor de ligante constante, pois qualquer alteração nesse fator poderia mascarar a quantificação dos efeitos da incorporação de cal. Na pesquisa de Bock (2012), onde também foram utilizadas misturas com incorporação de cal calcítica e dolomítica, a diferença no teor de ligante de projeto, considerando um projeto específico para cada tipo de cal, foi muito pequena, da ordem de 0,1%. Baseado nisso, optou-se por somente variar o tipo de cal do projeto original, sem a necessidade de realizar projetos diferentes para cada mistura. Quanto à mistura de referência, sem cal, esta também foi adaptada no mesmo projeto. O que se fez foi realizar a substituição dos 2% de cal por pó-de-pedra, mantendo a mesma granulometria e composição que se teria com a cal (e com o mesmo teor de ligante de projeto).

4.2.3 Ensaio de volumetria

O ensaio de volumetria foi utilizado diversas vezes para determinar o volume de vazios dos corpos de prova. Consiste em pesar o corpo de prova seco e depois submerso em água na temperatura de 25°C. Para pesar o CP submerso em água pendura-se o mesmo em um fio amarrado em um dispositivo ligado ao prato da balança. Pelo princípio de Arquimedes, o empuxo a que está sendo submetido o sólido é igual ao peso do volume de água deslocado pelo mesmo, sendo que este volume é o volume do corpo de prova. Então, divide-se o peso do corpo de prova pelo seu volume, obtendo-se a densidade aparente (G_{mb}). Comparando essa densidade com a densidade máxima medida (DMM) é possível obter a porcentagem de vazios da amostra. O procedimento de ensaio foi tomado a partir da norma ABNT 15576/12.

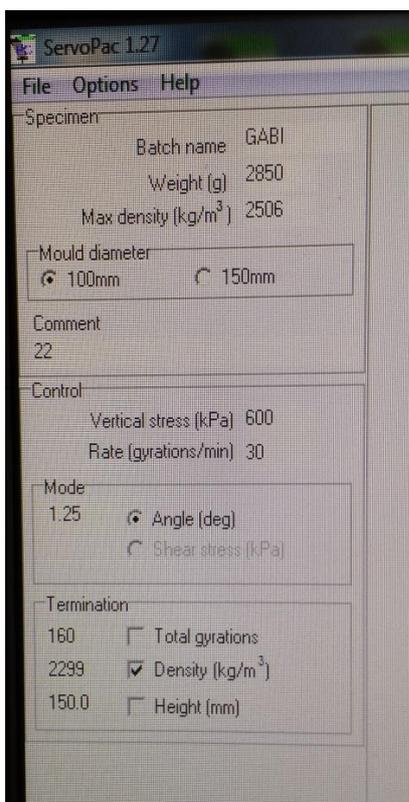
4.2.4 Compactação e volume de vazios

Como já foi dito anteriormente, este trabalho visa expandir pesquisas já produzidas junto ao LAPAV e, portanto, alguns parâmetros adotados são os mesmos de pesquisas já produzidas. O tamanho dos CPs e o modo de compactação foram adotados como os da pesquisa de Mattos (2014). Sendo assim, os CPs foram compactados no compactador giratório com diâmetro de 100 mm e altura de 150 mm para, posteriormente, serem extraídos e serrados em CPs menores, com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm.

O *software* utilizado para controle do Compactador Giratório é o SERVOPAC versão 1.27. Existem três dados de inserção no programa que o operador pode modificar a seu critério: número de giros, densidade e altura. Entretanto, somente é possível fixar o valor de um deles, enquanto os outros vão variar até a finalização do ensaio. Optou-se por fixar o parâmetro densidade. Na figura 15, apresenta-se uma fotografia que demonstra as configurações que precisam ser inseridas no *software* do compactador.

A densidade a ser inserida no programa foi calculada a partir da densidade máxima medida, do percentual de vazios e de uma constante de ajuste do aparelho e foi variável para cada mistura.

Figura 15 - Configurações do software utilizado na compactação



O volume de vazios de projeto é 4% e desejava-se obter esse valor nos corpos de prova extraídos com 50 mm de diâmetro. A extração das amostras foi realizada a partir do centro dos CPs maiores. Apesar de o compactador giratório ser um método de compactação que fornece os resultados mais precisos e semelhantes ao que acontece no campo, observou-se, através do ensaio de volumetria, que o percentual de vazios presente nos corpos de provas extraídos era muito menor do que o corpo de prova inicial. Em outras palavras, a densidade de compactação no centro dos CPs era maior do que nas suas bordas.

Para contornar esse problema, a solução encontrada foi desenvolver uma curva de compactação, que relacionava o volume de vazios inseridos no programa, com o volume de vazios encontrado, posteriormente, no corpo de prova extraído. Foram moldados corpos de prova com 4%, 5% e 6% para as 3 misturas e assim foi possível plotar as curvas que mostraram a porcentagem de volume de vazios necessária em cada mistura para obter o resultado desejado. Essas curvas podem ser vistas no capítulo 5.

4.2.5 Preparação dos corpos de prova

Nos itens que seguem é apresentada a metodologia utilizada para a confecção dos corpos de prova e posterior extração dos mesmos.

4.2.5.1 Separação dos agregados

Os agregados foram armazenados em bombonas em 3 frações: brita $\frac{3}{4}$, brita $\frac{3}{8}$ e pó. Ao proceder à separação dos materiais, primeiramente dispôs-se cada fração em bandejas (figura 16). Como as bombonas ficam expostas a umidade, o agregado foi colocado para secar em estufa a 100°C. Depois, o agregado seco foi colocado no peneirador mecânico (figura 18) para separar as frações de material, empregando as peneiras especificadas pelo DNIT. Em seguida, cada fração foi lavada na respectiva peneira e então novamente seca e acondicionada em sacos plásticos (figura 17), dispostos em local sem umidade.

Figura 17 - Peneirador mecânico



Figura 16 - Frações do agregado



Figura 18 - Agregados limpos acondicionados em sacos plásticos



4.2.5.2 Pesagem dos materiais e mistura

A partir da composição granulométrica e de o auxílio de uma planilha eletrônica, calculou-se a quantidade necessária de material pétreo para produzir cada corpo de prova. Nos dias anteriores a moldagem dos corpos de prova, esse material era separado e pesado, conforme a quantidade de CPs a serem produzidos, disposto em bandejas que eram levadas a estufa programada para aquecer até a temperatura adequada para os agregados.

A incorporação de cal hidratada foi feita junto à pesagem dos agregados, previamente à adição do ligante asfáltico. Buscou-se recobrir uniformemente as frações graúdas de agregado com a cal. Segundo Bock (2012), “os efeitos benéficos da incorporação da cal se dão quando a cal é adicionada diretamente sobre o agregado graúdo, principalmente ao que se refere à melhoria da adesividade”.

O ligante asfáltico era aquecido na temperatura adequada ao ligante, algumas horas antes da moldagem. É importante mencionar que o ligante não pode permanecer por muitas horas na estufa a elevada temperatura, pois corre o risco de oxidar antes de ser levado à mistura.

A mistura de todos os CPs desenvolvidos nessa pesquisa foi feita no misturador automático *Laboratory Mixer* da Infratest (figura 19) com capacidade para produzir até 75kg de mistura asfáltica por ciclo. Este equipamento é previamente programado com os parâmetros desejados, tais como temperatura de mistura, tempo de mistura dos agregados e tempo de mistura dos agregados em conjunto com o ligante, velocidade de rotação das pás e tempo de condicionamento dos materiais na temperatura desejada.

Figura 19 - Misturador laboratorial utilizado na pesquisa



Depois de pronta, a mistura foi separada em partes, segundo o peso de material necessário para moldar cada corpo de prova e colocada em bacias que foram levadas a estufa, na temperatura de compactação, pelo período de 2h. Esse período é necessário para simular o envelhecimento de curto prazo da mistura, que ocorre na usinagem das misturas asfálticas devido ao aquecimento. Todos os utensílios e instrumentos utilizados para mexer e armazenar a mistura se encontravam aquecidos.

4.2.5.3 Compactação, desmoldagem e extração

Após 2h na estufa a mistura separada para cada CP era novamente pesada e colocada dentro do molde especial para o compactador giratório que estava aquecido na temperatura de compactação. O molde era levado ao compactador e iniciava-se a compactação. Todo esse processo foi realizado com a maior rapidez possível, visto que a perda da temperatura compromete a compactação e em consequência a qualidade da mistura.

Cerca de 5 minutos depois de finalizada a compactação, o corpo de prova era desmoldado, tomando-se o cuidado de mantê-lo intacto (figura 20 e 21). Nenhum CP desborroou durante as moldagens.

Figura 20 - Desmoldagem do corpo de prova



Figura 21 - Corpos de prova esfriando depois de serem compactados e desmoldados

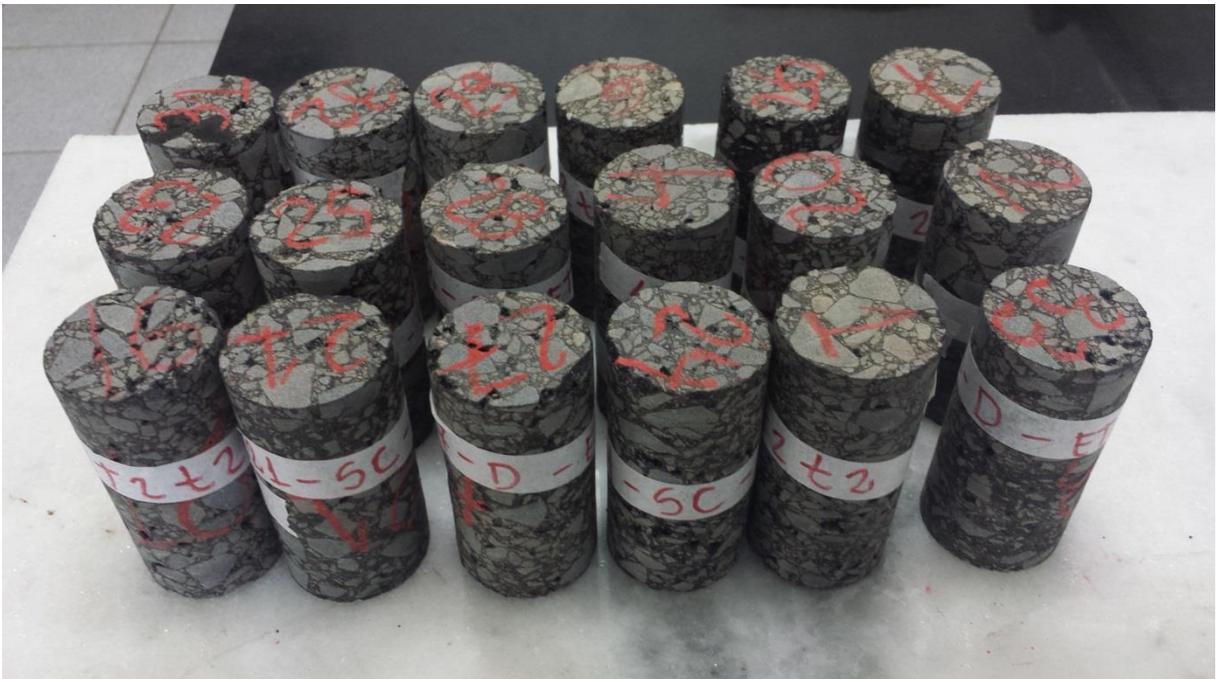


As amostras foram extraídas com uma perfuratriz rotativa de coroa diamantada no Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro (LPM) do Departamento de Engenharia de Minas da UFRGS. Foi tomado o cuidado de extrair o centro dos CPs para que as amostras ficassem o mais homogêneas possíveis em relação ao grau de compactação. Entretanto, aconteceu de, em algumas amostras, a perfuratriz deslizar levemente para a borda por conta da dificuldade de fixação da mesma (figura 22). Não se verificou descolamento de agregados ou deformações decorrentes da extração. Na figura 23, pode-se observar as amostras extraídas e identificadas.

Figura 22 - Corpos de prova depois de extraídas as amostras



Figura 23 - Amostras prontas para serem ensaiadas



4.2.6 Ensaio de cisalhamento

O ensaio de cisalhamento foi realizado no Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro (LPM) do Departamento de Engenharia de Minas da UFRGS. Para aplicação da carga axial utilizou-se uma prensa de compressão servo-controlada da marca Controls, com capacidade de carga de 2000 kN, além de uma unidade multifuncional ADVANTEST9 para controle da prensa.

A taxa de aplicação de carga utilizada no ensaio foi a mais baixa permitida pela prensa, de 50 N/m. A prensa utilizada no ensaio pode ser vista na figura 24.

Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento



A definição das tensões confinantes foram escolhidas com base nas pesquisas já desenvolvidas neste mesmo aparelho de ensaio. A bibliografia recomenda tensões confinantes baixas e é necessário a realização do ensaio com ao menos 3 tensões para que possa ser gerada uma curva de onde serão retirados os parâmetros de cisalhamento. As tensões escolhidas foram de 0 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O critério de finalização do ensaio foi o decréscimo ou estabilização da carga.

A fim de avaliar a alteração da coesão em função da temperatura, foram realizados ensaios a duas temperaturas: 25°C e 40°C. Os CPs a 25°C puderam ser ensaiados sem serem colocados em estufa, pois no dia do ensaio a temperatura ambiente da sala de ensaio permitiu que os CPs permanecessem com temperaturas entre 24°C e 25°C, isso foi medido com o auxílio de um termômetro a laser. Quanto à temperatura de 40°C, esta não pode ser ajustada na configuração da estufa, já que as estufas presentes no laboratório iniciam o aquecimento a 60°C. Portanto, procedeu-se de modo que ao alcançar os 40° o CP era retirado da estufa e prontamente ensaiado.

Os CPs ensaiados com tensão confinante de 100kPa e 200 kPa foram colocados dentro da célula triaxial, envoltos em uma luva de borracha. As tensões confinantes foram controladas através do registro da bomba (figura 25), de forma manual. O CP ensaiado sem confinamento (0 kPa) não foi colocado dentro da célula triaxial.

Figura 25 - Bomba para controle da tensão confinante (dada em bar)



O ensaio possuiu as seguintes limitações:

- a) A tensão confinante foi controlada manualmente através do registro da bomba;
- b) A temperatura dos CPs foi controlada por um termômetro a laser apontado para a superfície externa do corpo-de-prova;
- c) A prensa não possui sistema de aquecimento e os adaptadores também não foram aquecidos;
- d) A carga de contato do equipamento, que é de aproximadamente 10 kN não era controlável.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nos próximos itens serão apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia apresentada no capítulo 4, além de fazer uma análise dos mesmos.

5.1 VOLUME DE VAZIOS E DENSIDADE

Para obter o volume de vazios de projeto de 4% nas amostras extraídas foi necessário comparar o volume de vazios calculado para o corpo de prova maior com a amostra retirada de seu interno (mais denso). Para tanto foram geradas curvas onde o eixo das abcissas corresponde ao valor do volume de vazios programado na compactação e o eixo das ordenadas ao valor do volume de vazios obtidos a partir do ensaio de volumetria nas amostras extraídas.

Como se pode perceber pelos gráficos da figura 26 a 28, o valor necessário a ser considerado no momento da compactação para se obter o VV desejado nas amostras extraídas ficou em torno de 5,5% para as diferentes misturas.

Figura 26 - Mistura sem cal

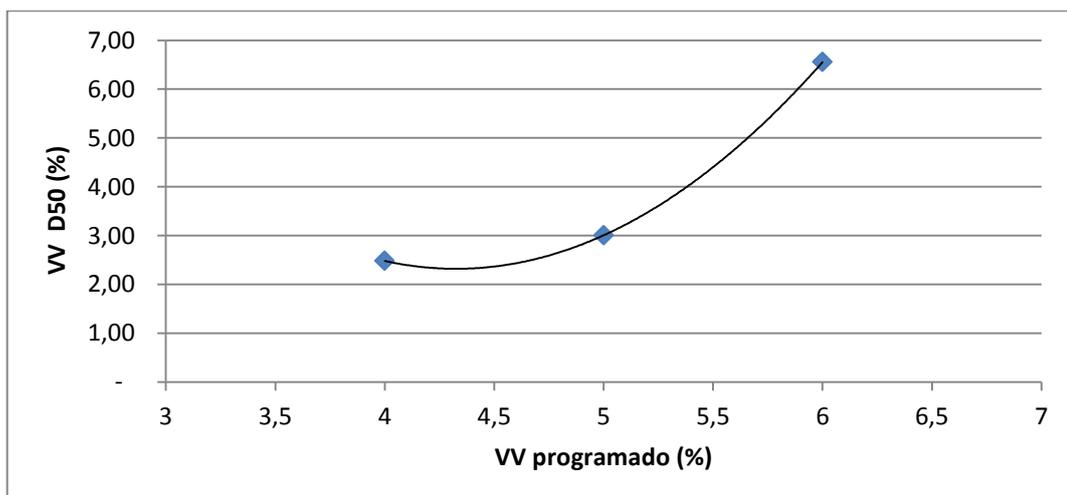


Figura 27 - Mistura com cal dolomítica

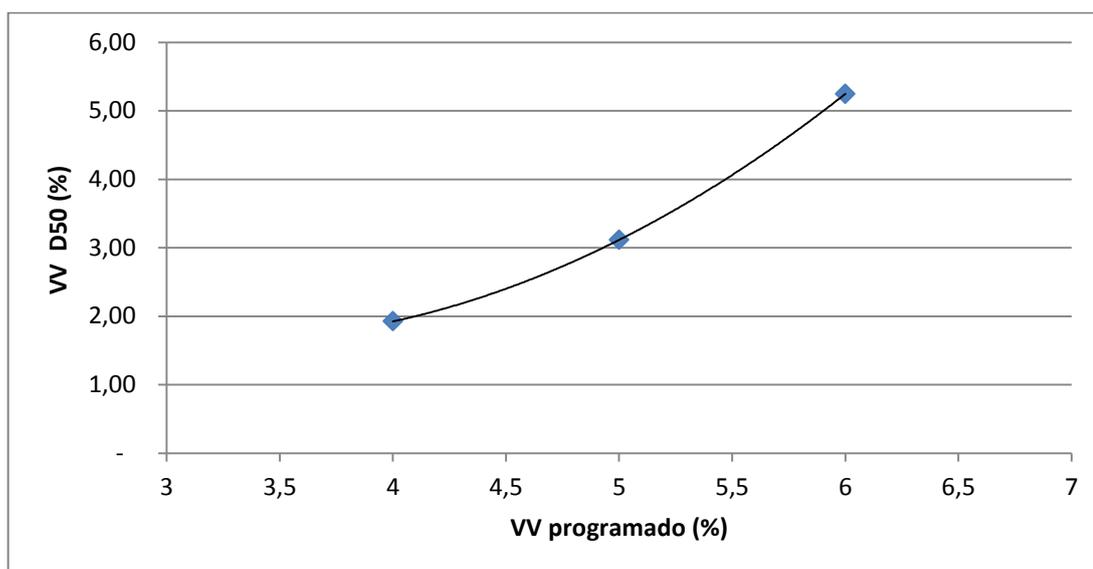
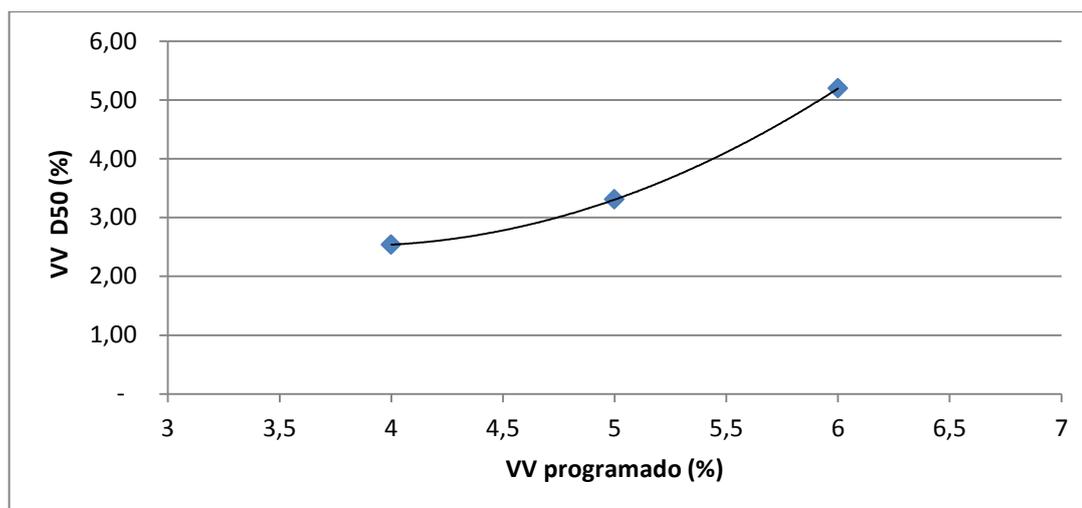


Figura 28 - Mistura com cal calcítica



5.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO

Nas figuras 29 a 34 apresentam-se os gráficos resultantes dos ensaios de cisalhamento feitos sob 3 estados de tensões e 2 temperaturas diferentes.

Figura 29 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica sem cal e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C

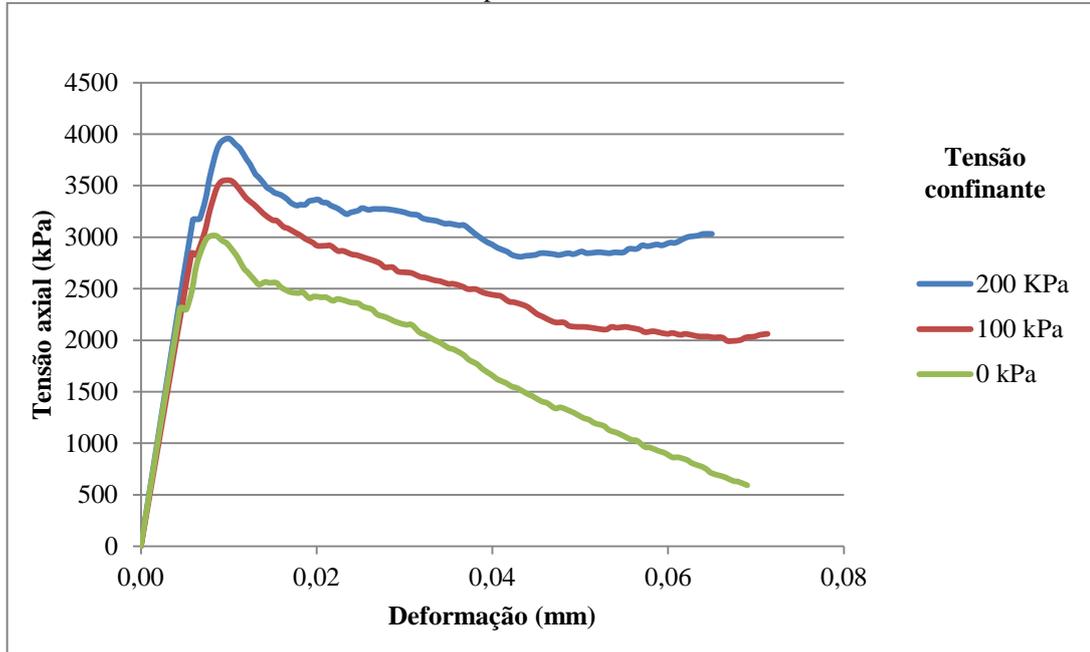


Figura 30 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal dolomítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C

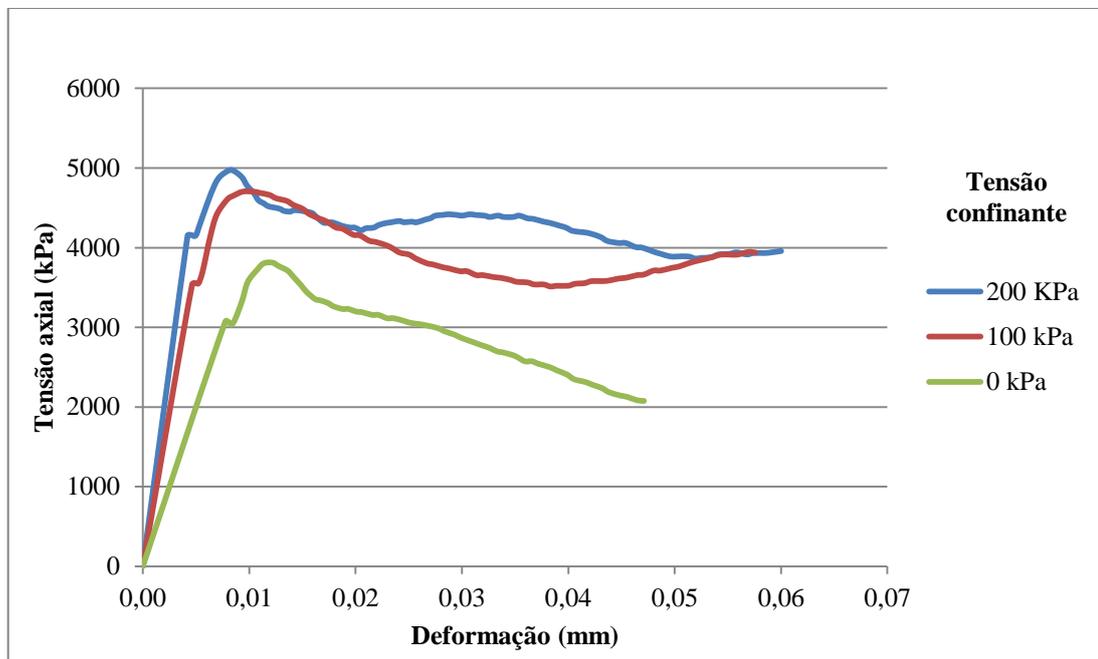


Figura 31 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal calcítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 25°C

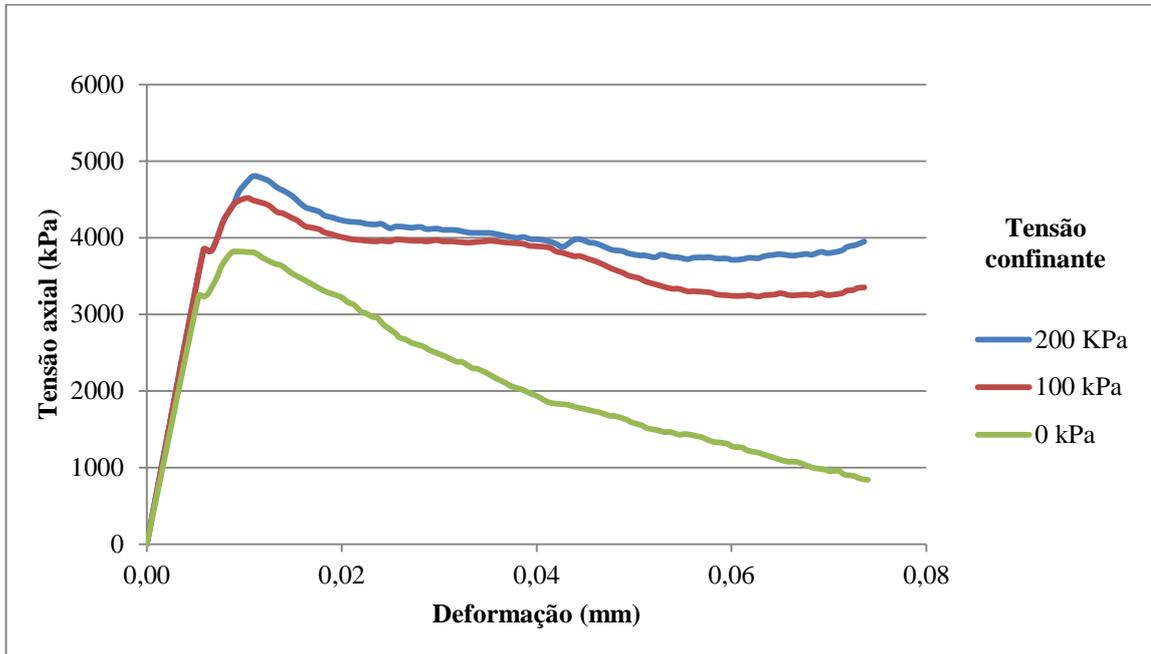


Figura 32 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica sem cal e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C

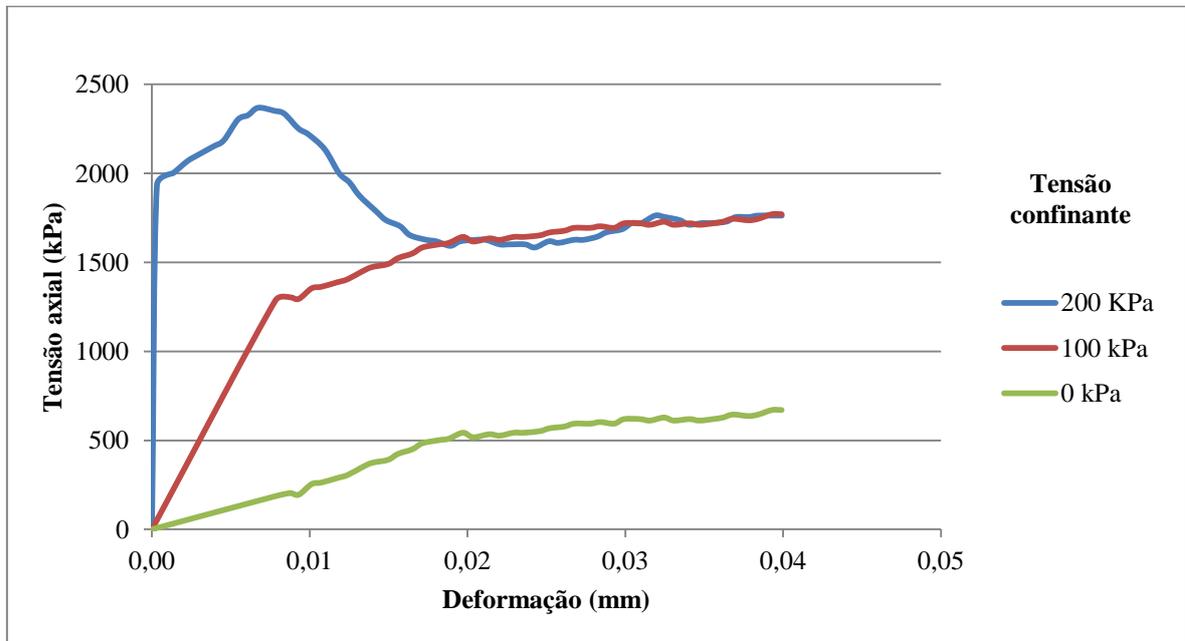


Figura 33 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal dolomítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C

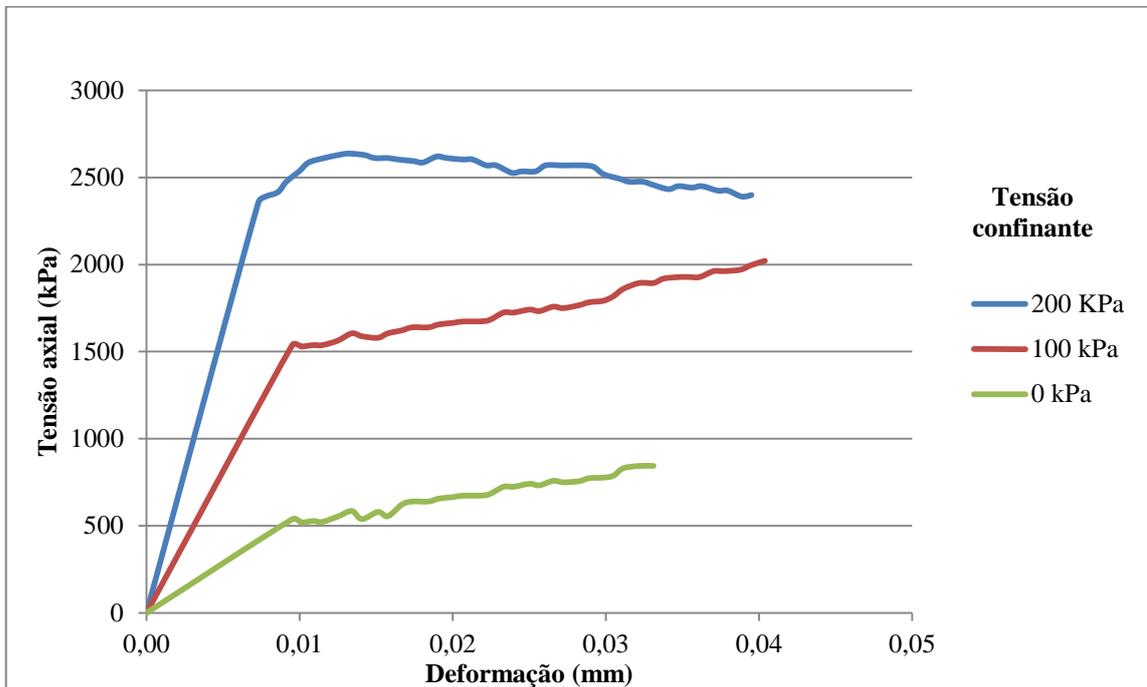
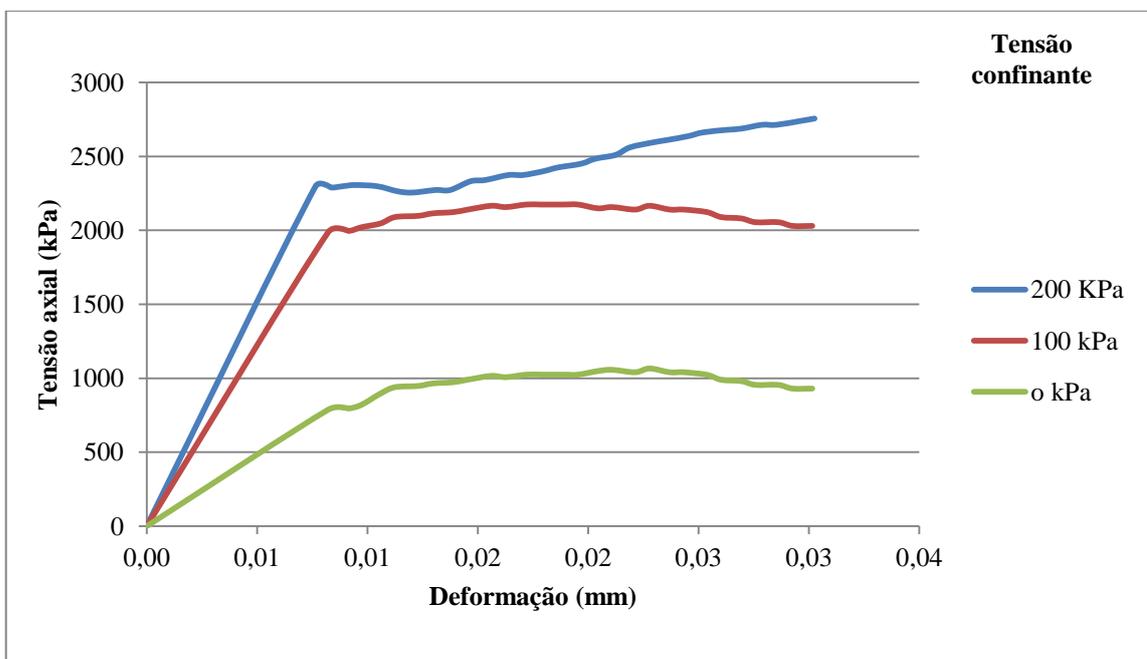


Figura 34 - Resultado do ensaio triaxial para a mistura asfáltica com incorporação de 2% de cal calcítica e volume de vazios de 4% ensaiado a temperatura de 40°C



Analisando as figuras 29 a 34, nota-se, em geral, um comportamento de ruptura por escoamento da mistura asfáltica. Também se observa que quanto maior o nível de confinamento, maior a carga axial de ruptura. Além disso, comparando os ensaios a temperaturas diferentes, percebe-se que as cargas de ruptura a 40°C são inferiores as dos ensaios a 25°C, fato que pode estar relacionado com a redução da viscosidade do ligante.

Destaca-se também um comportamento observado, em geral, nos corpos de prova rompidos com as tensões confinantes de 100kPa e 200 kPa: antes de ocorrer a ruptura foi observada uma fase de aparente acomodação dos agregados, na qual a tensão axial sofreu uma leve queda ou ficou estável e em seguida voltou a crescer.

Em todos os CPs foi observado abaulamento lateral, o que caracteriza ruptura plástica, isso pode ser visualizado na figura 35. Este fato foi bem observado nas amostras rompidas a 200 kPa. Nos CPs ensaiados a 40°C a deformação foi tamanha que não houve dificuldade para retirá-los da célula triaxial depois de rompidos, já que eles se remodelaram dentro do molde.

Figura 35 - Comparação do cp antes e depois de ensaiado



Os resultados deste ensaio serviram para obter os parâmetros de cisalhamento das misturas estudadas, tal como o ângulo de atrito interno e a coesão. Primeiramente, foi necessário determinar as tensões principais σ_1 e σ_3 . A tensão σ_1 foi tomada como sendo a maior carga axial alcançada pelo CP antes da ruptura em cada um dos ensaios. A tensão σ_3 foi tomada como sendo a tensão confinante ao qual as amostras foram submetidas. Na tabela 9 consta um resumo dos resultados.

Tabela 9 - Tensões axiais de ruptura das misturas

σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)					
	Mistura sem cal		Mistura com cal dolomítica		Mistura com cal calcítica	
	25°C	40°C	25°C	40°C	25°C	40°C
0	3014.8	670.5	3811.6	917.5	3820.3	1066.4
100	3550.9	1770.5	4703.5	2021.5	4519.3	2174.7
200	3957.2	2368.7	4972.6	2637.4	4806.5	2756.2

A partir da tabela 8 e das equações da teoria de resistência ao cisalhamento apresentadas na revisão bibliográfica, puderam ser traçados os diagramas p - q , os quais são apresentados nas figuras 36 a 38. As envoltórias de rupturas foram traçadas a partir de um ajuste linear com um grau de ajuste (R^2) satisfatório.

Figura 36 - Diagrama p - q da mistura asfáltica sem adição de cal ensaiada a 25° e 40°C

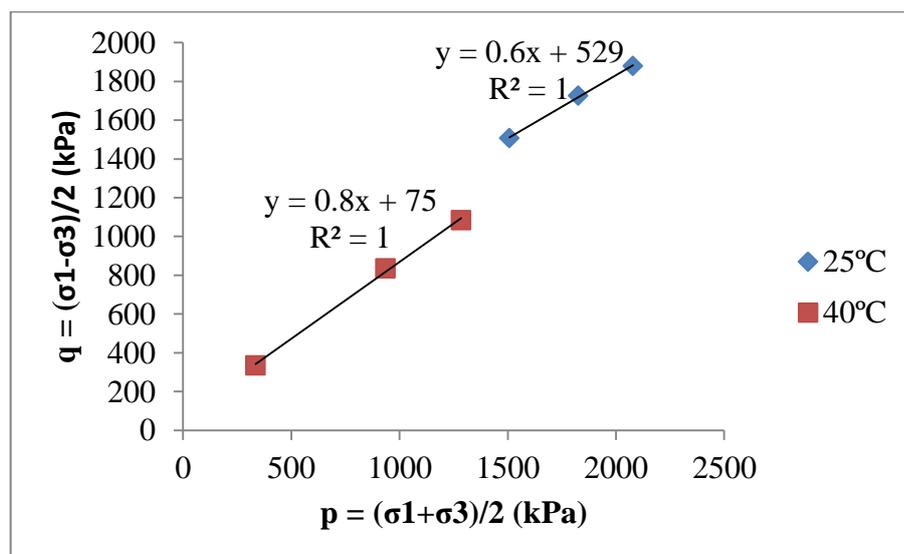


Figura 37 - Diagrama pxq da mistura asfáltica com adição de cal dolomítica ensaiada a 25° e 40°C

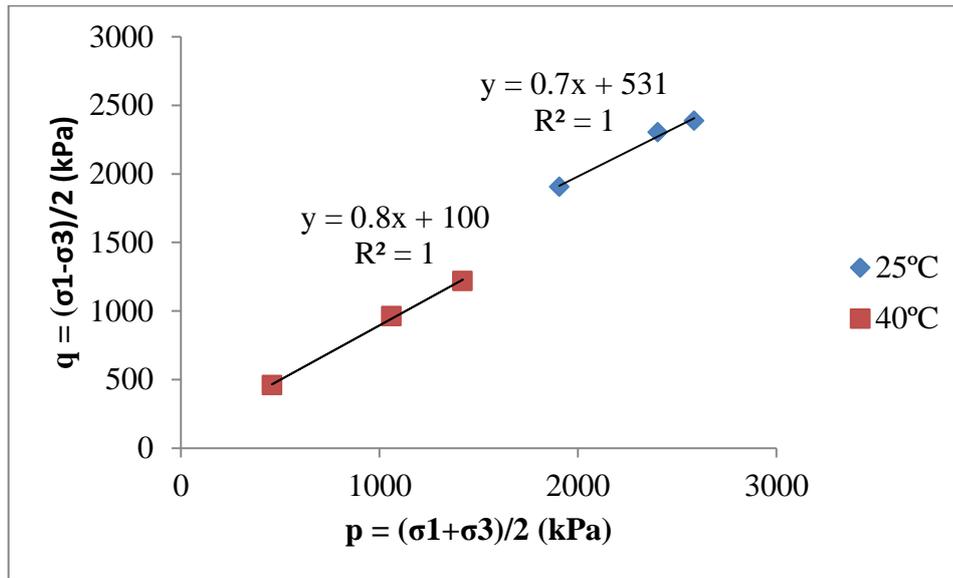
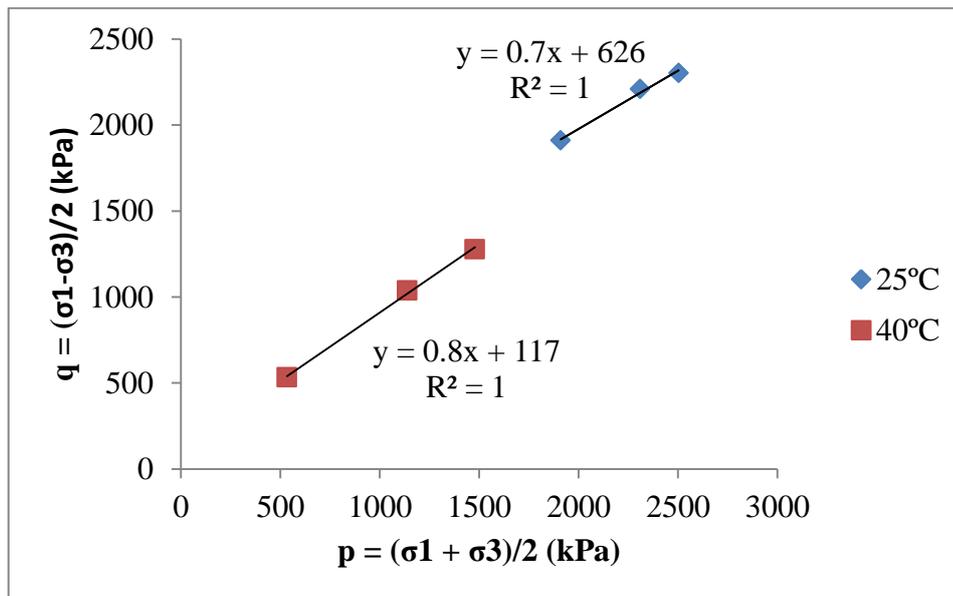


Figura 38 - Diagrama pxq da mistura asfáltica com adição de cal calcítica ensaiada a 25° e 40°C



A partir dos coeficientes angulares das retas ($\tan\alpha$) e dos termos independentes (a) das retas e das equações 2 e 3, obteve-se os parâmetros coesão e ângulo de atrito de cada mistura para as 2 temperaturas ensaiadas. Estes valores podem ser visualizados na tabela 10.

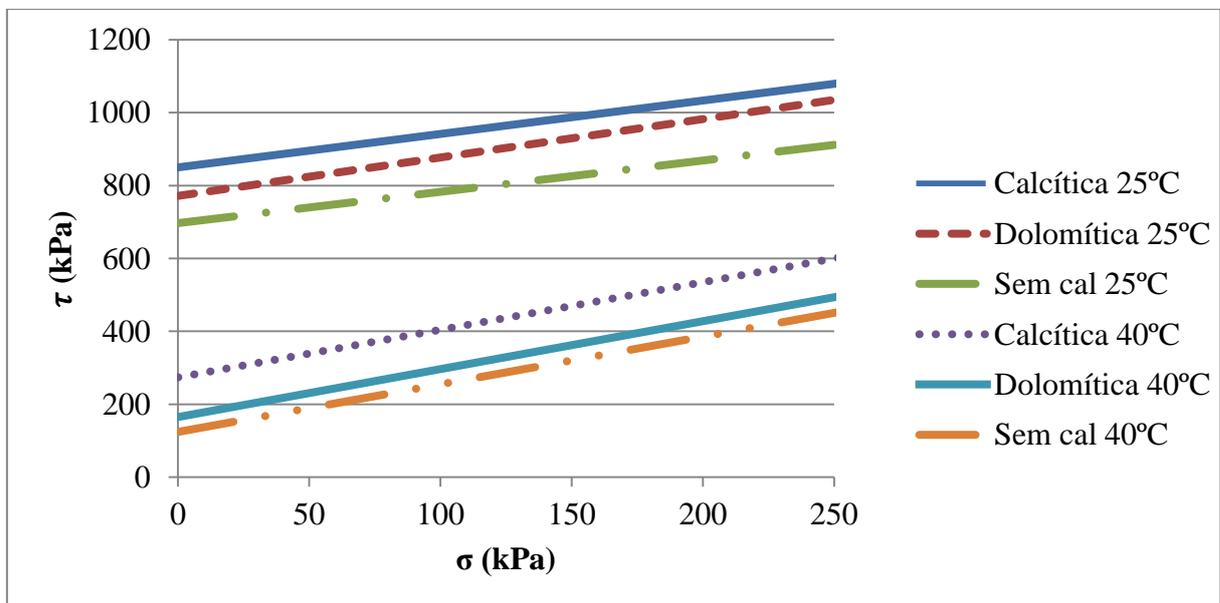
Tabela 10 - Parâmetros de ângulo de atrito e coesão das misturas estudadas

	Mistura com cal dolomítica		Mistura com cal calcítica		Mistura sem cal	
	25°C	40°C	25°C	40°C	25°C	40°C
Ângulo de atrito (°)	46	53	43	53	41	53
Coesão (kPa)	772	165	850	274	697	124

Analisando os parâmetros encontrados, chama a atenção o fato de que o ângulo de atrito nas misturas ensaiadas a 40°C é maior do que a 25°C. Uma possível explicação para isso é que com o aumento da temperatura, a viscosidade do ligante foi reduzida, permitindo a movimentação das partículas e assim aumentando o contato grão-a-grão. Também, com a redução da viscosidade as partículas finas do mástique são mais mobilizadas. Os valores encontrados na bibliografia internacional e nacional relatam valores de ângulo de atrito interno (ϕ) entre 40° e 50°, o que fica coerente com os obtidos.

Afim de comparação apresentam-se, na figura 39, as 6 envoltórias das misturas nas diferentes temperaturas.

Figura 39 - Envoltórias de ruptura comparando as 3 misturas ensaiadas a 25°C e 40°C



Podemos observar no gráfico que as maiores tensões cisalhantes se deram à temperatura de 25°C, independente da mistura ensaiada. As envoltórias também mostram que ambas as misturas com adição de cal tem desempenho superior quanto a resistência por cisalhamento

em relação à mistura de referência, sem cal. A mistura com cal calcítica mostrou uma resistência de cerca de 15% superior a mistura de referência, enquanto a mistura com cal dolomítica ficou 11% superior a mistura de referência, considerando uma média entre ambas temperaturas ensaiadas.

6 MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

A fim de estimar as tensões cisalhantes geradas pelo tráfego na camada de revestimento do pavimento, foram realizadas simulações por elementos finitos a partir do *software* Abaqus (v. 6.13.1). Nesta análise considerou-se 4 situações para a estrutura com o objetivo de verificar se as tensões resistentes encontradas para as misturas estudadas seriam capazes de suportar as solicitações advindas do tráfego, representado nessa análise por um eixo padrão de 8,2 tf.

6.1 MÉTODO

O método de análise por Elementos Finitos permite que um número infinito de variáveis desconhecidas sejam substituídas por um número limitado de elementos de comportamento bem definido, com dimensões finitas. A divisão da geometria em pequenos elementos permite resolver um problema complexo, subdividindo-o em problemas mais simples e fazendo o processamento computacional. Nos itens que se seguem estão definidas as características impostas ao pavimento na modelagem.

6.1.1 Carregamento

Para proceder com a análise foi escolhido utilizar um eixo simples de rodas duplas, com valores de carga e medidas de um eixo padrão rodoviário. Cada roda possui um carregamento de 20,5 kN (82 kN o eixo simples). A pressão de inflação dos pneus foi de 560 kPa. A área de carregamento foi considerada circular, com diâmetro de 22,57 cm. Como é considerado em diversos *softwares* (como o EVERSTRESS, por exemplo) ao carregar o pavimento utilizou-se apenas o semieixo, o que pode ser visto na figura 40 e 41.

Figura 40 - Esquema do semieixo (em cm)

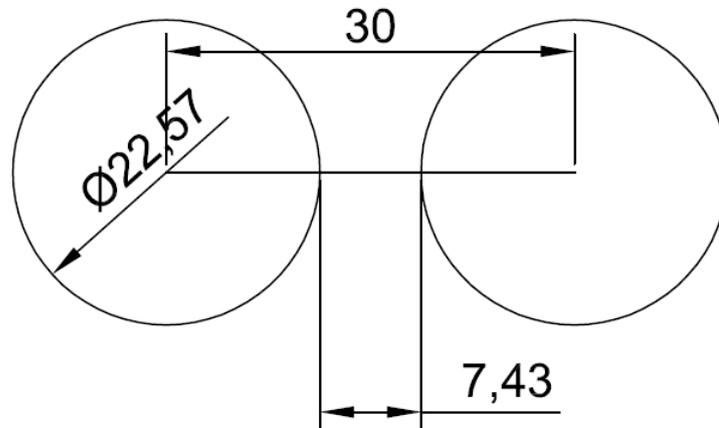
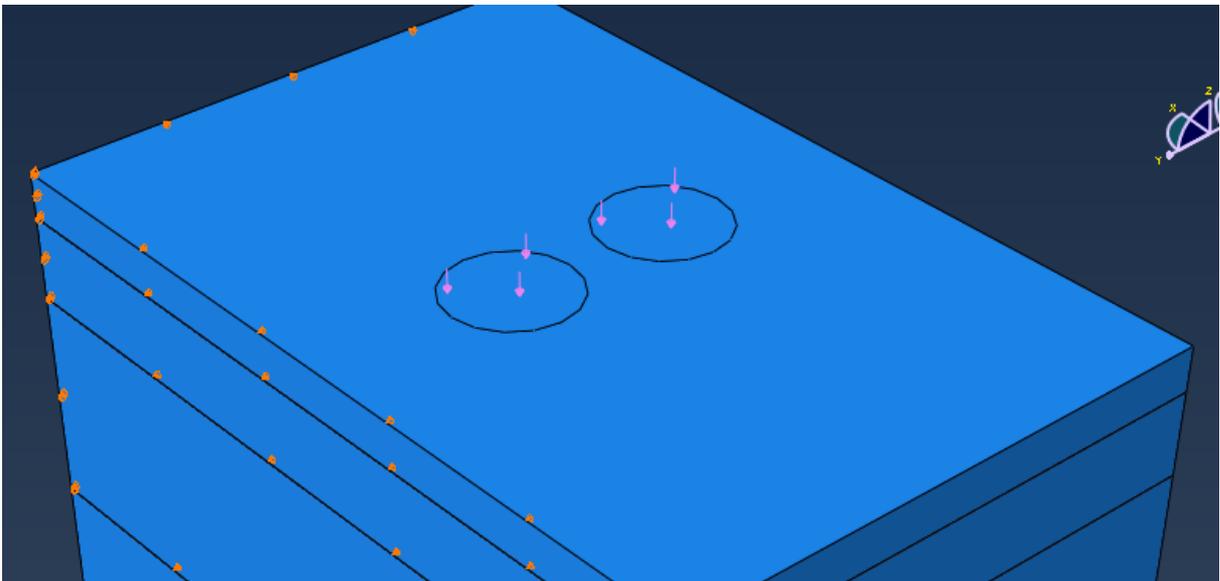


Figura 41 - Carregamento circular uniforme empregado na análise



6.1.2 Estruturas analisadas e materiais

Nos próximos itens serão descritas as situações hipotizadas e as configurações adotadas para proceder com a análise do comportamento do pavimento pelo método dos elementos finitos.

6.1.2.1 Situações analisadas

Foram analisadas 4 situações do pavimento, basicamente uma combinação entre 2 misturas asfálticas no revestimento e 2 espessuras para essa camada. As 2 misturas asfálticas foram as analisadas e discutidas nesta pesquisa: ligante convencional CAP 50/70 com cal calcítica e com cal dolomítica. Para fins de verificar a influência da espessura da camada quanto a

resistência ao cisalhamento, foram escolhidas duas espessuras, uma mais fina e outra mais espessa, de 8 cm e 17 cm respectivamente.

6.1.2.2 Módulos de resiliência da camada asfáltica

Como a presente pesquisa não realizou avaliação dos Módulos de Resiliência (MR) das misturas, os mesmos foram tomados como os encontrados por Bock (2012). Bock apresenta valores de MR para misturas com as mesmas propriedades das analisadas nesta pesquisa: CAP 50/70 com incorporação de 2% de cal e agregado basáltico provindo da mesma pedraira. O ensaio foi realizado somente para a temperatura de 25°C então, esta análise irá se restringir a apenas essa temperatura. Na tabela 11, tem-se um resumo das situações propostas, módulos de resiliência e coeficiente de Poisson utilizados na análise.

Tabela 11 - Propriedades empregadas na camada de revestimento

Situação	Revestimento	Espessura (cm)	Temperatura	MR (Mpa)	μ
1	CAP 50/70 cal dolomítica	8	25°C	4114	0,35
2	CAP 50/70 cal dolomítica	17	25°C	4114	0,35
3	CAP 50/70 cal calcítica	8	25°C	4337	0,35
4	CAP 50/70 cal calcítica	17	25°C	4337	0,35

6.1.2.3 Camadas inferiores

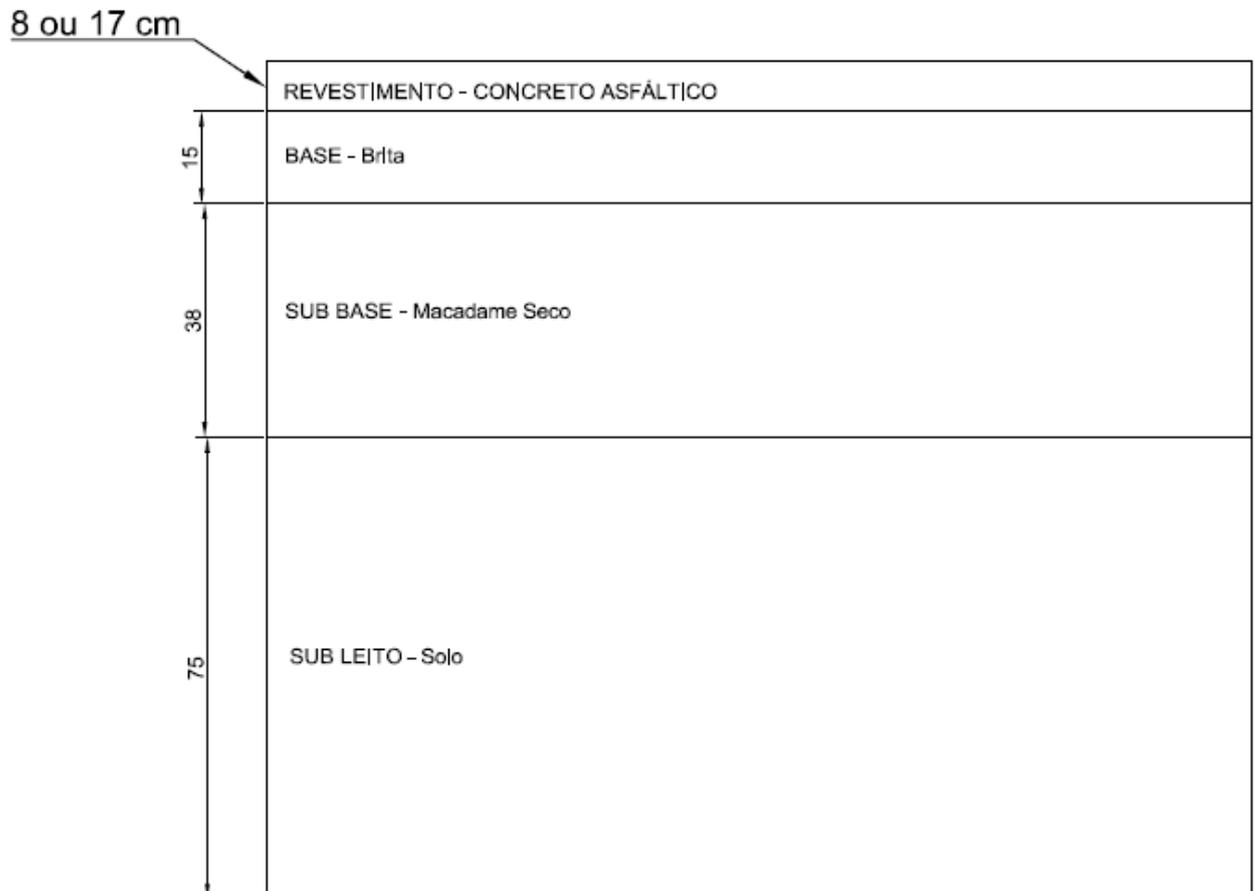
Foi utilizada uma estrutura constituída pelo revestimento, base, subbase e subleito. As características para a base, subbase e subleito se mantiveram constantes para todas as situações analisadas. Os valores de módulo de resiliência e espessuras utilizados foram tomados como dados usualmente encontrados nas rodovias do estado do Rio Grande do Sul e são apresentados na tabela 12, com base em Garcia (2010).

Tabela 12 - Propriedades elásticas das camadas inferiores ao revestimento nas 4 situações

Camadas	MR (Mpa)	μ	Espessura (cm)
Base	172	0,35	15
Sub-base	290	0,35	38
Subleito	97	0,30	75

Sabendo que o pavimento asfáltico foi analisado com duas espessuras diferentes, na figura seguinte apresenta-se um esquema de como a estrutura do pavimento foi considerada na modelagem.

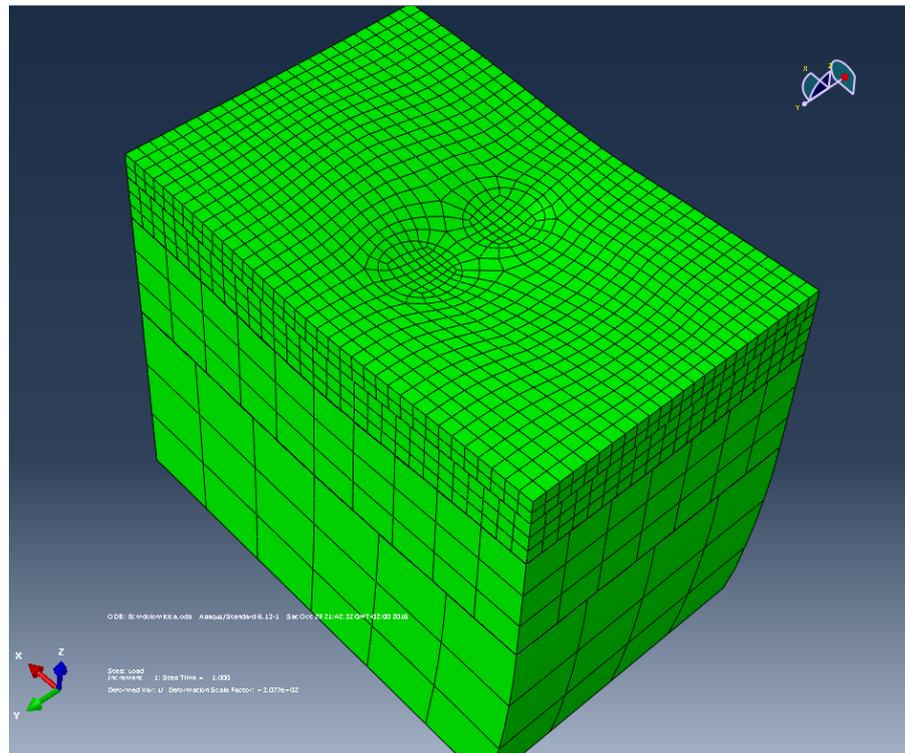
Figura 42 - Estrutura analisada (dimensões em cm)



6.1.3 Malha

A precisão do Método dos Elementos Finitos depende da quantidade de nós e elementos, do tamanho e dos tipos de elementos da malha, quanto menor for o tamanho e maior for o seu número, maior a precisão dos resultados. Entretanto, quanto maior for a precisão exigida, maior também deverá ser o tempo de retorno da análise, o processador e memória requerida pela máquina. Por conta disso, foi empregada uma malha não homogênea. Como mostrado na figura 43, a densificação foi diminuindo conforme a profundidade, até o subleito.

Figura 43 - Densificação da malha empregada nas situações 1 e 3



A malha foi feita com elementos denominados C3D20R. Isso significa que os elementos são sólidos contínuos, possuem 20 nós e os dados em pontos fora dos nós são obtidos através de interpolação quadrática.

6.1.4 Condições de contorno

Foram utilizadas três condições de contorno: o fundo do subleito foi engastado (impedida movimentação nos três eixos); a parede que corta a estrutura transversalmente ao sentido do tráfego (eixo y) foi impedida de movimentar-se no eixo x e a parede que corta a estrutura paralelamente foi impedida no eixo y. As superfícies entre as camadas foram amarradas de modo que funcionassem como um conjunto.

6.2 RESULTADOS

As tensões resultantes da análise empregam a notação da mecânica clássica, onde as tensões de tração são positivas e as tensões de compressão são negativas.

Nas figuras 48 a 51 são apresentados os gráficos das tensões cisalhantes referentes ao eixo yz.

Figura 48 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 1 (8cm/dolomítica)

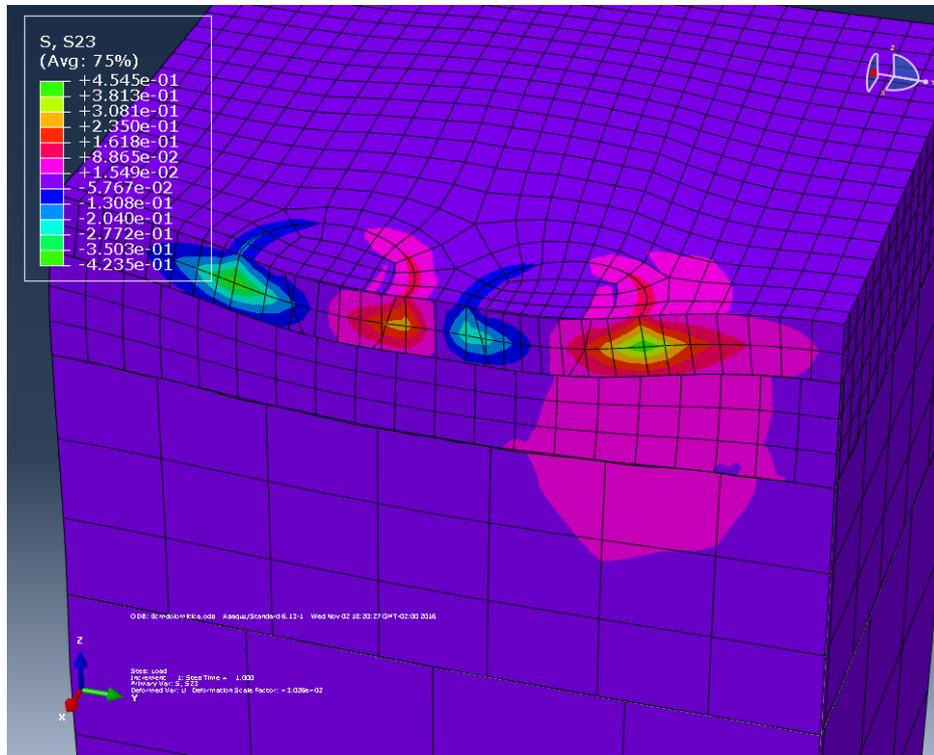


Figura 49 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 2 (17cm/dolomítica)

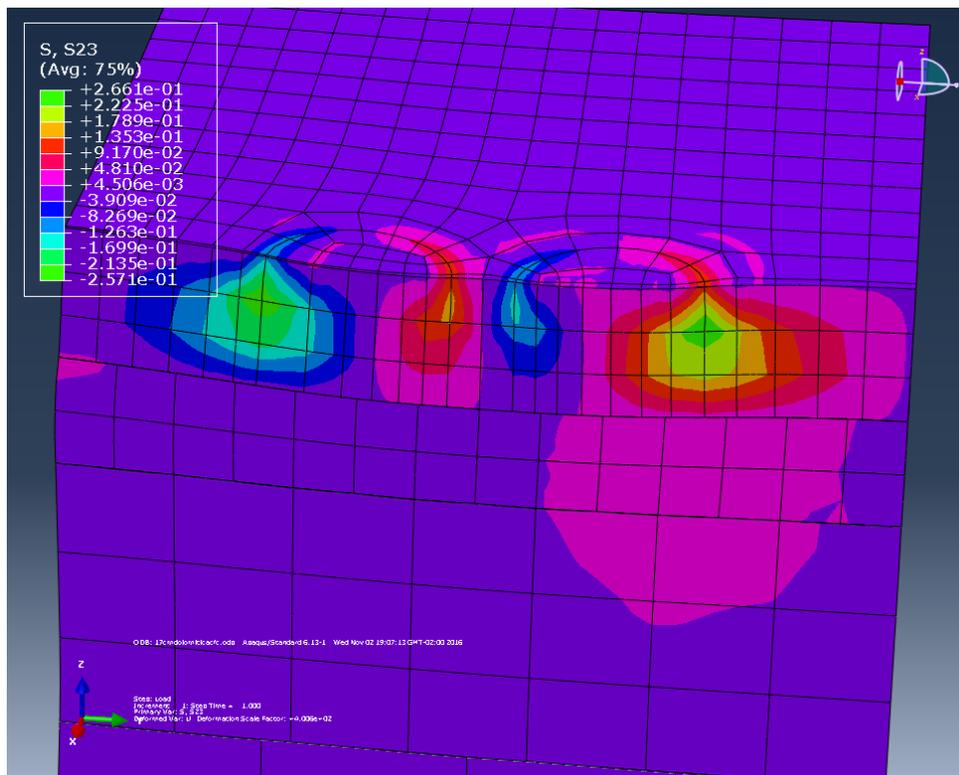


Figura 50 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 3 (8cm/calcítica)

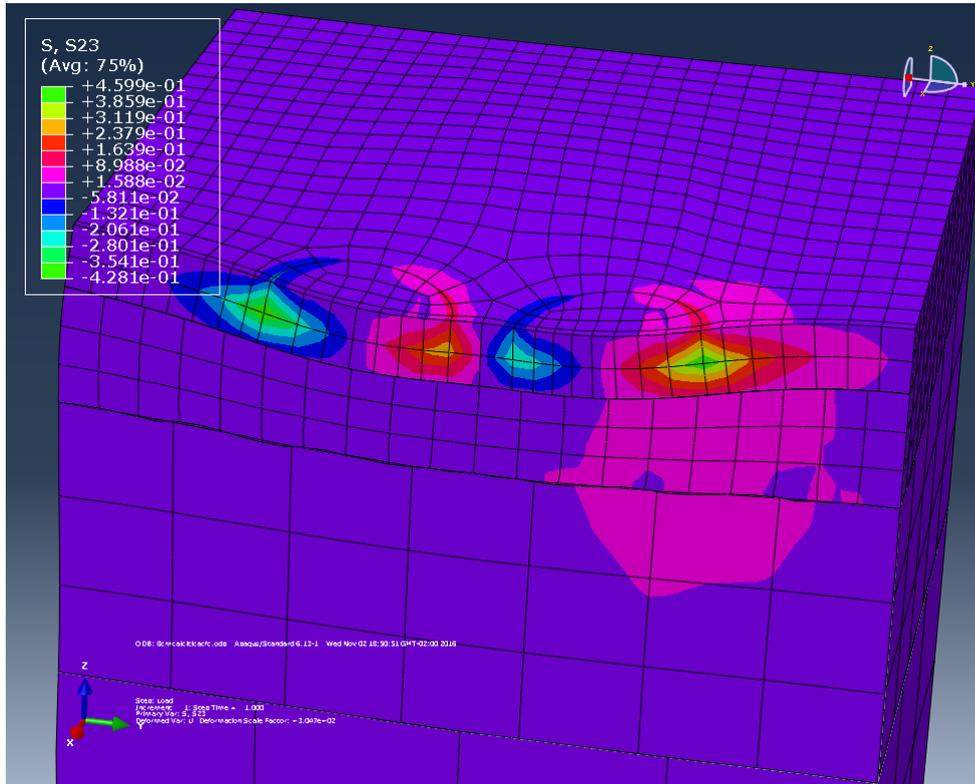
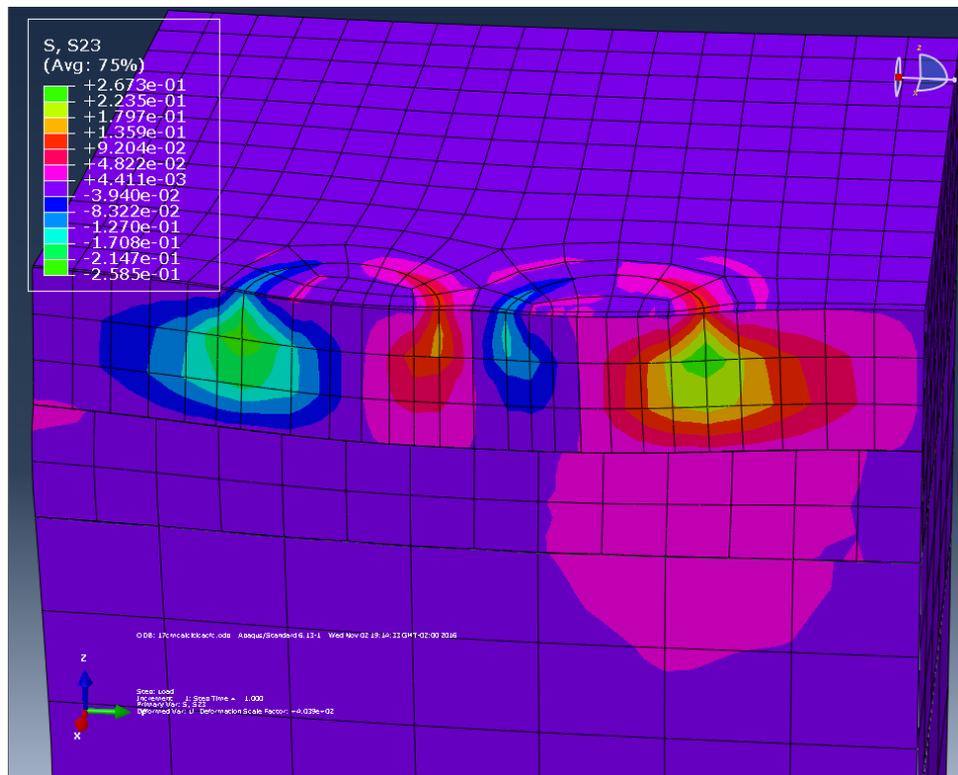


Figura 51 - Tensões cisalhantes no plano yz: Situação 4 (17cm/calcítica)



Nas figuras 52 a 55 são apresentados os gráficos das tensões cisalhantes referentes ao eixo xy.

Figura 52 - Situação 1 (8 cm/dolomítica) eixo xy

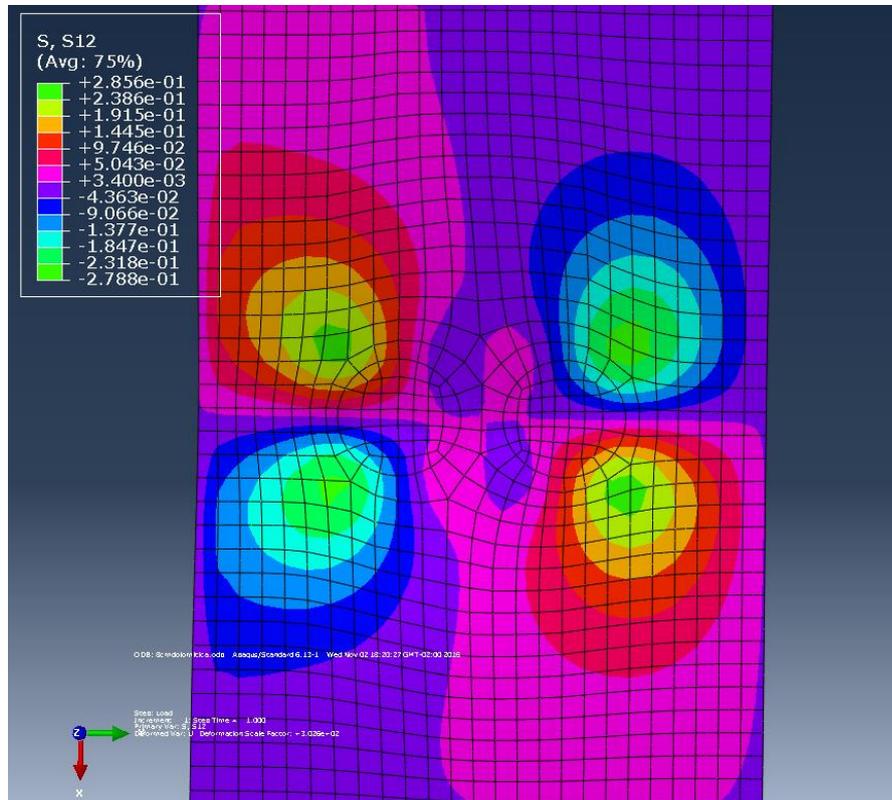


Figura 53 - Situação 2 (17 cm/dolomítica) eixo xy

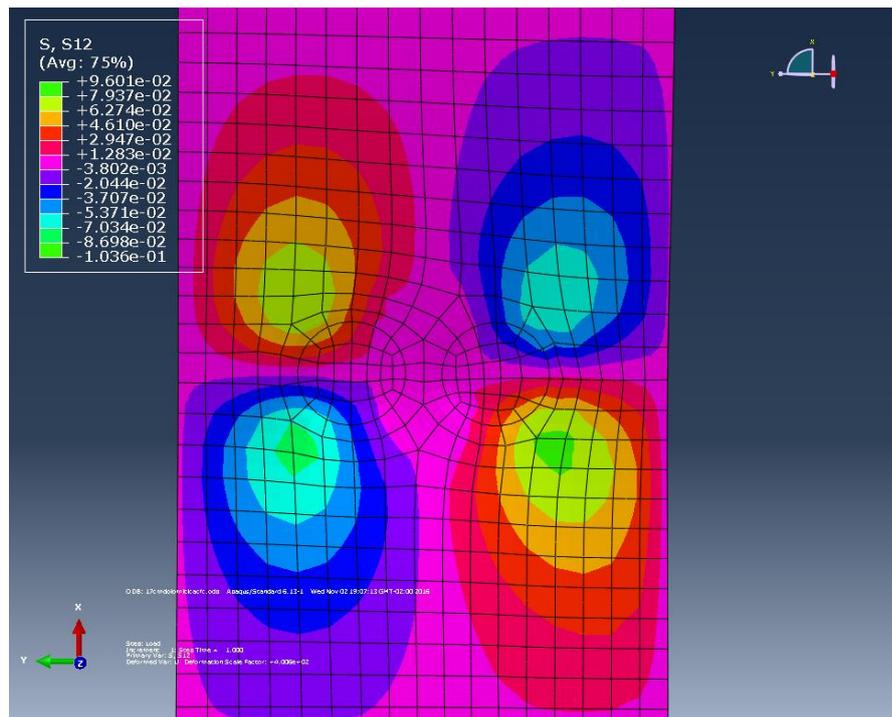


Figura 54 - Situação 3 (8 cm/calcítica) eixo xy

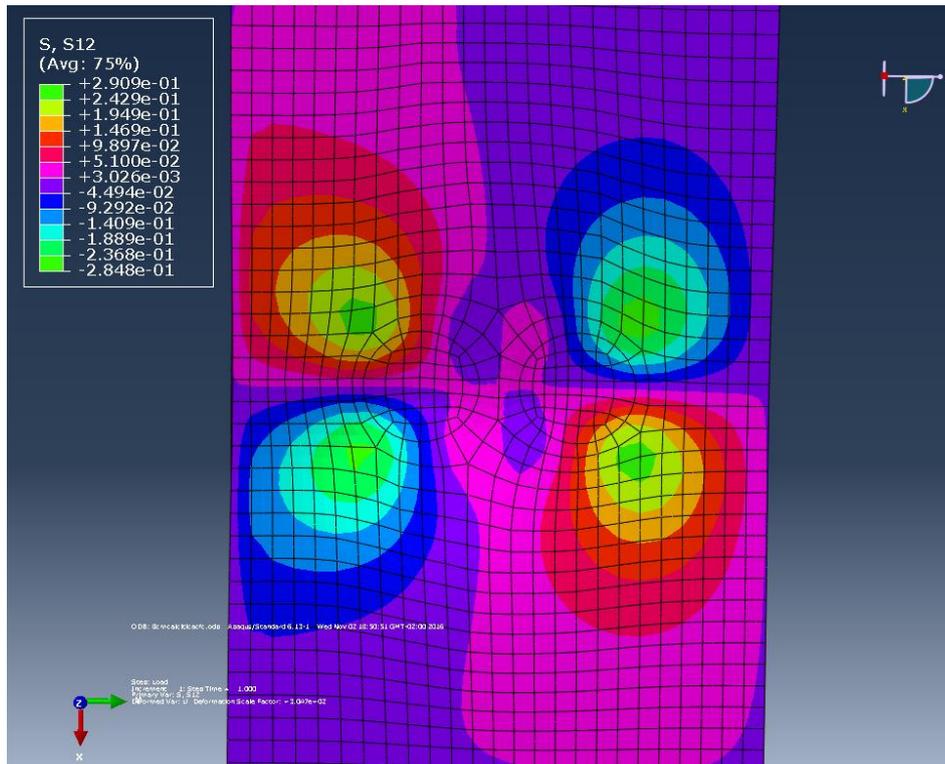
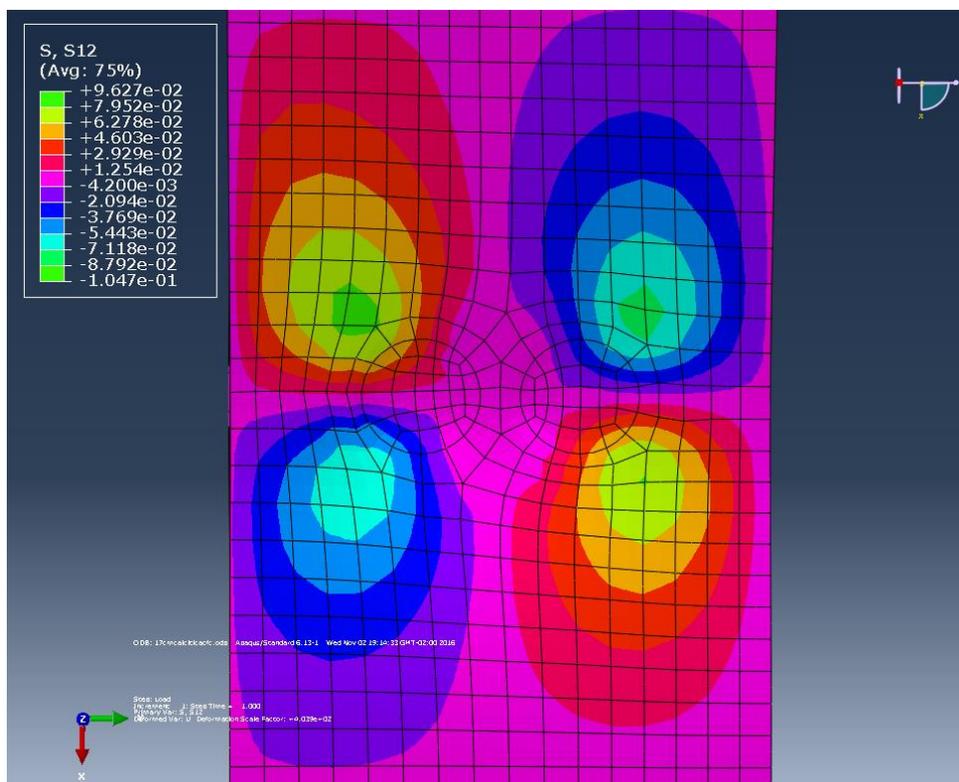


Figura 55 - Situação 4 (17 cm/calcítica) eixo xy



As maiores tensões encontradas, em todas as situações analisadas, foram as tensões de tração presentes no plano xz. A maior delas, como pode ser observado na tabela 13 foi de 471 kPa, na situação de 8 cm de camada asfáltica feita com cal calcítica.

Outro ponto importante de ser analisado é que na camada com espessura menor (8cm), as maiores magnitudes de tensão cisalhante iniciaram a cerca de 3 cm do topo, enquanto na camada mais espessa (de 17cm), as maiores tensões iniciaram a 4 cm do topo. O que mostra que mesmo camadas mais espessas de revestimento asfálticos estão sujeitas a ruptura por cisalhamento próxima à superfície.

Tabela 13 - Tensões cisalhantes encontradas

Situação	τ (kPa)		
	τ_{xz}	τ_{xy}	τ_{yz}
1	+466	+285	+454
	-458	-278	-423
2	+276	+96	+266
	-262	-103	-257
3	+471	+290	+459
	-463	-284	-428
4	+277	+96	+267
	-263	-104	-258

A fim de verificar se haveria ruptura por cisalhamento nas situações apresentadas comparando-se com as misturas produzidas no estudo, tomou-se as tensões normais geradas no software nos pontos referentes às maiores tensões cisalhantes (3 e 4 cm, para as camadas de espessura de 8 e 17 cm, respectivamente). Com esses dados e as equações de resistência encontradas nesta pesquisa, pôde-se montar a tabela 14.

Tabela 14 - Comparativo entre as tensões geradas e a resistência das misturas

Situação	σ_N (kPa)	Tensões resistentes		Tensões solicitantes
		Equação	τ (kPa)	τ (kPa)
1	456	$772 + \sigma \cdot \tan(46)$	1244	466
2	510	$772 + \sigma \cdot \tan(46)$	1300	276
3	454	$850 + \sigma \cdot \tan(43)$	1273	471
4	509	$850 + \sigma \cdot \tan(43)$	1275	277

Nota-se nessa análise, em que a temperatura considerada foi de 25°C, que as tensões resistentes são entre 3 a 5 vezes maiores que as solicitantes, ou seja, não haveria ruptura. Entretanto, devem-se fazer algumas considerações, como abordadas nos próximos parágrafos.

Primeiramente, a temperatura considerada de 25°C não condiz com as temperaturas encontradas nos dias típicos de verão, quando as temperaturas do pavimento chegam a até 60°C, o que diminui bruscamente a resistência.

Há ainda o fato de que a simulação foi feita considerando um carregamento estático, o que não reflete a realidade das estradas. Os pavimentos são submetidos a carregamentos cíclicos. Bernucci et al. (2008) explicita que “[...] cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura por ensaios estáticos [...]”.

É importante adicionar que a simulação foi feita considerando tensões de carregamento uniformes. Segundo Núñez (2012), os veículos de carga geram tensões verticais, longitudinais e transversais extremamente desuniformes no pavimento. Portanto, para um resultado mais fiel à realidade seria preciso considerar o estado multiaxial de tensões.

Além disso, na modelagem, para fins de simplificação do problema, o material foi proposto como sendo elástico linear, o que de fato não se verifica. As misturas asfálticas apresentam comportamento visco-plástico, ou seja, as deformações plásticas se acumulam ao longo do tempo e vão gerando danos à estrutura do material.

Portanto, mesmo que as tensões geradas na modelagem tenham sido menores que as tensões as quais o material suporta pelos ensaios realizados, é bastante provável que com altas temperaturas, velocidades de passagem reduzidas e grandes cargas ocorra ruptura por cisalhamento do pavimento considerado.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões do trabalho, baseadas nos objetivos e hipóteses levantadas e nos resultados alcançados. Também são propostas sugestões para trabalhos futuros.

7.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados encontrados nos ensaios laboratoriais realizados constatou-se que:

- os corpos de prova compactados no compactador giratório apresentam densidade aparente maior no centro do que nas bordas;
- a incorporação de cal hidratada nas misturas produzidas com ligante convencional CAP 50/70 aumenta a resistência ao cisalhamento das mesmas;
- as misturas produzidas com incorporação de cal hidratada apresentam coesão e ângulo de atrito superior a mistura sem cal;
- a coesão da mistura é dependente da temperatura de realização do ensaio, reduzindo com o aumento da temperatura;
- o ângulo de atrito é alterado em função da temperatura (maior nas amostras ensaiadas a 40° comparado com as ensaiadas a 25°C). Possivelmente devido à redução da viscosidade e reestruturação das partículas durante o ensaio, aumentando o contato grão-a-grão;

A partir da análise por elementos finitos, concluiu-se que:

- as maiores tensões cisalhantes são observadas no plano xz e sob a borda da área carregada nos eixos centrais das rodas;
- as maiores tensões cisalhantes não iniciam no topo do revestimento, mas a aproximadamente 3 cm do mesmo nas situações 1 e 3 (camada de revestimento com 8cm) menos espessa e a 4 cm nas situações 2 e 4 (camada de revestimento com 17cm).

- mantendo-se a temperatura homogênea no revestimento e alterando-se o módulo de resiliência (que é diferente para cada mistura), altera-se a forma de distribuição e a magnitude das tensões cisalhantes na estrutura;
- as tensões resistentes ao cisalhamento são superiores as tensões solicitantes geradas para MR e temperatura homogêneos. Porém, isso não comprova que não haveria ruptura por cisalhamento.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para complementar e aprimorar os resultados obtidos nessa pesquisa sugere-se:

- buscar uma possível causa e solução para a variação do volume de vazios dos corpos de prova compactados no compactador giratório;
- realizar ensaios de cisalhamento em misturas possuindo as mesmas propriedades das utilizadas nesta pesquisa, porém com adição de 1% de cal hidratada e comparar os resultados de coesão e ângulo de atrito;
- verificar a influência da cal na resistência ao cisalhamento empregando misturas com ligantes modificados por distintos tipos de polímeros;
- empregar o equipamento do LAPAV *Universal Test Machine MTS 810* para execução dos ensaios de cisalhamento. Comparar os resultados entre o equipamento utilizado nesta pesquisa com a MTS e verificar se houve problemas de regulação por conta da tensão confinante;
- analisar, através de elementos finitos, as mesmas estruturas, porém, empregando gradientes de temperaturas, carregamentos não uniformes e cargas cíclicas;

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS E BIOCOMBUSTÍVEIS. **Resolução ANP n. 19/2005** – Regulamento Técnico n. 3/2005.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO R 35-15: Standard Practice for Superpav Volumetric Design for Asphalt Mixtures**. Washington, DC, 2007.

BALADI, G.Y.; SCHORSCH, M.; SVASDISANT, T. **Determining the causes of top-down cracks in bituminous pavements**. Michigan State University Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan, n. MDOT – PRCE – MSU-2003-110, June 2002.

BARDINI, V.S.S; KLINSKY M.G.; FERNANDES JR., J.L. **A importância do filer para o bom desempenho de misturas asfálticas**. Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia, São Carlos, São Paulo, v. 7, n. 1, p. 71-78, janeiro a abril de 2010.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1. ed (3ª. Reimp.). Rio de Janeiro: Petrobras, Abeda, 2008.

BOCK, A. L. **Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado**. 2012. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós – Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

BROWN, E.R.; CROSS, S. “**A National Study of Rutting in Asphalt Pavement**.” Proc. of AAPT, Vol. 61, 1992, p. 535-582.

DE BEER, M.; FISHER, C.; KANNEMEYR, L. **Towards the application of Stress-In-Motion (SIM) results in pavements design and infrastructure protection**. In: International Symposium on Heavy Vehicles, Weights and Dimensions. Loads, Roads and the Information Highway, 8, 2004, Gauteng, South Africa. Proceedings... South Africa, 2004.

EULA – European Lime Association. **Calce idrata: un additivo di comprovata efficacia per la durabilità delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso**. Rapporto alla European Lime Association / Asphalt Task Force. Dicembre, 2011.

FREITAS, E.; PEREIRA, P.; PICADO-SANTOS, L.O. **Assessment of top-down cracking causes in asphalt pavements**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON MAINTENANCE AND REHABILITATION OF PAVEMENTS AND TECHNOLOGICAL CONTROL, 3, 2003, Guimarães – Portugal. Proceedings... Portugal, 2003, 555, 564.

———. **O fendilhamento com origem na superfície e a qualidade de construção**. In: CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS, 3, 2004, Lisboa – Portugal. Proceedings... Lisboa, 2004.

GARCIA, F.T. **Avaliação do espectro de carga e do crescimento do volume de tráfego no desempenho de pavimentos flexíveis com o uso do software M-E PDG: Trechos da BR-**

101 e BR-290. 2010. 87 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

GERRITSEN, A.H., VAN GURP, C.A.P.M., VAN DER HEIDE, J.P.J, MOLENAAR, A.A.A, and PRONK, A.C. **Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphalt Pavements**, Proc. 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, 1987.

GOETZ, W. H.; SCHAUB, J.H. **Triaxial Testing of bituminous mixtures: technical report**. Publication FHWA/IN/JHRP-59/06. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1959.

GUIMARÃES, J.E.P. **A cal – Fundamentos e Aplicações em Engenharia Civil**. PINI, São Paulo, 1997.

GUIMARÃES, J.E.P. **A cal – Fundamentos e Aplicações em Engenharia Civil**. PINI, São Paulo, 2002.

Hicks, R. G., “**Moisture Damage in Asphalt Concrete**,” NCHRP Synthesis of Highway Practice 175, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1991.

HUBER, G.A.; DECKER, D.S. **Engineering properties of asphalt mixtures and the relationship to performance**. STP 1265, ASTM, Philadelphia, P.A., 1995.

HUGO, F and KENNEDY, T.W., “**Surface Cracking of Asphalt Mixtures in Southern Africa**,” Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 54. 1985.

KALCHEFF, I.V.; TUNNICLIFF, D.G. **Effects of Crushed Stone Aggregate Size and Shape on Properties of Asphalt Concrete**. Proc. of AAPT, Vol. 51, 1982.

KANDHAL, P.S.; MALLICK, R.B., BROWN, E. R. **Hot mix asphalt for intersection in hot climates**. NCAT Report No. 98-06. March, 1998.

LESUEUR; LITTLE, D.N. “**Effect of hydrated lime on rheology, fracture and aging of bitumen**”, Transportation Research Record 1661, pp.93-105, 1999.

LIME - National Lime Association. **The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt**. Prepared for the National Lime Association. April, 2006.

LITTLE, D. N.; PETERSEN, J. C.; **Unique effects of hydrated lime filler on the performance-related properties of asphalt cements: Physical and chemical interactions revisited**. J Materials in Civil Engineering 17(2), p.207-218, 2005.

LITTLE, D.N.; EPPS, J. A.; SEBAALY, P.E. **The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt**. Report for National Lime Association, 2006. 80p.

MATTOS, J.R.G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia – BR 290/RS**: a Implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. 2014. 254 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do rio Grande do Sul, Brasil.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2 ed. Rio de Janeiro:[s.n.],2005.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. **Projeto de Reavaliação de Estimativas e Metas do Plano Nacional de Logística e Transporte (PNLT)**. Secretaria de Política Nacional de Transportes – SPNT/MT. Brasília, setembro, 2012.

MYERS, L.A.; ROQUE, R. **Evaluation of top-down cracking in thick asphalt pavements and the implications for pavement design**. Transportation Research Circular. Washington, DC, n. 503, 79-87, Dec. 2001.

MOTTA, L.M.G., LEITE, L.F.M. (2000). **Efeito do Fíler nas Características Mecânicas das Misturas Asfálticas**. Anais do 11º congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transporte, pp. 1007-1017, Gramado RS, 19-23 Novembro

NOVAK, M.; BIRGISSON, B.; ROQUE, R. **Three-dimensional finite element analysis of measured tire contact stresses and their effects on instability rutting of asphalt mixture pavements**. Transportation Research Board: Journal of the Transportation Research Board, Washington, DC, n. 1853, 2003.

NÚÑEZ, W.P.; CERATTI, J.A.P.; PERACA, V.; TSUKUDA, R.S. **Produzindo misturas asfálticas de elevado desempenho com emprego de cal hidratada**. ABPv – 38ª Reunião Anual de Pavimentação – Manaus, 2007, 15p.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J.A.P.; PINTO, P. R. R. **Afinal porque pavimentos novos estão rompendo precocemente? Um estudo sobre causas de degradações prematuras na superfície de pavimentos asfálticos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS E CONCESSÕES E EXPOSIÇÃO INTERNACIONAL DE PRODUTOS PARA RODOVIAS, 7., 2011, Foz do Iguaçu – PR.

NÚÑEZ, W.P.; CERATTI, J.A.P.; NOGUEIRA, M. L.; ZINGANO, A.; MATTOS, J. R. G. **Novos rumos no dimensionamento de pavimentos flexíveis: um estudo sobre rupturas por cisalhamento em camadas asfálticas**. In: Reunião Anual de Pavimentação, 41ª RAPv, Fortaleza, CE, 2012.

PACHECO, L.M. **Análise paramétrica ao cisalhamento de misturas asfálticas**. 2014. 133f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

PETERSEN, J.C.; PLANTCHER, H. and HANSBERGER, P.M. **Lime treatment of asphalt to reduce age hardening and improve flow properties**. Proc. Association Asphalt Paving Technologies 56, p.632-653, 1987.

PINTO, S; **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Rio de Janeiro. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1991.

ROQUE, R.; ZOU, J.; KIM, Y. R.; BAEK, C.; THIRUNAVUKKARASU, S.; UNDERWOOD, B.S.; GUDDATI, M.N.; **Top – Down Cracking for Hot – Mix Asphalt Layers: Models for Initiation and Propagation**. Report for NCHRP Project 1-42ª. February, 2010. Disponível em <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w162.pdf> Acesso em maio de 2016.

SANTANA, H. **Considerações sobre os nebulosos conceitos e definições de fíler em misturas asfálticas.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. Anais... Cuiabá: Associação Brasileira de Pavimentação, 1995.

S&T. Ministério dos Transportes. Agência Nacional de Transportes Terrestres; Triunfo; Concepa. **Análise dos efeitos de excessos de cargas e de alterações na composição de misturas asfálticas no desempenho de pavimentos flexíveis típicos da região sul do país: relatório final.** [2012] Disponível em: <www.antt.gov.br/html/objects/_downloadblob.php?cod_blob=3221>. Acesso em maio de 2016.

SEWING, D. **“Verbesserung von Asphaltbelägen mit Kalkhydrat: Neue Ergebnisse aus dem Glarnerland”**, Strasse und Verkehr 5, pp.19-22, May 2006

SCHORSCH, M.; CHNAG, C-M.; BALADI, G.Y. **Effects of Segregation of the Initiation and Propagation of Top-Down Cracks.** Paper presented in Transportation Research Board Annual Meeting, January 12-16, 2003.

SOUSA, J.B., CRAUS, J. e MONISMITH, C. L. **Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete.** SHRP Report A/IR 91-104, Washington (District of Columbio, USA): National Research Council, 1991.

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. **Analysis of shear stress in asphalt pavements under actual measured tire-pavement contact pressure.** In: ICPT, 6, 2008. Proceeding... Sapporo, Japan, 2008, 11-18.

SVADISANT, T., SCHORSCH, M., BALADI, G. Y., & PINYOSUNUN, S. (2002). **Mechanistic analysis of top-down cracks in asphalt pavements.** *Transportation Research Record*, (1809), 126-136.

TAN. S.A.; LOW, B.H.; FWA, T.R. **Behavior of asphalt concrete mixtures in triaxial compression.** *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 22, n.3, p. 195-203, May 1994.

WANG, L. B.; MYERS, L.A.;MOHAMMAD, L. N.; FU, Y. R. **A micromechanics study on top-down cracking.** Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC, n.82, 2003.

WANG. H.; AL-QADI, I.L. **Near-Surface Pavement Failure Under Multiaxial Stress State in Thick Asphalt Pavement.** *Transportation Research Record*. Washington, DC, n. 2514, 2010. Disponível em <https://www.academia.edu/4216410/Near-Surface_Pavement_Failure_Under_Multiaxial_Stress_State_in_Thick_Asphalt_Pavement> Acesso em maio de 2016.

WANG, G.; ROQUE,R.;MORIAN,D. **Effects of surface rutting on near-surface pavement responses based on a two-dimensional axle-tire-pavement interaction finite element model.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, n.24, 1388-1395, Nov. 2012.