

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: dezembro de 2016		3. Folhas: 18
4. Título da Pesquisa: “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”			
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)		
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti Engº Me. William Fedrigo, Doutorando Engº Me. Mario Alexander Castañeda López Engª Me. Thaís Radünz Kleinert, Doutoranda	Universidade Federal do Rio Grande do Sul		
8. Resumo: Este Relatório Final apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”. Destacam-se:	a) Uma breve descrição das atividades realizadas e dos resultados obtidos no período de vigência do projeto, e; b) Uma proposição de método preliminar para dimensionamento mecânístico-empírico de pavimentos reciclados com cimento.		
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.			

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	3
2	BREVE DESCRIÇÃO DOS DADOS APRESENTADOS NOS RELATÓRIOS SEMESTRAIS.....	4
2.1	PRIMEIRO RELATÓRIO SEMESTRAL	4
2.2	SEGUNDO RELATÓRIO SEMESTRAL	5
2.3	TERCEIRO RELATÓRIO SEMESTRAL.....	7
2.4	QUARTO RELATÓRIO SEMESTRAL.....	8
2.5	QUINTO RELATÓRIO SEMESTRAL	9
2.6	SEXTO RELATÓRIO SEMESTRAL.....	12
3	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS RECICLADOS COM CIMENTO	15
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS, DO TRÁFEGO E DO CLIMA ..	16
3.1.1	Materiais	17
3.1.2	Tráfego	19
3.1.3	Clima	19
3.2	ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO E RESPOSTAS DAS CAMADAS	20
3.3	MODELOS DE PREVISÃO	21
3.3.1	Parâmetros de regressão	21
3.3.2	Fator laboratório-campo	22
3.4	VIDA ÚTIL PREVISTA	22
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	24
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	25

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF. Este Relatório Final da Pesquisa apresenta:

- a. Uma breve descrição das atividades realizadas e dos resultados obtidos no período de vigência do projeto, e;
- b. Uma proposição de método preliminar para dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos reciclados com cimento.

2 BREVE DESCRIÇÃO DOS DADOS APRESENTADOS NOS RELATÓRIOS SEMESTRAIS

Neste capítulo, descreve-se os dados relatados em cada relatório semestral apresentado à ANTT. Destaca-se que tais relatório são enviados em conjunto com este relatório final, compondo os Apêndices A até F.

2.1 PRIMEIRO RELATÓRIO SEMESTRAL

O primeiro relatório (Apêndices A) apresenta as atividades realizadas no período de outubro a dezembro de 2014, incluindo:

- a) Realização de uma reunião no dia 26 de novembro de 2014 para o detalhamento das etapas seguintes da pesquisa. Dessa reunião, realizada em novembro, em Porto Alegre, participaram técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV), estando ainda presentes pesquisadores do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, parceiro do LAPAV nesta pesquisa, e da ABCP.
- b) Elaboração de uma revisão bibliográfica sobre características mecânicas de materiais cimentados e métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas desse tipo; e uma análise das normas nacionais sobre reciclagem com cimento, objetivando estabelecer uma base para avaliação de procedimentos construtivos.

Na primeira parte desta revisão (seção 2.1 do Apêndice A), foram explanados diferentes tipos de materiais para pavimentação obtidos através da adição de cimento, bem como seu comportamento frente a carregamentos cílicos. O principal meio de degradação de tais materiais, a fadiga, também foi descrito, bem como os ensaios para sua determinação e as principais formas utilizadas para modelar este comportamento, citando-se diversos estudos realizados nos últimos 30 anos. Quanto aos métodos de dimensionamento para pavimentos com camadas cimentadas, foram apresentados as duas principais bases utilizadas no

desenvolvimento desta pesquisa: os métodos australiano e sul-africano; sendo realizada a descrição da evolução dos dois métodos ao longo dos anos.

Na segunda parte da revisão (seção 2.2 do Apêndice A), foram apresentadas comparações entre as principais normas técnicas nacionais acerca da técnica de reciclagem de pavimentos com adição de cimento, destacando-se divergências entre as mesmas. Baseando-se nestas normas, também foi descrito o processo construtivo comumente empregado no país;

- c) Seleção dos primeiros materiais a serem ensaiados, sendo estes a base de brita graduada simples (BGS) e o fresado asfáltico coletados na rodovia RSC-453. No capítulo 3 do Apêndice A, são citados os métodos para coleta dos materiais citados, bem como os motivos pela definição do tipo de cimento empregado no decorrer de toda pesquisa, sendo este o CP II E 32. Também são citados os procedimentos empregados na caracterização da BGS e do fresado, bem como na definição das misturas recicladas com cimento compostas pelos materiais citados produzidas em laboratório. Os ensaios em questão foram: análise granulométrica, determinação do teor residual de ligante asfáltico e determinação dos parâmetros ideais para moldagem de corpos de prova através de ensaios de compactação.
- d) Por fim, no capítulo 4 do Apêndice A, são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios supracitados, sendo estes a composição granulométrica da BGS, do fresado e das misturas recicladas compostas por estes materiais e cimento, o teor de ligante asfáltico presente no fresado coletado na RSC-453 e os parâmetros de compactação obtidos para as misturas recicladas de BGS, fresado e cimento.

2.2 SEGUNDO RELATÓRIO SEMESTRAL

O segundo relatório (Apêndices B) apresenta as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2015, incluindo:

- a) Realização de uma reunião no dia 7 de abril para apresentação de resultados parciais e discussão sobre as etapas seguintes da pesquisa, incluindo o monitoramento de trechos experimentais, onde será aplicada a técnica de

reciclagem com cimento Portland. Dessa reunião, realizada na sede do grupo CCR, participaram técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV), estando ainda presentes representantes da empresa Tecnopav e da ABCP.

- b) Elaboração de uma ampla revisão bibliográfica sobre o método francês de dimensionamento de pavimentos com camadas recicladas com cimento, de forma a complementar a revisão iniciada no 1º relatório semestral, no qual se descreveu os métodos australiano e sul-africano. Neste capítulo (2 do Apêndice B), descreveu-se o método mais empregado na França para dimensionar-se camadas recicladas com cimento e todas as suas peculiaridades, sendo estas: determinação do volume de tráfego, escolha do tipo de revestimento (capa), determinação da capacidade de suporte do solo de subleito e das camadas remanescentes do antigo pavimento, determinação da classe de resistência do material reciclado, cálculo de tensões admissíveis e dimensionamento simplificado da estrutura.
- c) Realização de ensaios de módulo de resiliência de misturas de fresado asfáltico, base de brita graduada e cimento Portland. Na seção 3.2.5 do Apêndice B, são descritos os métodos empregados na determinação do módulo de resiliência na compressão diametral de misturas recicladas com cimento, sendo estes empregados em todo período restante da pesquisa.
- d) A realização de ensaios preliminares (composição granulométrica) em misturas recicladas constituídas por cimento Portland, fresado asfáltico e dois novos materiais de base (BGTC ou solo-cimento), conforme os métodos apresentados no 1º relatório semestral.
- e) No capítulo 4 do Apêndice B, apresenta-se e analisam-se os resultados dos ensaios listados nos itens “c” e “d”. De forma geral, observou-se que o aumento do teor de cimento, da energia de compactação e do tempo de cura elevou o módulo de resiliência na compressão diametral (MRD) de misturas com BGS, fresado e cimento. Já o aumento de fresado, reduziu o MRD.

2.3 TERCEIRO RELATÓRIO SEMESTRAL

O segundo relatório (Apêndices C) apresenta as atividades realizadas no período de julho a dezembro de 2015, incluindo:

- a) Elaboração de revisão bibliográfica sobre ensaios de resistência à tração na flexão (RTF) em materiais cimentados e sua adaptação no estudo dos materiais da pesquisa (capítulo 2 do Apêndice C). Foram descritas as diferentes configurações para determinação da resistência à tração de materiais cimentados, podendo-se citar os ensaios de: tração direta, tração indireta, flexão a três e a quatro pontos e flexão trapezoidal. Também foram citadas as influências do tipo de carregamento, dos procedimentos empregados na moldagem dos corpos de prova e de outros fatores na resistência à tração. Diversas normas técnicas para determinação da resistência à tração na flexão, nacionais e internacionais, foram listadas e comparadas entre si, de modo a se verificar a forma mais adequada para obtenção desta propriedade, que é chave para o correto dimensionamento de camadas recicladas com cimento.
- b) Definição de misturas recicladas a serem ensaiadas à tração na flexão, constituídas por fresado asfáltico, diferentes bases (brita graduada tratada com cimento, BGTC, ou brita graduada simples, BGS) e cimento (seção 3.2.1 do Apêndice C). Também se apresentou os procedimentos empregados na definição dos diferentes teores de cimento Portland e porcentagens de fresado empregadas nas misturas recicladas.
- c) Realização de ensaios de caracterização das misturas: composição granulométrica, teor de ligante asfáltico por refluxo, compactação. Destaca-se que os métodos empregados foram os mesmos descritos no 1º relatório semestral;
- d) Realização de ensaios de RTF das misturas definidas (seção 3.2.6 do Apêndice C). Nesta seção, descreveram-se os procedimentos empregados na moldagem e na cura dos corpos de prova prismáticos utilizados nos ensaios de RTF, bem como as tolerâncias consideradas para aceitação dos corpos de prova. Também se apresentou os equipamentos utilizados nos ensaios e os métodos de cálculo para a RTF e a deformação na ruptura das misturas recicladas com cimento;

- e) Apresentação e análise de resultados dos ensaios listados nos itens “c” e “d” (capítulo 4 do Apêndice C). Foram apresentadas e analisadas as composições granulométricas das misturas (algumas delas já haviam sido apresentadas no 1º relatório semestral), o teor de ligante asfáltico do fresado utilizado em misturas com BGTC, bem como os parâmetros de compactação das misturas de BGTC, fresado e cimento. Os resultados dos ensaios de RTF mostraram que tal propriedade aumentou com o teor de fresado e foi pouco influenciada pela porcentagem de fresado, tanto para misturas com base de BGS como para misturas com base de BGTC. A deformação na ruptura das misturas com base de BGS e de BGTC foi pouco influenciada pelo teor de cimento e aumentaram com a porcentagem de fresado. Como consequência, o módulo de elasticidade flexural de tais misturas aumentou com o teor de cimento e reduziu com a porcentagem de fresado, sendo que a rigidez apresentada por tais misturas foi bastante próxima.

2.4 QUARTO RELATÓRIO SEMESTRAL

O segundo relatório (Apêndices D) apresenta as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2016, incluindo:

- a) Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo dois materiais de base: solo-cimento e BGTC (capítulo 2 do Apêndice D). Na seção 2.2 do Apêndice D, foi apresentado um novo planejamento experimental utilizado em ensaios de MRD, visando possibilitar a avaliação de uma maior quantidade de níveis nos efeitos das variáveis “teor de cimento” e “porcentagem de fresado”. Na seção 2.3 do Apêndice D, são apresentadas novas misturas de fresado, bases cimentadas (solo-cimento e BGTC) e cimento, bem como suas curvas granulométricas e seus parâmetros de compactação. A partir dos resultados dos ensaios de MRD (seção 2.4 do Apêndice D), verificou-se que esta propriedade aumentava com a redução da porcentagem de fresado e com o aumento do teor de cimento e do tempo de cura. O MRD das misturas com ambos os materiais de base foi

bastante semelhante para os mesmos teores de cimento e porcentagens de fresado.

- b) Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento contendo o material de base BGS. Neste capítulo (3 do Apêndice D), foi descrita a metodologia empregada nos ensaios de fadiga flexural para as misturas de fresado, BGS e cimento que tiveram suas propriedades flexurais estáticas apresentadas no 3º relatório semestral. Foram apresentados os equipamentos empregados na execução do ensaio de fadiga flexural, dentre eles o pórtico para aplicação da carga, o suporte quatro pontos para carregamento flexural, o sistema para posicionamento dos transdutores de deslocamento e o sistema para aquisição de dados. Também se apresentaram os métodos empregados no desenvolvimento dos ensaios, iniciando-se pela preparação dos corpos de prova, passando pela definição e parametrização do pulso de carregamento, pela definição dos critérios de ruptura dos corpos de prova e chegando aos métodos de cálculo utilizados para quantificar o módulo de resiliência flexural e para modelar a vida de fadiga das misturas recicladas compostas por BGS, fresado e cimento. Os resultados dos ensaios de fadiga mostraram que o módulo de resiliência flexural das misturas aumentava com o teor de cimento e era pouco influenciado pela porcentagem de fresado. Tais ensaios também resultaram em modelos para previsão da vida de fadiga de laboratório para as misturas estudadas, sendo estes baseados nos critérios clássicos de deformação inicial e de tensão inicial.
- c) Relatórios complementares descrevendo a coleta de um novo material de base (solo laterítico) e a visita a um trecho da rodovia SC-114 para acompanhamento da obra de reciclagem com cimento, sendo detalhada a localização, o clima e geologia da região, bem como as características técnicas, os defeitos verificados anteriormente à reciclagem e os procedimentos empregados na restauração.

2.5 QUINTO RELATÓRIO SEMESTRAL

O segundo relatório (Apêndices E) apresenta as atividades realizadas no período de julho a dezembro de 2016, incluindo:

- a) Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base. Neste capítulo (2 do Apêndice E), apresenta-se a caracterização das misturas recicladas contendo o último material de base empregado na pesquisa, solo laterítico, sendo esta caracterização composta por ensaios de análise granulométrica deste material e do fresado utilizado em conjunto com este, bem como da composição granulométrica das misturas formadas por tais materiais e dos parâmetros de compactação obtidos para estas misturas. Destaca-se que para os ensaios de MRD foi utilizado o mesmo planejamento experimental descrito no 4º relatório semestral e que os resultados mostraram que o aumento do teor de cimento e da porcentagem de fresado reduziu o MRD, já o aumento do tempo de cura reduziu tal propriedade. Os efeitos da porcentagem de fresado e do tempo de cura foram divergentes aos observados para as outras misturas recicladas. Quanto ao teor de fresado, isto ocorreu possivelmente pelo fato de o solo laterítico ter maior quantidade de finos em sua composição, o que faz com que o aumento de fresado resulte em uma estrutura com maior intertravamento e, por consequência, mais rígida. Já o efeito do tempo de cura pode estar ligado ao processo de cura empregado, sendo este a seco, pois não foi possível empregar cura úmida (os corpos de prova perdiam sua estrutura), o que pode ter gerado microfissuras geradas por retração.
- b) Análise de resultados de fadiga de misturas recicladas com cimento, contendo o material de base BGS. Tais análises mostraram que os módulos flexurais, para misturas contendo BGS como material de base, obtidos frente a carregamentos estáticos e cíclicos se aproximaram, evidenciando que o módulo de resiliência de tais misturas poderia ser estimado através de ensaios com carregamento estático (seção 3.1 do Apêndice E). Os resultados de fadiga foram modelados com base nos critérios da energia dissipada e utilizados para verificar a forma de degradação das misturas frente aos carregamentos cíclicos aplicados, então, foram realizadas comparações entre os diversos modelos obtidos, sendo verificado que os expoentes de dano obtidos foram bastante próximos aos do método australiano para dimensionamento de camadas estabilizadas com cimento (seção 3.2, 3.3 e 3.4 do Apêndice E). A partir da análise mecanística de estruturas hipotéticas de pavimentos (seção 3.5 do Apêndice E), observou-se que

a vida de fadiga da camada reciclada com cimento é influenciada pela sua própria espessura e pela espessura do revestimento aplicado, bem como pela composição da mistura. Assim, parecem existir efeitos combinados entre as espessuras das camadas, o teor de cimento e a porcentagem de fresado.

- c) Estudos preliminares e descrição dos processos construtivos de trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453, bem como resultados do monitoramento inicial do mesmo. Descreve-se a localização, o clima, a geologia, a geomorfologia, a hidrografia e a pedologia da região na qual se empregou o trecho experimental estudado nesta pesquisa. Também são apresentados os projetos desenvolvidos para a restauração do pavimento deste trecho, dentre estes, o estudo de ocorrências (defeitos) e a dosagem da mistura reciclada com cimento (seção 4.2 do Apêndice E). Nas seções seguintes, são descritas as visitas e sondagens de campo, bem como a definição das características dos segmentos do trecho experimental, a coleta dos materiais das diferentes camadas para ensaios laboratoriais e os processos executivos empregados na construção do mesmo. Por fim, na seção 4.5.3 do Apêndice E, são apresentados os resultados dos ensaios realizados para controle tecnológico da execução do trecho experimental, dentre estes, ensaios de resistência (à compressão simples e à tração por compressão diametral) e levantamentos deflectométricos.
- d) Elaboração de um plano de acompanhamento de execução e monitoramento de desempenho de pavimentos com camadas recicladas com cimento, apresentado no Apêndice I. Neste plano de acompanhamento são descritos os métodos empregados em ensaios laboratoriais complementares, bem como no monitoramento do trecho experimental ao longo do período de projeto. Os procedimentos propostos para realização do monitoramento dos trechos baseiam-se, principalmente, em levantamentos de defeitos superficiais e em levantamentos deflectométricos, bem como em ensaios de módulo de resiliência realizados em testemunhos extraídos da camada reciclada com cimento, desde que isto seja permitido pelo órgão responsável pela rodovia.

2.6 SEXTO RELATÓRIO SEMESTRAL

O segundo relatório (Apêndices F) apresenta as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2017, incluindo:

- a) Caracterização mais detalhada do material de base solo laterítico e do fresado asfáltico utilizado em conjunto com este para confeccionar as misturas recicladas (capítulo 2 do Apêndice F). Foram realizados ensaios para determinação do peso específico real dos grãos, dos limites de consistência, da classificação MCT e da granulometria com emprego de defloculante e através de ensaio de sedimentação para o solo laterítico empregado na pesquisa. O fresado utilizado em conjunto com o solo laterítico na confecção das misturas recicladas teve seu teor de ligante asfáltico determinado;
- b) Complementação dos resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral (MRD) de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base (capítulo 3 do Apêndice F). Foram apresentados os resultados de MRD aos 14 dias de cura para misturas de fresado, solo laterítico e cimento, uma vez que tais resultados não haviam sido apresentados no 5º relatório semestral. Então, incorporando-se tais resultados, realizou-se novamente a análise estatística dos mesmos e observaram-se as mesmas tendências apresentadas no 5º relatório semestral;
- c) Realização de ensaios de resistência à tração na flexão de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base (capítulo 4 do Apêndice F). Observou-se que a RTF aumentou com o teor de cimento e com a porcentagem de fresado. O aumento da porcentagem de fresado também elevou os valores de deformação na ruptura, já o teor de cimento pareceu reduzir esta propriedade. Na seção 4.1 do Apêndice F, apresentou-se uma correlação entre as resistências à tração obtidas na flexão e na compressão diametral com alto grau de correlação ($R^2 = 0,84$). Por fim, na última seção do capítulo (4.2 do Apêndice F), foram apresentados os resultados de módulo de elasticidade (estático) flexural (MEF). Verificou-se que tal propriedade aumentou com o acréscimo de cimento na mistura e foi pouco influenciada pela porcentagem de fresado, apresentando valores semelhantes independente do nível empregado para tal variável;

- d) Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base (capítulo 5 do Apêndice F). Na seção 5.1 do Apêndice F, são apresentados os módulos de resiliência obtidos durante os ensaios de fadiga, sendo observados maiores valores para maiores teores de cimento e porcentagens de fresado. A correlação entre o módulo medido frente a condições estáticas e cíclicas foi alta ($R^2 = 0,84$), o que demonstra que o módulo de resiliência pode ser estimado a partir do ensaio de RTF instrumentado com transdutores de deslocamento. A seção 5.2 do apêndice F apresenta os modelos de fadiga para misturas recicladas com cimento contendo o material de base solo laterítico. Tais modelos foram obtidos a partir dos critérios de deformação e de tensão, sendo realizada uma comparação entre os expoentes de dano e os coeficientes de determinação obtidos na seção 5.2.5 do Apêndice F;
- e) Realização dos primeiros levantamentos no trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453 (capítulo 6 do Apêndice F). Foram realizados dois levantamentos no período compreendido entre janeiro de junho de 2017. No primeiro, realizado no dia 28 de março (5 meses após a reciclagem), foram determinadas as deflexões máximas (D0) e a 25 cm do ponto de aplicação da carga (D25). No segundo, realizado no dia 26 de junho (8 meses após a reciclagem e logo após a execução da segunda camada de revestimento asfáltico), além de tais deflexões, também foram determinadas duas bacias deflectométricas por segmento do trecho experimental. As bacias foram determinadas no ponto intermediário dos segmentos, sendo aferidas as deflexões máximas (D0) e a 25, 60 e 90 cm do ponto de aplicação da carga (D25, D60 e D90, respectivamente). Em ambos os levantamentos não foram encontrados defeitos superficiais no pavimento. No primeiro levantamento, observou-se que, com relação aos levantamentos anteriores (5º relatório semestral), as deflexões máximas individuais e médias, bem como as deflexões características, aumentaram, provavelmente devido ao efeito do tráfego. Já no segundo levantamento, após a efetiva finalização da restauração, na qual foi aplicada a segunda camada asfáltica programada no projeto, tais deflexões sofreram redução. As bacias deflectométricas determinadas no segundo levantamento se apresentaram pouco arqueadas, mostrando um comportamento típico de pavimentos semirrígidos.

- f) Descrição dos procedimentos construtivos empregados na França. Ao final do 6º relatório semestral, apresentou-se uma revisão bibliográfica sobre os processos construtivos franceses para execução de reciclagem de pavimentos com adição de cimento. Destaca-se que a técnica de reciclagem in situ com ligantes hidráulicos está perfeitamente dominada naquele país e que diversos dos procedimentos descritos já estão sendo adotados no Brasil. Pode-se destacar que a principal contribuição francesa à técnica é a execução de juntas transversais, visando evitar problemas causados pela retração da camada reciclada com cimento. Este procedimento, se adotado no Brasil, poderia disseminar ainda mais o uso da reciclagem com cimento, uma vez que o possível trincamento prematuro da camada causado pela retração é muitas vezes motivo determinante quando da escolha ou não pela utilização desta técnica de restauração;

3 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO- EMPÍRICO DE PAVIMENTOS RECICLADOS COM CIMENTO

Neste capítulo, apresenta-se uma proposição de método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos reciclados com cimento. Destaca-se que o método aqui apresentado:

- a) é uma versão preliminar, baseado em um número limitado de resultados laboratoriais, fazendo-se necessária sua calibração por meio de dados obtidos através do monitoramento do desempenho em serviço de pavimentos com camadas recicladas. Espera-se evoluir neste quesito a partir do monitoramento do trecho experimental implantado durante a realização desta pesquisa. Contudo, são necessários longos períodos de acompanhamento para que os mecanismos de degradação da camada reciclada com cimento possam ser adequadamente identificados;
- b) é detalhado principalmente para a camada reciclada com cimento. O dimensionamento das camadas restantes que compõem o pavimento deve ser realizado seguindo procedimentos adequados para tal;
- c) não descreve um procedimento detalhado para caracterização do tráfego, do clima, das condições das camadas inferiores e do subleito do pavimento existente. Contudo, isto deve ser realizado de maneira adequada, uma vez que é de suma importância para o correto dimensionamento do pavimento, e;
- d) é resultado de estudo em fase de desenvolvimento, sendo parte da tese de doutorado de William Fedrigo, aluno da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com previsão para defesa em maio de 2019.

A sequência do método segue os procedimentos normalmente empregados em métodos mecanístico-empíricos para dimensionamento de pavimentos, conforme apresentado na Figura 1. O detalhamento de cada etapa é apresentado nas seções subsequentes.

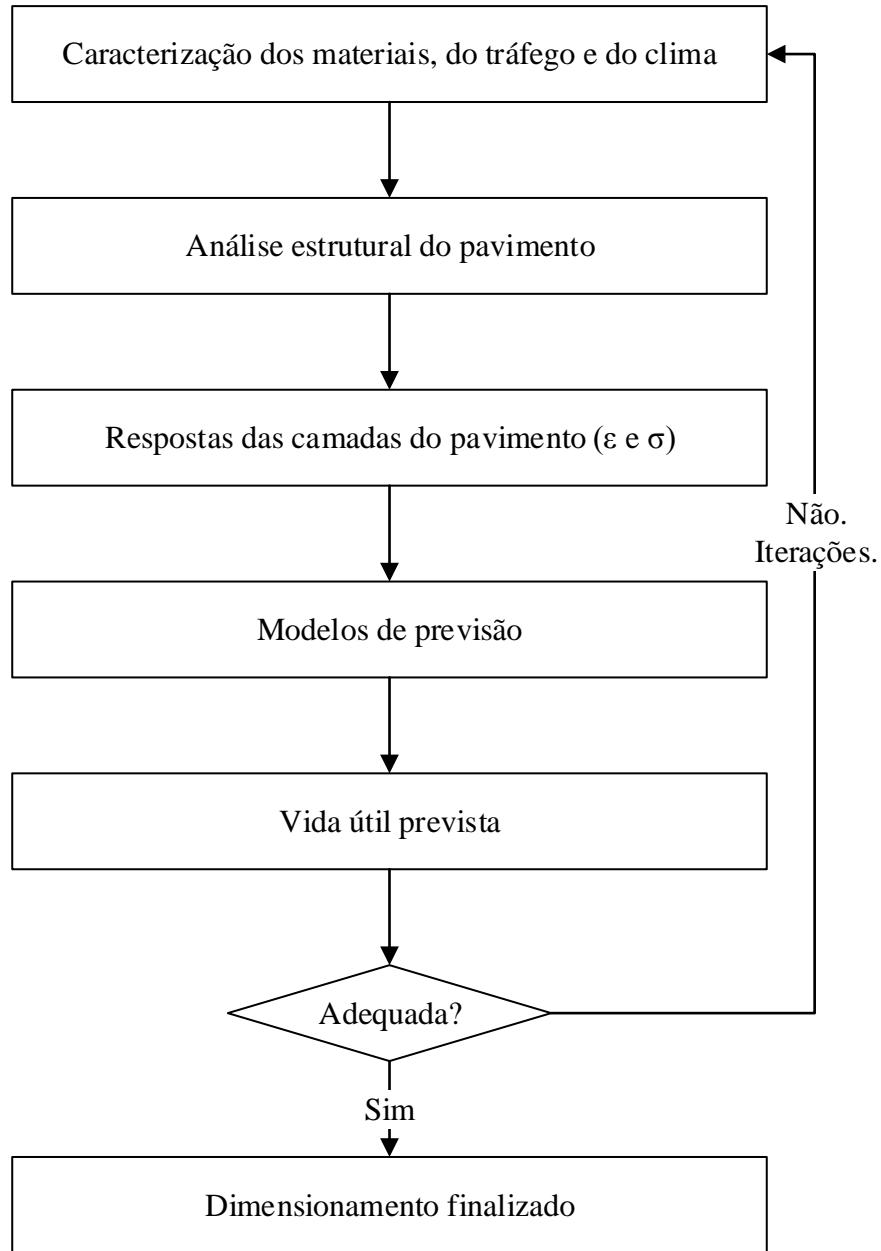


Figura 1: Procedimento empregado no dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS, DO TRÁFEGO E DO CLIMA

Nesta seção, são tecidos comentários acerca da caracterização dos materiais a serem utilizados no pavimento, do tráfego que solicitará o mesmo e do clima da região onde este será construído.

3.1.1 Materiais

O processo de caracterização dos materiais inclui a determinação de suas propriedades elásticas e da espessura da camada. Os parâmetros mínimos necessários geralmente são a rigidez, o coeficiente de Poisson e o peso específico de cada material.

Para solos e materiais granulares, deve-se determinar o módulo de resiliência por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Misturas asfálticas também devem ser caracterizadas através da determinação de seu módulo de resiliência, o que geralmente acontece através do ensaio de compressão diametral. Contudo, sempre que possível, sugere-se identificar o efeito da temperatura e da frequência na rigidez dos materiais asfálticos, através da determinação do módulo dinâmico.

No que diz respeito à camada reciclada com cimento, sugere-se que a sua caracterização seja realizada através de ensaios de resistência à tração na flexão (RTF) aos 28 dias de cura, já que as condições impostas neste ensaio se assemelham às observadas em campo para materiais cimentados. Neste ensaio, devem ser registrados os deslocamentos causados pelo carregamento aplicado, de modo que seja possível determinar a deformação de tração na ruptura (ϵ_b) e o módulo de elasticidade flexural (MEF) da mistura, parâmetros essenciais para um adequado dimensionamento.

Para casos em que não seja possível determinar tais parâmetros experimentalmente, a Tabela 1 apresenta valores de referência obtidos por meio de ensaios flexurais aos 28 dias de cura para diferentes composições de misturas recicladas com cimento (D'AVILA, 2015; CASTAÑEDA LÓPEZ, 2016; GRASSIOLI, 2017; FEDRIGO, tese de doutorado com previsão de defesa para 2019).

Na Tabela 2, apresentam-se valores de referência (média e variação) de outros parâmetros mecânicos (resistência à compressão simples, RCS; resistência à tração por compressão diametral, RCD; e módulo de resiliência na compressão diametral, MRD) aos 7 dias de cura obtidos para as mesmas misturas (FEDRIGO, 2015; KLEINERT, 2016; GRASSIOLI, 2017).

Quanto ao coeficiente de Poisson, sugere-se que sejam utilizados os valores obtidos por Kleinert (2016) para misturas recicladas com solo-cimento e brita graduada tratada com cimento (BGTC) como materiais de base, iguais a 0,17 e 0,26, respectivamente.

Embora se saiba que não sejam procedimentos triviais, sempre que possível, aconselha-se também a execução de ensaios flexurais com carregamento cíclico, aos 28 dias de cura, para determinação do módulo de resiliência flexural (MRF) e da vida de fadiga das misturas recicladas com cimento.

Tabela 1: Parâmetros flexurais aos 28 dias de cura de misturas recicladas com cimento

Material de base	Teor de cimento (%)	Porcentagem de fresado (%)	RTF (MPa)	ϵ_b ($\mu\epsilon$)	MEF (MPa)	MRF (MPa)	Peso específico (kN/m ³)
Brita graduada simples	2	20	0,26	117	4103	2955	20,80
		50	0,32	262	2957	2986	20,60
		70	0,21	371	1422	2913	20,60
	4	20	0,87	194	9246	7725	21,10
		50	0,77	288	5110	4772	20,70
		70	0,80	566	3183	4871	20,90
	6	20	1,53	193	13255	-	22,50
		50	1,21	286	9095	-	21,60
		70	1,11	409	5301	-	21,20
Solo laterítico	2	20	0,28	508	983	1226	17,10
		50	0,49	467	1459	1524	19,30
		70	0,75	1059	1401	2404	20,73
	4	20	0,65	273	2908	2041	17,41
		50	0,96	519	2454	3505	19,59
		70	0,93	596	2366	4163	20,10
	6	20	0,61	463	2553	-	18,11
		50	0,90	328	4701	-	19,43
		70	1,43	557	3808	-	21,03
Brita graduada tratada com cimento	2	20	0,44	223	3685	-	20,97
		50	0,47	369	3421	-	21,38
		70	0,44	1089	1309	-	20,88
	4	20	0,96	225	7500	-	20,50
		50	0,90	549	3831	-	21,32
		70	1,01	794	2871	-	21,34
	6	20	1,23	257	7038	-	21,36
		50	1,27	409	5774	-	21,19
		70	1,34	1200	3601	-	21,35

Tabela 2: Parâmetros mecânicos aos 7 dias de cura de misturas recicladas com cimento
(são apresentados os valores médios e, entre parênteses, a variação)

Material de base	Teor de cimento (%)	Porcentagem de fresado (%)	RCS (MPa)	RCD (MPa)	MRD (MPa)	Peso específico (kN/m ³)
Brita graduada simples	2 a 6	20 a 70	3,50 (1,9 a 5,6)	0,60 (0,25 a 1,00)	15500 (6300 a 23200)	20,6 (20,0 a 21,1)
Solo laterítico	1 a 7	10 a 90	2,60 (1,0 a 4,0)	0,50 (0,15 a 0,80)	6300 (2700 a 10900)	19,4 (17,1 a 21,6)
Brita graduada tratada com cimento	1 a 7	10 a 90	3,40 (1,7 a 5,3)	0,55 (0,25 a 0,85)	9600 (3100 a 16800)	21,1 (20,5 a 21,4)
Solo-cimento	1 a 7	10 a 90	4,00 (2,0 a 6,5)	0,6 (0,20 a 0,60)	8100 (2200 a 13900)	21,8 (21,3 a 22,2)

A espessura inicial a ser utilizada para cada camada do pavimento poderá ser a determinada através de um método empírico de dimensionamento, como, por exemplo, o atual método empregado pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). A espessura da camada reciclada com cimento será influenciada por características do pavimento original, da dosagem da mistura reciclada com cimento e dos procedimentos construtivos a serem empregados. Destaca-se que a espessura final será função do processo iterativo do método mecanístico-empírico.

3.1.2 Tráfego

O tráfego deverá ser caracterizado através da determinação do número de repetições admissíveis do eixo padrão considerado no país para o período de projeto (N). Assim, deve-se considerar o eixo simples de rodas duplas que transmite uma carga total de 8,2 toneladas ao pavimento, calculado com base nos fatores de equivalência de carga desenvolvidos pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*).

3.1.3 Clima

Os efeitos climáticos também devem ser levados em consideração quando do dimensionamento do pavimento. Por exemplo, sabe-se que a temperatura tem influência no comportamento das misturas asfálticas. Deste modo, as temperaturas previstas para

determinada região podem ajudar na escolha de materiais utilizados na mistura (como o ligante asfáltico) e na previsão de seu comportamento em serviço. Assim, novamente destaca-se a importância de se determinar o módulo dinâmico das misturas asfálticas para diferentes frequências de carregamento e temperaturas.

Outro fator a ser considerado é a umidade das camadas granulares e de solos, incluindo-se o subleito. O comportamento de tais materiais é bastante influenciado pelo seu teor de umidade e o ingresso da água nessas camadas pode comprometer o desempenho do pavimento. Assim, características de precipitações atmosféricas de determinada região podem se tornar bastante importantes, bem como a determinação do módulo de resiliência na compressão triaxial para diferentes condições de umidade.

3.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO E RESPOSTAS DAS CAMADAS

A partir das características dos materiais empregados, da definição das espessuras iniciais para cada camada, bem como da caracterização do tráfego e do clima, realiza-se a análise estrutural do pavimento. Para tal, deve-se empregar um *software* específico para análise de pavimentos, geralmente fundamentado na teoria de multicamadas elásticas.

A análise da estrutura resultará nas respostas do pavimento frente às condições de carregamento, expressas em termos de tensões e deformações em posições críticas que dependem das características de cada camada e material.

Sabe-se que o mecanismo que comanda a degradação de camadas cimentadas em geral, incluindo as recicladas, é o trincamento por fadiga. Também é de conhecimento que tal mecanismo é governado pela deformação de tração (ϵ_t) que se desenvolve na fibra inferior da camada cimentada, ocasionada pela tensão de tração que se concentra na mesma área. Portanto, a resposta crítica da camada reciclada com cimento, que será utilizada na previsão da vida útil da mesma, é a ϵ_t .

3.3 MODELOS DE PREVISÃO

Através das respostas do pavimento, e utilizando-se modelos de previsão específicos para cada material, será possível determinar a vida útil de cada camada do pavimento. Para a camada reciclada com cimento, aconselha-se que sua vida de fadiga seja determinada através do modelo laboratorial apresentado na Equação 1.

$$N_f = a \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_b} \right)^{-SDE} \quad (1)$$

Onde:

- N_f é a vida de fadiga laboratorial da camada reciclada com cimento;
- ε_t é a deformação de tração na fibra inferior da camada reciclada, em $\mu\epsilon$;
- ε_b é a deformação de tração na ruptura da mistura reciclada com cimento, em $\mu\epsilon$;
- a é um parâmetro de regressão determinado experimentalmente através de ensaios de fadiga;
- SDE (*Strain Damage Exponent*) é um parâmetro de regressão determinado experimentalmente através de ensaios de fadiga. Tal parâmetro representa o dano causado à mistura reciclada pela deformação.

3.3.1 Parâmetros de regressão

Os parâmetros de regressão devem, preferencialmente, ser determinados de forma experimental. Deste modo, ensaios de fadiga, aos 28 dias de cura, devem ser realizados para a mistura reciclada com cimento a ser empregada. Entretanto, como a realização de tais ensaios requer equipamentos específicos e, portanto, é pouco trivial, apresentam-se valores de referência para estes parâmetros de regressão (Tabela 3).

Tabela 3: Parâmetros de regressão de fadiga para misturas recicladas com cimento

Material de base	Teor de cimento (%)	Porcentagem de fresado (%)	a	SDE	R²
Brita graduada simples	2	20	2,6E+00	7,3	0,57
		50	4,1E-05	9,2	0,86
		70	1,9E-06	9,9	0,78
	4	20	3,8E-05	9,0	0,81
		50	9,9E-07	11,1	0,85
		70	8,4E-16	15,4	0,56
Solo laterítico	2	20	2,0E-08	11,1	0,88
		50	1,3E-03	6,7	0,89
		70	6,0E-08	7,9	0,57
	4	20	1,0E-04	9,4	0,68
		50	6,0E-09	10,7	0,71
		70	1,0E-22	21,2	0,66

3.3.2 Fator laboratório-campo

Destaca-se que o modelo para previsão da vida de fadiga de camadas recicladas com cimento apresentado neste método é estritamente laboratorial. Na continuidade da pesquisa, nos próximos anos, atenção será dada à calibração de campo deste modelo. Salienta-se que tal calibração é de extrema importância, devido ao fator de escala observado entre os comportamentos de laboratório e de campo.

Para que seja possível definir um fator laboratório-campo que reduza os efeitos de escala, deve-se realizar uma análise conjunta de uma quantidade representativa de dados de ensaios laboratoriais e de monitoramento de pavimentos com camadas recicladas com cimento em serviço, visando identificar adequadamente seus mecanismos de degradação. Contudo, tal processo demanda tempo e mesmo países com elevada tecnologia em pavimentação, como os Estados Unidos, ainda não apresentam uma versão definitiva de modelos de previsão para materiais cimentados.

3.4 VIDA ÚTIL PREVISTA

Conforme apresentado na Figura 1, o processo de dimensionamento mecanístico-empírico é iterativo. Ao final de cada iteração, a vida útil prevista para cada camada do

pavimento deve ser comparada com o número de repetições admissíveis do eixo padrão para o período de projeto definido para o pavimento (N).

Caso a vida útil prevista para determinada camada não seja adequada (inferior a N), deve-se reiniciar o processo apresentado na Figura 1, modificando-se parâmetros de entrada, como, por exemplo, a espessura desta camada. Deste modo, para que o processo iterativo de dimensionamento seja encerrado, a vida útil de todas as camadas deve ser superior a N.

No caso da camada reciclada com adição de cimento, deve-se comparar a vida de fadiga (N_f), determinada através do modelo apresentado na Equação 1, com o número de repetições admissíveis do eixo padrão (N).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Relatório Final de Pesquisa apresentaram-se, de forma concisa, as atividades realizadas durante o período do projeto. Destaca-se que os relatórios semestrais são apresentados nos Apêndices A até F, anexados a este relatório.

Também se apresentou uma resposta para o principal objetivo deste projeto de pesquisa, ou seja, uma proposição de método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos reciclados com adição de cimento.

O método apresentado foi baseado em um número limitado de dados laboratoriais, sendo necessária sua calibração através de novos estudos laboratoriais e de campo. Destaca-se que, mesmo com o fim deste projeto de pesquisa, se dará continuidade ao estudo, visando buscar o aperfeiçoamento do método proposto.

Porto Alegre, 13 de setembro de 2017

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

D'AVILA, V. E. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento: comportamento à flexão de misturas contendo BGTC e fresado asfáltico.** 2015. 82 p. Trabalho de diplomação (Engenharia Civil) – UFRGS, Porto Alegre.

FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FEDRIGO, W. **Dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos com camadas recicladas com cimento.** Tese em andamento (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GRASSIOLI, G. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento: Comportamento mecânico de misturas contendo fresado asfáltico e solo laterítico.** 2017. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – UFRGS, Porto Alegre.

KLEINERT, T. R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

CASTAÑEDA LÓPEZ, M. A. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

KLEINERT, T. R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

APÊNDICE A

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES-			
2. Data do Relatório: Dezembro de 2014	3. Folhas: 55			
4. Título da Pesquisa: “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”				
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)			
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti e Engº Mestrando William Fedrigo. Universidade Federal do Rio Grande do Sul				
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, nos meses de outubro a dezembro de 2014. Destacam-se: a) a realização de reuniões para o planejamento da pesquisa entre técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV); b) c) a seleção dos primeiros materiais (fresados de camadas asfálticas, base de brita graduada e cimento Portland) a serem ensaiados; e d) os primeiros resultados obtidos (composição granulométrica e compactação).				
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.				

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO

2. LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO

3. SELEÇÃO DE MATERIAIS

4. RESULTADOS PARCIAIS

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Em outubro desse ano, deram-se início às seguintes atividades:

- a) Realização de uma reunião no dia 26 de novembro para o detalhamento das etapas seguintes da pesquisa. Dessa reunião, realizada em novembro, em Porto Alegre, participaram técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV), estando ainda presentes pesquisadores do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, parceiro do LAPAV nesta pesquisa, e da ABCP.
- b) Elaboração de uma revisão bibliográfica - a ser ampliada no futuro - sobre características mecânicas de materiais cimentados e métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas desse tipo; e uma análise das normas nacionais sobre reciclagem com cimento, objetivando estabelecer uma base para avaliação de procedimentos construtivos;
- c) Seleção dos primeiros materiais (fresados de camadas asfálticas, base de brita graduada e cimento Portland) a serem ensaiados; e
- d) A realização de ensaios preliminares (composição granulométrica e compactação), cujos resultados são aqui apresentados.

Salienta-se que estas atividades terão continuidade no período de janeiro a 2015, em conformidade com o cronograma físico-financeiro aprovado pela ANTT.

2. LEVANTAMENTO BIBLIOGRÁFICO

Apresenta-se nesta seção uma revisão bibliográfica envolvendo os dois objetivos principais da pesquisa:

- a) A caracterização mecânica de materiais cimentados para emprego em pavimentos, incluindo o comportamento à fadiga, e métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas cimentadas;
- b) Uma análise de normas nacionais sobre reciclagem com cimento, como ferramenta inicial para elucidar dúvidas quanto a procedimentos construtivos de pavimentos com camadas recicladas com cimento.

2.1 MATERIAIS CIMENTADOS PARA PAVIMENTAÇÃO

Muitas pesquisas envolvendo materiais cimentados em geral têm sido realizadas por pesquisadores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Rio Grande do Sul (UFRGS); visando seu emprego como materiais de camadas de rodovias e como camadas de suporte para fundações superficiais.

Destaca-se a tese de doutorado de Ceratti (1991) na qual realizou, de forma pioneira no Brasil, ensaios de fadiga de misturas de solos lateríticos de São Paulo e do Rio Grande do Sul com cimento, desenvolvendo o equipamento para ensaios de flexão de vigotas e utilizando, também, o ensaio de compressão diametral. Partindo do trabalho de Ceratti (1991) foram desenvolvidas mais outras pesquisas envolvendo a estabilização de solos com cal, visando seu uso na pavimentação (Núñez, 1991; Lovato, 2004; Behak, 2013).

2.1.1 Materiais modificados e cimentados

Existem essencialmente duas formas de melhorar as propriedades de solos e materiais granulares tratados com cimento Portland: modificação ou cimentação

Atualmente, os solos tratados com cimento são classificados em modificados ou cimentados de acordo com seu desempenho fundamental sob cargas de tráfego (Jameson, 2013). Segundo Jameson (2013), a *National Association of Australian State Road Authorities* (NAASRA) definiu na *Guide to Stabilization on Roadworks* de 1970 como modificação aquela na qual uma pequena quantidade de aditivo (entre 0,5% e 3% em peso do solo) resulta em um pavimento que pode ser considerado que se comporta como um pavimento “flexível normal”. No entanto, a estabilização produz um material com uma significativa resistência à tração quando compactado e curado.

Na *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks* de 1988 as duas categorias de materiais tratados com cimento foram revisadas (Jameson, 2013). Os materiais modificados são caracterizados como se comportando de modo similar a um material granular para o dimensionamento de pavimentos, enquanto os materiais estabilizados têm a rigidez e a resistência à tração o suficientemente melhorada como para ter uma aplicação prática no enrijecimento do pavimento. Por sua vez, estes materiais estabilizados são categorizadas como fracamente e fortemente cimentados.

Os critérios para definir um material modificado ou estabilizado para camada estrutural de pavimento variam de agência em agência (Little, 1999). Thompson (1970), *apud* Little (1999), definiu como admissível para base estrutural misturas com uma RCS acima de 1050 kPa. Um critério de RCS mínima tipicamente usado pelas diferentes agências de transporte dos Estados Unidos para uso como camada de base ou sub-base está entre 700 kPa e 1400 kPa.

A *Guide to Stabilization on Roadworks* (1970) da NAASRA utilizou critérios de valores de ISC e RCS só para materiais estabilizados para base de pavimentos (Jameson, 2013). Para propósitos de projeto de misturas recomenda um mínimo de RCS aos 7 dias de 700 kPa quando compactado no $\gamma_{dmáx}$ e no teor de umidade ótimo ($w_{ót}$) do ensaio Proctor na energia modificada para materiais de base estabilizados.

Já a *Guide to Stabilization on Roadworks* (1986) da NAASRA assinala que não existe critério definido para delimitar entre material modificado e estabilizado embora limites arbitrários de 80 kPa de RT e de 800 kPa de RCS simples após 7 dias de cura úmida foram sugeridas (Jameson 2013). A revisão da *Guide to Stabilization on Roadworks* (1986), resultante na *Austroads Guide to Stabilization on Roadworks* da 1988, inclui, além de critérios vinculados com a RT e RCS, valores de módulo de resiliência (Mr) dentre 700 MPa e 1500 MPa para ser usados como guia. Propriedades típicas para materiais modificados, fracamente cimentados e fortemente cimentados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 Propriedades típicas para materiais modificados, levemente cimentados e fortemente cimentados
(Fonte: Jameson, 2013)

Material	Espessura de camada (mm)	RCS aos 28 dias (MPa)	Mr (MPa)
Modificado	Para qualquer espessura	$\leq 1,0$	≤ 1500
Fracamente Cimentado	Geralmente ≤ 250	1 – 4	1500 – 2000
Fortemente Cimentado	Geralmente > 250	≥ 4	2000 - 20000

A *Austroads Guide to Pavement Technology* (2002) modifica para acima os valores de RCS propostos pela *Austroads Guide 1988* (Jameson, 2013). Assim para materiais modificados é sugerida uma RCS aos 7 dias de 1 MPa, sendo ampliada para um máximo de RCS aos 28 dias dentre 1,3 MPa e 1,4 MPa. Nesta última *Austroads Guide* se estabelece que um máximo Mr de projeto de 1000 MPa é normalmente adotado para materiais modificados.

Jameson (2013) assinala que um material modificado poderia ter como máximo uma RT de 150 kPa e um máximo de 1000-1200 kPa de RCS, recomendando como conclusão que um material modificado seja definido como aquele que tenha uma RCS indicativa entre 0,7 MPa e 1 MPa aos 28 dias para o $\gamma_{dmáx}$. Embora, Jameson (2013) reconhece que estes valores de resistência indicativos são apenas um indicativo e não assegura que os materiais modificados estejam livres de trincamento de fadiga.

Geralmente, estas especificações são usadas para obras de estabilização in situ, as que são construídas comumente sob tráfego (Jameson, 2013). Este tráfego no início da vida de serviço do pavimento provavelmente causa microfissuras no material modificado e, portanto, reduz os riscos de trincas de fadiga que apresentam os materiais cimentados.

2.1.2 Métodos de dimensionamento de pavimentos

O pavimento é uma estrutura formada por múltiplas camadas destinada técnica e economicamente a resistir no tempo a ação do tráfego de veículos e do meio ambiente, proporcionando condições de rolamento confortáveis e seguras. Assim definido, do mesmo modo que as outras estruturas da engenharia civil o pavimento necessita ser dimensionado de modo de fornecer um nível de serviço aceitável e adequado, para determinados volumes de tráfego e condições ambientais (Theyse et al., 2007).

Os métodos de dimensionamento de pavimentos podem ser classificados em duas categorias. Na primeira estão os métodos empíricos, baseados em informações obtidas a partir da observação do comportamento de pavimentos. Os métodos empíricos usam especificações empíricas, isto é, as propriedades e características dos materiais são avaliadas mediante ensaios simples que relacionam as propriedades de suporte com propriedades físicas dos materiais ou comparando-os com o comportamento de outros materiais similares. São métodos de dimensionamento simples embora só possam ser aplicados dentro dos limites da experiência nos que se baseiam. Extrapolações destas experiências, por exemplo, maiores cargas de eixo, configuração de pneus, materiais não convencionais ou marginais ou diferentes condições ambientais, podem conduzir a grandes erros.

Na segunda categoria, estão os métodos mecanísticos baseados nas propriedades mecânicas propriamente ditas dos materiais sob carga de tráfego e nas diferentes condições do meio ambiente. A vida de serviço pode ser estimada considerando-se valores críticos de tensão e deformação e o desempenho de longo prazo, em função da vida de fadiga e das deformações permanentes.

Ambos os métodos são complementares. Os métodos empíricos necessitam da compreensão teórica para ajudar a estendê-los a diferentes condições, no entanto os métodos mecanísticos requerem de informação empírica para sua calibração. Nenhum

método é ideal por si só, sendo necessária uma combinação dos dois métodos para proporcionar uma base competente de dimensionamento, chamado de método empírico-mecanísitico.

A partir do desenvolvimento dos métodos mecanístico-empíricos, particularmente desde os anos 60, cresceu em importância a obtenção dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos e materiais utilizados em pavimentos, bem como a caracterização na fadiga dos materiais cimentados.

Apesar de indispensável, a caracterização laboratorial de materiais de pavimentos apresenta algumas limitações, sendo o efeito de escala uma delas. Para evitar este inconveniente têm-se utilizado trechos experimentais em rodovias e simuladores de tráfego.

Nos Estados Unidos a partir do ano 1987, iniciou-se, como parte do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) o programa *Long Term Pavement Performance* (LTPP) o qual tem monitorado, pelo período de 20 anos, o desempenho de mais de 2400 seções de pavimentos rígidos e flexíveis, nos Estados Unidos e Canadá. Gerenciado pela *Federal Highway Administration* (FHWA), o LTPP possibilitará aos estados e províncias tomar decisões sobre a vida de serviço, o desempenho e a relação custo-benefício das soluções de dimensionamento e dos programas de manutenção a serem adotados. O Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre (DNIT) tem participado do programa LTPP com o monitoramento de algumas rodovias brasileiras.

2.1.3 Comportamento a deformação elástica de materiais cimentados

O primeiro estudo sistemático de deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem que estabeleceu que o trincamento progressivo dos revestimentos asfáltico se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu usar o termo resiliente ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro. Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações, ou seja, é uma energia potencial.

O módulo de resiliência de materiais é um parâmetro fundamental para o dimensionamento mecanístico ou mecanístico-empírico de pavimentos, sendo considerado como uma medida apropriada da rigidez de materiais de pavimentos (Ahmed e Khalid, 2011). Nestes modelos, o Mr é considerado um módulo de elasticidade, de modo análogo ao módulo de Young, porém, enquanto o segundo é determinado sob carregamento monotônico e sob pequenos deslocamentos, o primeiro é determinado sob a ação de cargas cíclicas.

É sabido que a maioria dos materiais de pavimentação não apresenta comportamento puramente elástico, pois acumulam deformações plásticas após cada aplicação de carga, por menores que sejam. Entretanto, se a carga aplicada for pequena comparada com a resistência do material e for aplicada um grande número de vezes, a deformação decorrente de cada repetição de carga é predominantemente recuperável e proporcional à carga e pode, portanto, ser considerada como elástica (Huang, 1993).

2.1.4 Fadiga de materiais cimentados

Os principais mecanismos de degradação envolvendo materiais cimentados em pavimentos rodoviários são o trincamento por fadiga, deformação permanente (afundamentos localizados ou nas trilhas de roda) e trincamento térmico (Gnanendran e Piratheepan, 2010). A resistência à fadiga é definida como a capacidade de resposta sem surgimentos de trincas significativas às cargas cíclicas, sob as condições ambientais predominantes.

A fadiga dos materiais cimentados é um fenômeno complexo causado pelas sucessivas flexões das camadas do pavimento, produzidas pelas tensões e deformações repetidas, devidas ao tráfego e por fatores ambientais, que resultam no surgimento de trincas e sua propagação (Little e Yusuf, 2001). Estas trincas são consideradas como o mecanismo primário de ruptura de pavimentos com camadas de materiais cimentados. Após seu surgimento as trincas se propagam para cima, e enfraquecem gradualmente o pavimento (Crockford e Little, 1987).

Portanto, as propriedades de fadiga dos materiais cimentados são um importante parâmetro estrutural no dimensionamento de pavimentos. A deformação de tração na fibra inferior da camada de solo cimentado é assumida, no processo de dimensionamento mecanístico, como o parâmetro de controle da fadiga.

Um dos principais objetivos dos métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos é limitar a deformação de tração horizontal máxima e, assim, o trincamento das camadas de materiais cimentados. Os métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos exigem uma caracterização laboratorial dos materiais o mais real possível, das cargas (velocidade, período de repouso entre cargas de tráfego, carga multiaxial, etc.) e condições ambientais (temperatura, cura, etc.). Isto se justifica porque a caracterização laboratorial do desempenho à fadiga dos materiais para as condições locais e as relações de desempenho derivadas dos dados de laboratório são fundamentais para o desenvolvimento dos modelos de previsão de desempenho de campo.

Geralmente é aceito que o número de ciclos de carga de eixo padrão requerido para causar trincas significativas em serviço é muito maior do que o número de ciclos do ensaio de fadiga de laboratório (Baburamani, 1999). Isto é atribuído às diferenças nas condições de carga, incluindo o tipo de veículo e configuração de eixo, período de repouso entre cargas de veículo, intensidade do tráfego, velocidade dos veículos, diferenças entre níveis de compactação atingidos e fatores ambientais tais como variações de temperatura sazonal e gradientes de temperatura diária.

Para levar em conta estas diferenças, funções de transferência (denominados globalmente como fatores laboratório-campo; em inglês *shift factors*, SF) se aplicam às estimativas de vida de fadiga de laboratório.

Observa-se, finalmente, que os fatores que afetam o desempenho à fadiga de materiais cimentados se relacionam com as propriedades que afetam sua rigidez à flexão (grau de compactação, tempo de cura, tipo de solo, tipo e teor de estabilizante, espessura da camada, etc.) e com o método do ensaio.

2.1.4.1 Ensaios de Fadiga

Os ensaios de fadiga em laboratório permitem estimar a vida de fadiga sob cargas cíclicas é um critério apropriado para predizer a vida de fadiga da camada estabilizada na estrutura do pavimento (Crockford e Little, 1987). Nos modelos mecanísticos, a deformação ou tensão inicial e a vida de fadiga apresentam uma boa lei de relação (Monismith, 1966). Os ensaios de fadiga são conduzidos com vários níveis de tensão-deformação, e os números de ciclos de carga para causar a ruptura (física ou estipulada por algum critério) de corpos-de-prova servem como base de avaliação do desempenho do pavimento.

Vários métodos de ensaio têm sido desenvolvidos para caracterizar as propriedades de fadiga dos materiais. Geralmente, ensaios de flexão simples de vigotas de seção retangular carregadas em três pontos (Epps e Monismith, 1969) e de tração por compressão diametral (Said, 1997) são usados.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos envolvendo materiais cimentados são geralmente baseados na rigidez flexural dos mesmos, determinada mediante ensaios de vigota (AUSTROADS, 2004; NCHRP, 2004a). Entretanto, devido às dificuldades na preparação e manipulação dessas vigotas, particularmente quando são empregados baixos teores de estabilizante, o ensaio de tração por compressão diametral tem sido sugerido como alternativa econômica e confiável para caracterização da rigidez destes materiais (Gnanderan e Piratheepan, 2010).

Padrões de carga de forma de pulso senoidal, semi-seno-verso, quadrado e triangular, com ou sem período de repouso, têm sido usados para simular os pulsos de carga de tráfego de campo (Baburamani, 1999), sendo os dois primeiros padrões os mais comumente utilizados.

Os ensaios de fadiga podem ser realizados a tensão controlada, onde a magnitude da carga é mantida constante ao longo do ensaio, ou deformação controlada, onde a magnitude do deslocamento é mantida constante. O ensaio de flexão de vigota é um exemplo típico de ensaio de deformação controlada, enquanto o ensaio de tração por compressão diametral é um típico ensaio de carga controlada.

Como resultado da aplicação de uma carga cíclica constante, a magnitude do deslocamento aumenta até atingir o dobro da magnitude inicial, ou seja, quando a

rigidez à flexão é reduzida à metade do valor inicial (Baburamani, 1999). No ensaio a deformação controlada, a força necessária para manter o nível de deformação inicial decresce gradualmente após o início da formação da trinca, enquanto a rigidez flexural da mistura diminui efetivamente.

Os ensaios a tensão controlada são mais severos do que os ensaios a deformação controlada e a energia é absorvida mais rapidamente. A energia inicial dissipada por ciclo é elevada e a taxa de dissipação de energia é mais rápida no modo de tensão controlada (Baburamani, 1999). Mesmo assim, os ensaios de tensão controlada são amplamente usados para materiais estabilizados porque reproduzem melhor as condições do tráfego e, portanto, são mais adequados para deduzir os modelos empregados no dimensionamento de fadiga (Khalid, 2000).

Para simular os períodos de carga e não carga do tráfego veicular, um período de repouso entre cargas é introduzido nos ensaios de fadiga. Como é muito difícil estabelecer tempos de carga realistas e tempos de repouso entre passagens de eixos de veículos, como aproximação, os pesquisadores têm introduzido no laboratório tempos de repouso, que variam de 1 a 100 vezes o tempo de carga.

O período de repouso pode ser introduzido seja com cargas intermitentes ou cargas descontínuas (de la Roche et al., 1994). Na carga intermitente, cada ciclo de carga é seguido por um período de repouso, o qual é múltiplo da duração do ciclo de carga. Na carga descontínua, uma carga é aplicada em forma continua por um período de tempo e é seguida por um tempo de repouso, durante o qual o corpo-de-prova é mantido sob as condições do ensaio embora sem carga. A condição de carga intermitente é mais próxima à condição de serviço.

Os períodos de repouso entre cargas sucessivas incrementam a vida de fadiga tanto no modo de tensão controlada como no de deformação controlada. Bonnaure et al. (1982) relatam que os períodos de repouso resulta em maior incremento de vida de fadiga no modo de tensão controlada do que deformação controlada. Nessa pesquisa foram ensaiadas vigotas de misturas betuminosas no tipo flexão em três pontos, com frequência de 40 Hz sob carga senoidal.

Outra forma de se definir a vida de fadiga é mediante a medida da energia liberada pelo material durante o ensaio, chamado de método de razão de energia (Gnanendran e Piratheepan, 2010). A razão de energia (RE) é definida pela equação 1.

$$RE = \frac{W_o}{\left(\frac{W_n}{N} \right)} \quad (1)$$

sendo:

N: Número de ciclos de carga

W_o: Energia dissipada por ciclo ao início do ensaio

W_n: Energia dissipada no n-ésimo ciclo

Gnanendran e Piratheepan (2010), usando o método da razão de energia, definiram o número de ciclos de carga na fadiga como o correspondente à máxima razão de energia da curva de número de cargas em função da razão de energia.

Os autores determinaram uma vida de fadiga praticamente igual usando os dois critérios de ruptura, isto é o número de ciclos correspondente a 50% de redução de rigidez e à razão de energia máxima. Gnanendran e Piratheepan (2010) concluíram que, para o caso pesquisado de uma brita estabilizada com escória de cal¹, os dois critérios de ruptura renderam quase a mesma vida de fadiga.

Williams (1986) afirma que as maiores limitações do ensaio de tração por compressão indireta é que se baseia em suposições não realistas quanto ao comportamento dos materiais sob carga e o procedimento do ensaio não simula o comportamento da camada de base sob carga de tráfego. Além disso, a máxima carga aplicada à amostra é geralmente governada pela resistência à propagação da trinca no entorno das trincas formadas pelos mecanismos de distribuição das cargas da equipe mais do que pela própria carga induzida de tração.

Raad (1976) demonstrou que os diferentes procedimentos de ensaio de resistência resultam em valores de resistência diferentes, devido a que o módulo de elasticidade de materiais cimentados não é o mesmo na tração. O próprio autor assinala que a resistência à flexão determinada em ensaios de vigota, usando a teoria de viga simples e assumindo que a característica tensão-deformação do material ensaiado é elástico linear com igual módulo na tração e compressão, pode ser o dobro da resistência real, dependendo da geometria da vigota, a razão entre as resistências à compressão e tração e o grau de fixação ao suporte e pontos de aplicação da carga.

¹ A inclusão de algumas pesquisas envolvendo a estabilização com cal se deve à semelhança entre as formas dos modelos de fadiga.

Gonzalez et al. (2010) pesquisaram o comportamento à fadiga de diferentes materiais da Austrália estabilizados com cimento. Para tal, foram ensaiados corpos-de-prova com diferentes tempos de cura (mínimo de 5 meses) na flexão em 4 pontos. O nível de deformação ou tensão aplicado aos corpos-de-prova foi tal que a vida de fadiga variasse entre 10^3 e 10^6 ciclos de carga. A ruptura nos ensaios de fadiga foi definida como o número de ciclos de carga necessários para reduzir o módulo à metade.

Em todos os ensaios de fadiga das misturas cimentadas os autores observaram uma rápida redução dos módulos desde o início do ensaio até aproximadamente 5000 a 10000 ciclos de carga. Após esta fase inicial de “condicionamento”, os módulos diminuíram com baixa taxa de redução. Para as amostras que romperam após 1000 a 1000000 de ciclos, foi observado um ponto de inflexão quando os módulos atingiram aproximadamente 80% dos módulos iniciais. Depois deste ponto observou-se redução acelerada do módulo e os corpos-de-prova romperam após aproximadamente 65000 ciclos de carga adicionais.

2.1.4.2 Modelos de Fadiga de Materiais Cimentados

A ruptura causada por flexão sob cargas repetidas, que se expressam na fadiga das misturas betuminosas em pavimentos rodoviários é um problema conhecido desde 1948 (Hveem e Carmany, 1948). Contudo, as pesquisas de fadiga de materiais cimentados são muito escassas e ainda muito mais em materiais fracamente cimentados (Gnanderan e Piratheepan, 2010).

Little e Yusuf (2001) determinaram aumentos de vida de fadiga de 900% a 30000% em pavimentos com camada de revestimento de CBUQ quando subleitos de solos típicos da Mississipi, Estados Unidos, foram estabilizados com 4 a 6% de cal.

Os modelos de fadiga para misturas betuminosas foram inicialmente expressos em termos de deformação de tração inicial (ϵ_t) ou tensão aplicada (σ_t) como indicam os modelos 2 e 3 (Monismith, 1981; Pell e Cooper, 1975).

$$N_f = k \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^l \quad (2)$$

$$N_f = m \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^n \quad (3)$$

onde:

Nf: Número de ciclos de carga na ruptura de fadiga

k, l, m, n: Parâmetros dos modelos

O desempenho à fadiga é afetado não só pela deformação ou tensão, mas também pelo módulo de rigidez. Finn et al. (1986) propuseram o modelo (4) para concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), no qual E é o módulo de rigidez dinâmico do CBUQ e p, q e r são parâmetros do modelo.

$$N_f = p \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^q (E)^r \quad (4)$$

Uma das primeiras pesquisas sobre características de fadiga de materiais estabilizados com cimento foi conduzida por Larsen e Nussbaum (1967). Seu estudo procurou simular as condições de carga no pavimento, mediante ensaios de vigotas de solo-cimento sobre um subleito simulado composto de chapas de neoprene. Variando o número de chapas simularam variações na capacidade suporte do subleito. Larsen e Nussbaum (1967) selecionaram o raio de curvatura de vigotas sob carregamento como a resposta básica usada para caracterizar o comportamento observado. O modelo de fadiga foi o (5):

$$\frac{R_c}{R} = aN^{-b} \quad (5)$$

onde:

Rc: Raio de curvatura crítico, raio de curvatura que causa a ruptura devido a uma aplicação de carga

R: Raio de curvatura inicial da vigota testada sob carga de ensaio de fadiga

N: Número de aplicações de carga na ruptura

a, b: Parâmetros do modelo

A ruptura foi definida como o desenvolvimento de trincas visíveis.

Gnanendran e Piratheepan (2010) estabelecem uma relação da vida de fadiga (N_f) com a deformação de tração máxima, em microstrains ($\mu\epsilon$), para o ciclo inicial e o módulo de rigidez dinâmico (MRD) para o caso de uma brita estabilizada com 3 a 5% de escória de cal, sendo esta última uma mistura de escória de alto forno (um pó fino branco residual da produção de aço e ferro) e cal hidratada em uma razão 85/15 por peso seco (modelo 2.19). Os corpos-de-prova foram ensaiados à tração por compressão diametral com frequência de 3 Hz, após 28 dias de cura.

$$N_f = MRD \left[-52,07 \cdot \mu\epsilon \cdot 10^{(-0,0000586MRD)} + 10^3 \right] \quad (6)$$

O MRD foi determinado a partir dos ensaios de tração por compressão diametral cíclica realizado a diferentes níveis de carga máxima mediante o modelo (7), proposto por Gnanendran e Piratheepan (2008):

$$MRD = \frac{1000(P - k_1 b)(v + 0,27)}{t\delta} + k_2 b \quad (7)$$

onde:

b: Teor de estabilizante em porcentagem

P: Carga (kN)

k_1, k_2 : Parâmetros do modelo

δ : Deformação de tração horizontal (mm)

v : Coeficiente de Poisson

t: Espessura do corpo-de-prova (mm).

O comportamento à fadiga flexural de materiais estabilizados é comumente expressa em termos da relação entre a razão de tensões (S) e o número de ciclos de carga à ruptura de fadiga (Swanson e Thompson, 1967). A razão de tensões é usualmente obtida normalizando a tensão aplicada pela resistência à flexão. O NCHRP (2004b) apresenta o modelo (8), que relaciona o número de ciclos à ruptura e a razão de tensões de flexão obtida em ensaios de flexão de vigotas para misturas estabilizadas quimicamente.

$$N_f = 10^{\left\{ \left[0,972\beta_{c1} - \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{MR}} \right) \right] / 0,0825\beta_{c2} \right\}} \quad (8)$$

onde:

N_f : Número de repetições de carga para trincamento por fadiga da mistura estabilizada quimicamente

σ_t : Tensão de tração máxima induzida pelo tráfego na fibra inferior da camada estabilizada

σ_{MR} : Módulo de ruptura (resistência flexural) aos 28 dias

β_{c1} e β_{c2} : Fatores de calibração de campo

Este modelo é similar ao modelo de fadiga de Swanson e Thompson (1967) proposto com base em ensaios de flexão de vigotas de misturas de solo estabilizado com cal (modelo 9).

$$S = 0,923 - 0,058 \cdot \log N_f \quad (9)$$

Outra expressão semelhante foi determinada por Gnanendran e Piratheepan (2010) mediante ensaios de tração por compressão diametral de misturas de brita com 3 a 5% de escória de cal (modelo 10).

$$S = 0,98 - 0,060 \cdot \log N_f \quad (R^2 = 0,5578) \quad (10)$$

Gnanendran e Piratheepan (2010) definiram outro modelo mais significativo com um melhor ajuste para uma faixa de razão de tensões entre 0,5 e 0,75, o qual seria segundo os autores mais confiável para estimativa de vida de fadiga de materiais cimentados (modelo 11).

$$S = 0,726 - 4,873 \times 10^{-8} \cdot N_f \quad (R^2 = 0,823) \quad (11)$$

Gnanendran e Piratheepan (2010) definiram a razão entre deformações (S_ε) como sendo o quociente entre a deformação de tração inicial máxima no ensaio de tração por compressão diametral cíclica e a deformação na ruptura correspondente ao ensaio de tração por compressão diametral monotônica. Usando esta razão obtiveram o modelo (12) com a vida de fadiga (N_f) para a brita estabilizada com de escória de cal.

$$S_\varepsilon = 0,713 - 8,109 \times 10^{-8} \cdot N_f \quad (R^2 = 0,9148) \quad (12)$$

Este último modelo proposto tem maior significância estatística, e os autores concluíram que seria mais confiável para a determinação da vida de fadiga de materiais cimentados que o modelo (11), baseado na razão de tensões.

O método Francês de dimensionamento de pavimentos descrito por Arellano e Thompson (1998), é baseado no cálculo das tensões ou deslocamentos causados por uma carga unitária típica. A máxima tensão que causa a ruptura da estrutura é determinada e comparada com os limites admissíveis para o material e determinado nível de tráfego.

Para materiais cimentados, o método Francês indica que a tensão admissível (σ) para um número estimado de ciclos N e uma resistência à flexão medida (σ_o) em MPa pode ser escrita como no modelo (13).

$$\sigma = k_4 \cdot (k_1 - k_3) \cdot \sigma_o \quad (13)$$

O coeficiente k_1 é a medida da variação da tensão admissível com o número de ciclos, sendo dado por:

$$k_1 = 1 - \beta \cdot \log N$$

O coeficiente k_3 considera o risco assumido e é determinado por:

$$k_3 = t \cdot b \cdot \delta$$

onde:

t: Quintil da curva normal correspondente ao nível de risco R

b: Declividade da reta de fadiga (em um gráfico log-log)

d: Desvio padrão de dispersão

O coeficiente k_4 leva em conta as diferenças entre os ensaios de laboratório e o comportamento de campo. Um valor médio de 1,5 é tipicamente usado para materiais cimentados.

Ceratti (1991), realizando ensaios de fadiga de flexão de vigotas e de compressão diametral em misturas de solos lateríticos de São Paulo e do Rio Grande do Sul com cimento, determinou modelos para os seis tipos de solos usados na pesquisa apresentados em 14 a 19.

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,86}{-2,20}\right)} \text{ Solo 1 (Solo SW segundo a classificação SUCS)} \quad (14)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,26}{-1,28}\right)} \text{ Solo 2 (Solo SP segundo a classificação SUCS)} \quad (15)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,55}{-1,45}\right)} \text{ Solo 3 (Solo CL segundo a classificação SUCS)} \quad (16)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,74}{-1,30}\right)} \text{ Solo 4 (Solo CL segundo a classificação SUCS)} \quad (17)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,13}{-0,58}\right)} \text{ Solo 5 (Solo SC segundo a classificação SUCS)} \quad (18)$$

$$N = 10^{\left(\frac{\varepsilon_t - 1,69}{-2,00}\right)} \text{ Solo 6 (Solo SM segundo a classificação SUCS)} \quad (19)$$

onde:

ε_t : Deformação específica de tração

Balbo (1993) propôs um modelo de quatro camadas para cálculo de tensões de tração na flexão na fibra inferior de uma camada de brita graduada tratada com cimento. O modelo balizou-se por ensaios dinâmicos de compressão diametral para amostras de granulometria de agregado na faixa B do DER-SP, teor de cimento de 4% em peso, umidade de moldagem 1,5% abaixo da umidade ótima de compactação na energia modificada. Os ensaios, realizados no modo de tensão controlada, resultaram no modelo (20) de fadiga para brita graduada tratada com cimento.

$$N = 10^{17,137 - 19,608SR} \quad (20)$$

onde:

SR: Razão de tensões

Método de Dimensionamento Mecanístico da República da África do Sul

Os materiais cimentados podem apresentar dois modos de ruptura, chamadas de fadiga efetiva (*cracking*) e esmagamento (*crushing*) (De Beer, 1990). Os parâmetros críticos para materiais cimentados são a deformação de tração máxima (ε_t) na fibra inferior da camada, controlando a vida de fadiga efetiva, e a tensão de compressão vertical (σ_v) no topo da camada cimentada, controlando a vida de esmagamento (Theyse et al., 1996). O conceito de esmagamento em camadas levemente cimentadas foi introduzido em base nas observações feitas com ensaios acelerados de pavimentos com simulador de tráfego, sendo substituído o critério de fadiga original para camadas cimentadas pelo critério de fadiga efetiva (De Beer, 1990).

Dois conceitos estão envolvidos na previsão de vida de fadiga no SAMDM. O primeiro é prever a vida de fadiga do material de cada camada individual e, o segundo, a vida do pavimento última é prevista para o sistema de camadas. Cada material apresenta um único modo de ruptura associado a parâmetros críticos calculados em pontos específicos da estrutura do pavimento sob carga. As funções de transferência brindam a relação entre o valor do parâmetro crítico e o número de aplicações de carga que pode ser suportado para o valor do parâmetro crítico, antes que o material particular rompa. A primeira versão do SAMDM incluía funções de transferência para início de trincas de materiais cimentados (Theyse et al., 1996).

O Método de Dimensionamento Mecanístico da República da África do Sul (*South African Mechanistic Design Method*, SAMDM), desenvolvido nos anos 70 do século passado, introduz um mecanismo de comportamento de longo prazo de uma camada fracamente cimentada na estrutura do pavimento descrito mediante três fases diferentes de vida de fadiga (Theyse et al., 1996):

- Fase de pré-trincamento
- Fase de vida de fadiga efetiva
- Fase granular equivalente

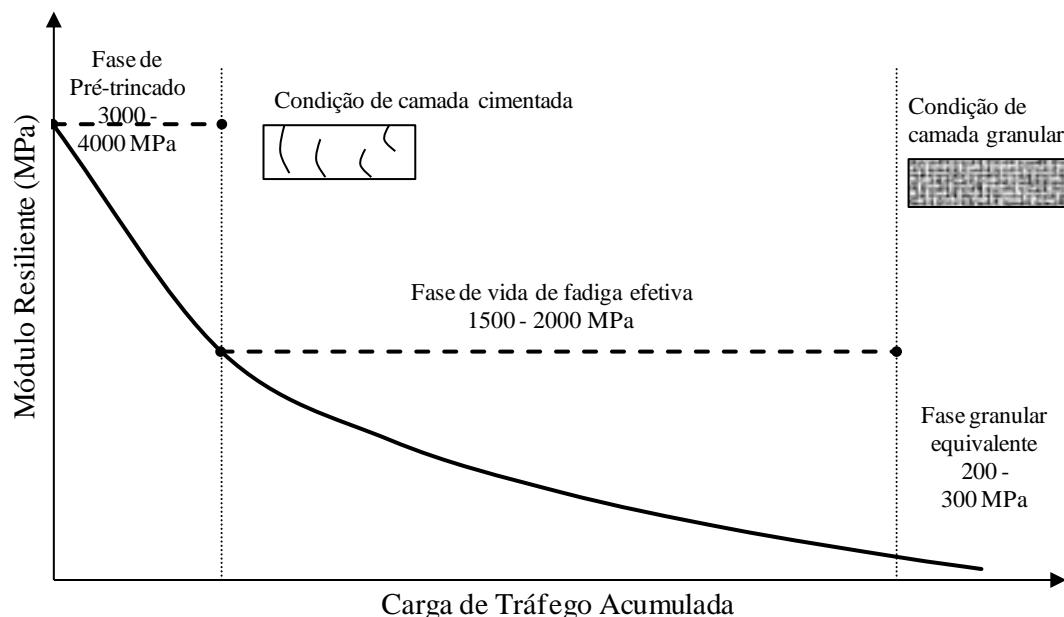


Figura 1 Comportamento a longo prazo de materiais levemente cimentados
(Fonte: Theyse et al., 1996)

Para materiais levemente cimentados, Theyse et al. (1996) indicam que durante a fase de pré-trincamento o M_r da camada seria da ordem de 3000 a 4000 MPa e que a camada age como se fosse uma placa de dimensões várias vezes maior do que a espessura da camada. Sob carga de tráfego, os valores iniciais de módulo diminuem rapidamente desde a fase de pré-trincamento até o início da fase de vida efetiva de fadiga onde seriam da ordem de 1500 a 2000 MPa. Na fase de vida de fadiga efetiva ocorre a fratura da camada em grandes blocos, de dimensões de aproximadamente uma a cinco vezes a espessura da camada, até partículas menores do que a espessura da camada. Após esta fase, o material cimentado se comporta como uma camada granular, por isso chamada de “fase granular equivalente”, na qual os módulos são da ordem de 200 a 300 MPa.

Theyse et al. (1996) notaram que a fase de pré-trincamento é relativamente curta se comparada com as outras duas fases, sendo, portanto, desconsiderada no SAMDM. As fases de vida de fadiga efetiva e “granular equivalente” são usadas pelo SAMDM para calcular a vida da camada da camada cimentada.

Embora as mudanças no comportamento do material cimentado ocorram gradualmente com o tempo, elas são modeladas no SAMDM como fases sucessivas (Theyse et al., 1996). O M_r da camada cimentada é modelado como um valor constante durante cada fase, com mudança súbita ao final de cada fase.

A análise estrutural é feita utilizando modelos baseados na Teoria da Elasticidade aplicada a sistemas de camadas múltiplas. O carregamento no dimensionamento de pavimentos na República da África do Sul é um semi-eixo com rodas duplas de 40 kN, espaçadas de 350 mm entre os centros e pressão de contato, considerada uniforme, de 520 kPa.

As funções de transferência de fadiga efetiva de materiais cimentados do SAMDM não permitem a análise para diferentes espessuras de camada, sendo necessário introduzir um fator de forma laboratório-campo (SF) para considerar camadas mais espessas.

Funções de transferência são dadas para duas condições de esmagamento: início de esmagamento para uma deformação de aproximadamente 2 mm no topo da camada e esmagamento avançado para uma deformação de 10 mm e extenso trincamento do material cimentado.

A máxima deformação de tração horizontal na fibra inferior da camada asfáltica e cimentada é usada como parâmetro crítico na determinação da vida de fadiga.

Theyse e Muthen (2000) apresentam os modelos 21 a 24 para estimativa de vida de fadiga efetiva (N_{ef}) de materiais cimentados como função da deformação de tração (ε) e a deformação á ruptura (ε_b), para diferentes casos de rodovias.

$$N_{ef} = 10^{6,72 \left(1 - \frac{\varepsilon}{7,49\varepsilon_b} \right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (21)$$

$$N_{ef} = 10^{6,84 \left(1 - \frac{\varepsilon}{7,63\varepsilon_b} \right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (22)$$

$$N_{ef} = 10^{6,87 \left(1 - \frac{\varepsilon}{7,66\varepsilon_b} \right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (23)$$

$$N_{ef} = 10^{7,06 \left(1 - \frac{\varepsilon}{7,86\varepsilon_b} \right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (24)$$

A descrição da categoria de estrada é mostrada na Tabela 2. No entanto, em ausência de valores de ε_b o SAMDM recomenda o uso dos valores indicados na Tabela 3.

Tabela 2 Categorias de estradas
(Fonte: Theyse e Muthen, 2000)

Categoria de Estrada	Descrição
A	Rodovias interurbanas e Estradas interurbanas principais
B	Coletores interurbanos e Estradas rurais principais
C	Estradas rurais
D	Estradas rurais fracamente movimentadas

Tabela 3 Valores recomendados de deformação na ruptura de materiais cimentados pelo SAMDM

Código	Material	ε_b ($\mu\varepsilon$)	RCS (MPa)
C1	Brita ou pedregulho cimentado	145	6 – 12
C2	Brita ou pedregulho cimentado	120	3 – 6
C3	Pedregulho cimentado	125	1,5 – 3
C4	Pedregulho cimentado	145	0,75 – 1,5

Os modelos 25 a 28 permitem estimar o início de esmagamento (N_{ci}) e os modelos 29 a 32 fornecem as vidas correspondentes ao esmagamento avançado (N_{ca}) de materiais cimentados, em função da tensão vertical (σ_v) e a RCS (Theyse e Muthen, 2000).

$$N_{ci} = 10^{7,386 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,09RCS} \right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (25)$$

$$N_{ci} = 10^{7,506 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,10RCS} \right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (26)$$

$$N_{ci} = 10^{7,706 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,13RCS} \right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (27)$$

$$N_{ci} = 10^{8,516 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,21RCS} \right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (28)$$

$$N_{ca} = 10^{8,064 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,19RCS} \right)} \text{ para estrada categoria A} \quad (29)$$

$$N_{ca} = 10^{8,184 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,20RCS} \right)} \text{ para estrada categoria B} \quad (30)$$

$$N_{ca} = 10^{8,384 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,23RCS} \right)} \text{ para estrada categoria C} \quad (31)$$

$$N_{ca} = 10^{8,894 \left(1 - \frac{\sigma_v}{1,31RCS} \right)} \text{ para estrada categoria D} \quad (32)$$

Theyse et al. (2007), na sua revisão do SAMDM, antecipam que os parâmetros de resposta crítica para o modelo de dano de deformação plástica de materiais cimentados será a razão entre a tensão de trabalho e a resistência limite do material, o que demandará calibração do modelo de resistência limite do material estabilizado, incluindo o tipo e teor de cimento e provavelmente a densidade do material. Por enquanto, só estão disponibilizados dados suficientes para a calibração do modelo para a condição de 28 dias de cura.

A *Guide to the Design of Roads Pavements* da Austroads da Austrália e Nova Zelândia adotou o mesmo modelo de fases de vida de fadiga do SAMDM (Gonzalez et al., 2010). As fases de pré-trincamento e fadiga efetiva são combinadas no termo fase de vida de pré-trincamento. A vida de pós-trincamento é somente considerada quando a camada cimentada é coberta com uma camada asfáltica de mais de 175 mm de espessura para minimizar a possibilidade da reflexão de trincas através da camada de revestimento (Gonzalez et al., 2010).

Segundo Otte (1978) acima de certa condição de carga crítica, correspondente a 35% da resistência e 25% da deformação à ruptura, iniciam as micro-trincas e a perda de ligação entre os agregados e a matriz do material fino e o agente cimentante, acumulam-se deformações permanentes e o comportamento tensão-deformação torna-se não-linear e não-elástico.

Pretorius (1970) pesquisou, nos Estados Unidos, a história de deformações de um solo estabilizado com cimento e constatou que o nível de deformação induzido por uma carga dada permanece relativamente constante durante a maior parte da vida de fadiga, embora aumente antes da ruptura. Pretorius (1970) apresentou o modelo (33) para estimativa de vida de fadiga em função da deformação inicial em microstrains ($\mu\epsilon$).

$$N = \left(\frac{142}{\mu\epsilon} \right)^{20,3} \quad (33)$$

onde:

N: Número de repetições de deformação de tração na fibra inferior da camada cimentada antes da ruptura de fadiga, quando o nível desta deformação é microstrain ($\mu\epsilon$)

Baran e Aubrey (1978) assumiram como válido o modelo (33) para módulos de material maiores de 10000 MPa. Walker et al. (1977) encontraram uma relação entre a deformação na ruptura e os módulos para cascalhos alterados tratados com cimento. Baran e Aubrey (1978), usando a relação de Pretorius (1970), definiram um nível de deformação admissível de $72 \mu\epsilon$ para 10^6 repetições, o qual, segundo as curvas de Walker et al. (1977), correspondia a 65% da deformação na ruptura para materiais com rigidez maior de 10000 MPa. Esta razão entre a deformação na ruptura admissível para 10^6 ciclos e a deformação na ruptura de 0,65 foi adotada como aplicável a materiais com módulos inferiores de 2000 MPa.

Angell (1988) relatou que a relação para materiais com módulo de 2000, 5000 e superiores a 10000 MPa é da forma do modelo (34), com valores de K dados na Tabela 4.

$$N = \left(\frac{K}{\mu \varepsilon} \right)^{12} \quad (34)$$

Tabela 4 Valores de K em função dos módulos de materiais cimentados
(Fonte: Angell, 1988)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	259
5000	244
≥ 10000	152

Finalmente o Método de Dimensionamento de Pavimentos da Austroads (*Austroads Pavement Design Guide*) nas versões de 1987 e 1992 adotaram a relação de desempenho dada pelo modelo 2.48 (Jameson, 2010).

$$N = \left(\frac{K}{\mu \varepsilon} \right)^{18} \quad (35)$$

A constante K depende da rigidez do material como é indicado na Tabela 5.

Tabela 5 Valores da constante K em função do módulo do material cimentado
(Fonte: Jameson, 2010)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	280
5000	200
10000	150

Jameson et al. (1992) desenvolveram uma pesquisa de desempenho de fadiga de britas tratadas com 3% de cimento. O estudo incluía ensaios de laboratório de flexão cíclica de vigotas de três pontos e de carga acelerada usando simulador de tráfego, ao longo de uma estrada da Mulgrave, Melbourne. Os corpos-de-prova para os ensaios de laboratório foram coletados dos trechos de pavimento após 12 meses de cura e a vida de fadiga foi definida como o número de ciclos para o qual o módulo caia à metade do valor inicial.

Jameson et al. (1992) aplicaram mais de 2 milhões de ciclos de carga acelerada em 14 trechos experimentais usando cargas de rodas duplas de 40 kN, 60 kN e 80 kN. Para desenvolver os modelos de fadiga os módulos das camadas foram retroanalisados a partir de medidas de deflexão com *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e as deformações iniciais sob carga aplicada foram calculadas empregando esses módulos.

A partir dos resultados dessa pesquisa, Jameson et al. (1992) obtiveram o (36) para estimativa de vida de fadiga para a brita estabilizada com cimento.

$$N = \left(\frac{382}{\mu\varepsilon} \right)^{7,43} \quad (36)$$

A deformação de ruptura média das vigotas de campo foi de $600 \mu\varepsilon$, no entanto para vigotas compactadas no laboratório a média foi de $145 \mu\varepsilon$. Segundo Jameson (2010) estas elevadas deformações de ruptura das vigotas de campo envelhecidas sugerem que os resultados de fadiga podem ter sido influenciados pelas formação de micro-trincas.

Na construção de novos materiais cimentados de pavimento, com uma camada de revestimento asfáltico de pelo menos 175 mm de espessura a *Austroads Guide* (Jameson, 2010) assume que quando o material cimentado está esmagado, as trincas não refletem imediatamente na superfície e o pavimento tem uma vida de serviço de pós-trincamento. Para tais pavimentos não são a extensão e severidade do esmagamento do material cimentado as que determinam a vida de fadiga do pavimento, e sim a vida da camada de revestimento asfáltico.

Ainda para este tipo de pavimento, baseado nos resultados achados e considerando os impactos da espessura do pavimento, a VicRoads da Austrália adotou o modelo (37) (Jameson, 2010).

$$N = RF \left[\frac{14100}{\mu\varepsilon E^{0,351}} \right]^8 \quad (37)$$

onde:

N: Número de ciclos de carga admissíveis

$\mu\varepsilon$: Deformação de tração horizontal máxima (microstrain)

E: Módulo do material cimentado (MPa)

RF: Fator de confiabilidade

Para pavimentos com camadas de revestimento asfáltica sobre o material cimentado menor de 175 mm a *Austroads Guide* (Jameson, 2010) assume que quando o material cimentado está fissurado, as trincas refletem imediatamente na superfície. A vida de fadiga deste tipo de pavimento é relacionada com a severidade e extensão do trincamento na camada de revestimento. Para obter relações de vida de fadiga para este tipo de pavimentos, a vida de fadiga foi relacionada ao surgimento de trincas superficiais finas (1,0 m/m² de severidade de trincas).

Uma relação de fadiga (modelo 38), que não inclui o módulo, foi estabelecida para este tipo de pavimentos pela *Austroads* (Jameson, 2010).

$$N = \left(\frac{433}{\mu\varepsilon} \right)^{9,18} \quad (38)$$

onde:

N: Número admissível de repetições de carga

$\mu\varepsilon$: Máxima deformação de tração horizontal (microstrain)

Em 1994 um ensaio acelerado foi realizado adjacente à rodovia de Monaro, Cooma New South Wales, para avaliar o desempenho da estabilização usando diferentes agentes estabilizadores (Jameson et al., 1995). Um pedregulho granítico foi estabilizado com 5% de um estabilizante conformado de 85% de uma escória granulada de solo e 15% de cal hidratada. Cinco experiências foram realizadas em pavimentos com camadas estabilizadas de 250 mm, 300 mm e 360 mm de espessura.

O relato conclui que a relação de vida de fadiga de 18^a potência da *Austroads* geralmente superestima a vida de fadiga do material ensaiado, enquanto as relações de 12^a potência e 8^a potência fornecem melhor o desempenho. Com base em todos os resultados, a *Austroads* substituiu o modelo (35) pelo modelo (39) (Jameson, 2010). A constante K depende da rigidez do material como é indicado na Tabela 2.7.

$$N = \left(\frac{K}{\mu\varepsilon} \right)^{12} \quad (39)$$

Tabela 6 Novos valores da constante K em função do módulo do material cimentado
(Fonte: Jameson, 2010)

Módulo do Material Cimentado (MPa)	K
2000	440
3500	350
5000	310
10000	260
15000	240

Na *Austroads Pavement Design Guide* (AUSTROADS, 2004), baseada nos fatores K da Tabela 6, apresenta o modelo de fadiga (40), válido para camadas cimentadas com módulos entre 2000 MPa e 10000 MPa.

$$N = RF \left[\frac{\left(113000 / E^{0.804} \right) + 191}{\mu\varepsilon} \right]^{12} \quad (40)$$

onde:

N: Número admissível de repetições de carga para a ruptura de fadiga

$\mu\varepsilon$: Deformação de tração (microstrain)

E: Módulo do material cimentado (MPa)

RF: Fator de confiabilidade da vida de fadiga do material cimentado

A *Austroads* recomenda o uso dos valores de fator de confiabilidade (RF) para fadiga de materiais cimentados dados pela Tabela 7.

Tabela 7 Fatores de confiabilidade recomendados para fadiga de materiais cimentados pela Austroads
(Fonte: Gray et al., 2011)

Confiabilidade de Dimensionamento Desejada				
80%	85%	90%	95%	97,5%
4,7	3,3	2,0	1,0	0,5

Como na Austrália existia pouca informação sobre a vida de fadiga em serviço de materiais cimentados, a *Austroads* (2004) recomendou a realização de ensaios de laboratório neste tipo de materiais.

Gonzalez et al. (2010), pesquisando o comportamento à fadiga de diferentes solos da Austrália estabilizados com cimento, analisaram diferentes formas de relação de fadiga para estabelecer a mais apropriada para materiais cimentados. A análise foi realizada a partir dos dados de ensaios de fadiga de flexão de vigotas em 4 pontos. Os autores constataram que as relações baseadas na deformação estimam melhor a vida de fadiga de materiais cimentados do que as baseadas nas tensões. Dentre estas relações, a que inclui a razão de deformação, definida como a relação entre a deformação inicial ($\mu\varepsilon$) e a deformação para 95% da carga de ruptura ($\mu\varepsilon_b$), fornece uma estimativa razoável da vida de fadiga, sendo que a exclusão do módulo (como ocorre na relação da *Austroads*, 2004) não compromete significativamente a acurácia das previsões. Assim, uma relação adequada para estimativa de vida de fadiga seria dada pelo modelo (41).

$$N = b \cdot \left(\frac{\mu\varepsilon_b}{\mu\varepsilon} \right)^a \quad (41)$$

onde:

N: Número de ciclos de carga á fadiga (redução do módulo inicial à metade)

$\mu\varepsilon$: deformação elástica inicial (microstrains)

$\mu\varepsilon_b$: deformação para 95% da carga de ruptura (microstrains)

a, b: parâmetros do modelo

Para as misturas de solo-cimento pesquisadas por Gonzalez et al. (2010), o valor do parâmetro (a) relacionado com o dano variou entre 14 e 26, com um valor médio de 22.

Mais do que a deformação inicial, considera-se que a razão de deformação para 10^6 ciclos de carga reproduz mais precisamente o comportamento do material do pavimento (Gonzalez et al., 2010). Baseado neste critério de desempenho e adotando um valor conservador de expoente de dano (parâmetro a) igual a 12, Gonzalez et al. (2010) deduziram o modelo (42) para estimativa de vida de fadiga de materiais cimentados.

$$N = 3,38 \cdot \left(\frac{\mu \varepsilon_b}{\mu \varepsilon} \right)^{12} \quad (42)$$

Jameson (2010) salienta ter sido observada em pesquisas da *Austroads* menor dependência da vida de fadiga com relação à deformação em amostras coletadas in situ do que em amostras compactadas em laboratório. Além disso, as vigotas extraídas no campo apresentaram módulos menores que a maioria das vigotas moldadas no laboratório e deformações de ruptura muito maiores. Uma possível explicação para estas diferenças é a extensão das microfissuras. Tais microfissuras podem ser por retração e/ou por cargas aplicadas durante a construção da camada estabilizada ou do pavimento sobrejacente.

2.1.5 Conclusões

Para revisar os métodos de dimensionamento da *Austroads Guide*, Jameson (2010) assinala que é necessário pesquisar para acordar a definição da condição de materiais cimentados e do final da vida de fadiga, melhorar a compreensão das causas das características significativamente diferentes dos corpos-de-prova manufaturados no laboratório e as amostras coletadas das estradas, desenvolver um método de ajuste dos módulos medidos de corpos-de-prova compactados e curados no laboratório para definir módulos de dimensionamento, refletindo o módulo de serviço inicial das áreas de pavimento antes de atingir a condição terminal de manutenção requerida, desenvolver um método de dimensionamento para utilizar dados de fadiga medidos em corpos-de-prova compactados e curados no laboratório e desenvolver uma relação de fadiga aplicável às áreas de pavimento mais susceptíveis de fadiga.

Tais questões são as que se procuram avançar nesta pesquisa, particularmente quanto ao desenvolvimento de modelos de estimativa de vida fadiga de materiais modificados ou

cimentados com cimento, sendo as pesquisas envolvendo este tipo de materiais ainda escassas.

A abordagem mecanístico-empírica é de fundamental importância para o melhor entendimento do desempenho de solos modificados ou cimentados como camadas de pavimentos. Para isso, é necessário desenvolver experiências com pistas aceleradas ou trechos experimentais em verdadeira grandeza para poder validar os modelos de laboratório ou aprimorá-los com uso de fatores de forma laboratório-campo.

2.2 PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS: REVISÃO DE NORMAS TÉCNICAS NACIONAIS

Como um dos objetivos desta pesquisa é elucidar dúvidas sobre procedimentos construtivos envolvendo reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland, convém apresentar uma breve revisão da literatura científica. Neste 1º relatório, apresentam-se a analisam-se diferenças entre normas nacionais.

As normas técnicas existentes no país a cerca da reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland são especificações de serviço desenvolvidas pelos Departamentos de Estradas de Rodagem dos estados do Paraná e de São Paulo e pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Essas especificações são listadas abaixo:

- a) DER-PR ES-P 33/05 – Pavimentação: Reciclagem de pavimento in situ com adição de cimento (DER-PR, 2005);
- b) DER-SP ET-DE-P00/035 – Reciclagem de pavimento asfáltico in situ com cimento e brita (DER-SP, 2006);
- c) DNIT 167/2013-ES – Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos in situ com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço (DNIT, 2013).

Existem divergências em itens importantes no processo de reciclagem do pavimento descrito em cada uma das especificações acima citadas, as principais diferenças são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 Principais divergências entre as especificações nacionais sobre reciclagem com cimento

Item analisado	Especificação de serviço		
	DER-PR ES- P 33/05	DER-SP ET-DE-P00/035	DNIT 167/2013-ES
Profundidade de corte mínima atingida pela reciclagem (cm)	Não estabelece	12	30
Teor máximo de material fresado do revestimento asfáltico (%)	Não estabelece	Não estabelece	50
Energia de compactação	Intermediária	Intermediária	Modificada
Grau de compactação mínimo em campo (%)	100	100	98
Tolerância para o teor de umidade ótima em campo (%)	± 1	- 2 e + 1	Não estabelece
Resistência à compressão simples aos 7 dias de cura (MPa)	3,5 a 8	Não estabelece	2,1 a 2,5
Resistência à tração por compressão diametral aos 7 dias de cura (MPa)	Não estabelece	Não estabelece	0,25 a 0,35
Liberação ao tráfego da camada reciclada	Após 7 dias de cura	Após salgamento, desde que a camada apresente resistência compatível com a solicitação das cargas	Após salgamento, durante 3 a 7 dias, para que eventuais deficiências possam ser verificadas e sanadas

Além dos itens apresentados na Tabela 8, ainda existem diferenças quanto à faixa granulométrica de trabalho à qual deve ser enquadrada a composição granulométrica do material reciclado. Os Departamentos de Estradas de Rodagem de São Paulo e do Paraná utilizam os mesmos limites para a faixa granulométrica de trabalho. Já o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes trabalha com duas faixas granulométricas distintas, e menciona que a granulometria do material reciclado deve ser densa e bem graduada. Os limites para as faixas granulométricas citadas são apresentados na Tabela 9 e na Figura 2.

Tabela 9 Limites das faixas granulométricas propostas pelas especificações nacionais

Peneira (mm)	Limites DNIT (%)				Limites DER-SP e DER-PR (%)			
	Faixa I		Faixa II					
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima				
50,8	100	100	100	100	-	-		
38,1	-	-	-	-	100	100		
25,4	75	90	100	100	-	-		
9,5	40	75	50	85	-	-		
4,75	30	60	35	65	50	100		
2,36	20	45	25	50	-	-		
0,425	15	30	15	30	15	100		
0,075	5	15	5	15	5	100		

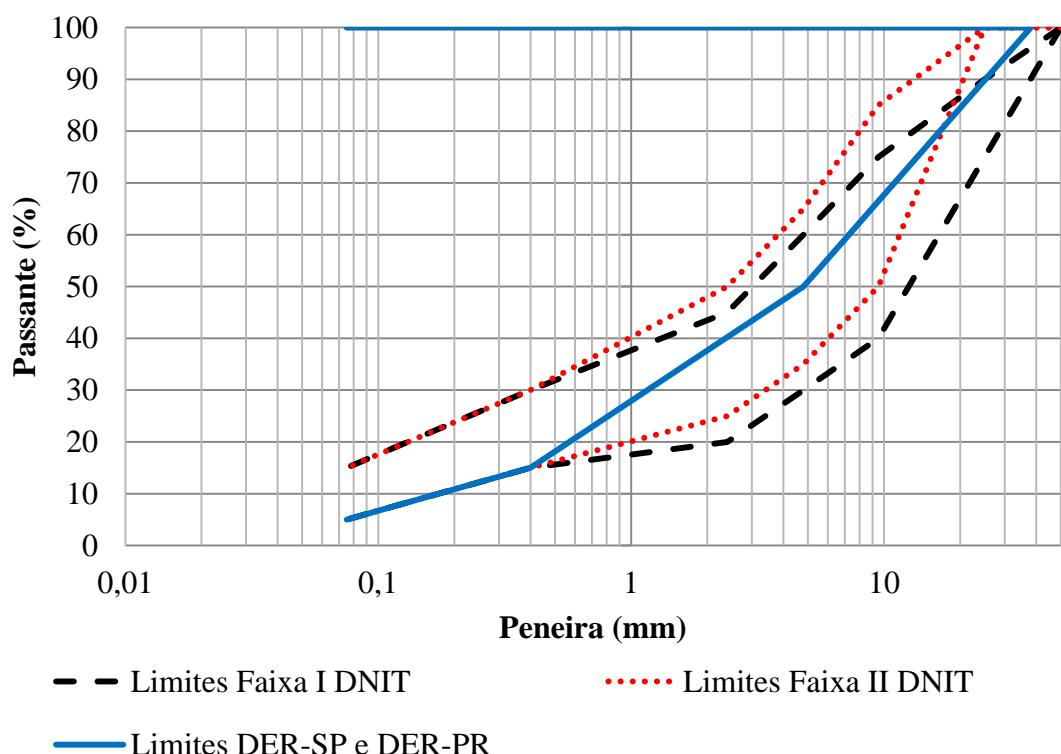


Figura 2 Faixas granulométricas para reciclagem com cimento citados pelas normas nacionais

2.2.1 Processo Executivo

Assim como em outras técnicas de reciclagem de pavimentos a frio, a reciclagem com adição de cimento Portland pode ser realizada tanto no próprio local (*in situ*) como em usina. A seguir são apresentados os processos executivos empregados em cada um desses procedimentos.

2.2.1.1 *In situ*

Com base nas especificações citadas anteriormente (DER-PR, 2005; DER-SP, 2006; DNIT, 2013), a seguir é apresentada uma descrição concisa do processo executivo da reciclagem de pavimentos com adição de cimento realizada *in situ*.

Inicia-se o processo com a coleta de amostras de campo para elaboração do projeto de dosagem em laboratório. Após a definição do projeto de dosagem, deve-se realizar um trecho experimental para verificação do desempenho do material reciclado. Nesta etapa, devem ser definidos os tipos de equipamentos utilizados e a técnica de compactação mais adequada. Outra consideração antes do início da reciclagem com cimento é que a temperatura ambiente à sombra deve estar entre 5 e 35 °C e não deve haver possibilidade de chuva.

A realização do espalhamento do agregado adicional sobre o pavimento a ser reciclado (caso seja necessária correção granulométrica da mistura) é realizada preferencialmente com emprego de distribuidor de agregados, porém, caso não seja possível, é admitido o emprego de motoniveladora.

A etapa seguinte é o espalhamento do cimento sobre o pavimento existente, isto pode ser realizado na forma seca ou em forma de lama (ou pasta). Caso o espalhamento seja realizado na forma seca, é indicado o emprego de distribuidor de aglomerante hidráulico (Figura 3) ou, desde que se garanta a homogeneidade da taxa de cimento, é admitido espalhamento manual. Neste caso, o controle da taxa de cimento pode ser realizado através da utilização de bandejas com área e peso conhecidos. Optando-se pelo espalhamento na forma de lama, o mesmo pode ser realizado diretamente sobre o pavimento existente ou através de injeção no interior do tambor de reciclagem da

máquina recicladora. A grande vantagem deste método é que não existe a preocupação de eventual perda de cimento na forma de pó.

Com a conclusão dessas etapas, acontece a passagem do trem de reciclagem, composto pela máquina recicladora, caminhão tanque para abastecê-la com água (positionado à frente da mesma), rolos necessários para a compactação e motoniveladora.



Figura 3 Distribuição do cimento sobre o pavimento através de distribuidor de aglomerante hidráulico

No decorrer da passagem da máquina recicladora (Figura 4), o material do pavimento existente é triturado na profundidade definida em projeto e misturado com os materiais adicionais e água, como apresentado no esquema da Figura 5. Na mesma figura é mostrado o sentido de deslocamento da máquina e de giro do cilindro de corte. A quantidade de água adicionada é a necessária para que se atinja a umidade ótima da mistura (obtida através de ensaios de compactação) e é calculada a partir da umidade do material em campo, geralmente de forma expedita (como, por exemplo, através do método da frigideira).



Figura 4 Máquina recicladora a frio (modelo Wirtgen WR 2500 S)

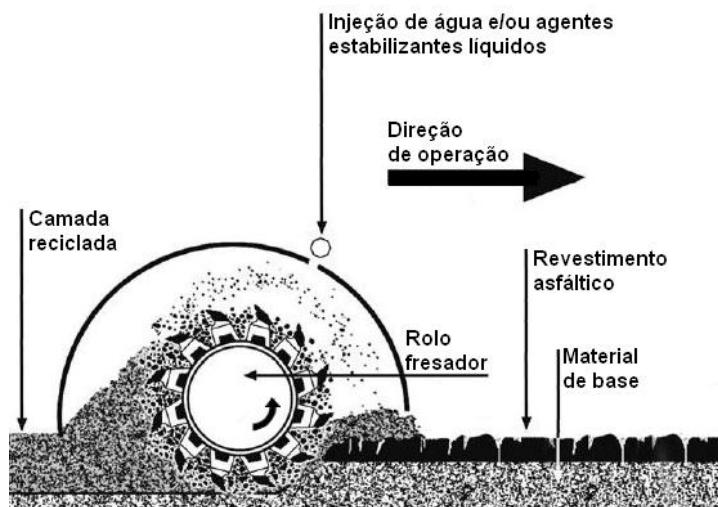


Figura 5 Configuração do rolo fresador/misturador
(fonte: baseado em PCA, 2005)

Deve-se ter atenção especial no controle das velocidades tanto da máquina recicladora quanto da rotação do cilindro de corte, pois elas têm influência direta sobre a granulometria do material triturado. Uma imagem das ferramentas de corte do cilindro, chamadas de *bits*, é apresentada na Figura 6.



Figura 6 Cilindro e bits de corte de uma recicladora
(fonte: Wirtgen, 2007)

A própria recicladora realiza a conformação da mistura reciclada sobre a pista (Figura 7) e, logo em seguida, realiza-se uma pré-compactação com emprego de rolos pé-de-carneiro para confinar a camada e evitar perdas de umidade à medida que a recicladora avança. Após a pré-compactação, efetua-se a conformação geométrica inicial da camada através do emprego de motoniveladora.



Figura 7 Conformação da mistura reciclada sobre a pista

Em seguida, ocorre a etapa de compactação final, onde atuam rolos vibratórios lisos e rolos pneumáticos com pressão regulável para que se atinja o grau de compactação mínimo definido em projeto. O controle do grau de compactação em campo, geralmente, é realizado através do método do frasco de areia.

No final do processo de compactação realiza-se o acerto final da superfície, de acordo com o projeto geométrico. Nesta etapa, a motoniveladora deve atuar exclusivamente em operação de corte, não sendo aceita a correção de depressões pela adição de material.

Na sequência, a camada reciclada recebe uma pintura de cura para evitar a evaporação da água, por meio de aplicação de emulsão asfáltica diluída em água. Por fim, em caso de liberação imediata da pista ao tráfego, deve-se aplicar um salgamento sobre a pintura de cura (areia ou pó de pedra) para oferecer proteção mecânica à base reciclada. Ambos os procedimentos são apresentados na Figura 8.



(a)



(b)

Figura 8 Proteção da camada reciclada: (a) pintura de cura e (b) salgamento

2.2.1.2 *Em usina*

No caso da reciclagem do pavimento com incorporação de cimento ser realizada em usina (Figura 9), o material do pavimento existente é fresado a frio, transportado e estocado próximo à usina, que geralmente é móvel e está instalada nas proximidades da obra, e então é introduzido no misturador, que produz uma mistura homogênea e de alta qualidade. A mistura reciclada é finalmente carregada em caminhões e transportada para o local onde será aplicada (Wirtgen, 2007).



Figura 9 Usina de reciclagem a frio para realização do processo com adição de cimento
(modelo Wirtgen KMA 200)
(fonte: Wirtgen, 2007)

Na Figura 10 é apresentado um esquema que demonstra o funcionamento de uma usina móvel de reciclagem a frio, a qual conta com um sistema controlado por um microprocessador que monitora com alto grau de precisão a adição de materiais e de cimento no interior da câmara de mistura (Wirtgen, 2007).

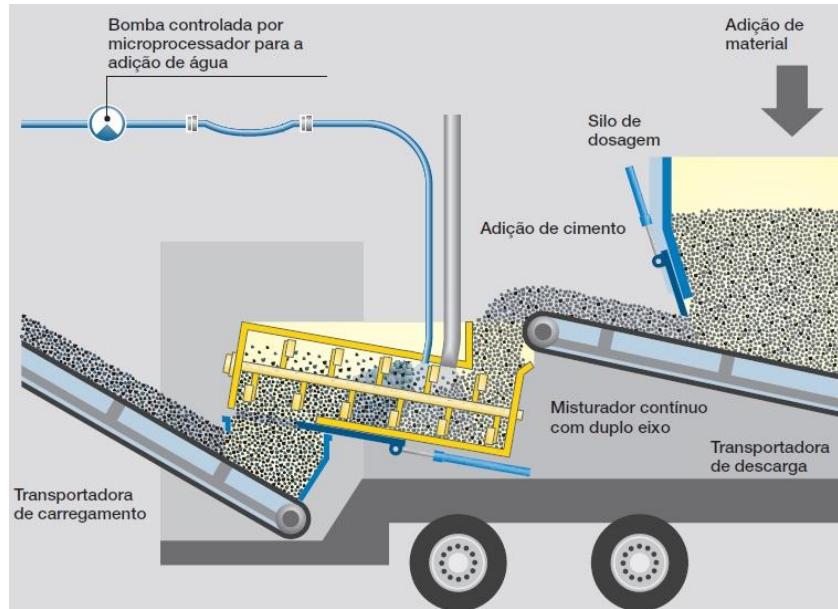


Figura 10 Processo de funcionamento de uma usina móvel de reciclagem a frio com cimento
 (fonte: Wirtgen, 2007)

As considerações que antecedem a realização da técnica in situ também são válidas para a reciclagem em usina, assim como os procedimentos de compactação, acabamento, liberação ao tráfego e controle de qualidade.

3. SELEÇÃO DE MATERIAIS

A pesquisa prevê a utilização de materiais de diversas localidades do país, sendo eles: brita graduada simples (BGS), solo-cimento, brita graduada tratada com cimento (BGTC) e cascalhos lateríticos. Busca-se, assim, envolver os principais materiais de base empregados em pavimentos brasileiros. Entretanto, até o momento, foram utilizados materiais provenientes da rodovia RSC-453. Observa-se que os mesmos materiais já vem sendo usados em outra pesquisa aprovada pela ANTT, com participação do LAPAV e da concessionária ECO 101. Contudo esta última pesquisa tem objetivos diferentes, e complementares, dos objetivos da pesquisa CCR-LAPAV.

3.1 MATERIAIS ORIUNDOS DO PAVIMENTO DA RODOVIA RSC-453

Os materiais foram coletados no km 151 + 800 m da rodovia estadual RSC-453, em um trecho compreendido entre o município de Caxias do Sul e o distrito de Lajeado Grande, pertencente ao município de São Francisco de Paula, no estado do Rio Grande do Sul. A coleta foi realizada durante a reciclagem da rodovia citada, com auxílio de uma máquina recicladora modelo Wirtgen WR 2500 S.

3.1.1 Fresado Asfáltico e Brita Graduada

Primeiramente, triturou-se o revestimento asfáltico na espessura de 5 cm para extração deste material fresado. Em seguida, recolheu-se no mesmo local amostra da base de brita graduada simples (BGS) na profundidade de 15 cm abaixo do revestimento. A Figura 11 mostra o procedimento de coleta dos materiais, a máquina recicladora utilizada e a medição da espessura coletada da camada. É possível visualizar imagens das amostras de material fresado do revestimento e brita graduada simples na Figura 12.



Figura 11 Coleta dos materiais: (a) realização da coleta com auxílio da máquina recicladora e (b) medição da espessura coletada da camada



Figura 12 Amostra dos materiais: (a) fresado e (b) brita graduada

3.1.2 Cimento

O cimento escolhido para realização dos ensaios foi o tipo CP II E, de classe de resistência intermediária (classe 32), devido ao fato deste tipo de cimento ser o mais utilizado no país e de existirem diversas experiências de utilização de tal tipo de cimento em serviços de reciclagem de pavimentos.

Além disso os cimentos compostos do tipo CP II e com classe de resistência intermediária são os mais indicados para a execução da reciclagem (Paiva *et al.*, 2013).

3.2 MÉTODOS

Neste item são apresentados os procedimentos usados na caracterização dos materiais, na composição das misturas e nos ensaios de laboratório. Os procedimentos aqui descritos serão utilizados também para outros materiais que venham a fazer parte da pesquisa.

Lembra-se que, anteriormente a todos os ensaios realizados, com o intuito de reduzir a amostra de material coletada da rodovia RSC-453 mantendo sua representatividade, realiza-se o quarteamento dos materiais conforme a norma DNER-PRO 199/96 (DNIT, 1996).

3.2.1 Caracterização dos Materiais

A caracterização dos materiais utilizados foi realizada a partir de ensaios de análise granulométrica e determinação do teor de ligante asfáltico do material fresado proveniente do revestimento, descritos a seguir.

3.2.1.1 *Análise granulométrica*

Para caracterização da granulometria do fresado e da brita graduada foram realizados ensaios de peneiramento, seguindo as instruções e utilizando os equipamentos descritos no método de ensaio DNER-ME 083 (DNIT, 1998a). As peneiras utilizadas foram todas as apresentadas na especificação de material DNER-EM 035 (DNIT, 1995).

Foram ensaiadas 3 amostras de 10 kg de cada material (fresado e BGS), o tamanho da amostra foi definido a partir da dimensão máxima característica dos materiais (25 mm). O ensaio foi realizado fazendo-se movimentos horizontais, verticais e circulares das peneiras, então se realizou a pesagem do material retido em cada peneira. A partir da massa retida em cada peneira e através do procedimento de cálculo descrito no método de ensaio, traçaram-se as curvas granulométricas dos materiais.

3.2.1.2 Determinação do teor de ligante asfáltico do material fresado

O teor de ligante asfáltico do material fresado do revestimento foi determinado através da utilização do extrator por refluxo, de acordo com o método de ensaio DAER/RS-EL 213/01 (DAER, 2001).

Para realização do ensaio, foram separadas duas amostras de aproximadamente 250 g, obtidas a partir do quarteamento de uma amostra de 1000 g. Então, foram confeccionados dois cones de papel filtro, os quais tiveram suas massas secas medidas e foram colocados no interior dos cones de tela que fazem parte da estrutura do extrator por refluxo. Em seguida, as amostras foram colocadas nos cones e estes, por sua vez, no interior da estrutura do extrator por refluxo (Figura 13), onde permaneceram até que o solvente passante pelos cones estivesse transparente. O solvente utilizado na realização do ensaio foi o tricloroetileno.



Figura 13 Estrutura do aparelho extrator por refluxo

A partir das massas inicial e final das amostras, determinou-se o teor de ligante do fresado. Também foi determinada a curva granulométrica do material após a extração do ligante asfáltico.

3.2.1.2 Definição das misturas de brita graduada e material fresado

Foram definidas duas misturas de brita graduada e fresado para realização dos ensaios subsequentes. A primeira delas é composta por 80% de brita graduada e 20% de material fresado, esta mistura foi adotada devido ao fato de reproduzir a reciclagem de um pavimento com uma camada pouco espessa de revestimento asfáltico. Já a segunda mistura tem uma composição formada por frações de 50% de cada um dos materiais citados, sendo que sua escolha se deve às várias fontes da literatura que relatam um valor de 50% como o limite para a porcentagem de material fresado na mistura, dentre estas fontes estão a norma sobre reciclagem com cimento do DNIT (2013a) e o guia de reciclagem da PCA (2005). Ainda espera-se estudar uma terceira mistura, com 70% de material fresado, para verificar a influência de tal material empregado em teor acima do limite sugerido pelas especificações acima citadas.

A partir da curva granulométrica e da quantidade de cada material (fresado e BGS) foi possível determinar as curvas granulométricas das duas misturas. As curvas granulométricas das misturas se enquadram na faixa granulométrica adequada para reciclagem com cimento proposta pelo manual de reciclagem a frio da Wirtgen (2012), esta faixa tem seus limites apresentados na Tabela 11, localizada no item 2.2.2.6. A faixa granulométrica proposta pela Wirtgen foi adotada pelo fato de seu manual ser considerado uma referência no meio da reciclagem a frio de pavimentos.

3.2.1.3 Compactação

A massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{smáx}$) e o teor de umidade ótimo (ω_{ot}) das misturas acrescidas de cimento foram obtidos através de ensaios de compactação, executados seguindo os métodos prescritos no método de ensaio DNIT-ME 164 (DNIT, 2013b).

Foram utilizados 3 teores de cimento (2%, 4% e 6%), adicionados sobre o peso seco da mistura de fresado mais BGS. Esses teores foram escolhidos visando o estudo de materiais levemente e fortemente cimentados, seguindo a classificação da Austroads (2002).

Na compactação das misturas com 2% de cimento utilizou-se energia equivalente à modificada de Proctor, já para as misturas com teor igual a 6% de cimento, utilizou-se energia equivalente à intermediária de Proctor. A escolha de tais energias de

compactação foi devido ao fato da resistência de materiais estabilizados com um teor baixo de cimento sofrer grande influência do intertravamento das partículas, o que não ocorre para materiais com adição elevada de cimento, onde a resistência é governada quase que exclusivamente pela coesão gerada pelo cimento. Partindo deste princípio, para efeito comparativo, as misturas com adição de 4% de cimento foram compactadas com as duas energias propostas. A Tabela 10 resume as combinações de misturas e energias utilizadas nos ensaios de compactação, nela também são apresentados códigos que serão utilizados na apresentação dos resultados para facilitar a apresentação dos resultados.

Tabela 101 Resumo das combinações de misturas e energias utilizadas nos ensaios

Cimento (%)	Fresado (%)	Energia	Código
2	20	Modificada	2-20-MOD
2	50	Modificada	2-50-MOD
4	20	Modificada	4-20-MOD
4	50	Modificada	4-50-MOD
4	20	Intermediária	4-20-INT
4	50	Intermediária	4-50-INT
6	20	Intermediária	6-20-INT
6	50	Intermediária	6-50-INT

Os ensaios foram executados tanto com cilindro quanto soquete grande, utilizados no ensaio de Proctor, sendo realizada a medição e pesagem do cilindro antes do início dos ensaios. As amostras de BGS e fresado eram secas ao ar e as misturas realizadas manualmente. O teor de umidade inicial utilizado variou para cada uma das misturas estudadas, esta umidade sendo aumentada no valor de um ponto percentual para cada um dos pontos realizados no ensaio. Depois da medição da massa de cada ponto do ensaio, era retirada uma amostra do interior do cilindro e colocada em estufa para determinação da umidade.

Por fim, eram traçadas as curvas de compactação (a partir das combinações utilizadas, foram obtidas 8 curvas de compactação) e definidos os valores de massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{s\max}$) e teor de umidade ótima (ω_{ot}).

4 RESULTADOS PARCIAIS

Neste item são apresentados os resultados preliminares obtidos por Fedrigo (2014), que até o momento dizem respeito à etapa de caracterização dos materiais. Lembra-se que, até o momento, realizaram-se estudos apenas com um material de base, brita graduada simples (BGS). Além disso, analisam-se preliminarmente os resultados obtidos até o momento.

Alguns destes resultados foram apresentados e discutidos em reunião realizada no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), da UFRGS, em Porto Alegre, no dia 26 de novembro de 2014.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste item são apresentados os resultados obtidos a partir da caracterização da brita graduada simples e do revestimento asfáltico fresado provenientes da rodovia RSC-453. Primeiramente, são apresentadas as distribuições granulométricas dos materiais e, em seguida, a porcentagem de teor de ligante asfáltico extraída do material fresado.

4.1.1 Análise granulométrica

A Figura 13 apresenta as curvas granulométricas da brita graduada simples e do material fresado. Pode-se observar que ambos os materiais possuem granulometria bem graduada, o que é comprovado pelos coeficientes de não uniformidade (quando maior que 6, a granulometria é considerada bem graduada) e coeficientes de curvatura (quando o valor obtido estiver entre 1 e 3, a granulometria é considerada bem graduada, ou contínua) apresentados na Tabela 11.

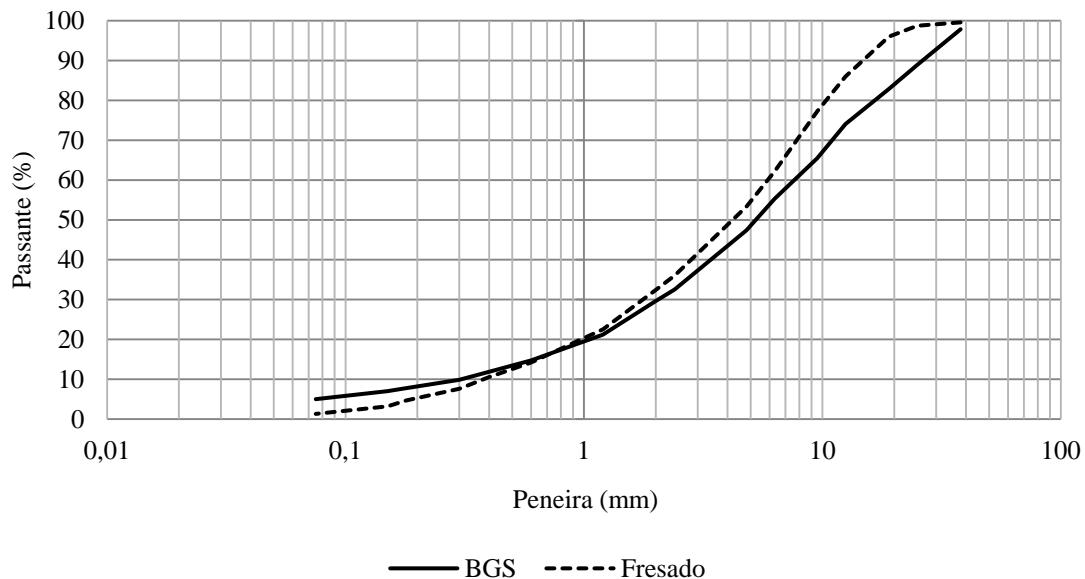


Figura 1 Curvas granulométricas dos materiais

Tabela 11 CNU e CC das curvas granulométricas dos materiais

Material	BGS	Fresado
Coeficiente de não uniformidade	25	15
Coeficiente de curvatura	1,8	1,2

4.1.2 Teor de ligante asfáltico do material fresado

A porcentagem de teor de ligante asfáltico extraído do material fresado (média de duas amostras ensaiadas) foi igual a 4,16%. As curvas granulométricas do fresado antes e após a extração do ligante asfáltico são apresentadas na Figura 14.

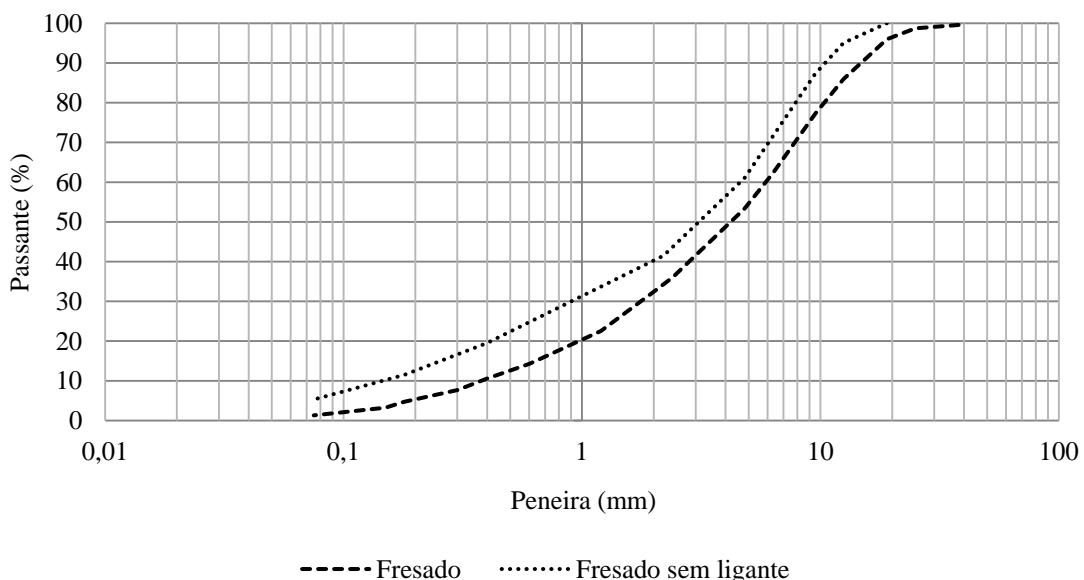


Figura 2 Curvas granulométricas do fresado antes e após a extração do ligante

4.2 DEFINIÇÃO DAS MISTURAS DE BGS E FRESADO

Até o momento, foram estudadas misturas com cimento e com 20% e 50% de material fresado. As curvas granulométricas das duas misturas de brita graduada e material fresado são apresentadas na Figura 15, assim como a faixa granulométrica indicada para reciclagem com cimento definida pelo manual da Wirtgen (2012). Pode-se verificar que ambas as curvas se enquadram nos limites da faixa citada. Além disso, os valores de CNU e CC das duas curvas são muito próximos (cerca de 19 e 1,7, respectivamente) e ambos definem as curvas como bem graduadas, o que é considerado ideal pela literatura.

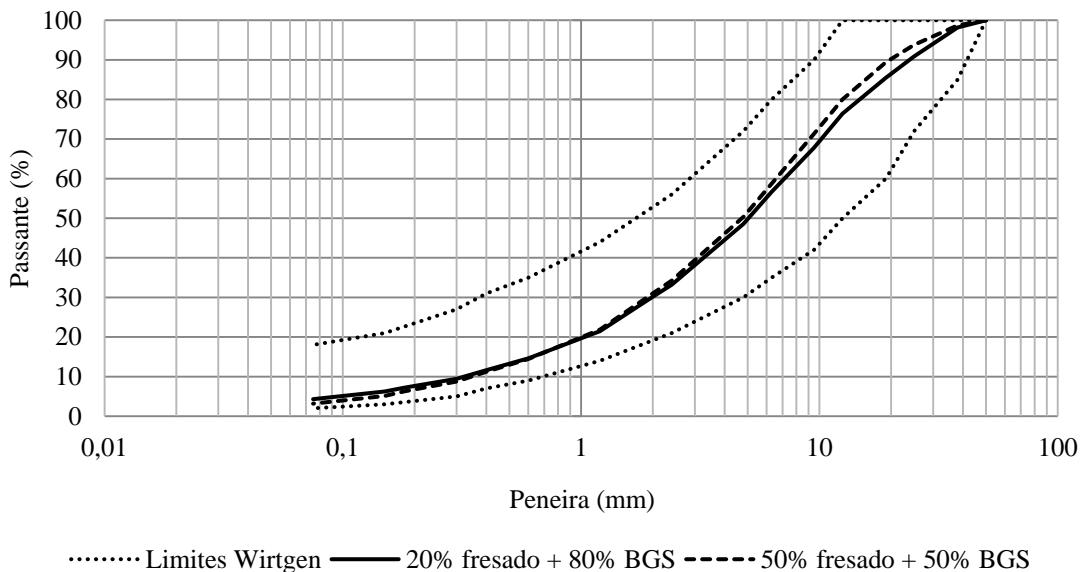


Figura 35 Curvas granulométricas das misturas enquadradas aos limites da Wirtgen

4.2.1 Compactação

Os ensaios de compactação envolvendo as várias combinações de teores de cimento, porcentagens de material fresado e energias de compactação resultaram em 8 curvas de compactação. Essas curvas são apresentadas nas Figuras 16 e 17, para as energias modificada e intermediária, respectivamente. Na Figura 18, é possível verificar-se o efeito da energia de compactação sobre as mesmas misturas com teor de cimento igual a 4%, já na Figura 21, são apresentadas todas as curvas de compactação obtidas. Para facilitar a apresentação dos resultados, a Tabela 22 mostra os parâmetros de compactação obtidos a partir de cada curva. Observa-se que são utilizados os códigos introduzidos na Tabela 13 para identificar as combinações.

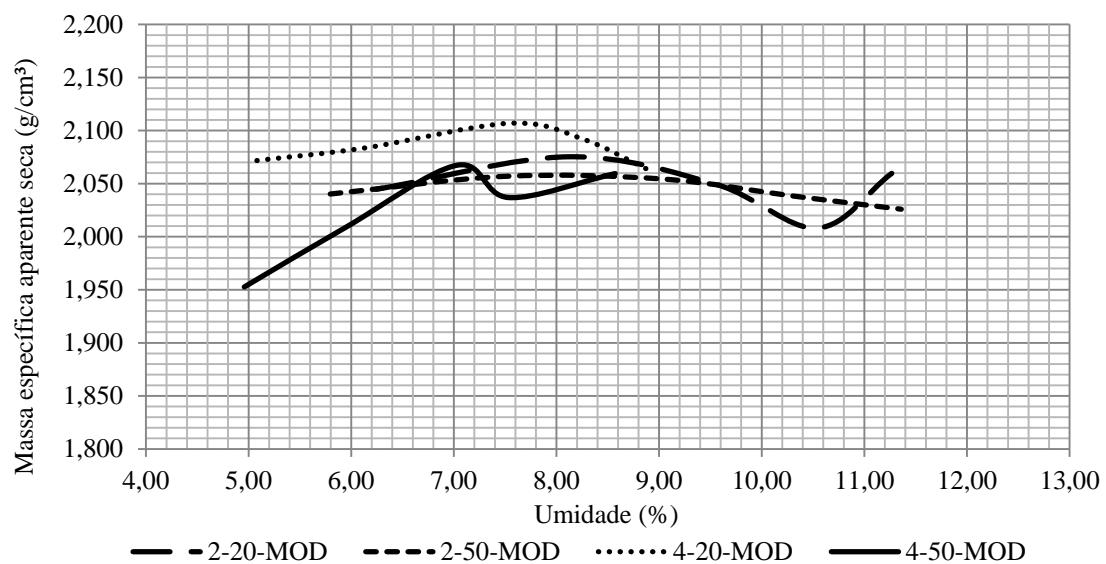


Figura 16 Curvas de compactação com energia modificada

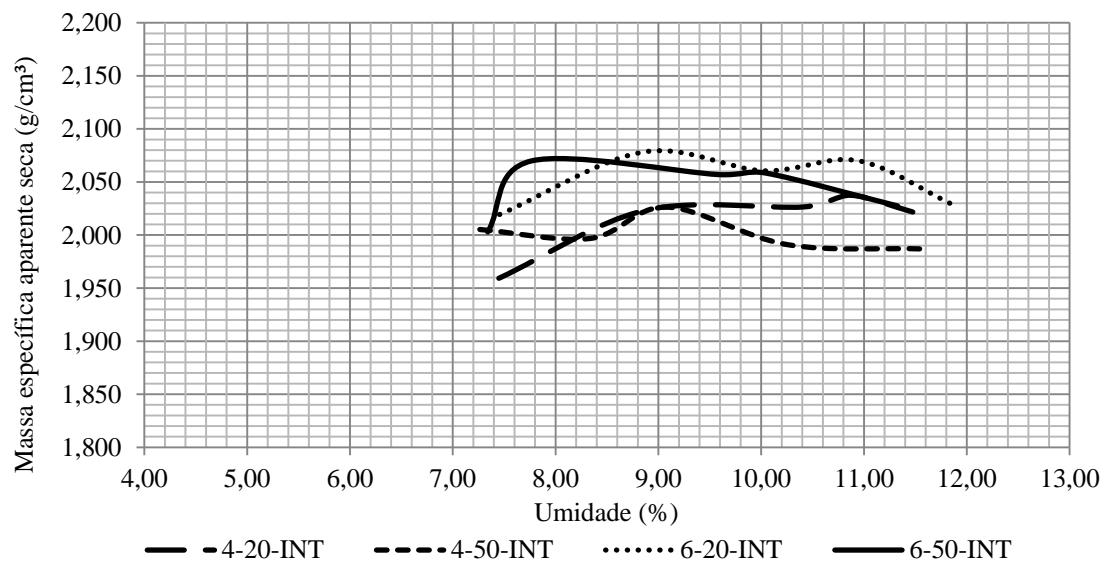


Figura 17 Curvas de compactação com energia intermediária

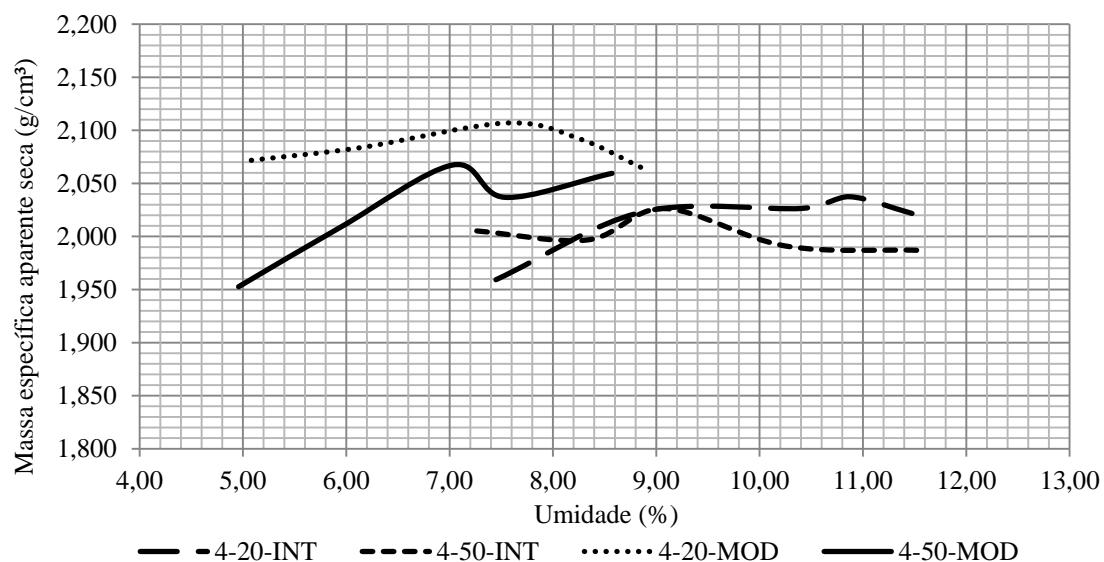


Figura 18 Curvas de compactação com teor de cimento igual a 4%

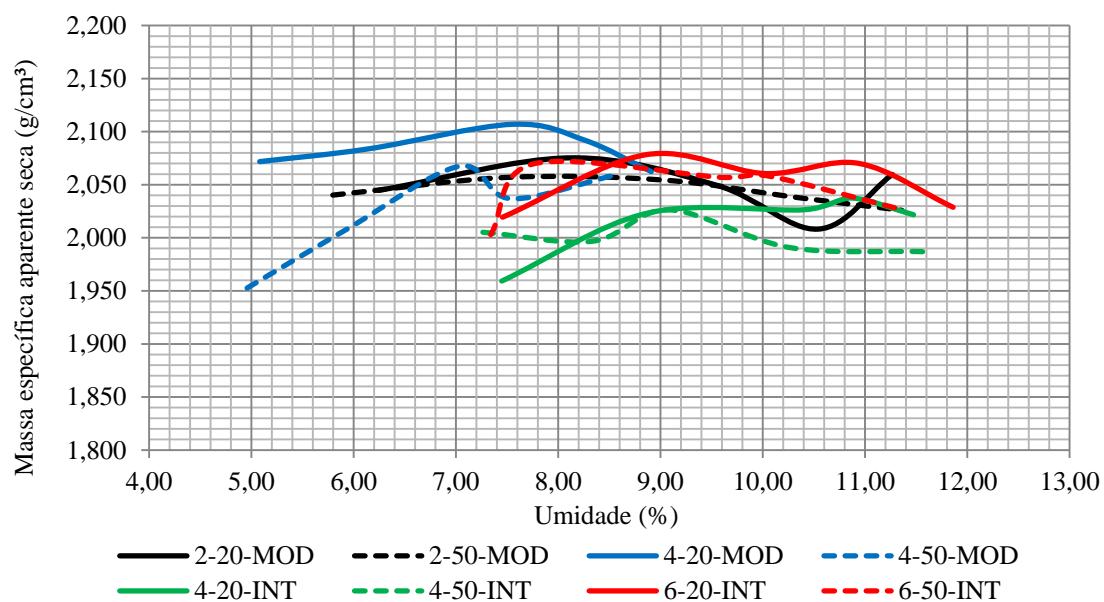


Figura 49 Todas as curvas de compactação obtidas

Tabela 12 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compactação

Código	Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	Teor ótimo de umidade (%)
2-20-MOD	2,075	8,2
2-50-MOD	2,060	8,0
4-20-MOD	2,110	7,6
4-50-MOD	2,070	7,1
4-20-INT	2,030	9,5
4-50-INT	2,025	9,1
6-20-INT	2,080	9,0
6-50-INT	2,070	8,0

Observa-se que, para um mesmo teor de cimento e energia de compactação, o aumento da porcentagem de fresado ocasiona um decréscimo tanto da massa específica aparente seca máxima quanto do teor de umidade ótimo. Este fato pode ser explicado pela menor quantidade de finos do material fresado, diminuindo a superfície específica, o que faz com que seja necessária menor quantidade de água para se atingir a umidade ótima.

Além disso, pode-se observar que existe pouca influência do teor de cimento nos parâmetros obtidos. Com relação às energias, como era esperado, o aumento na energia de compactação ocasiona acréscimo na massa específica aparente seca máxima e decréscimo no teor de umidade ótimo da mistura. Este fato fica evidenciado quando se observa as curvas de compactação das misturas com teor de cimento igual a 4% (Figura 20).

No geral, verifica-se que não existe grande variação dos valores de umidade ótima (7,1% a 9,5%) e massa específica aparente seca máxima (2,030 a 2,110 g/cm³), apesar do emprego das diferentes combinações de teor de cimento, porcentagem de fresado e energia de compactação.

Por fim, outro aspecto importante é o fato de algumas curvas apresentarem dois picos de massa específica aparente seca. Entretanto, o segundo pico é desprezado, pois este ocorre em pontos onde já havia exsudação da água adicionada à mistura quando da aplicação dos golpes, não representando a condição de umidade ótima.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera que o andamento da pesquisa é plenamente satisfatório, tendo-se realizado as atividades previstas para o 1º trimestre¹.

Prevê-se para o próximo trimestre a continuidade do levantamento bibliográfico relacionado a métodos de dimensionamento e a procedimentos construtivos, a seleção de novos materiais a serem estudados (especificamente bases de brita graduada tratada com cimento – BGTC) e a realização de ensaios de módulo de resiliência na compressão diametral, parâmetro indispensável no dimensionamento racional de pavimentos. Também se tenciona realizar visitas a trechos nos quais reciclagem com cimento foi executada e avançar no planejamento de trechos experimentais.

¹ Salienta-se, mais uma vez, que a caracterização dos materiais é a mesma apresentada anteriormente em relatórios de pesquisa LAPAV – ECO 101, uma vez que os materiais serão estudados, com enfoques diferentes e complementares, nas duas investigações.

APÊNDICE B

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: Dezembro de 2014	3. Folhas: 39
4. Título da Pesquisa: "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos"		
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)	
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti e Engº Mestrando William Fedrigo. Universidade Federal do Rio Grande do Sul		
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos", nos meses de outubro a dezembro de 2014. Destacam-se: a) a realização de reuniões para o planejamento da pesquisa entre técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV); b) c) a seleção dos primeiros materiais (fresados de camadas asfálticas, base de brita graduada e cimento Portland) a serem ensaiados; e d) os primeiros resultados obtidos (composição granulométrica e compactação).		
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.		

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
2	MÉTODO FRANCÊS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS RECICLADAS COM CIMENTO	5
2.1	O VOLUME DE TRÁFEGO.....	6
2.1.1	Determinação do tráfego na abertura da rodovia.....	7
2.1.2	Classes de tráfego	9
2.1.3	Determinação do volume acumulado de tráfego	10
2.1.4	Determinação do fator de agressividade A	11
2.2	ESCOLHA DA CAMADA DE ROLAMENTO	11
2.3	CAPACIDADE DE SUPORTE DO SUBLEITO E DE CAMADAS REMANESCENTES DO PAVIMENTO.....	12
2.4	CLASSE DE RESISTÊNCIA DE MATERIAIS RECICLADOS	12
2.5	CÁLCULO DE TENSÕES ADMISSÍVEIS	14
2.5.1	Coeficiente de calibração (<i>coefficient de calage</i>).....	15
2.5.2	Risco	15
2.5.3	Parâmetros de fadiga	15
2.6	DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO DA ESTRUTURA.....	17
2.7	VERIFICAÇÃO AO CONGELAMENTO E AO DEGELO.....	18
3	ESTUDO EXPERIMENTAL	19
3.1	MATERIAIS.....	19
3.1.1	Base de BGS e fresado asfáltico (Rodovia RSC-453).....	19
3.1.2	Base de solo-cimento e fresado asfáltico (Rodovia SP-425).....	19
3.1.3	Base de BGTC e fresado asfáltico (Rodovia SP-070).....	21
3.1.4	Cimento	21
3.2	MÉTODOS	21
3.2.1	Caracterização dos materiais	22

3.2.2	Definição das misturas.....	23
3.2.3	Compactação	24
3.2.4	Moldagem dos corpos de prova.....	25
3.2.5	Módulo de resiliência na compressão diametral (MRD).....	26
4	RESULTADOS PRELIMINARES	28
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	28
4.1.1	Análise granulométrica.....	28
4.1.2	Teor de ligante asfáltico do material fresado.....	30
4.2	DEFINIÇÃO DAS MISTURAS DE BASE E FRESADO	30
4.3	COMPACTAÇÃO	32
4.4	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	34
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	39	

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Este segundo Relatório de Andamento da Pesquisa descreve as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2015, incluindo:

- a) Realização de uma reunião no dia 7 de abril para apresentação de resultados parciais e discussão sobre as etapas seguintes da pesquisa, incluindo o monitoramento de trechos experimentais, onde será aplicada a técnica de reciclagem com cimento Portland. Dessa reunião, realizada na sede do grupo CCR, participaram técnicos do Grupo CCR e da UFRGS (através do Laboratório de Pavimentação – LAPAV), estando ainda presentes representantes da empresa Tecnopav e da ABCP.
- b) Elaboração de uma ampla revisão bibliográfica sobre o método francês de dimensionamento de pavimentos com camadas recicladas com cimento;
- c) Realização de ensaios de módulo de resiliência de misturas de fresado asfáltico, base de brita graduada e cimento Portland;
- d) A realização de ensaios preliminares (composição granulométrica) em misturas recicladas constituídas por cimento Portland, fresado asfáltico, e base de BGTC ou solo-cimento.
- e) A apresentação e análise de resultados dos ensaios listados nos itens “c” e “d”.

Salienta-se que estas atividades terão continuidade no período de julho a dezembro de 2015, em conformidade com o cronograma físico-financeiro aprovado pela ANTT

2 MÉTODO FRANCÊS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS RECICLADAS COM CIMENTO

De acordo com o documento “*Le retraitement en place à froid aux liants hydrauliques*” (CIMBÉTON, 2013), o pavimento é considerado como sendo um sistema elástico de camadas múltiplas no qual os materiais são caracterizados por seu módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e o comportamento à fadiga. Os materiais são considerados homogêneos e isotrópicos. A camada inferior, considerada semi-infinita, representa a plataforma (subleito e, eventualmente, aterros). O cálculo de tensões e deformações se baseia nos trabalhos teóricos de Burmister.

Deve-se fixar um período de projeto, definido como sendo o período provável durante o qual o pavimento suportará o tráfego previsto sem que sejam necessários trabalhos de restauração. A escolha do período de projeto, que terá implicações no cálculo do volume de tráfego acumulado, pode variar de 5 a 40 anos. Contudo, o dimensionamento de um pavimento reciclado com ligantes hidráulicos – e, em decorrência, seu custo inicial – varia muito pouco em função do período de projeto escolhido. Portanto, é interessante considerar-se períodos longos (entre 20 e 40 anos).

O roteiro do dimensionamento aplicado a um pavimento reciclado é o seguinte:

- Determinação do volume de tráfego,
- Escolha do tipo de revestimento (capa),
- Determinação da capacidade de suporte do solo de subleito e das camadas remanescentes do antigo pavimento,
- Determinação da classe de resistência do material reciclado,
- Cálculo de tensões admissíveis,
- Dimensionamento simplificado da estrutura.

2.1 O VOLUME DE TRÁFEGO

O tráfego constitui um elemento essencial no dimensionamento de pavimentos. Cada passagem de veículo causa um dano elementar à estrutura bem como às características de superfície do pavimento. O acúmulo desses danos elementares conduz à degradação progressiva do conjunto.

Por outro lado, a experiência mostra a influência fundamental da carga dos eixos no dano observado; um eixo de um veículo de carga (caminhões ou ônibus) é muitíssimo mais agressivo que o de um veículo de passeio. Desta forma, é necessário quantificar o tráfego levando em conta a agressividade dos veículos. Na França, o tráfego estimado na abertura do pavimento ao tráfego é convertido em número de eixos padrão por meio de um fator multiplicador que leva em conta a agressividade do tipo de veículo. O termo “eixo padrão” designa o eixo simples com rodas duplas suportando uma carga de 13 tf, que é a carga máxima legal (para esse tipo de eixo) na França.

Já que o objetivo de um pavimento é assegurar a passagem de veículos durante determinado número de anos, o dimensionamento considerará o tráfego acumulado, convertido em “eixos padrão”, que circulará sobre o pavimento ao longo desse período.

O tráfego acumulado engloba:

- o tráfego existente ou previsto no momento de posta em serviço da rodovia,
- a agressividade do tráfego
- o período de projeto,
- a taxa de crescimento anual do tráfego durante esse período.

2.1.1 Determinação do tráfego na abertura da rodovia

O tráfego no momento de abertura da rodovia é calculado através da equação:

$$t = [MJA] \times K \times R$$

Nessa equação:

t é o tráfego médio diário no ano de abertura da rodovia, expresso em número de veículos comerciais com carga superior a 3,5 tf¹, por sentido de rolamento.

[MJA] (*Moyen Journalier Annuel*) é o tráfego médio diário anual

K é um fator de conversão de veículos de carga em veículos com carga de 3,5 tf (**poids lourds**)

R é um fator que leva em conta o recobrimento das bandas de rolamento no caso de rodovias de pista única.

2.1.1.1 Tráfego Médio Anual [MJA]

Pode ser avaliado de formas diferentes:

- i. Por contagem, quando se trata de restauração de um pavimento existente.
- ii. Por estimativa baseada em estudo de tráfego na zona de abrangência do projeto.
- iii. Por avaliação através de métodos indiretos: tais como a tonelagem transportada transformada em volume de tráfego, etc.

Às vezes, o tempo disponível para elaboração de projetos viários é limitado, o que pode inviabilizar a realização de contagens durante períodos longos e representativos. Os resultados obtidos são, por isso, parciais e incompletos. Convém, em tais casos, realizar correções no tráfego levantado levando em conta as variações sazonais conhecidas e aumentos temporários de tráfego (desvios).

¹ Na França os veículos com carga superior a 3,5 tf são denominados de “**poids lourds**”.

O tráfego MJA é expresso por sentido de circulação, na seguinte ordem de preferência:

1. Caminhões (*poids lourds*) com carga autorizada > 3,5 tf
2. Caminhões com carga útil > 5 tf
3. Eixos com carga > 9 tf
4. Todos os veículos

2.1.1.2 Coeficiente K

Este coeficiente permite converter o tráfego MJA, medido durante o estudo de tráfego, em número de “*poids lourds*”. A tabela 1 fornece o coeficiente K em função da natureza do MJA.

Tabela 1 Valores do coeficiente de conversão K em função da natureza do tráfego MJA

Natureza do Tráfego MJA	K	
Eixos com carga > 9 tf	1,25	
Caminhões com carga útil > 5 tf	1,25	
Caminhões (<i>poids lourds</i>) com carga autorizada > 3,5 tf	1	
Todos os veículos	> 1000	0,125
	500 a 1000	0,088
	< 500	0,062

2.1.1.3 Coeficiente R

Este é um coeficiente de ponderação relacionado com a largura útil da rodovia. Leva em conta o recobrimento das bandas de rolamento no caso de rodovias com pista única e largura reduzida. Apresentam-se na tabela 2 valores do coeficiente R em função da configuração da rodovia.

Tabela 2 Determinação do coeficiente R em função da configuração da rodovia

Configuração da rodovia	R
Pista simples	1
Pista simples com largura > 6 m	1
Pista simples com largura de 5 a 6 m	1,5
Pista simples com largura < 5 m	2
Pista simples com largura < 5 m circulada por caminhões carregados em um sentido e vazios no outro	1,5

2.1.2 Classes de tráfego

A partir do tráfego no momento de abertura da rodovia, expresso em número de veículos comerciais com carga superior a 3,5 tf, t , pode-se designar a classe de tráfego por sentido de rolamento, como mostrado na tabela 3.

Tabela 3 Classes de tráfego para rodovias com baixo volume de tráfego

Classe de tráfego	Tráfego na abertura da rodovia ao serviço (expresso em número de “ <i>poids lourds</i> ”, por dia e por sentido)
T_0	750 a 2000
T_1	300 a 750
T_2	150 a 300
t_{3+}	85 a 150
t_{3-}	50 a 85
t_4	25 a 50
t_5	10 a 25
t_6	0 a 10

2.1.3 Determinação do volume acumulado de tráfego

O tráfego acumulado “N”, expresso em número acumulado de eixos padrão, é determinado pela equação:

$$N = 365 t C A$$

Nessa equação:

365 t representa o tráfego no ano de abertura ao tráfego, sendo **t** o tráfego médio diário no ano de abertura da rodovia ao tráfego.

C é o fator de acúmulo que leva em conta o período de projeto adotado e a taxa anual de crescimento do tráfego.

A é o fator de agressividade do tráfego que permite converter o tráfego na abertura da rodovia em número de eixos padrão de 13 tf.

2.1.3.1 Determinação de *C*

O fator de acúmulo *C* é determinado a partir de hipóteses estabelecidas pelo projetista. Considerando o período de serviço (*n*) e a taxa anual de crescimentos do tráfego (*r*) o fator de acúmulo é calculado pela equação:

$$C = \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

O período de serviço adotado *n*, em geral, é no mínimo 20 anos. As taxas de crescimento geralmente consideradas variam entre 0 e 10%. No caso de não se dispor de estimativas da evolução provável do tráfego, adota-se uma taxa de 4%. A título de exemplo, se *r* = 20 anos e *n* = 4%, calcula-se *C* = 29,8.

No caso de se ter duas taxas anuais de crescimento do tráfego: *r*₁ ($1 \Rightarrow n_1$ anos) e *r*₂ ($n_1 + 1 \Rightarrow n$ anos), o fator de acúmulo *C* é calculado da seguinte maneira:

$$C = [(1 + r_1)^{n_1} - 1] 1/r_1 + (1 + r_1)^{n_1} [(1 + r_2)^{n-n_1} - 1] 1/r_2$$

O tráfego no início do ano (*n*₁ + 1) é igual ao tráfego inicial multiplicado por $(1 + r_1)^{n_1}$.

2.1.4 Determinação do fator de agressividade A

O fator de agressividade A leva em conta a composição do tráfego comercial e permite transformar o número de veículos comerciais com cargas úteis superiores a 5 tf em número equivalente de eixos padrão de 13 tf. Apresentam-se na tabela 4 os valores de A em função da classe de tráfego da rodovia.

Tabela 4 Valores do fator de agressividade A em função da classe de tráfego

Classe de tráfego	Fator de agressividade A
T_2 a T_0	1
t_{3+}	0,8
t_{3-}	0,7
t_4	0,5
t_5	0,4
t_6	0,3

2.2 ESCOLHA DA CAMADA DE ROLAMENTO

A guia técnica “*Retraitement em place à froid des anciennes chaussées*” (SETRA & LCPC, 2003) define, em função da classe de tráfego da rodovia, a natureza e a espessura mínima da camada de rolamento para estruturas com materiais reciclados com ligantes hidráulicos. A escolha da camada de rolamento pode ser feita em conformidade com as indicações dadas na tabela 5.

Entretanto, a escolha da camada de rolamento poderá ser ajustada em função da experiência regional ou para satisfazer objetivos fixados pelo contratante, em termos de níveis de serviço.

Tabela 5 Escolha da camada de rolamento

Classe de tráfego na abertura da rodovia	Camada de rolamento
t_6	Tratamento superficial
t_5	Tratamento superficial
t_4	4 cm de concreto asfáltico (CBUQ)
T_3 e T_2	6 cm de concreto asfáltico (CBUQ)
T_1	8 cm de concreto asfáltico (em 2 camadas)

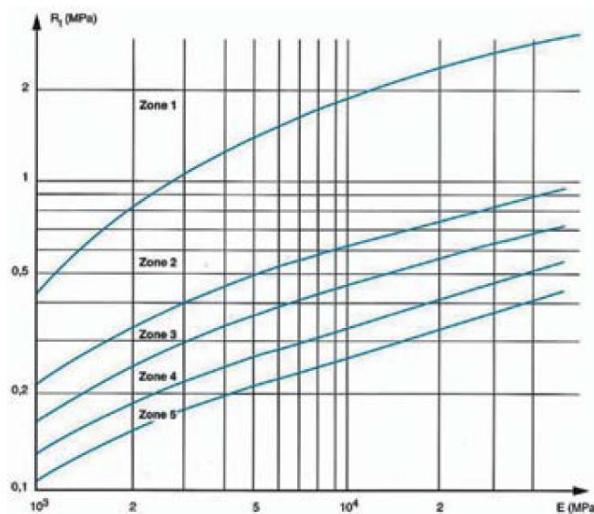
2.3 CAPACIDADE DE SUPORTE DO SUBLEITO E DE CAMADAS REMANESCENTES DO PAVIMENTO

A capacidade de suporte do solo de subleito é determinada através de ensaios de placa (resultando em um módulo EV2), sendo as medições feitas em locais onde o antigo pavimento foi totalmente removido, ou ainda estimando-se o módulo através de retroanálises de bacias defletométricas levantadas sobre o antigo pavimento flexível.

Se a(s) camada(s) remanescente(s) do pavimento for(em) composta(s) por materiais artificialmente cimentados (asfálticos ou de outra natureza), o módulo de elasticidade será medido em corpos-de-prova extraídos. Já se a(s) camada(s) do pavimento antigo for(em) totalmente granular(es), seu módulo será adotado como sendo 4 vezes o módulo do subleito, sem ultrapassar o limite de 320 MPa.

2.4 CLASSE DE RESISTÊNCIA DE MATERIAIS RECICLADOS

A guia técnica “*Retraitement em place à froid des anciennes chaussées*” (SETRA & LCPC, 2003) classifica os materiais reciclados com ligantes hidráulicos em zonas de desempenho em função de sua resistência à tração direta R_t e de seu módulo de deformação E_t , medidos em corpos-de-prova com idade de 360 dias. Na figura 1 mostram-se as diferentes zonas de classificação de materiais reciclados com ligantes hidráulicos.



Classe	Materiais reciclados in situ
1	
2	Zona 1
3	Zona 2
4	Zona 3
5	Zonas 4 e 5

Figura 1 Classificação de materiais reciclados com ligantes hidráulicos

A classificação dos materiais reciclados é definida a partir das características mecânicas de corpos-de-prova com 360 dias de idade e da qualidade que se visa dar à reciclagem. As classes de resistência dos materiais reciclados são dadas no quadro à direita do gráfico.

Se não for possível medir as características mecânicas aos 360 dias, as mesmas poderão ser estimadas a partir de características obtidas aos 28 dias com emprego das relações apresentadas na tabela 6.

Tabela 6 Relações sugeridas para estimativa de características mecânicas de materiais reciclados com cimento com 360 dias conhecendo-se as características aos 28 dias

Idade (dias)	R _t /R _{t₃₆₀}	E _t /E _{t₃₆₀}
28	0,60	0,65

2.5 CÁLCULO DE TENSÕES ADMISSÍVEIS

O dimensionamento de estruturas com materiais reciclados é realizada seguindo a sistemática proposta na guia técnica “*Conception et dimensionnement des structures des chaussées*” (SETRA-LCPC 1994). Compara-se a tensão de tração (σ_t) na fibra inferior do material reciclado, calculada com auxílio do modelo de Burmister, com a tensão admissível do material (σ_{adm}) calculada através das seguintes equações:

$$\sigma_{adm} = \sigma_6 \cdot (NE/10^6)^b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_r \cdot k_s$$

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad \text{e} \quad \delta = [(SN^2 + (Sh \cdot c/b)^2)]^{1/2}$$

Nas equações acima:

- σ_6 é a tensão (MPa) para a qual a ruptura por tração de um corpo-de-prova com 360 dias, no ensaio de fadiga à deformação controlada, ocorre aos 10^6 ciclos;
- NE é o número equivalente de eixos padrão de 13 tf para o período de projeto;
- b é a declividade da reta de fadiga do material reciclado, num gráfico na escala bi-logarítmica;
- k_c é o coeficiente de calibração laboratório-campo (*coefficient de calage*);
- k_d é um coeficiente que leva em conta as descontinuidades das estruturas rígidas, considerado igual a 1 na guia técnica supracitada;
- k_r é um coeficiente de ajuste da tensão admissível em função do risco de cálculo e de fatores de dispersão;
- k_s é um coeficiente que leva em conta as heterogeneidades locais da camada granular (solo ou agregado) subjacente à camada reciclada;
- S_N é o desvio padrão dos resultados do ensaio de fadiga;
- Sh é o desvio padrão da espessura reciclada;
- c é um coeficiente que associa a variação da deformação à variação aleatória da espessura do pavimento (cm^{-1});
- u é uma variável aleatória de distribuição normal de frequência associada ao risco de cálculo r_c (os valores de u em função do risco do cálculo são incluídos em anexos da referida guia técnica).

2.5.1 Coeficiente de calibração (*coefficient de calage*).

Este coeficiente depende do grau de consolidação do solo de subleito e da parte remanescente do antigo pavimento. Se o subleito e/ou o pavimento remanescente estiver bem consolidado, adota-se o coeficiente de calibração (*coefficient de calage*) igual a 1,6. Caso contrário, adota-se 1,5.

2.5.2 Risco

A menos que certa percentagem de risco tenha sido determinada pelo contratante, é usual assumir os riscos apresentados na tabela 7.

Tabela 7 Valores sugeridos de risco de insucesso em função da classe de tráfego

Classe de tráfego	$\leq T_3$	T_2	T_1	T_0
Risco de insucesso (%)	12,5	7,5	5,0	2,5

2.5.3 Parâmetros de fadiga

Na França, os ensaios de fadiga são realizados no modo “deformação controlada”, aplicando-se deslocamentos determinados, com frequência de 50 Hz, a 10°C, em corpos-de-prova prismáticos, com 48 cm de altura, como o mostrado na figura 2.

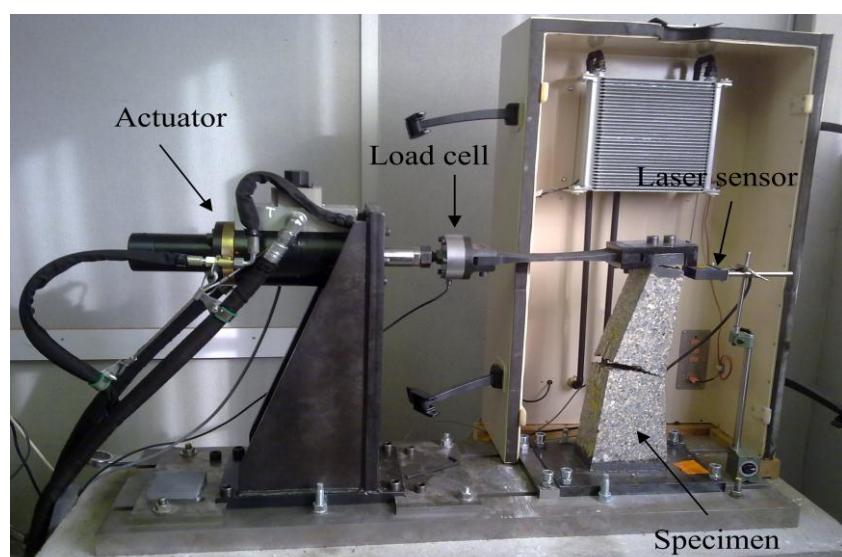


Figura 2 Equipamento e corpo-de-prova (rompeu por tração) para ensaio de fadiga em deformação controlada

Se não foram feitos ensaios de fadiga, a tensão de tração σ_6 e o módulo de elasticidade E são estimados a partir de valores médios aos 360 dias obtidos a partir das seguintes relações:

$$\sigma_6 = 0,7 \text{ Rt}_{360}$$

$$E = 0,9 \text{ E}_{360}$$

Para misturas com até 20% de fresado asfáltico, poderão ser considerados resultados de ensaios de tração na compressão diametral (“*essais brésiliens*”), adotando-se a relação $Rt = 0,8 \text{ Rtb}$. Para teores de fresado acima de 20% exigem-se ensaios de tração direta.

Além desses, outros parâmetros, tais como a declividade da curva de fadiga do material reciclado, a dispersão dos resultados de fadiga S_N e a dispersão da espessura reciclada Sh , são necessários para determinar as tensões admissíveis. Esses dados dependem das qualidades do processo de reciclagem (R1 e R2) e dos materiais existentes (M1 e M2).

Quanto à qualidade da reciclagem, sua definição é bastante complexa e por essa razão diremos simplesmente que R1 é a qualidade ótima, sendo a R2 aceitável. Já quanto à classificação dos materiais existentes, M1 é o material cuja curva granulométrica está incluída na faixa definida na norma francesa NF P 98-129 e com Valor de Azul de Metileno ($V_{BS} < 0,8$); caso contrário é classificado como M2. Em caso de inexistência de resultados de fadiga podem adotar-se os valores constantes na tabela 8.

Tabela 8 Valores sugeridos de parâmetros de dimensionamento para materiais contendo de 10 a 20% de fresado asfáltico

Características	Qualidade de reciclagem R1		Qualidade de reciclagem R2	
	Material M1	Material M2	Material M1	Material M2
Declividade da curva de fadiga (-1/b)	16	16	16	16
Dispersão dos resultados de fadiga S_N	1	1,5	1,5	1,5
Dispersão da espessura Sh	$3^{(1)}$	$3^{(1)}$	5	5

⁽¹⁾ Valor a considerar quando a reciclagem é precedida de uma reperfilagem do pavimento. Caso contrário, adora $Sh = 4$.

2.6 DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO DA ESTRUTURA

Na ausência de uma caracterização mecânica avançada do material reciclado (valores da tensão σ_6 e do módulo de elasticidade E), o dimensionamento poderá ser feito de forma simplificada adotando-se uma estrutura, apresentada em forma gráfica, na guia técnica “*Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*” (SETRA- LCPC, 2003). Este procedimento simplificado será aceito apenas se forem atendidos os seguintes critérios:

- O projeto relacionar-se a rodovia de baixo volume de tráfego ($\text{Tráfego} \leq T_3$), e
- O material a reciclar ser limpo e pouco argiloso, com um $V_{BS} < 0.8$.

O dimensionamento simplificado poderá ser realizado considerando-se os valores da σ_6 e E, apresentados na tabela 9, em função da qualidade da reciclagem (R1 ou R2) e da qualidade do material existente (M1 ou M2).

Tabela 9 Valores sugeridos de características mecânicas do material reciclado para dimensionamento, em função das qualidades da reciclagem e do material existente

Características	Qualidade de reciclagem R1		Qualidade de reciclagem R2	
	Material M1	Material M2	Material M1	Material M2
Módulo E (MPa)	20.000	18.000	18.000	13.000
σ_6 (MPa)	0,70	0,55	0,5	0,35

Com os dados acima, os parâmetros de dimensionamento sugeridos na tabela 8 e considerando que todo o antigo pavimento tenha sido removido, calcularam-se estruturas apresentadas na forma gráfica. Tais estruturas foram calculadas com o software ALIZÉ, considerando:

- i. Teor de ligante hidráulico = 4%
- ii. Tráfegos: t_5 ; t_4 ; t_3 ; t_{3+} ,
- iii. Período de projeto: 20 anos,
- iv. Crescimento anual do tráfego: 2%,
- v. Capacidade de suporte do subleito: 50; 80; 120 MPa,
- vi. Qualidade da reciclagem: R1 ou R2;
- vii. Qualidade do material existente: M1 ou M2

viii. Energia de compactação¹: q_2 .

Na figura 3 mostra-se resultados de dimensionamento considerando: $E = 18.000$ MPa; $\sigma_6 = 0,55$ MPa; $S_N = 1,5$; $Sh = 5$; $-1/b = 16$; $Kc = 1,6$; $r = 12,5$; $n = 20$ anos, taxa de crescimento anual = 2% e capacidade de suporte do subleito igual a 50; 80 e 120 MPa. A qualidade da reciclagem é aceitável (R2) e o material existente é M1. A lista preta representa o novo revestimento asfáltico e a barra coral a camada reciclada.

Tableau 24 - Fiche : R2 M1				
Hypothèses : $E = 18\,000$; $\sigma_6 = 0,55$; $S_N = 1,5$; $Sh = 5$; $-1/b = 16$; $Kc = 1,6$; $r = 12,5\%$ durée de vie = 20 ans ; accroissement trafic = 2%				
Trafic en nombre de PL par sens	Portance support MPa	50	80	
Trafic cumulé 0,74 à $1,3 \cdot 10^6$ (de 85 à 150 PL/j/sens avec CAM = 0,8)		6 38	6 36	6 32
Trafic cumulé 0,43 à $0,74 \cdot 10^6$ (de 50 à 85 PL/j/sens avec CAM = 0,7)		6 37	6 35	6 32
Trafic cumulé 0,22 à $0,43 \cdot 10^6$ (de 25 à 50 PL/j/sens avec CAM = 0,5)		6 36	6 34	6 32
Trafic cumulé 0 à $0,22 \cdot 10^6$ (jusqu'à 25 PL/j/sens avec CAM = 0,4)		4 36	4 34	4 30

O tráfego acumulado é expresso em número equivalente de eixos padrão de 13 tf e CAM é o coeficiente de agressividade média (A) da tabela 8.

Figura 3 Estruturas obtidas através de dimensionamento simplificado.

2.7 VERIFICAÇÃO AO CONGELAMENTO E AO DEGELO

O método francês de dimensionamento de pavimentos com camadas recicladas com cimento (ou outro ligante hidráulico) inclui ainda a verificação da resistência do pavimento reciclado ao congelamento e degelo do pavimento, seguindo o método descrito na guia técnica “*Conception et dimensionnement des structures des chaussées*”. Salienta-se que os materiais reciclados com cimento ou ligantes hidráulicos apresentam baixa sensibilidade ao gelo.

¹ Esta energia permite que se obtenha um Grau de compactação de 98% no topo da camada reciclada e de 95% no fundo dessa camada.

3 ESTUDO EXPERIMENTAL

Neste item são apresentados os materiais estudados e descritos os métodos dos ensaios laboratoriais realizados até o presente estágio da pesquisa.

3.1 MATERIAIS

A pesquisa prevê a utilização de materiais de base de diversas localidades do país, sendo eles: brita graduada simples (BGS), solo-cimento, brita graduada tratada com cimento (BGTC) e cascalhos lateríticos. Busca-se, assim, envolver os principais materiais de base empregados em pavimentos brasileiros. Até o momento, foram estudadas misturas contendo BGS e estão em fase inicial estudos com misturas contendo BGTC e solo-cimento.

3.1.1 Base de BGS e fresado asfáltico (Rodovia RSC-453)

Os materiais foram coletados no km 151 + 800 m da rodovia, trecho entre o município de Caxias do Sul e o distrito de Lajeado Grande, pertencente ao município de São Francisco de Paula, no estado do Rio Grande do Sul. A coleta foi realizada durante a reciclagem da rodovia citada, com auxílio de uma máquina recicladora modelo Wirtgen WR 2500 S.

Primeiramente, triturou-se o revestimento asfáltico na espessura de 5 cm para extração deste material fresado. Em seguida, recolheu-se no mesmo local amostra da base de brita graduada simples (BGS) na profundidade de 15 cm abaixo do revestimento. A figura 4 mostra o procedimento de coleta dos materiais, a máquina recicladora utilizada e a medição da espessura coletada da camada. É possível visualizar imagens das amostras de material fresado do revestimento e brita graduada simples na figura 5.

3.1.2 Base de solo-cimento e fresado asfáltico (Rodovia SP-425)

Na rodovia SP-425, no município de Barretos, aproveitou-se a execução de reciclagem e coletaram-se amostras de base de solo melhorado com cimento e de concreto asfáltico, com ligante convencional CAP-50/70 (figura 6).



Figura 4 Coleta dos materiais: (a) realização da coleta com auxílio da máquina recicladora e (b) medição da espessura coletada da camada



Figura 5 Amostra dos materiais: (a) fresado e (b) brita graduada



Figura 6 Amostra dos materiais: (a) fresado e (b) solo-cimento

3.1.3 Base de BGTC e fresado asfáltico (Rodovia SP-070)

As amostras de BGTC e fresado asfáltico (contendo ligante asfáltico modificado por adição de polímero) foram coletadas na rodovia Ayrton Senna (SP-070), no km 32 da Pista Oeste (lado direito, passando o pedágio). É possível visualizar imagens das amostras de materiais na figura 7.



Figura 7 Amostra dos materiais: (a) fresado e (b) BGTC

3.1.4 Cimento

O cimento escolhido para realização dos ensaios foi o tipo CP II E, de classe de resistência intermediária (classe 32), devido ao fato deste tipo de cimento ser o mais utilizado no país e de existirem diversas experiências de utilização de tal tipo de cimento em serviços de reciclagem de pavimentos.

Além disso, os cimentos compostos do tipo CP II e com classe de resistência intermediária são os mais indicados para a execução da reciclagem (Paiva *et al.*, 2013).

3.2 MÉTODOS

Os métodos empregados no desenvolvimento da pesquisa são apresentados neste item, sendo descritos os procedimentos usados na caracterização dos materiais, na composição das misturas, nos ensaios de compactação, na moldagem dos corpos de prova e nos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral.

Lembra-se que, anteriormente a todos os ensaios realizados, com o intuito de reduzir a amostra de material coletado mantendo sua representatividade, realiza-se o quarteamento dos materiais conforme a norma DNER-PRO 199/96 (DNIT, 1996).

3.2.1 Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais utilizados foi realizada a partir de ensaios de análise granulométrica e determinação do teor de ligante asfáltico do material fresado proveniente do revestimento, descritos a seguir.

3.2.1.1 Análise granulométrica

Para determinação da granulometria dos materiais estudados foram realizados ensaios de peneiramento, seguindo as instruções e utilizando os equipamentos descritos no método de ensaio DNER-ME 083 (DNIT, 1998a). Foram ensaiadas 3 amostras de 10 kg de cada material, o tamanho da amostra foi definido a partir da dimensão máxima característica dos materiais (25 mm).

3.2.1.2 Determinação do teor de ligante asfáltico do material fresado

O teor de ligante asfáltico do material fresado do revestimento foi determinado através da utilização do extrator por refluxo, de acordo com o método de ensaio DAER/RS-EL 213/01 (DAER, 2001).

Para realização do ensaio, foram separadas duas amostras de aproximadamente 250 g, obtidas a partir do quarteamento de uma amostra de 1000 g. Então, foram confeccionados dois cones de papel filtro, os quais tiveram suas massas secas determinadas e foram colocados no interior dos cones metálicos que fazem parte da estrutura do extrator por refluxo. Em seguida, as amostras foram colocadas nos cones e estes, por sua vez, no interior da estrutura do extrator por refluxo (figura 8), onde permaneceram até que o solvente passante pelos cones estivesse com coloração transparente. O solvente utilizado na realização do ensaio foi o tricloroetileno. A partir das massas inicial e final das amostras, determinou-se o teor de ligante do fresado.



Figura 8 Estrutura do aparelho extrator por refluxo

3.2.2 Definição das misturas

Foram definidas duas misturas de base e fresado para realização dos ensaios subsequentes. A primeira delas composta por 80% de material de base e 20% de material fresado, esta mistura foi adotada devido ao fato de reproduzir a reciclagem de um pavimento com uma camada pouco espessa de revestimento asfáltico. Já a segunda mistura tem uma composição formada por frações de 50% de cada um dos materiais citados, sendo que sua escolha se deve às várias fontes da literatura que relatam um valor de 50% como o limite para a porcentagem de material fresado na mistura, dentre estas fontes estão a norma sobre reciclagem com cimento do DNIT (2013a) e o guia de reciclagem da PCA (2005).

A partir da curva granulométrica e da quantidade de cada material (fresado e base) foi possível determinar as curvas granulométricas das misturas. Então, verificou-se o enquadramento destas curvas à faixa granulométrica para reciclagem com cimento proposta pelo manual de reciclagem a frio da Wirtgen (2012). A faixa granulométrica proposta pela Wirtgen foi adotada pelo fato de seu manual ser considerado uma referência no meio da reciclagem a frio de pavimentos.

Então, foram definidos 3 teores de cimento (2%, 4% e 6%), em massa, sendo estes adicionados sobre o peso seco da mistura de fresado e base. Esses teores foram escolhidos visando o estudo de materiais modificados ($RCS < 1$ MPa), materiais levemente cimentados (1 MPa $<$ $RCS < 4$ MPa) e fortemente cimentados ($RCS > 4$ MPa), seguindo a classificação da Austroads (2002).

Por fim, foram definidas as energias utilizadas para a compactação de cada mistura. Na compactação das misturas com 2% de cimento utilizou-se energia equivalente à Modificada de Proctor, já para as misturas com teor igual a 6% de cimento, utilizou-se energia equivalente à Intermediária de Proctor. A escolha de tais energias de compactação foi devido ao fato da resistência de materiais estabilizados com um teor baixo de cimento sofrer grande influência do intertravamento das partículas, o que não ocorre para materiais com adição elevada de cimento, onde a resistência é governada quase que exclusivamente pela coesão gerada pelo cimento. Partindo deste princípio, para efeito comparativo, as misturas com adição de 4% de cimento foram compactadas com as duas energias propostas.

3.2.3 Compactação

Até o momento, foram realizados os ensaios de compactação das misturas contendo BGS, sendo ensaiado um total de 8 misturas. O peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{s\max}$) e o teor de umidade ótimo (ω_{ot}) das misturas foram obtidos através de ensaios de compactação, executados seguindo os métodos prescritos no método de ensaio DNIT-ME 164 (DNIT, 2013b), sendo este realizado sem reuso de material.

Os ensaios foram executados tanto com cilindro quanto soquete grande, utilizados no ensaio de Proctor, sendo realizada a medição e pesagem do cilindro antes do início dos ensaios. As amostras de base e fresado eram secas ao ar e as misturas realizadas manualmente. O teor de umidade inicial utilizado variou para cada uma das misturas estudadas, esta umidade sendo aumentada no valor de um ponto percentual para cada um dos pontos realizados no ensaio. Depois da medição da massa de cada ponto do ensaio, era retirada uma amostra do interior do cilindro e colocada em estufa para determinação da umidade.

Por fim, foram traçadas as curvas de compactação e definidos os valores de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{smáx}$) e teor de umidade ótima (ω_{ot}). A figura 9 mostra o processo de compactação e a aparência de uma mistura com 20% de BGS, 80% de fresado, teor de cimento igual a 6% (6-20-INT) e teor de umidade igual a 8%, depois de compactada com energia intermediária.



Figura 9 Ensaio de compactação: (a) processo de compactação de uma das camadas e (b) aparência da mistura de código 6-20-INT com teor de umidade igual a 8% após compactação

3.2.4 Moldagem dos corpos de prova

Para realização das misturas, as amostras de BGS e fresado foram secas ao ar e, então, suas umidades foram determinadas. A partir dessa umidade, calculou-se a massa seca do material e, depois de incluída a massa de cimento relativa ao teor utilizado, calculou-se a quantidade de água necessária para se alcançar o teor de umidade ótimo. As misturas foram realizadas manualmente e respeitando um mesmo período de homogeneização.

Os corpos de prova foram moldados utilizando-se moldes semelhantes aos utilizados na dosagem Marshall (cilíndricos, com dimensões iguais a 10,2 cm de diâmetro e 6,5 cm de altura) e através da compactação dinâmica de uma camada (compactada em ambas as faces). A quantidade de material adicionada por camada e o número de golpes dados foram ajustados para reproduzir o peso específico aparente seco máximo obtido através dos ensaios de compactação.

A compactação da camada foi realizada em ambas as faces, como é realizado na dosagem Marshall. Após a moldagem, colheu-se uma amostra de material para determinação da umidade de moldagem de cada corpo de prova. A tolerância de aceitação para o teor de umidade da mistura foi de $\pm 0,5\%$ e para o valor de peso específico aparente seco do corpo de prova foi de $\pm 0,2 \text{ kN/m}^3$, ambos em relação aos dados obtidos nos ensaios de compactação.

Foram definidas três idades de cura, iguais a 3, 7 e 14 dias, assim, como foram estudadas 8 misturas, foi moldado um total de 72 corpos de prova para ensaios de módulo de resiliência. O processo de cura foi realizado em câmara úmida mantida a uma temperatura próxima de 23°C e umidade relativa acima de 90%.

3.2.5 Módulo de resiliência na compressão diametral (MRD)

O módulo de resiliência (MR) é uma característica muito importante no dimensionamento de pavimentos. Assim, foram executados ensaios por compressão diametral, com base na norma DNIT-ME 135 (DNIT, 2010), originalmente desenvolvida para misturas de concreto asfáltico.

Apesar de terem sido moldados 72 corpos de prova, foram ensaiados 2 corpos de prova por idade de cura para cada mistura, totalizando em 48 corpos de prova. Isto se deu devido ao fato de, para cada mistura, um dos corpos de prova ser rompido à tração por compressão diametral anteriormente à determinação do módulo de resiliência, já que a resistência à tração é um parâmetro necessário para a realização deste tipo de ensaio de módulo de resiliência.

Para realização do ensaio, primeiramente, os corpos de prova foram introduzidos na base do pórtico e um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) foi fixado no centro destes, através de duas garras presas nas faces externas do mesmo. Então, ajustou-se o LVDT de modo a se obter os registros de deslocamentos via sistema de aquisição de dados. Posteriormente, a parte superior do pórtico foi colocada sobre os corpos de prova e, sobre este conjunto, foi assentado o pistão de carga.

O equipamento utilizado realiza a aplicação de 1 ciclo de carga por segundo (1 Hz) e esta carga foi programada para atingir um valor igual a 30% da carga de ruptura obtida no ensaio de tração por compressão diametral. A figura 10(a) apresenta os equipamentos utilizados para a moldagem dos corpos de prova, já a figura 10(b) apresenta o ensaio em andamento.

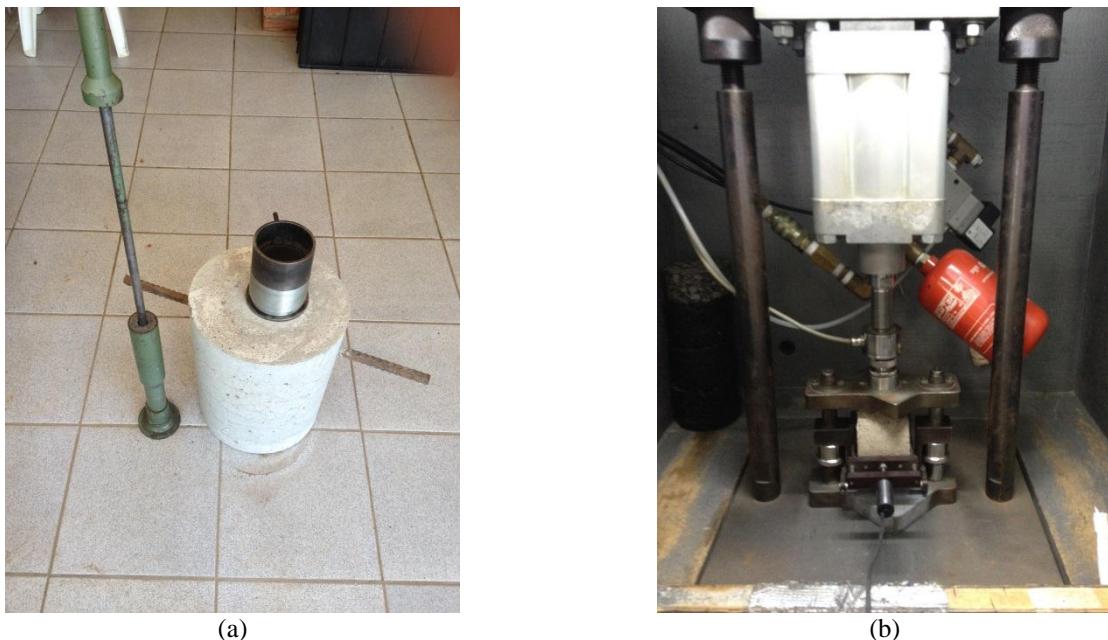


Figura 10 Ensaio de MRD: (a) equipamento para moldagem e (b) ensaio em andamento

Por fim, a partir dos parâmetros registrados e da Equação 1, o próprio software utilizado para realização do ensaio efetuou o cálculo do módulo de resiliência dos materiais. Foram realizadas 6 leituras de MRD por corpo de prova.

$$MRD = \frac{Fd}{100\Delta H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (1)$$

Onde:

- MRD – módulo de resiliência diametral, em MPa;
- F_d – carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova, em N;
- Δ – deformação resiliente para aplicações de carga (F), em cm;
- H – altura do corpo de prova, em cm;
- μ – coeficiente de Poisson (foi utilizado valor igual a 0,17 como coeficiente de Poisson, pois este é um valor comumente utilizado para misturas de solo-cimento)

4 RESULTADOS PRELIMINARES

Neste item são apresentados os resultados de caracterização e de módulo de resiliência obtidos por Fedrigo (2015) para misturas de BGS e fresado. Além disso, são apresentadas as curvas granulométricas das misturas contendo base de BGTC e de solo-cimento.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste item são apresentados os resultados obtidos a partir da caracterização dos materiais estudados até o momento. Primeiramente, são apresentadas as distribuições granulométricas dos materiais e, em seguida, a porcentagem de teor de ligante asfáltico extraída do material fresado.

Destaca-se que são utilizados códigos para identificar as misturas estudadas, nos quais o primeiro termo identifica o teor de cimento, o segundo identifica o teor de fresado e o terceiro identifica a energia de compactação utilizada.

4.1.1 Análise granulométrica

A figura 11 apresenta as curvas granulométricas da brita graduada simples e do material fresado provenientes da rodovia RSC-453. Na figura 12 são apresentadas as curvas granulométricas da brita graduada tratada com cimento e do fresado asfáltico oriundos da rodovia SP-070. As curvas granulométricas do solo-cimento e do fresado asfáltico provenientes da SP-425 são apresentadas na figura 13.

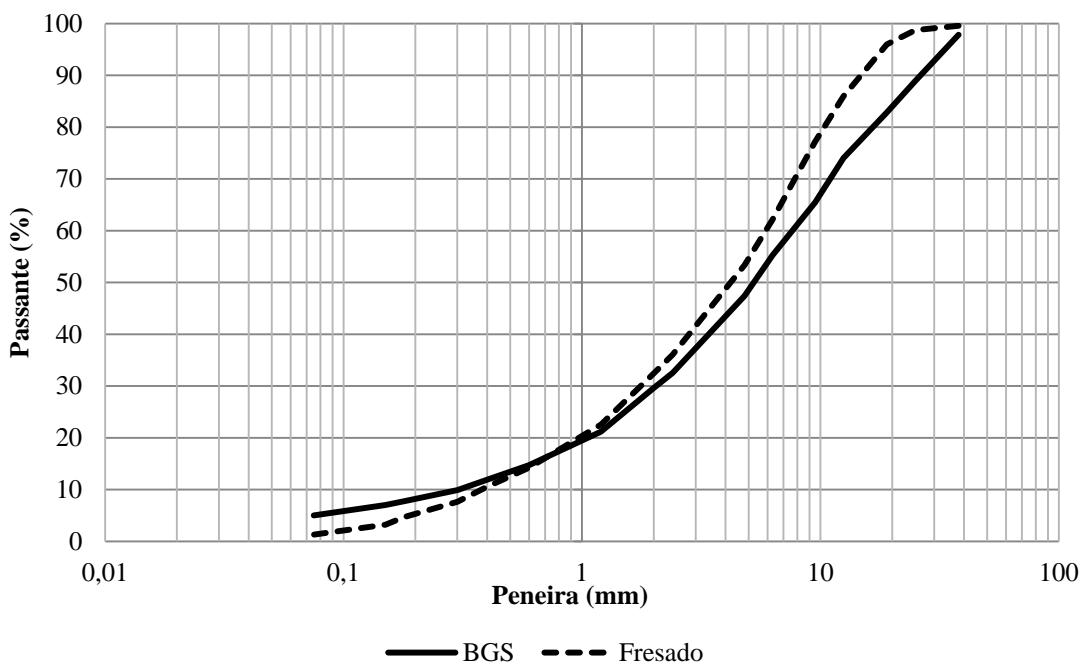


Figura 11 Curvas granulométricas da BGS e do fresado (RSC-453)
(FEDRIGO, 2015)

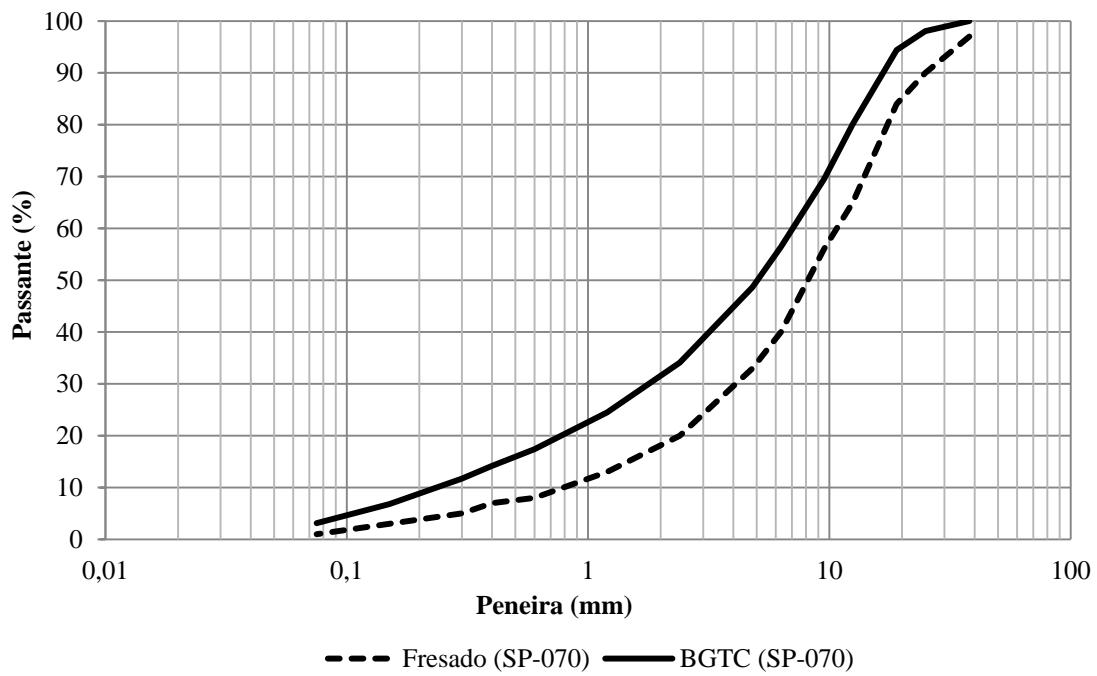


Figura 12 Curvas granulométricas da BGTC e do fresado (SP-070)

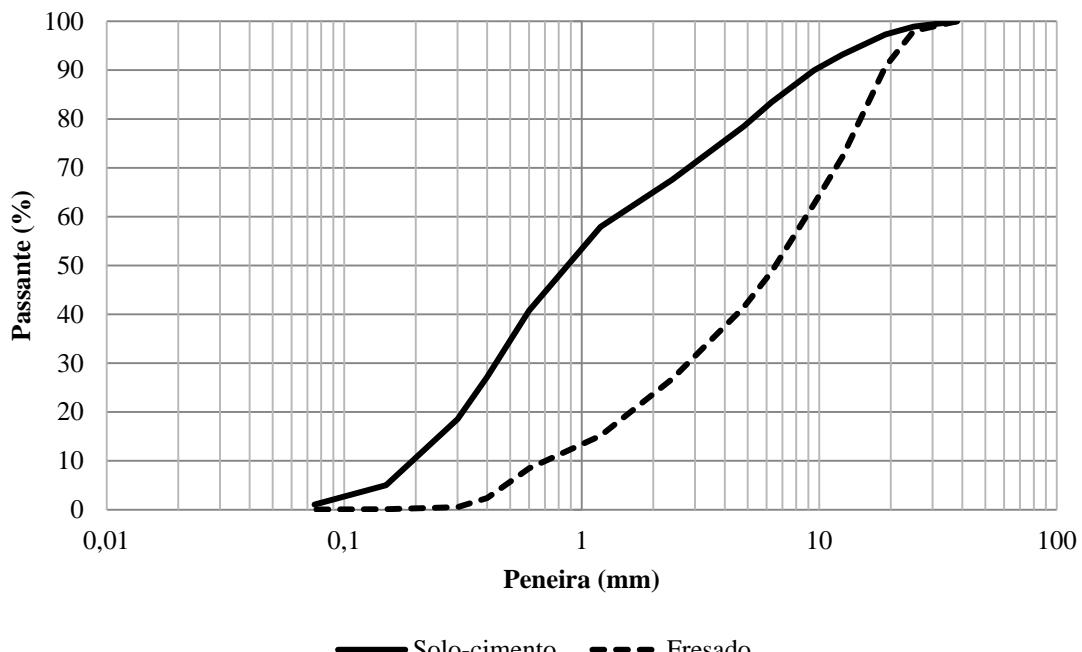


Figura 1 Curvas granulométricas do solo-cimento e do material fresado (SP-425)

4.1.2 Teor de ligante asfáltico do material fresado

O teor de ligante asfáltico extraído do material fresado (média de duas amostras ensaiadas) coletado na rodovia RSC-453 foi igual a 4,16%. Já o fresado asfáltico da rodovia SP-070 possuía teor de ligante asfáltico igual a 4,83%. O fresado proveniente da rodovia SP-425 possuía teor de ligante asfáltico igual a 4,91% em sua composição.

4.2 DEFINIÇÃO DAS MISTURAS DE BASE E FRESADO

As curvas granulométricas das misturas de brita graduada e material fresado são apresentadas na figura 14, assim como a faixa granulométrica indicada para reciclagem com cimento definida pelo manual da Wirtgen (2012). Pode-se verificar que todas as curvas se enquadram nos limites da faixa citada.

A figura 15 apresenta as curvas granulométricas das misturas de solo-cimento e fresado (SP-425). Devido ao fato do teor de fresado igual a 20% resultar em uma mistura que não se enquadava nos limites da Wirtgen (2012), optou-se pela correção da granulometria através da adição de 20% de agregado virgem (brita 3/8"). Já a figura 16 apresenta as curvas granulométricas das misturas de BGTC e fresado (SP-070). Verifica-se que estas curvas se enquadram nos limites propostos pela Wirtgen (2012).

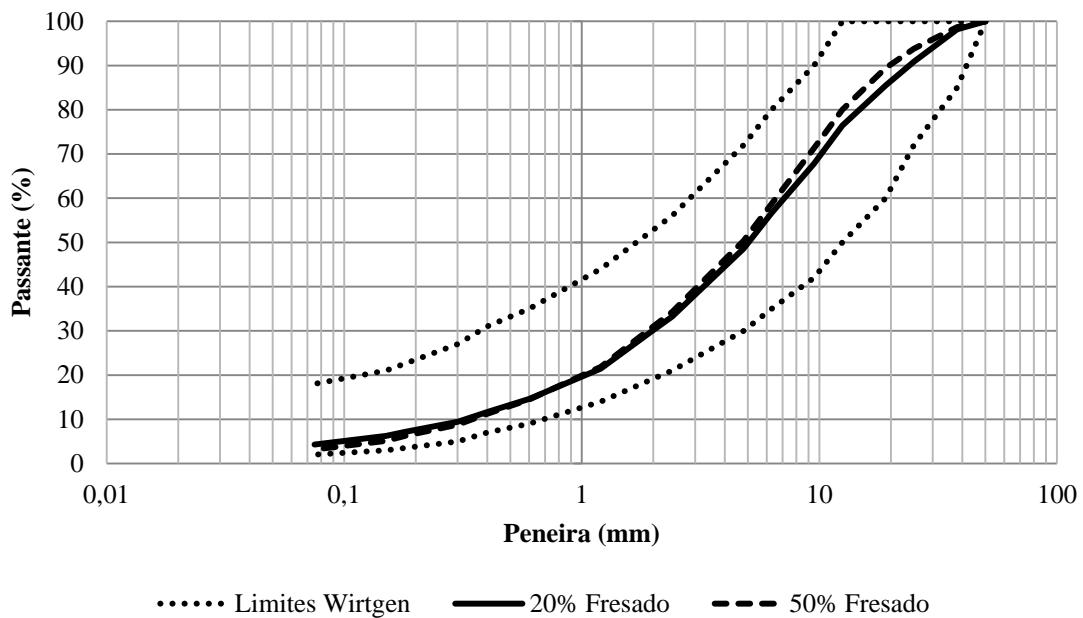


Figura 14 Curvas granulométricas das misturas de BGS e fresado enquadradas nos limites da Wirtgen
(FEDRIGO, 2015)

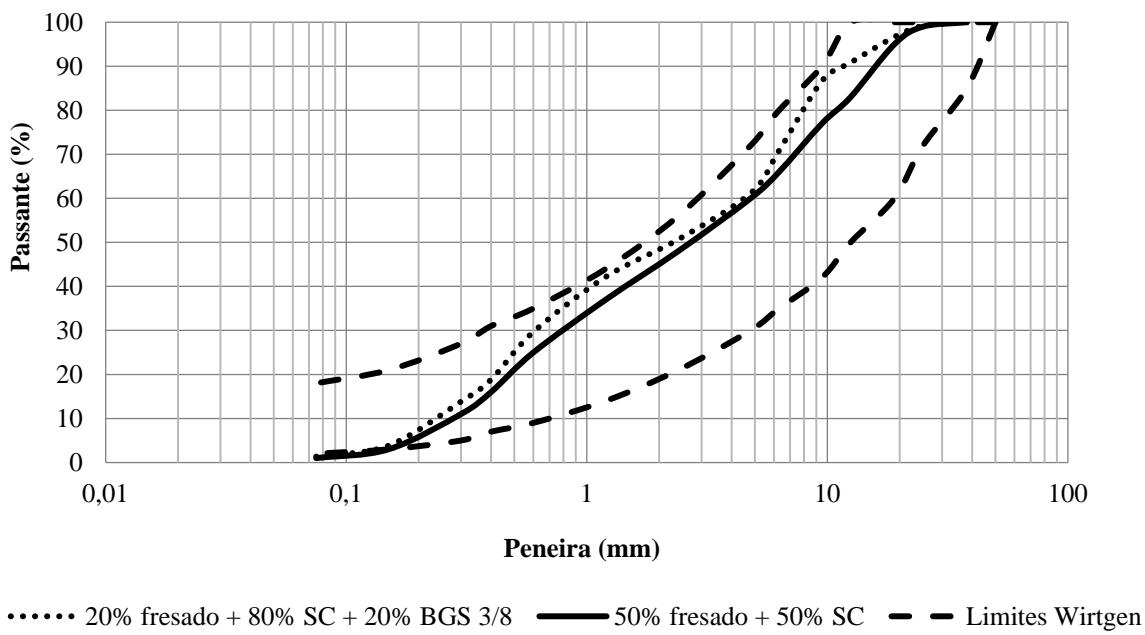


Figura 2 Curvas granulométricas das misturas de solo-cimento e fresado enquadradas nos limites da Wirtgen

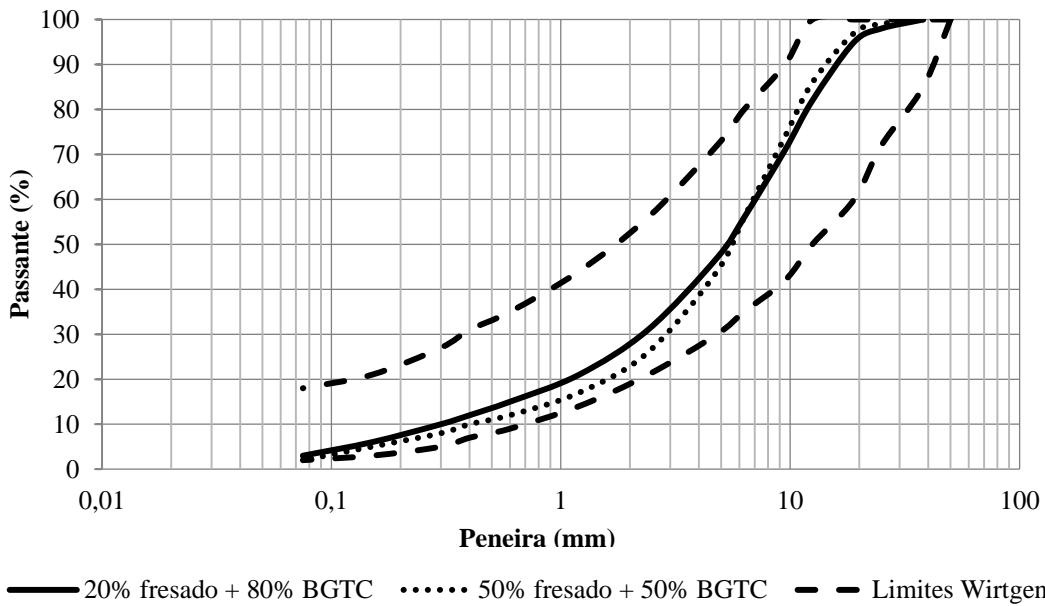


Figura 36 Curvas granulométricas das misturas de BGTC e fresado enquadradas nos limites da Wirtgen

4.3 COMPACTAÇÃO

Todas as misturas de BGS e fresado tiveram suas curvas de compactação determinadas. Essas curvas são apresentadas na figura 17. A tabela 10 mostra os parâmetros de compactação obtidos a partir de cada curva.

Tabela 10 Parâmetros obtidos a partir das curvas de compactação

Mistura	Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)	Teor de umidade ótimo (%)
2-20-MOD	20,75	8,2
2-50-MOD	20,60	8,0
4-20-MOD	21,10	7,6
4-50-MOD	20,70	7,1
4-20-INT	20,30	9,5
4-50-INT	20,25	9,1
6-20-INT	20,80	9,0
6-50-INT	20,70	8,0

(FEDRIGO, 2015)

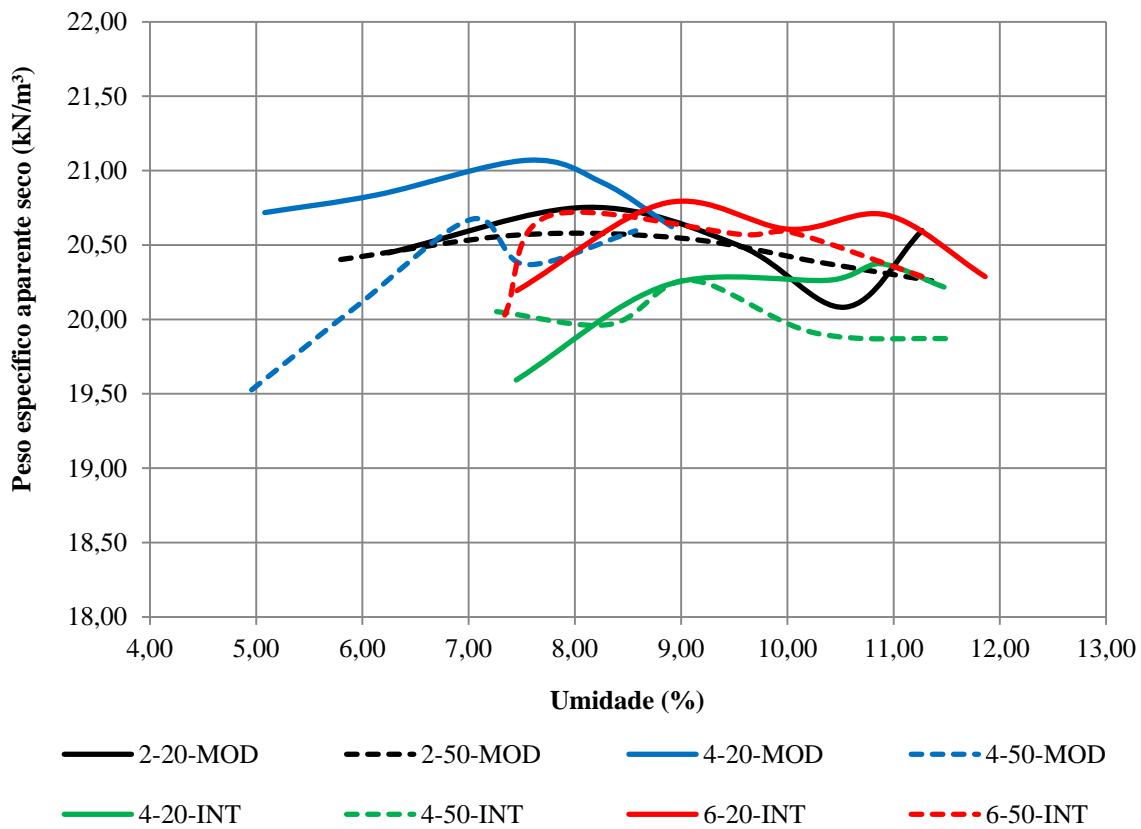


Figura 4 Curvas de compactação obtidas para misturas de BGS e fresado (FEDRIGO, 2015)

Observa-se que, para um mesmo teor de cimento e energia de compactação, o aumento da porcentagem de fresado ocasiona um decréscimo tanto do peso específico aparente seco máximo quanto do teor de umidade ótimo. Este fato pode ser explicado pela menor quantidade de finos do fresado, diminuindo a superfície específica, o que faz com que seja necessária menor quantidade de água para se atingir a umidade ótima da mistura.

Além disso, pode-se observar que existe pouca influência do teor de cimento nos parâmetros obtidos. Com relação às energias, como era esperado, o aumento na energia de compactação ocasiona acréscimo no peso específico aparente seco máximo e decréscimo no teor de umidade ótima da mistura. Este fato fica evidenciado quando se observa as curvas de compactação das misturas com teor de cimento igual a 4%.

No geral, verifica-se que não existe grande variação dos valores de umidade ótima (7,1% a 9,5%) e massa específica aparente seca máxima (20,25 a 21,10 kN/m³), apesar do emprego das diferentes combinações de teor de cimento, porcentagem de fresado e energia de compactação.

Por fim, outro aspecto importante é o fato de algumas curvas apresentarem dois picos de peso específico aparente seco máximo. Entretanto, o segundo pico é desprezado, pois este ocorre em pontos onde já havia exsudação da água adicionada à mistura quando da aplicação dos golpes, não representando a condição de umidade ótima.

4.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Neste item são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral. Os resultados de MRD obtidos para cada idade de cura (3, 7 e 14 dias) são apresentados nas tabelas 11,12 e 13.

Tabela 11 Resultados de MRD aos 3 dias de cura

Mistura	MRD ₃ dias (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
2-20-MOD	15019	305	2,0
2-50-MOD	10873	474	4,4
4-20-MOD	18902	823	4,4
4-50-MOD	14623	1428	9,8
4-20-INT	12571	269	2,1
4-50-INT	10390	466	4,5
6-20-INT	18353	955	5,2
6-50-INT	16787	1010	6,0

(FEDRIGO, 2015)

Tabela 12 Resultados de MRD aos 7 dias de cura

Mistura	MRD ₇ dias (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
2-20-MOD	16364	1236	7,6
2-50-MOD	13187	290	2,2
4-20-MOD	19727	949	4,8
4-50-MOD	18528	406	2,2
4-20-INT	16231	687	4,2
4-50-INT	13548	941	7,0
6-20-INT	23208	1336	5,8
6-50-INT	20597	262	1,3

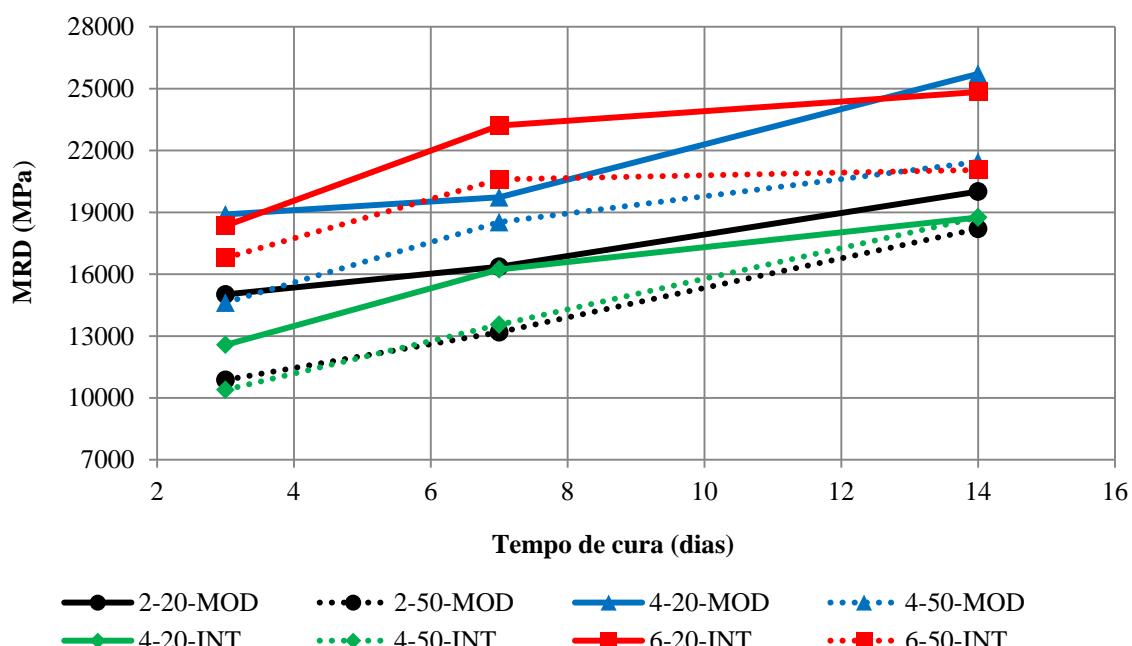
(FEDRIGO, 2015)

Tabela 13 Resultados de MRD aos 14 dias de cura

Mistura	MRD 14 dias (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
2-20-MOD	20012	826	4,1
2-50-MOD	18198	363	2,0
4-20-MOD	25719	1316	5,1
4-50-MOD	21447	2144	10,0
4-20-INT	18751	932	5,0
4-50-INT	18756	463	2,5
6-20-INT	24842	1040	4,2
6-50-INT	21062	1500	7,1

(FEDRIGO, 2015)

Destaca-se que os resultados apresentados são a média de um total de 12 leituras de MRD realizadas para dois corpos de prova e as tabelas também apresentam o desvio padrão e o coeficiente de variação obtidos. Os valores de MRD obtidos para cada CP ficaram entre o intervalo da média mais ou menos um desvio padrão e os valores de coeficiente de variação obtidos foram baixos (inferiores a 10%). A figura 18 apresenta a evolução do módulo de resiliência com o tempo de cura.

**Figura 5** Evolução do MRD com o tempo de cura
(FEDRIGO, 2015)

Observando-se os resultados apresentados, pode-se inferir que o acréscimo de material fresado na mistura ocasiona a redução do módulo de resiliência, fato também relatado por outros pesquisadores (Sufian *et al.*, 2009). Verifica-se que o aumento de fresado de 20% para 50% causa redução média no MRD igual a 14%.

Também se percebe que o MRD aumenta com o acréscimo de cimento. Desconsiderando-se a energia de compactação empregada, a taxa de aumento é, em média, igual a 28%, quando se eleva o teor de cimento de 2% para 4%, e igual a 41%, quando o último teor citado é elevado para 6%.

A utilização de uma maior energia de compactação também eleva os valores de MRD. Em média, as misturas compactadas na energia Intermediária apresentaram MRD igual a 76% dos apresentados pelas misturas compactadas na energia Modificada. Além disso, verifica-se que a compactação com energia maior compensa um teor inferior de cimento, fato benéfico para redução de custos e de efeitos causados pela retração por secagem.

Ainda, o aumento do tempo de cura também eleva os valores de MRD. Pode-se inferir que a taxa de crescimento média é igual a 21%, tanto entre 3 e 7 dias de cura quanto entre 7 e 14 dias de cura. Assim, apresentando um comportamento de evolução bastante próximo ao linear.

Por fim, destaca-se que a maior parte dos valores de MRD se apresentou bastante elevada, sendo superiores aos encontrados por outros pesquisadores que estudaram misturas semelhantes (Sufian *et al.*, 2009). Salienta-se que, geralmente, o aumento da exacerbada da rigidez torna as misturas cimentadas muito frágeis, o que representa risco de rupturas a baixos níveis de deformação.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste segundo Relatório de Andamento da Pesquisa complementou-se a revisão bibliográfica sobre métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas recicladas com cimento Portland, apresentando-se o procedimento francês.

Observa-se que a metodologia adotada, com sucesso, há três décadas na França apresenta algumas dificuldades de implantação no Brasil. Citam-se:

- a) o tipo de ensaio de fadiga (corpo-de-prova trapezoidal, ensaio a deformação controlada, com frequência de 50 Hz e temperatura de 10°C) muito diferente dos comumente empregados em nosso país³ (fadiga na compressão diametral, no modo tensão controlada, ou, mais recentemente fadiga em 4 pontos, mas com frequências menores e temperaturas mais elevadas);
- b) o modo de calcular-se o volume de tráfego acumulado, considerando um eixo padrão de 13 tf; ao passo que, como é sabido, a carga de eixo padrão no Brasil é 8,2 tf.;
- c) a caracterização da capacidade de suporte do subleito através do ensaio de placa (com cálculo do módulo E_{V2}), que pressupõe o emprego de equipamentos ainda raros no país⁴;
- d) a necessidade de obterem-se características mecânicas de materiais reciclados curados por tempos bem longos (360 dias) para poder-se estabelecer uma classificação de tais materiais (como a mostrada na figura 1), bem como relações (semelhantes às mostradas na tabela 6), que permitam a estimativas de resistência e módulo de elasticidade a partir de resultados obtidos aos 28 dias.

Contudo, o método francês de dimensionamento de pavimentos com camadas recicladas com cimento é de inquestionável consistência teórica, com substancial calibração empírica, e sua concepção pode ser aproveitada na formulação de um método brasileiro, que é um dos objetivos desta pesquisa.

³ Apenas na UFSC realizam-se ensaios de fadiga segundo a norma francesa, mas apenas em corpos-de-prova de misturas asfálticas, que são bem menores que aqueles de misturas recicladas.

⁴ Observa-se, entretanto, que existe a possibilidade de equipamento desse tipo ser importado, uma vez que a fabricante francesa (VECTRA) está aqui instalada.

Muito interessante, também, é o processo simplificado de dimensionamento com a apresentação de estruturas básicas, como as mostradas na figura 3. Esse procedimento simplificado permite que no caso de não se ter um conhecimento avançado do material reciclado, possa-se adotar uma estrutura compatível com o tráfego projetado, a capacidade de suporte do subleito, etc.

No período de janeiro a junho de 2015 foram realizados ensaios de módulo de resiliência de materiais reciclados com cimento (teores de 2; 4 e 6%), sendo brita graduada simples o material de base e acrescentando-se teores de fresado asfáltico de 20% e 50%.

Como se esperava, os módulos foram bastante elevados, caracterizando materiais bastante rígidos e, de conseguinte, resistentes a deformações permanentes. Até que ponto esse rigidez pode traduzir-se em fragilidade se saberá na continuidade da pesquisa, com a realização de ensaios de resistência à tração na flexão, com medida da deformação de ruptura, e, obviamente, através de ensaios de fadiga em vigotas (com dimensões 40 cm x 10 cm x 10 cm), previstos para ocorrerem nos próximos dois semestres.

Observa-se, finalmente, que a equipe de pesquisadores do LAPAV, que participam ativamente desta pesquisa, inclui agora novos membros: o doutorando William Fedrigo, o mestrandando Mario Alexander Castañeda Lopes e o aluno de Graduação Vinicius Eich D'Ávila.

Porto Alegre, 28 de junho de 2015

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

- AUSTROADS. **Mix design for stabilised pavement materials: Austroads Publication AP-T16.** Sydney, 43p. 2002.
- CIMBÉTON. **Le retraitement em place à froid aux liants hydrauliques.** Collection Technique CT-T71. Paris, 162 p. 2013.
- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Determinação do teor de asfalto de misturas betuminosas utilizando o extrator por refluxo:** DAER/RS EL 213/01. Rio Grande do Sul, 7 p. 2001.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório:** DNER-PRO 199/96. Rio de Janeiro, 7 p. 1996.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Agregados – Análise Granulométrica:** DNER-ME 083/98. Rio de Janeiro, 5 p. 1998a.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio:** DNIT 135/2010 – ME. Rio de Janeiro, 6 p. 2010b.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço:** DNIT 167/2013 – ES. Rio de Janeiro, 11 p. 2013a.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio:** DNIT 164/2013 – ME. Rio de Janeiro, 7 p. 2013b.
- FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A.; BONFIM, V. As perspectivas de reabilitação de pavimentos no estado de São Paulo – Brasil: Enquadramento e técnicas usuais. **Construção Magazine**, Vol. 53, Porto, p. 34 – 38, 2013.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Guide to Full Depth Reclamation (FDR) with Cement.** Illinois, E.U.A, 2005.
- SETRA; LCPC. **Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide Technique.** 1994
- SETRA; LCPC **Retraitement em place à froid des anciennes chaussées. Guide technique.** Bagneux, 96 p. 2003.
- SUFIAN, Z. et al. Full depth reclaimed pavements using cement and hydrated lime as stabilizing agents. In: 13th CONFERENCE OF ROAD ENGINEERING ASSOCIATION OF ASIA AND AUSTRALASIA – Anais... Incheon, 2009. 10 p.
- WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

APÊNDICE C

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: janeiro de 2016	3. Folhas: 53
4. Título da Pesquisa: “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”		
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)	
7. Relatório preparado por:		
Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti Engº MSc. William Fedrigo, Doutorando Engº Mario Castañeda López, Mestrando		
Universidade Federal do Rio Grande do Sul		
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, nos meses de julho a dezembro de 2016. Destacam-se:		
a) Elaboração de revisão bibliográfica sobre ensaios de resistência à tração na flexão (RTF) em materiais cimentados e sua adaptação no estudo dos materiais da pesquisa; b) Definição dos dois tipos de misturas recicladas estudadas até o momento: fresado asfáltico contendo ligante asfáltico modificado com polímero (FP) mais base de brita graduada tratada com cimento (BGTC) e fresado asfáltico convencional (F) mais brita graduada simples (BGS), ambas para diferentes teores de cimento Portland. c) Realização de ensaios preliminares: composição granulométrica, teor de ligante asfáltico por refluxo e compactação das misturas definidas; d) Realização de ensaios de RTF das misturas caracterizadas; e) Análise de resultados dos ensaios listados nos itens “c” e “d”.		
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.		

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	5
2.1.1	Introdução.....	5
2.1.2	Configuração do ensaio	5
2.1.3	Carregamento	7
2.1.4	Moldagem dos corpos de prova.....	8
2.1.5	Outros fatores	8
2.2	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO: REVISÃO DE NORMAS TÉCNICAS.....	8
2.2.1	JSCE (1984). Método de ensaio para avaliação da tenacidade à flexão de concreto reforçado com fibras de aço.....	10
2.2.2	ASTM (2015). Resistência flexural de concreto	11
2.2.3	ABNT (2010). Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos.....	12
2.2.4	ASTM (2012a). Resistência flexural de solo cimento.....	13
2.2.5	ASTM (2012b). Método de avaliação de concreto reforçado com fibras	13
2.2.6	AUSTROADS (2008). Desenvolvimento e avaliação de protocolos para caracterização em laboratório de materiais cimentados	14
2.2.7	NCHRP (2014). Caraterização de camadas estabilizadas com adição de cimento para uso em projeto e análise de pavimentos.....	15
2.2.8	Resumo dos procedimentos	15
3	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	16
3.1	MATERIAIS.....	16
3.2	MÉTODOS	16
3.2.1	Definição das misturas.....	16
3.2.2	Compactação	18

3.2.3	Moldagem dos corpos de prova.....	18
3.2.4	Cura	20
3.2.5	Tolerâncias	21
3.2.6	Resistencia à tração na flexão (RTF).....	21
4	RESULTADOS PRELIMINARES	26
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	26
4.1.1	Análise granulométrica.....	26
4.1.2	Teor de ligante asfáltico do material fresado.....	28
4.2	DEFINIÇÃO DAS MISTURAS.....	29
4.3	COMPACTAÇÃO	30
4.3.1	BGS+FC	31
4.3.2	BGTC+FP.....	31
4.4	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E DEFORMAÇÃO NA RUPTURA.....	31
4.4.1	Misturas BGS+FC	32
4.4.2	Misturas BGTC+FP.....	35
4.4.3	Análise dos resultados de RTF e $\mu\epsilon$	37
4.5	MÓDULO FLEXURAL ESTÁTICO.....	38
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	41
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	42
	APÊNDICE I. Gráficos “tensão x deformação” obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão (BGS+FC)	44
	APÊNDICE II. Gráficos “tensão x deformação” obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão (BGTC+FP).....	50

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Este terceiro Relatório de Andamento da Pesquisa descreve as atividades realizadas no período de julho a dezembro de 2016, incluindo:

- a. Elaboração de revisão bibliográfica sobre ensaios de resistência à tração na flexão (RTF) em materiais cimentados e sua adaptação no estudo dos materiais da pesquisa;
- b. Definição de misturas recicladas a serem estudadas, constituídas por fresado asfáltico contendo ligante asfáltico modificado com polímero (FP) mais base de brita graduada tratada com cimento (BGTC) e por fresado asfáltico convencional (F) mais brita graduada simples (BGS), para diferentes teores de cimento Portland.
- c. Realização de ensaios de caracterização das misturas: composição granulométrica, teor de ligante asfáltico por refluxo, compactação;
- d. Realização de ensaios de RTF das misturas definidas;
- e. A apresentação e análise de resultados dos ensaios listados nos itens “c” e “d”.

Salienta-se que estas atividades terão continuidade no período de janeiro a junho de 2016, em conformidade com o cronograma físico-financeiro aprovado pela ANTT.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

2.1.1 Introdução

Como relatado no primeiro relatório (Janeiro 2015), além da deformação permanente (afundamentos localizados ou nas trilhas de roda) e trincamento térmico, a fadiga de materiais cimentados é um dos principais mecanismos de degradação envolvendo materiais cimentados em pavimentos rodoviários. A resistência à fadiga tem sido definida como a capacidade de resposta sem surgimentos de trincas significativas às cargas cíclicas, sob as condições ambientais predominantes.

Desta forma, o processo de degradação associado ao fenômeno é avaliado em função da resposta resiliente do material para estas condições através de modelos de fadiga como os expostos no primeiro relatório, sendo assim, esta resposta tem sido definida por diversos pesquisadores segundo o tipo de ensaio empregado, como função da energia dissipada, deformação de tração inicial, tensão aplicada ou módulo de rigidez. Dentre estes, a deformação de tração na fibra inferior da camada de material cimentado é assumida no processo de dimensionamento mecânico como o parâmetro de controle da fadiga (AUSTROADS, 2004), pois a limitação desta deformação evita o trincamento da camada cimentada.

A avaliação da resistência e da deformação na tração é realizada sob condições estáticas e dinâmicas, sendo que a resposta estática (elástica) determina as condições de início e avaliação da resposta dinâmica (resiliente) do material através do ensaio de fadiga. Nos itens subsequentes são descritos os fatores que influenciam a resposta do material para tais condições.

2.1.2 Configuração do ensaio

As técnicas mais utilizadas baseiam-se em cinco arranjos de ensaios comandados pela aplicação dos carregamentos (sejam estáticos ou dinâmicos, dependendo do ensaio) em amostras moldadas ou extraídas de campo. De uma forma geral, as configurações mais conhecidas e empregadas em laboratório são (ver Figura 1):

- Ensaio de amostras cilíndricas à tração direta;
- Ensaio de amostras cilíndricas à tração indireta (compressão diametral);
- Ensaio com vigotas em flexão (ensaio de três ou quatro pontos);
- Ensaio de tração em amostras trapezoidais.

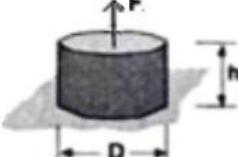
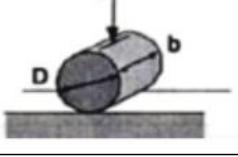
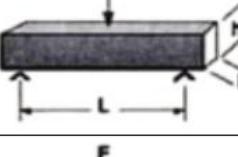
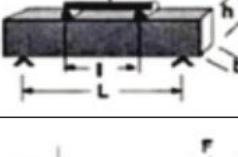
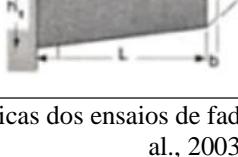
Tipo de Ensaio	Geometria	Tipo de Carregamento
T/D		Tração Direta
IDT		Tração Indireta
3PB		Flexão - Três pontos
4PB		Flexão - Quatro pontos
FT		Flexão - Trapezoidal

Figura 1. Características geométricas dos ensaios de fadiga mais comuns (adaptado de BENEDETTO et al., 2003)

A partir dessas configurações, BENEDETTO et al. (2003) abrangem alguns tipos de protocolos de ensaio de fadiga segundo o país onde tem-se realizado: T/D (França, Suécia), IDT (Suécia), 3PB (Holanda), 4PB (Holanda, Portugal, Polônia, Reino Unido), FT (França, Bélgica). O autor salienta que só o ensaio T/D é um ensaio homogêneo, pela aplicação uniforme de carga.

Dentre esses modelos discutidos, é destacado que os ensaios tipo IDT tem menor vida de fadiga, pois o fenômeno físico que controla a degradação é o acúmulo de deformação permanente mais do que a fadiga, além de serem controláveis somente por tensão. Por outro lado, para o mesmo estado de deformação os ensaios 2PB, 3PB e 4PB têm maior viga de fadiga do que ensaios tipo T/D, pois as tensões e deformações são menores já que variam de zero até um valor máximo que é o aplicado no ensaio T/D.

Assim, mesmo que seja comumente empregado no Brasil, o ensaio por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos é menos empregado do que os ensaios à flexão, pois, estes simulam melhor o estado de tensões atuante numa camada cimentada de um pavimento, sendo este um dos principais critérios para a definição do estudo.

2.1.3 Carregamento

Tanto nos ensaios de resistência à tração quanto nos ensaios de fadiga, os modos de carregamento empregados podem ser os seguintes:

- a. Sob tensão controlada (TC): onde a carga aplicada é mantida constante e as deformações aumentam ao longo do ensaio;
- b. Sob deformação controlada (DC): onde a carga aplicada produz uma deformação constante no decorrer do ensaio, o que induz a uma diminuição do nível de carga para manter essa deformação pré-estabelecida.

Os ensaios sob tensão controlada são mais severos do que os ensaios a deformação controlada, pois ao reduzir a tensão para assegurar a deformação constante, é reduzida a energia dissipada durante o ensaio. Mesmo assim, os ensaios de tensão controlada são amplamente usados para materiais estabilizados porque reproduzem melhor as condições do tráfego e, portanto, são mais adequados para deduzir os modelos empregados no dimensionamento de fadiga.

O critério de ruptura depende do tipo de carregamento. Assim, se o ensaio for sob TC, geralmente acontece a ruptura, enquanto que sob DC, a ruptura é definida como a queda em 50 % da rigidez.

2.1.4 Moldagem dos corpos de prova

Além de atingir adequados valores ótimos dos parâmetros de compactação (umidade e massa específica aparente seca), o método de compactação de amostras em laboratório deve simular o comportamento de campo em outros aspectos. Os métodos mais comuns são a compactação estática, por impacto, por amassamento, giratória, e por rolamento.

Por outro lado, especial atenção deve ser dada à homogeneidade do material. Como descrito no primeiro relatório, existe a necessidade de definir trechos homogêneos para assegurar adequada caracterização do material, pois a heterogeneidade característica do RAP (*reclaimed asphalt pavement*, ou simplesmente, fresado) pode influenciar nas modelagens.

2.1.5 Outros fatores

Observa-se, finalmente, que os fatores que afetam o desempenho flexural de materiais cimentados preparados em laboratório se relacionam com o método do ensaio e com as propriedades das misturas que têm efeito na sua rigidez: grau de compactação, tempo de cura, tipo de solo, tipo e teor de estabilizante, tamanho do corpo de prova, etc. Tais variáveis dependem do tipo de protocolo escolhido para a realização dos ensaios.

Fatores ambientais podem influenciar o comportamento, a umidade relativa (especialmente em ensaios que demandam mais tempo) e a temperatura (no caso de misturas com alto conteúdo de fresado).

2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO: REVISÃO DE NORMAS TÉCNICAS

A partir das condições expostas no item 2.1.2, a configuração tipo 4PB tem vantagens que fazem com que os resultados permitam um desempenho mais representativo do comportamento que se pretende avaliar. Pinto (1991), de maneira teórica, descreve o procedimento da seguinte forma:

[...] consiste em submeter uma vigota retangular simplesmente apoiada a duas cargas simétricas em relação ao centro da vigota, que produzem um estado de tração uniforme na parte central do bordo inferior da vigota, abaixo da linha neutra, entre os dois pontos da carga.

Ao solicitar o corpo de prova a esse tipo de carregamento, obtém-se uma região (entre os pontos de aplicação de carga) sob ação de um momento fletor máximo e constante, com esforços cortantes nulos (ver Figura 2). Assim, garante-se um ensaio adequado, pois é possível induzir a ruptura exclusivamente por flexão (CERATTI, 1991).

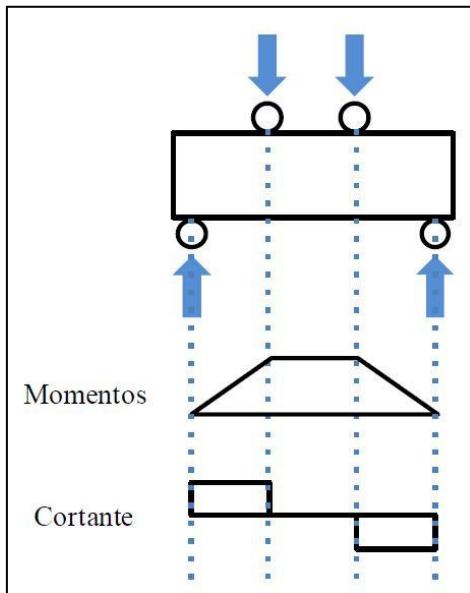


Figura 2. Distribuição dos momentos para ensaio de flexão em quatro pontos (Salvador, 2013)

Segundo Austroads (2008), o ensaio de flexão de vigas é amplamente utilizado em estudos australianos de caracterização do comportamento de solos cimentados para estimar a resistência à flexão na ruptura, o módulo flexural e a vida de fadiga das misturas. Para este trabalho, analisou-se apenas a resposta das misturas através dos ensaios de resistência à flexão que, como mencionado anteriormente, definirão os níveis de tensão e deformação utilizados nos ensaios de carga repetida.

Além de pavimentos, a avaliação do desempenho flexural de materiais é de interesse em concreto, especialmente no caso do concreto reforçado com fibras, pois neste caso a determinação da tenacidade ou resistência residual do compósito serve para avaliar o desempenho da inclusão de fibras de aço. Assim, pelas curvas tensão-deformação obtidas é possível estimar a energia abrangida pelo corpo de prova antes e após da ruptura da matriz, sendo que inicialmente os protocolos para estes ensaios foram desenvolvidos para o estudo deste tipo de materiais.

Um dos métodos pioneiros normatizados de flexão de corpos de prova prismáticos foi desenvolvido pela *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE, 1984). O documento, apesar

de atribuído a elementos de concreto reforçados com fibras de aço, serviu como base para outras normas referentes à resistência à tração na flexão (RTF).

Desta forma, são protocolos desenvolvidos para concreto aqueles que têm dado as bases para o desenvolvimento de protocolos encaminhados ao estudo de materiais cimentados. No entanto, é importante indicar que os protocolos atuais não têm sido desenvolvidos para misturas incluindo RAP, pelo qual tem sido necessária a modificação de alguns parâmetros de ensaio.

Nos próximos itens são descritos os métodos de ensaio normatizados e levados em consideração quando da definição dos métodos usados neste estudo.

2.2.1 JSCE (1984). Método de ensaio para avaliação da tenacidade à flexão de concreto reforçado com fibras de aço

Foi um dos primeiros métodos de ensaio a prescrever ensaios de flexão de corpos de prova prismáticos para a avaliação da tenacidade de concreto reforçado com fibras. É requerido um pórtico com elevada rigidez para reduzir a instabilidade pós-pico das leituras. A variável de controle é o deslocamento vertical do pistão da prensa.

De acordo com a *Japan Society of Civil Engineers* (1984), os corpos de prova podem ser extraídos ou moldados, com seção transversal de 100 mm x 100 mm x 350 mm ou 150 mm x 150 mm x 500 mm e vão de 300 mm ou 450 mm respetivamente. A dimensão depende do tamanho do comprimento da fibra utilizada.

A aplicação da carga se dá através de dois cutelos cilíndricos que possuem rotação livre sobre seus eixos, posicionados no terço médio da viga e a leitura de deslocamentos é efetuada com o posicionamento de LVDT's (*Linear Variable Displacement Transducer*) centralizados nas faces laterais do prisma apoiados em um suporte, denominado *yoke*, alinhado à linha neutra do corpo de prova, de modo que apenas o deslocamento relativo da viga seja medido, e não o total do sistema (ver Figura 3). O carregamento é feito até o deslocamento vertical for L/150.



Figura 3. Esquema representativo do ensaio segundo JSCE-SF4 (1984) (SALVADOR, 2013)

O carregamento é estático, sem impacto. O rompimento da viga deve acontecer no terço central e caso ocorra fora desta região, o resultado é descartado.

O protocolo japonês é o mais utilizado para dimensionamento de elementos de concreto reforçado com fibras, apresentando a concepção mais simples e sendo o pioneiro na recomendação do uso do suporte *yoke*.

2.2.2 ASTM (2015). Resistência flexural de concreto

A norma ASTM C78 é usada para obter o valor de RTF, mas não o valor de deformação de tração associado, pelo qual inclui recomendações a respeito da medição de deslocamento. As dimensões nominais do corpo de prova são 150 mm x 150 mm x 500 mm. O carregamento é contínuo e sem choques, sob tensão controlada: 0,9 a 1,2 MPa/min. É admitida a ruptura fora da região de flexão pura, desde que sua localização seja inferior a 5 % da terceira parte do vão, fora do terço médio. Neste caso, é realizada uma correção da RTF calculada.

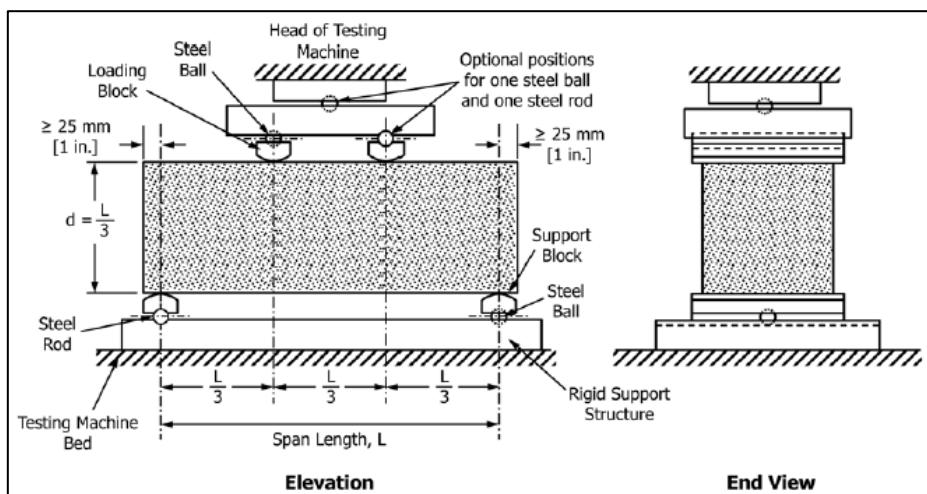


Figura 4. Dispositivo de flexão (ASTM, 2015)

2.2.3 ABNT (2010). Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos

A norma brasileira NBR 12142 é uma adaptação da norma americana ASTM C78, sendo usada apenas para obter o valor de RTF e não o valor de deformação de tração associada. Assim, não tem recomendações para medição de flecha. O dispositivo de flexão recomendado é mostrado na Figura 5, recomendações adicionais estão descritas na norma.

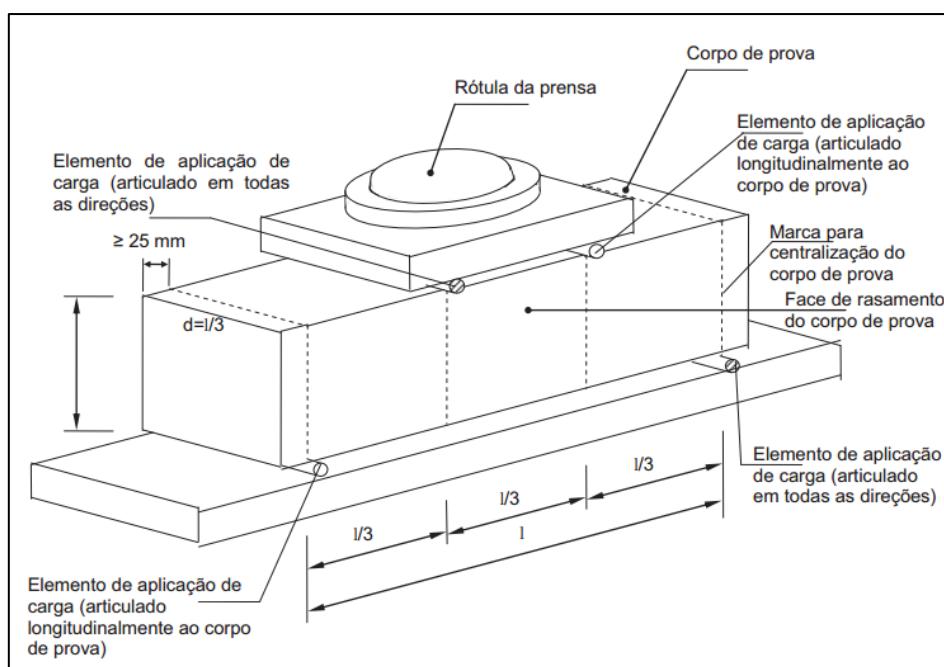


Figura 5. Dispositivo de flexão (NBR 12142, 2010)

As dimensões do corpo de prova são função da dimensão básica, d , sendo que podem ser 150 mm x 150 mm x 500 mm ou 250 mm x 250 mm x 800 mm e vão de 450 mm e 750 mm, respectivamente.

Sob tensão controlada, a tensão é aplicada continuamente, sem choques e com taxa de 0,9 MPa a 1,1 MPa. Da mesma forma que o recomendado pela ASTM (2015), é admitida a ruptura fora da região de flexão pura, sendo usado o mesmo critério de aceitação, também sendo corrigido o valor de RTF.

2.2.4 ASTM (2012a). Resistência flexural de solo cimento

Esta norma é adaptação da norma ASTM C78, sendo que as principais variações estão relacionadas com as dimensões do corpo de prova (76 mm x 76 mm x 290 mm) e a taxa de carregamento (690 ± 39 kPa/min). No entanto, o protocolo indica que pode ser adaptável para outras dimensões. A configuração do ensaio é basicamente igual, como mostrado na Figura 6.

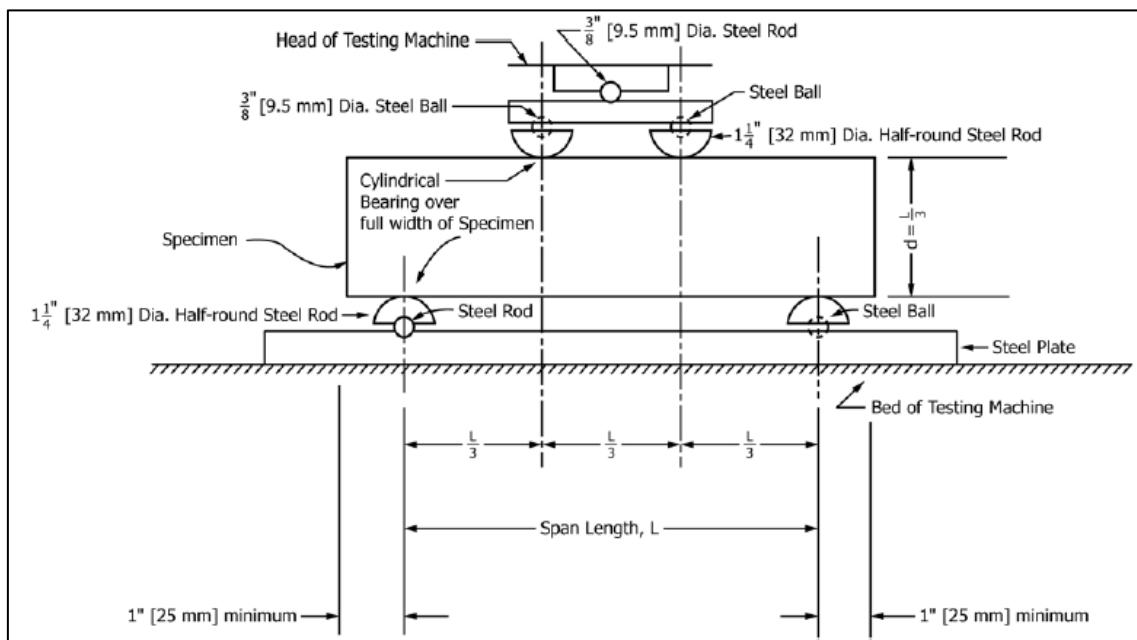


Figura 6. Dispositivo de flexão para vigas de solo cimento (ASTM, 2012a)

Tanto o critério de ruptura, quanto o cálculo da RTF e as correções (caso necessárias), são as mesmas apresentadas na norma ASTM C78.

2.2.5 ASTM (2012b). Método de avaliação de concreto reforçado com fibras

Pela natureza do ensaio, inclui recomendações para medição do deslocamento. É uma variação do método japonês, pois usa as mesmas dimensões do corpo de prova e configuração de ensaio, como mostrado na Figura 7. No entanto, o sistema de controle de aplicação da carga é fechado, isto é, tem-se uma retroalimentação a partir do deslocamento registrado, possuindo vantagens no caso da estimativa da tenacidade. Quanto à velocidade de ensaio, são definidos dois segmentos (antes e após vão/900), podendo variar entre 0,025 a 0,30 mm/min, isto devido ao tipo de material, pois acontece transferência de carga da matriz de concreto para o aço.

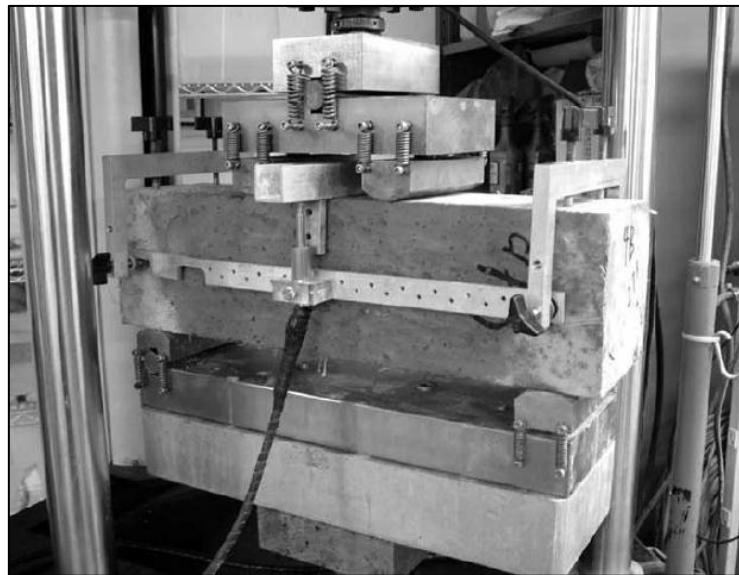


Figura 7. Dispositivo de flexão e suporte *yoke* (ASTM, 2012)

É importante destacar que a norma recomenda um controle de evaporação, no caso do ensaio demorar mais do que 15 minutos.

2.2.6 AUSTROADS (2008). Desenvolvimento e avaliação de protocolos para caracterização em laboratório de materiais cimentados

O protocolo está baseado nas recomendações da norma australiana AS 1012.11-2000 (STANDARDS AUSTRALIA, 2000), inicialmente desenvolvida para concreto. A configuração é mostrada na Figura 8, sendo que as dimensões nominais dos corpos de prova são 100 mm x 100 mm x 400 mm (o vão é de 300 mm), em função de um tamanho máximo de agregado de 20 mm, pois a dimensão básica deve ser maior do que três vezes o diâmetro máximo nominal do agregado.



Figura 8. Dispositivo de flexão (AUSTROADS, 2008)

O ensaio é feito sob tensão controlada (3,3 kN/min), após uma carga de acomodamento de 50 N durante 6s. Na medição do deslocamento, usa-se um arranjo diferente do suporte tipo yoke (ver Figura 8), que faz a medição do mesmo deslocamento com a utilização de apenas um LVDT posicionado no centro da face superior do corpo de prova.

2.2.7 NCHRP (2014). Caraterização de camadas estabilizadas com adição de cimento para uso em projeto e análise de pavimentos

Este tipo de ensaio só é usado para a determinação da RTF, não apresentando recomendações para medição de deslocamentos. Pelo tipo de material para o qual é desenvolvido, o método descrito é uma variação da norma ASTM D1635. Assim, difere quanto ao tamanho do corpo de prova em função do tamanho de agregado preconizado, sendo maior (100 mm x 100 m x 400 mm). Da mesma forma, a configuração do ensaio é similar.

2.2.8 Resumo dos procedimentos

A Tabela 1 resume os parâmetros dos ensaios segundo os seis procedimentos descritos:

Tabela 1 Resumo dos principais itens dos cinco procedimentos normalizados (JSCE, 1984; ASTM, 2015; ANBT, 2010; ASTM, 2012a; ASTM, 2012b; AUSTROADS, 2008; NCHRP 2014)

Item	Variável controlada	Geometria do corpo de prova (mm ³)	Vão do ensaio (mm)	Velocidade de ensaio	Número de LVDTs
JSCE SF4	Deslocamento	100x100x350	300	0,15 a 0,50 mm/min	2
		150x150x500	450		
ASTM C78/C78	Tensão	150x150x500	450	0,9 a 1,2 MPa/min	-
NBR 12142	Tensão	150x150x500 250x250x700	450 750	0,9 a 1,1 MPa/min	-
ASTM C1609/C1609M	Deslocamento	100x100x350	300	0,025 a 0,30 mm/min	2
		150x150x500	450		
ASTM D1635/D1635M	Tensão	76 x 76 x 290	228	690±39 kPa/min	-
AP-T101	Tensão	100x100x400	300	3,3 kN/min	1
Report 789	Tensão	100x100x400	300	690±39 kPa/min	-

3 ESTUDO EXPERIMENTAL

Neste item são apresentados os materiais estudados e descritos os métodos dos ensaios laboratoriais realizados até o presente estágio da pesquisa.

3.1 MATERIAIS

Como já apresentado nos relatórios anteriores, a pesquisa prevê a utilização de materiais de base de diversas localidades do país, sendo eles: brita graduada simples (BGS), solo-cimento, brita graduada tratada com cimento (BGTC) e cascalhos lateríticos. Busca-se, assim, envolver os principais materiais de base empregados em pavimentos brasileiros. No caso do estudo da RTF, até o momento foram estudadas misturas contendo BGS e BGTC como materiais de base, e fresado convencional (FC) e fresado modificado por adição de polímero (FP).

3.2 MÉTODOS

Os métodos empregados no desenvolvimento da pesquisa são apresentados neste item. Pelo fato de já ter sido descritos no segundo relatório, os procedimentos usados na caracterização dos materiais não são abordados. Os métodos descritos correspondem aos relacionados com a definição das misturas e avaliação do comportamento flexural estático das mesmas: compactação, moldagem dos corpos de prova prismáticos e ensaios de RTF.

Lembra-se que, anteriormente a todos os ensaios realizados, com o intuito de reduzir a amostra de material coletado mantendo sua representatividade, realiza-se o quarteamento dos materiais conforme a norma DNER-PRO 199/96 (DNIT, 1996).

3.2.1 Definição das misturas

Foram definidas três misturas de base e fresado para realização dos ensaios subsequentes para cada um dos dois conjuntos de materiais descritos. A primeira delas composta por 80% de material de base e 20% de material fresado, esta mistura foi adotada devido ao fato de reproduzir a reciclagem de um pavimento com uma camada pouco espessa de revestimento asfáltico. Já a segunda mistura tem uma composição

formada por frações de 50% de cada um dos materiais citados, sendo que sua escolha se deve às várias fontes da literatura que relatam um valor de 50% como o limite para a porcentagem de material fresado na mistura, dentre estas fontes estão a norma sobre reciclagem com cimento do DNIT (2013a) e o guia de reciclagem da PCA (2005). Adicionalmente, a última mistura corresponde a 70 % de fresado e 30 % de material de base, tentando reproduzir a reciclagem de um pavimento com uma camada espessa de revestimento asfáltico.

A partir da curva granulométrica e da quantidade de cada material (fresado e base) foi possível determinar as curvas granulométricas das misturas. Então, verificou-se o enquadramento destas curvas à faixa granulométrica para reciclagem com cimento proposta pelo manual de reciclagem a frio da Wirtgen (2012). A faixa granulométrica proposta pela Wirtgen foi adotada pelo fato de seu manual ser considerado uma referência no meio da reciclagem a frio de pavimentos.

Então, foram definidos 3 teores de cimento (2%, 4% e 6%), em massa, sendo estes adicionados sobre o peso seco da mistura de fresado e base. Esses teores foram escolhidos visando o estudo de materiais modificados ($RCS < 1$ MPa), materiais levemente cimentados (1 MPa $< RCS < 4$ MPa) e fortemente cimentados ($RCS > 4$ MPa), seguindo a classificação da Austroads (2002). Por fim, a energia utilizada para a compactação de cada mistura foi definida como modificada.

Desta forma, são estudas nove misturas para cada material de base, isto é, 18 mistura no total, como é mostrado na Figura 9:

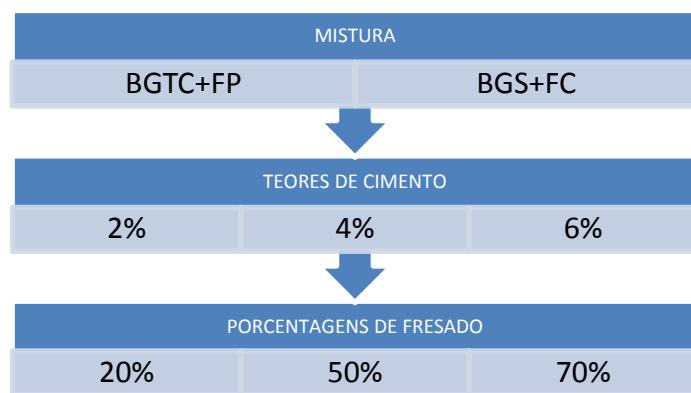


Figura 9. Misturas definidas para o estudo de RTF

Para melhor identificação das combinações estudadas, os corpos de prova receberam um código do tipo X-YY. Onde X representa o teor de cimento e, YY, o teor de fresado, ambos em porcentagem. Assim, uma mistura 2-20 corresponde, por exemplo, a uma mistura com 2% de cimento e 20% de fresado. Essa identificação será utilizada a partir deste capítulo.

Em decorrência da indisponibilidade de material, foi necessária a reprodução da BGS (a partir de material virgem) e do fresado correspondente, com distribuições granulométricas similares aos utilizados originalmente (misturas compostas por tais materiais, oriundos da rodovia RSC-453, tiveram resultados de compactação e de módulo de resiliência apresentados no segundo relatório). A BGTC e o fresado com ligante asfáltico modificado por polímero são provenientes da rodovia SP-070. O programa de moldagem dos corpos de prova é apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Programa experimental: corpos de prova a moldar

Mistura	BGTC+FP			BGS+FC		
	Teor de cimento (%)	2	4	6	2	4
Porcentagem de fresado	20	2	2	3	3	3
50	3	2	2	3	3	3
70	1	2	1	3	3	3

3.2.2 Compactação

Foram realizados os ensaios de compactação de cada uma das nove misturas contendo BGS e BGTC. O peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{s\max}$) e o teor de umidade ótimo (ω_{ot}) das misturas foram obtidos através de ensaios de compactação, executados seguindo os métodos prescritos no método de ensaio, energia modificada, DNIT-ME 164 (DNIT, 2013b), sendo este realizado sem reuso de material.

3.2.3 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova segue as recomendações do NCHRP (2014). Foi realizada em moldes prismáticos (ver Figura 11 (a)). As dimensões nominais das vigas são 100 mm x 100 mm x 400 mm, foram definidas em função do diâmetro máximo nominal das misturas ($D_{max} = 25$ mm), seguindo o critério da norma AS1012 (Equação 1) (STANDARDS AUSTRALIA, 2000):

$$d \geq 3D_{max}$$

Equação 1

Onde d é a dimensão mínima do corpo de prova (neste caso, 100 mm).

- a. Previamente à moldagem, determinou-se a umidade higroscópica do material fresado e do material de base devido à umidade natural presente nestes materiais, que estabelece a quantidade de água (quantificada em peso) necessária a acrescentar nas misturas para que se atinja com precisão a umidade ótima definida no ensaio de compactação. As quantidades de fresado, material de base, água e cimento foram misturadas até obter-se uma mistura homogênea (ver Figura 10). Imediatamente após a mistura é realizada a compactação e a duração máxima de moldagem de cada viga é da ordem de 20 minutos.



Figura 10. Mistura materiais (a) brita graduada simples e fresado, (b) adição de água após adição e mistura do cimento, (c) mistura homogênea (mistura 6 % cimento, 20 % de fresado)

- b. Os moldes recebem uma fina camada de óleo mineral para auxiliar na desforma. A adição do material é realizada de forma que a distribuição dos agregados seja a mais aleatória possível, misturando o material dentro da forma antes de aplicar-se a carga.
- c. A compactação dos corpos prova se dá de forma estática em três camadas de igual espessura, através do controle da altura, como mostrado na Figura 11 (b) (régua do lado esquerdo) e do peso da mesma. Como comentado e conforme o recomendado no protocolo da NCHRP para materiais granulares (NCHRP, 2014), a compactação visa simular um grau de compactação equivalente ao dado por uma energia de compactação modificada.

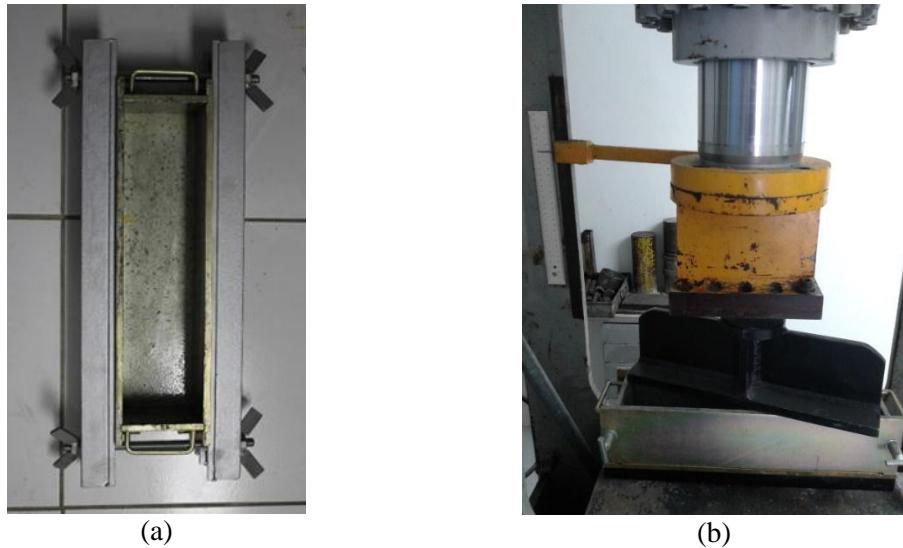


Figura 11. (a) Molde, (b) Conjunto molde, chapa e prensa.

- d. Durante a compactação, as duas primeiras camadas passam por uma leve escarificação de 0,6 cm de profundidade, de modo a promover uma melhor aderência nas interfaces. Após executada a última camada, colhem-se amostras do material restante para determinação da umidade de moldagem.
- e. É determinada a massa do conjunto do molde e da viga para verificação da massa específica aparente seca.
- f. Os corpos de prova são mantidos nos moldes e sobre superfície plana durante as primeiras 48 horas, sendo embalados em sacos plásticos para proteção contra intempéries e com a finalidade de evitar a perda de umidade.
- g. Finalmente, os corpos de prova são desformados e identificados. Também é registrada a data de moldagem e identificada a face superior de cada corpo de prova.

3.2.4 Cura

A cura é realizada sob condições controladas de temperatura e umidade relativa, sendo estas iguais a 21 ± 2 °C e 100 %, respetivamente, durante um período mínimo de 28 dias (ver Figura 12). Esse período de cura foi determinado pelo fato de entender-se que nesse momento ocorre a hidratação completa do cimento. Entretanto, anteriormente a tal período de cura, a mistura já apresenta rigidez suficiente para resistir aos esforços oriundos do tráfego. A AUSTROADS (2008) adota dois grupos para ensaios, um com 28 dias e outro com 9 meses de cura.



Figura 12. Cura de corpos de prova

A ASTM (2015) recomenda realizar o ensaio imediatamente após a retirada dos corpos de prova da câmara úmida. No entanto, em decorrência do transporte dos corpos de prova e da grande demanda de tempo nos ensaios dinâmicos, este tempo se torna maior, podendo, por vezes, alcançar até uma semana.

3.2.5 Tolerâncias

No caso das moldagens, a tolerância admitida para umidade é de $\pm 1,0\%$ em relação ao teor de umidade ótimo. Já para o grau de compactação a aceitação estabelecida é de GC igual ou superior a 95%.

Quanto às dimensões, a média das medidas de altura e de largura tem uma tolerância de 2,0% (100 ± 2 mm), critério adotado da NBR (1991). A AUSTROADS considera uma tolerância de 5 % (100 ± 5 mm), no entanto, este critério abrange vigas extraídas *in situ*, pelo qual foi desconsiderado.

3.2.6 Resistencia à tração na flexão (RTF)

Conforme discutido no item 2.2, é estabelecida uma configuração de aplicação de carga por dois cutelos superiores, posicionados sobre o terço médio do corpo de prova simplesmente apoiado em dois cutelos inferiores. Essa composição garante uma solicitação por flexão pura no terço central da vigota, que deverá romper nessa posição para que o ensaio seja aceito.

Os ensaios de resistência à tração na flexão RTF seguem a metodologia para materiais cimentados definida pela AUSTROADS (2008), pela NCHRP (2014) e critérios normativos prescritos no método JSCE-SF4 (JCI, 1984), que foram discutidos anteriormente. Seguindo as recomendações expostas nos itens destes protocolos, o conjunto utilizado tem a configuração apresentada na Figura 13.



Figura 13. Configuração do ensaio do ensaio RTF em viga quatro pontos

3.2.6.1 Ensaio

O ensaio de RTF segue o seguinte procedimento:

Máquina de ensaio

A máquina usada no LAPAV corresponde a uma prensa hidráulica da MTS © 810 UTM Test System, modelo 318.25, com capacidade de aplicação de carga de 25 tf, responsável por aplicar uma força única, gradual e normal à superfície da vigota, evitando excentricidades.

LVDTs

Por limitações de equipamentos, para os ensaios estáticos foi usado somente um LVDT, marca Vishay ©, modelo HS5, com um intervalo de deslocamento de 6,5 mm.

Carregamento

O ensaio é realizado sob tensão controlada. A ASTM (2015), para a geometria definida, indica uma faixa de velocidades de carregamento de 0,9 até 1,2 kN/min, no entanto, pela dispersão dos resultados causada por uma rápida ruptura, não se conseguia obter uma adequada caracterização.

Assim, apesar de vários testes, seguiu-se a recomendação da ASTM (2012a) e da NCHRP (2014) para a execução do ensaio. No entanto, anteriormente a isto, foi adotada uma

carga inicial de contato para o acomodamento do conjunto, sendo esta igual a 0,1 kN. Após este acomodamento, aplicou-se a taxa recomendada, de 690 ± 39 kPa/min, até a ruptura do corpo de prova. Adaptando-se para a geometria definida dos corpos de prova (Equação 2), tal valor é equivalente a uma taxa constante de 2,3 kN/min, valor de entrada no equipamento da MTS para continuidade do ensaio.

$$r = \frac{Sbh^2}{L} \quad \text{Equação 2}$$

Onde r (N/min) é a taxa de carga, S (MPa/min) é a taxa de incremento de tensão, e b , h e L (mm) são a largura, altura e vão da viga, respectivamente.

Após a ruptura, é verificada a localização da trinca (L_t), sendo medida a partir do extremo mais próximo da viga, com aproximação de 1 mm.

3.2.6.2 Cálculos

O valor da RTF (σ_t) é calculado segundo a Equação 3, a partir da carga máxima aplicada P (N) e da geometria da viga. Salienta-se que esta equação também é usada para o cálculo de tensões (σ_i) correspondentes a forças i , não sendo necessariamente iguais à carga de ruptura. Esta equação é válida somente se a ruptura acontecer no terço médio da viga.

$$\sigma_t(\text{MPa}) = \frac{P * L}{b * h^2} \quad \text{Equação 3}$$

Se a ruptura acontecer fora do terço médio, a uma distância inferior a 5 % de L (15 mm), a Equação 3 deve ser substituída pela Equação 4, onde a (mm) é a distância média entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo (Equação 5).

$$\sigma_t(\text{MPa}) = \frac{3 * P * a}{b * h^2} \quad \text{Equação 4}$$

Assim,

$$a (\text{mm}) = L_t - 50 \quad \text{Equação 5}$$

A Equação 6 é usada para estimar a deformação da fibra inferior da viga (ε_i) associada a um determinado estado de tensões σ_i , a partir do deslocamento δ_i registrado pelos

LVDTs. Salienta-se que a determinação da Equação 6, empregada pela AUSTROADS (2008), é obtida a partir do cálculo do princípio dos trabalhos virtuais, considerando um comportamento elástico-linear e desconsiderando-se os efeitos das tensões cisalhantes.

$$\varepsilon_i = \frac{108 * h * \delta_i * 10^6}{23 * L^2} \quad \text{Equação 6}$$

Onde ε_i (microstrains) corresponde à deformação associada a um deslocamento δ_i (mm) causado por uma carga σ_i .

Pelo fato de se poder obter uma relação tensão-deformação, a partir dos diferentes pontos desta relação, podem ser estimados valores de módulo flexural estático (elástico). Inicialmente, tem-se adotado o critério da AUSTROADS (2008), tomando os valores correspondentes a 40% da carga de ruptura, segundo a Equação 7.

$$E_{40\% RTF} (MPa) = \frac{\sigma_{40\% RTF}}{\varepsilon_{40\% RTF}} * 10^6 \quad \text{Equação 7}$$

A deformação na ruptura é definida também seguindo o critério da AUSTROADS (2008): deformação associada a 95 % da RTF.

3.2.6.3 Análise de resultados

Ao longo do ensaio, o software controlador da MTS vai registrando a força i e o deslocamento fornecido pelo sistema, além de outras variáveis que ficam salvas após o término do ensaio. O arquivo é importado no software Microsoft Excel e partir disso, para cada ponto, aplicando-se a Equação 3 e a Equação 7, além das dimensões do corpo de prova, são calculados os valores de tensão e deformação, respectivamente. Adicionalmente, em função da RTF, é obtida a “porcentagem de tensão máxima”.

O produto básico consiste nas curvas tensão-deformação usadas para a análise do comportamento flexural estático do material. A Figura 14 (a) mostra uma curva típica de ensaios RTF, sendo que nas análises são utilizadas curvas até o ponto de ruptura Figura 14 (b).

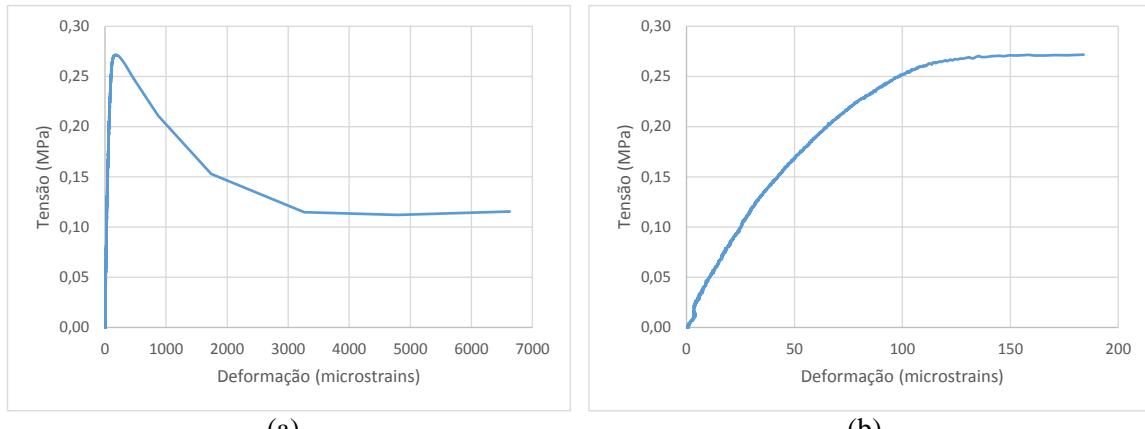


Figura 14. Curvas tensão-deformação (a) 0-7000 microstrains, (b) 0-200 microstrains.
Mistura BGS+FC 2 % cimento, 20 % de fresado.

3.2.6.4 Tolerâncias

Como relatado anteriormente, o valor de a deve maior do que 85 mm, isto é, L_t maior do que 135 mm. Caso contrário, o resultado é descartado.

4 RESULTADOS PRELIMINARES

Neste item são apresentados os resultados de granulometria e compactação obtidos por pesquisadores integrantes da pesquisa, como é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Aportes dos integrantes da pesquisa ao Relatório

Autor	Ensaios	Mistura
Fedrigo ¹ (2015)	Granulometria, compactação	
López ² (2016)	Refluxo, Granulometrias e compactações adicionais, RTF	BGS+FC
Kleinert ³ (2016)	Refluxo, granulometrias e compactações	
D'Ávila ⁴ (2015)	RTF	BGTC+FP

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste item são apresentados os resultados obtidos a partir da caracterização dos materiais já descritos. Primeiramente, são apresentadas as distribuições granulométricas dos materiais e, em seguida, a porcentagem de teor de ligante asfáltico extraída do material fresado.

4.1.1 Análise granulométrica

A Figura 15 apresenta as curvas granulométricas da brita graduada simples e do material fresado utilizado por Fedrigo (2015). Na Figura 16 são apresentadas as curvas granulométricas da BGTC e do fresado asfáltico oriundos da rodovia SP-070.

Visando utilizar os resultados de compactação de energia modificada obtidos por Fedrigo (2015), são comparados os resultados de granulometria do fresado e da BGS (obtida a partir da mistura de agregados virgens: pó de pedra (60 %), brita 3/4 (20 %) e brita 3/8 (20 %)), como mostrados na Figura 17 e Figura 18.

¹ FEDRIGO, W. Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

² Mario Alexander Castañeda López, autor da Dissertação de Mestrado vinculada à pesquisa de Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland, que está sendo elaborada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS), sob orientação de Washington Peres Núñez e Jorge Augusto P. Ceratti, com previsão de defesa no primeiro semestre de 2016.

³ Thaís Radünz Kleinert, autora da Dissertação de Mestrado vinculada à pesquisa de Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland, que está sendo elaborada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS), sob orientação de Washington Peres Núñez e Jorge Augusto P. Ceratti, com previsão de defesa no primeiro semestre de 2016.

⁴ D'AVILA, V. Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: comportamento à flexão de misturas contendo BGTC e fresado asfáltico. 2015. Trabalho de conclusão de diplomação (Curso de Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

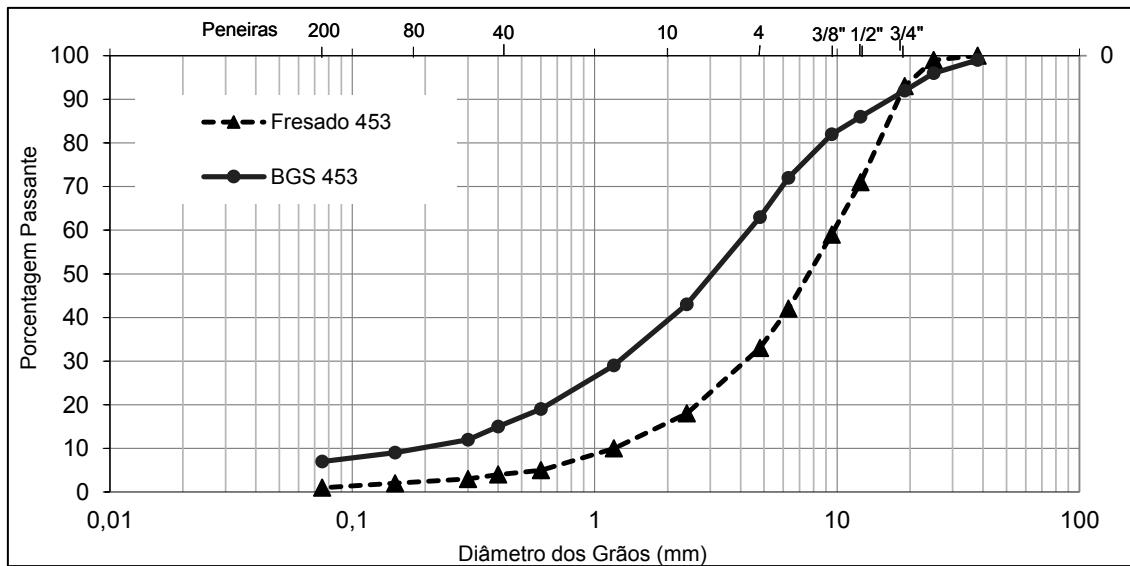


Figura 15. Curvas granulométricas da BGS e do fresado (RSC-453)
(Fedrigo, 2015)

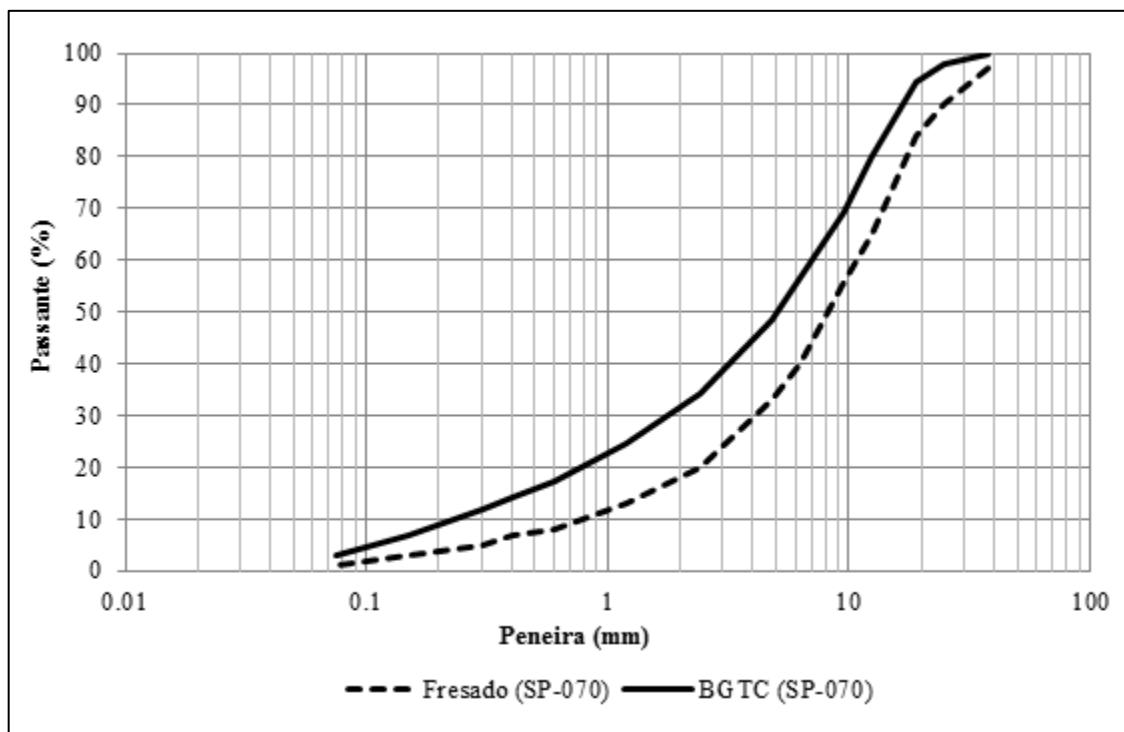


Figura 16. Curvas granulométricas da BGTC e do fresado (SP-070)
(Kleinert, 2016)

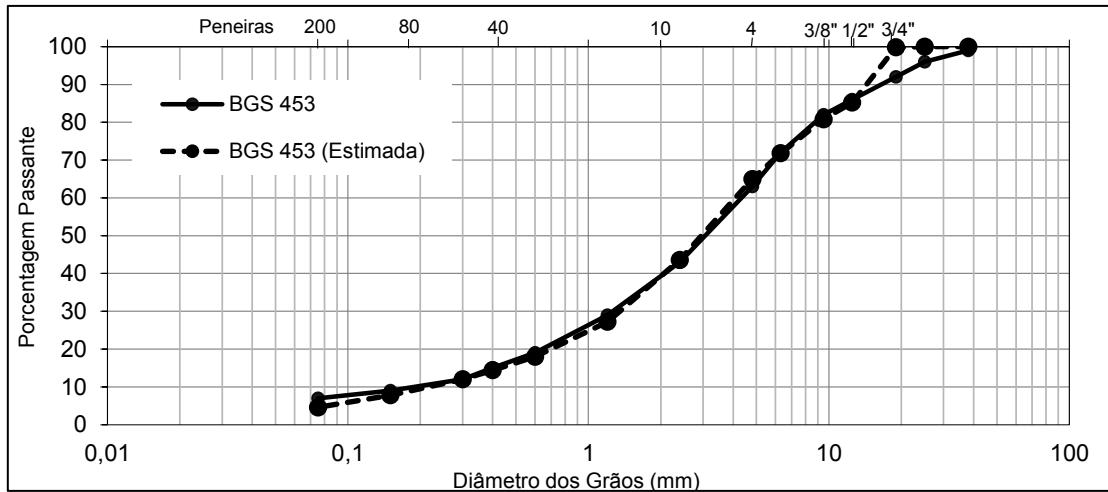


Figura 17. Comparação curvas granulométricas de BGS
(Fedrigo, 2015; López, 2016)

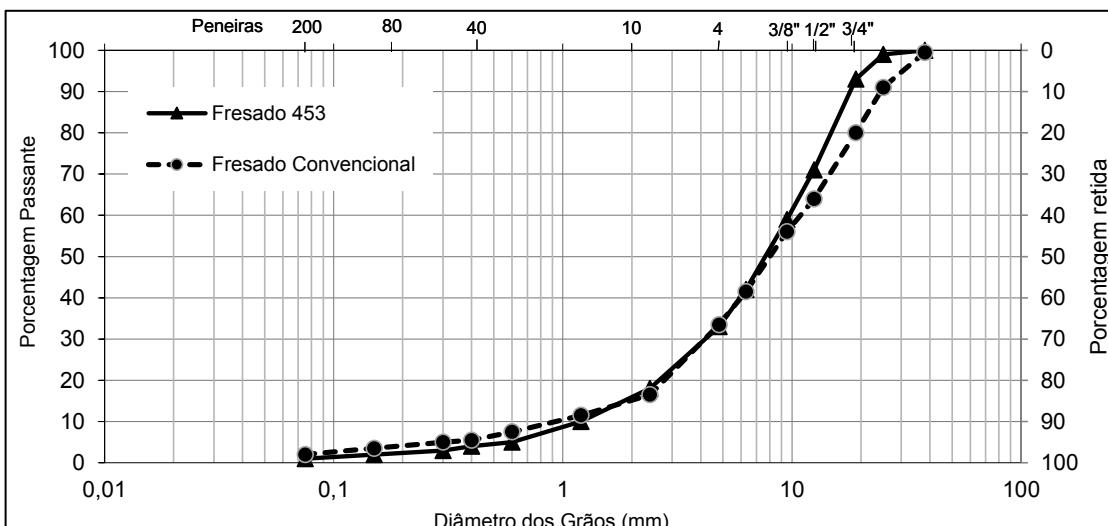


Figura 18. Comparação curvas granulométricas: “fresado 453” (Fedrigo, 2015)
e “fresado convencional” (López, 2016)

4.1.2 Teor de ligante asfáltico do material fresado

O teor de ligante asfáltico extraído do material fresado (média de duas amostras ensaiadas) do fresado convencional foi igual a 3,85%. Já o fresado asfáltico da rodovia SP-070 possuía teor de ligante asfáltico igual a 4,83% em sua composição.

4.2 DEFINIÇÃO DAS MISTURAS

As curvas granulométricas das misturas de BGS+FC e de BGTC+FP são apresentadas na Figura 19 e na Figura 20, assim como a faixa granulométrica indicada para reciclagem com cimento definida pelo manual da Wirtgen (2012). Pode-se verificar que todas as curvas se enquadram nos limites da faixa citada.

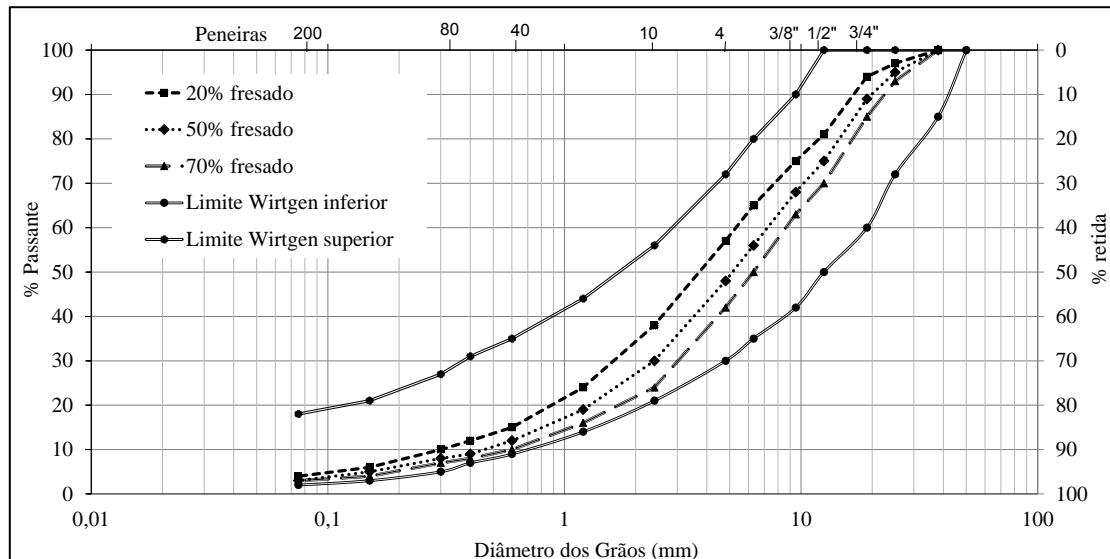


Figura 19. Curvas granulométricas das misturas de BGS e FC enquadradas nos limites da WIRTGEN
(López, 2016)

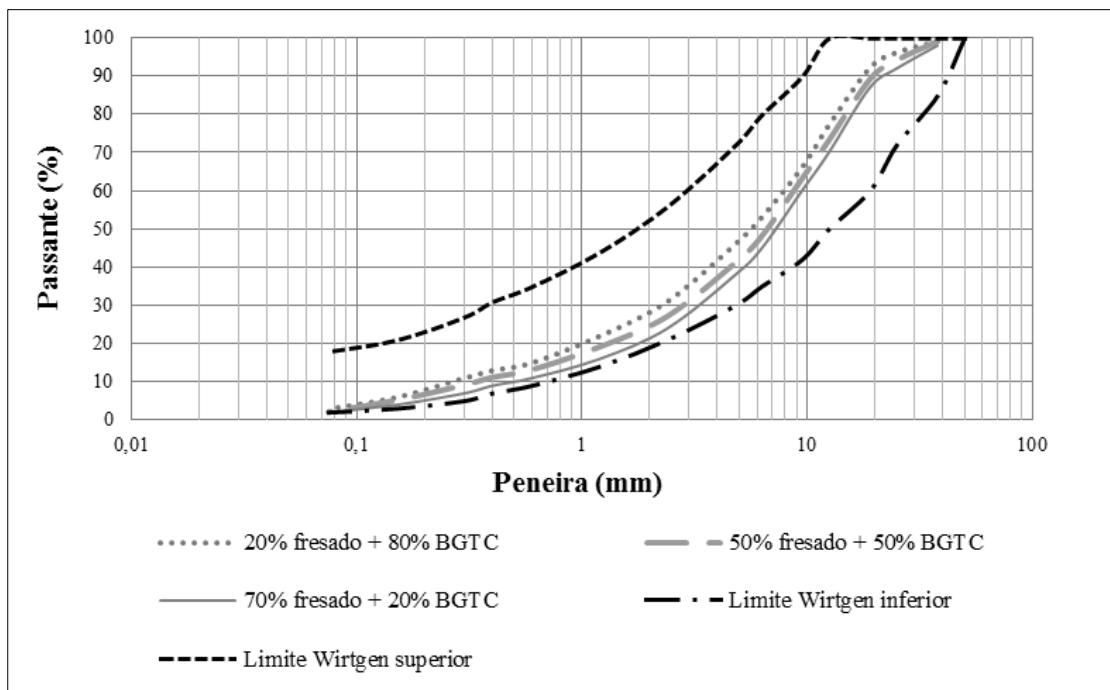


Figura 20. Curvas granulométricas das misturas de BGTCS e FP enquadradas nos limites da WIRTGEN
(Kleinert, 2016)

4.3 COMPACTAÇÃO

Todas as misturas de BGS+FC tiveram suas curvas de compactação determinadas, enquanto as compactações de algumas das misturas BGTC+FP foram aproximadas às misturas trabalhadas por Kleinert (2016) dentro de seu planejamento experimental (as misturas das quais os resultados foram adaptados estão em parêntesis). A Tabela 4 mostra os parâmetros de compactação obtidos a partir das curvas.

Tabela 4. Parâmetros obtidos a partir das curvas de compactação

Base-fresado	Mistura	Peso específico aparente seco máximo (kN/m ³)	Teor de umidade ótimo (%)
BGS+FC	2-20 ⁱ	20,75	8,1
	2-50 ⁱ	20,60	8,0
	2-70 ⁱⁱⁱ	20,61	6,7
	4-20 ⁱ	21,07	7,6
	4-50 ⁱ	20,67	7,0
	4-70 ⁱⁱ	20,92	8,3
	6-20 ⁱⁱⁱ	22,47	6,0
	6-50 ⁱⁱⁱ	21,59	5,5
	6-70 ⁱⁱⁱ	21,19	5,7
	2-20	2,097	8,60
BGTC+FP ^{iv}	2-50 (1,17-50)	2,138	7,85
	2-70 (2-80)	2,088	7,22
	4-20 (4-7,57)	2,050	8,72
	4-50	2,132	8,61
	4-70	2,134	6,72
	6-20	2,136	8,41
	6-50 (6,83-50)	2,119	7,89
	6-70 (6-80)	2,135	6,20

(ⁱFedrigo, 2015; ⁱⁱEly, 2014, ⁱⁱⁱLópez, 2016; ^{iv}Kleinert, 2016)

4.3.1 BGS+FC

O aumento do teor de cimento reduz a umidade ótima, enquanto aumenta a massa específica aparente ótima seca pelo fato de ser uma mistura menos porosa, sendo maior esse incremento quando do acréscimo de cimento de 4% para 6% do que 2% para 4%. Já o teor de fresado não tem muita influência na umidade ótima, mas sim na massa específica aparente seca máxima, pois ao se ter uma mistura com mais fresado, isto é, mais porosa, mesmo com altos teores de cimento, sua massa específica aparente seca máxima será baixa.

4.3.2 BGTC+FP

Pela análise dos dados acima, percebe-se maiores variações na umidade ótima (6,20% a 8,72%), e menores variações da massa específica aparente seca (2,050 g/cm³ a 2,138 g/cm³). Isso pode ser explicado pela peculiar heterogeneidade na matriz da BGTC, o que gera grande porosidade e descontinuidades em sua estrutura interna.

Além disso, algumas curvas apresentaram dois picos ou um pico e meio. Essa singularidade foi desprezada a partir da observação da exsudação de água na umidade trabalhada, claramente, não representando a condição de valor ótimo na mistura. Um dos motivos pode ser explicado pela dificuldade em se compactar os corpos de prova pela presença do fresado asfáltico, que demonstra comportamento similar a uma mola, diminuindo a absorção da energia dinâmica da queda do soquete e impedindo a transferência dela para as partículas, tendendo a dificultar o arranjo entre os grãos.

4.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO E DEFORMAÇÃO NA RUPTURA

Neste item são apresentados os resultados gerados pelos ensaios de resistência à tração na flexão, além de uma análise estatística dos mesmos. Nos apêndices I e II são apresentadas todas as curvas “tensão x deformação” obtidas a partir dos ensaios, já na Tabela 5 e na Tabela 6 apresenta-se o resumo destes dados. No caso dos resultados da Tabela 5 (cinco dos resultados não são incluídos por não serem considerados representativos, aumentando o coeficiente de variação de forma significativa).

4.4.1 Misturas BGS+FC

Na Tabela 5 são apresentados os resultados dos ensaios RTF (misturas BGS+FC)

Tabela 5. Resultados dos ensaios RTF (misturas BGS+FC)

MISTURA	Nº CORPO DE PROVA	RTF (MPa)	CV (%)	DEFORMAÇÃO NA RUPTURA 95% ($\mu\epsilon$)	CV (%)
2-20	1	0,27		104	
2-20	2	--	2	--	17
2-20	3	0,28		132	
2-50	1	0,36		356	
2-50	2	0,26	16	212	30
2-50	3	0,33		225	
2-50	1	--		--	
2-70	2	0,22	8	436	24
2-70	3	0,20		308	
4-20	1	--		--	
4-20	2	0,92	9	194	--
4-20	3	0,81		--	
4-50	1	0,64		231	
4-50	2	0,75	19	307	17
4-50	3	0,93		324	
4-70	1	0,80		582	
4-70	2	--	1	--	4
4-70	3	0,80		552	
6-20	1	1,68		207	
6-20	2	--	14	--	10
6-20	3	1,37		180	
6-50	1	1,46		237	
6-50	2	1,08	18	330	16
6-50	3	1,08		292	
6-70	1	1,43		432	
6-70	2	0,86	27	292	27
6-70	3	1,03		509	

Os resultados de resistência à flexão variaram entre 0,22 e 1,68 MPa. Os valores de coeficiente de variação apresentam-se entre 1 % e 27 % para RTF e entre 4 % e 27 % para deformação na ruptura, sendo que para ambas as respostas estruturais, a mistura que varia menos é a 4-70 em contraste com a mistura 6-70.

As deformações na ruptura, medidas a partir do LVDT instalado, foram registradas no momento em que ocorreu 95% da carga de pico. A menor deformação na tração foi de $104 \mu\epsilon$, obtida na mistura de 2-20, já a maior foi obtida para a mistura 6-70, sendo igual a $509 \mu\epsilon$.

A Figura 21 e a Figura 22 apresentam a influência do teor de cimento e da porcentagem de fresado na RTF, respectivamente.

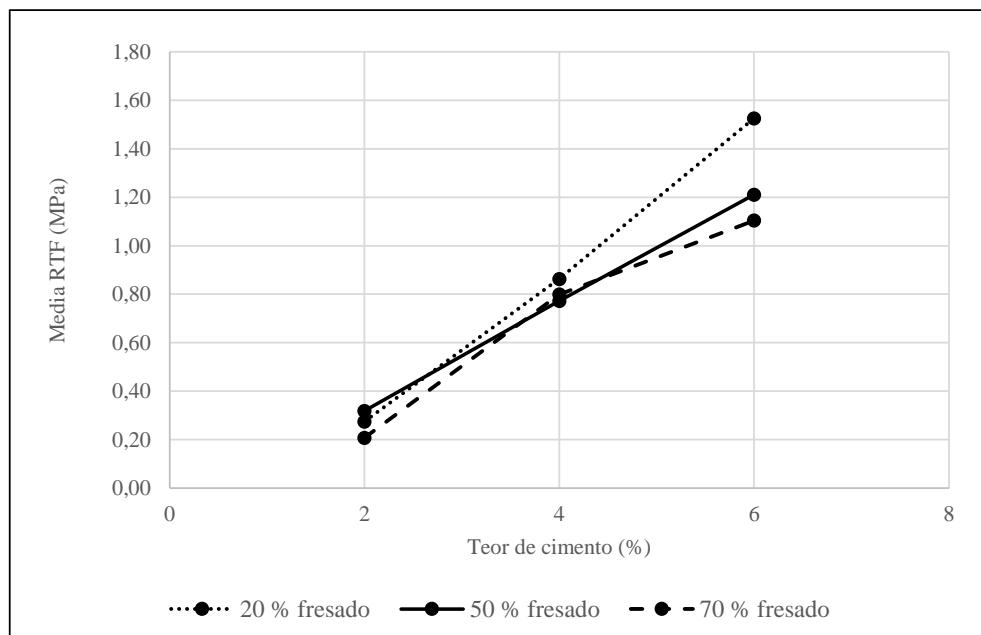


Figura 21. BGS+FC: relação teor de cimento x resistência à tração na flexão

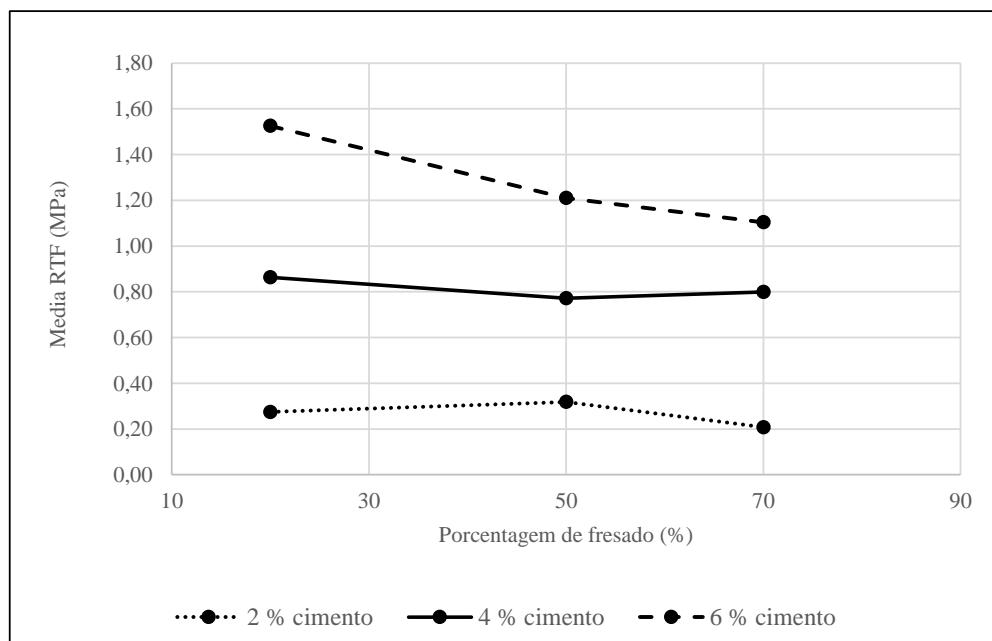


Figura 22. BGS+FC: relação teor de fresado x resistência à tração na flexão

De forma análoga, a Figura 23 e a Figura 24 apresentam a influência do teor de cimento e da porcentagem de fresado na RTF, respectivamente.

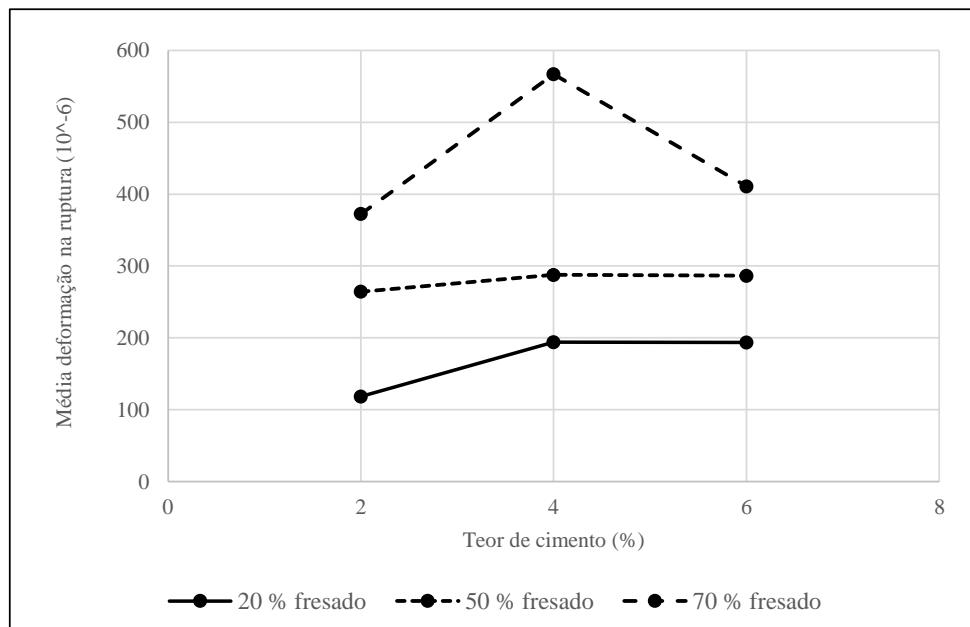


Figura 23. BGS+FC: relação teor de cimento x deformação na ruptura

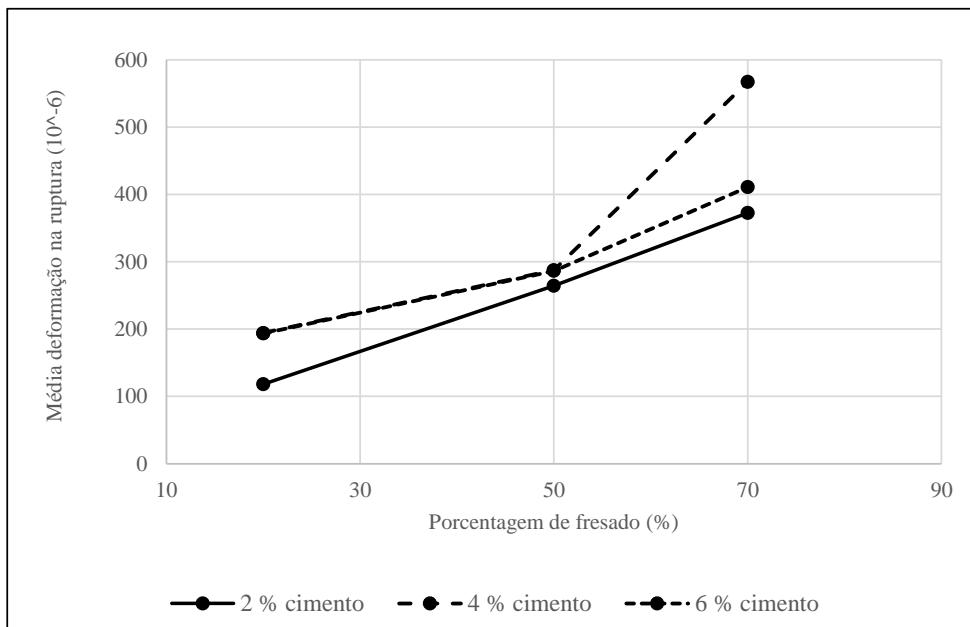


Figura 24. BGS+FC: relação teor de fresado x deformação na ruptura

4.4.2 Misturas BGTC+FP

Na Tabela 6 são apresentados os resultados das misturas contendo BGTC e FP

Tabela 6. Resultados dos ensaios RTF (misturas BGTC+FP)

MISTURA	Nº CORPO DE PROVA	RTF (MPa)	CV (%)	DEFORMAÇÃO NA RUPTURA 95% ($\mu\epsilon$)	CV (%)
2-20	1	0,32	37	165	37
2-20	2	0,55		280	
2-50	1	0,49	8	389	8
2-50	2	0,44		349	
2-70	1	0,44	-	1.089	-
4-20	1	0,87	13	188	23
4-20	2	1,04		261	
4-50	1	0,81	13	629	21
4-50	2	0,98		468	
4-70	1	1,01	-	794	-
6-20	1	1,23	0	304	26
6-20	2	1,23		209	
6-50	1	1,27	0	404	2
6-50	2	1,27		413	
6-70	1	1,34	-	1.200	-

Os resultados de resistência à flexão variaram entre 0,32 e 1,34 MPa para as 9 misturas. O coeficiente de variação para as misturas 2-20 atingiu 37%, tanto para resistência à flexão como para a deformação na ruptura. As misturas 6-20 e 6-50 não apresentaram diferenças significativas nas resistências dos corpos de prova ensaiados.

A menor deformação na tração foi de 165 $\mu\epsilon$, obtida para a mistura de 2-20. Misturas com alto teor de fresado acusaram elevados valores, alguns superiores a 1000 $\mu\epsilon$.

Os resultados dos ensaios foram cruzados com as variáveis de dosagem para verificação da influência de cada material na mistura reciclada tanto na RTF quanto a deformação na ruptura. Essas relações são apresentadas da Figura 25 até a Figura 28.

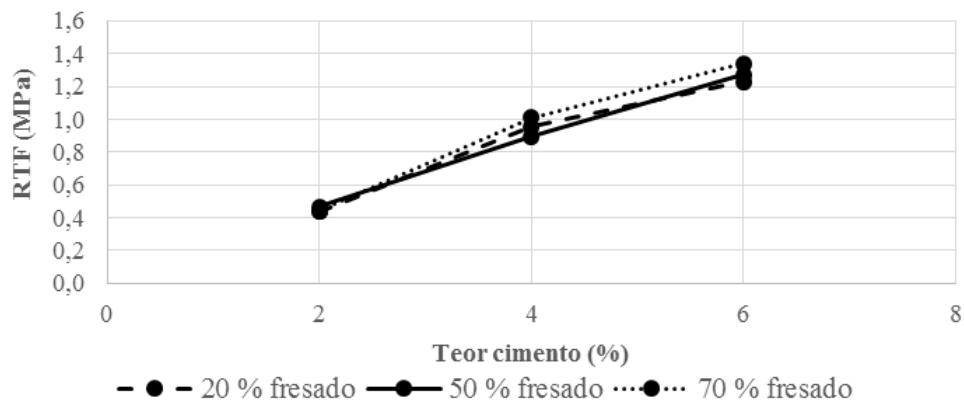


Figura 25. BGTC+FP: relação teor de cimento x resistência à tração na flexão

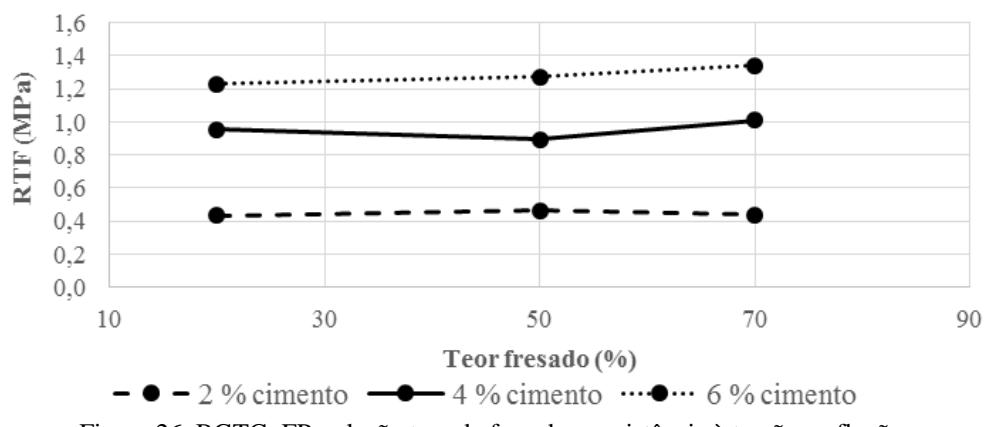


Figura 26. BGTC+FP: relação teor de fresado x resistência à tração na flexão

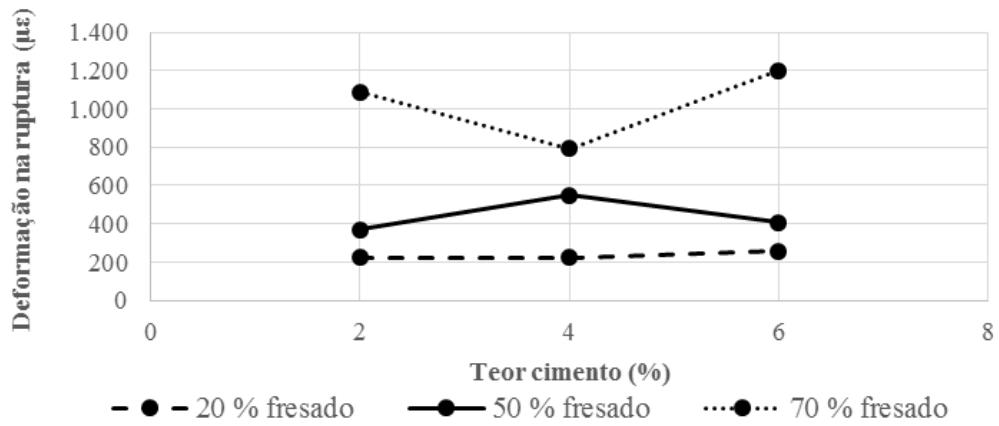


Figura 27. BGTC+FP: relação teor de cimento x deformação na ruptura

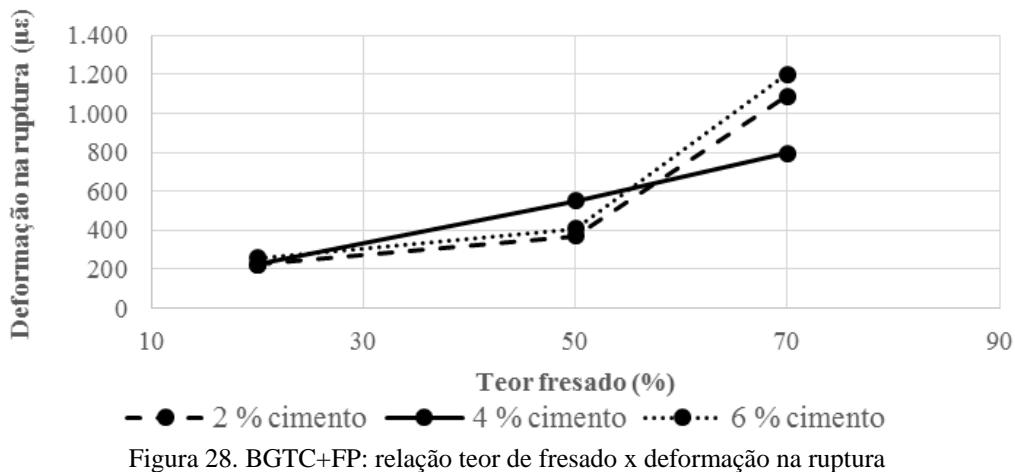


Figura 28. BGTC+FP: relação teor de fresado x deformação na ruptura

4.4.3 Análise dos resultados de RTF e $\mu\epsilon$

Observou-se que, conforme a Figura 22 e a Figura 26, o aumento do teor de fresado tem menor influência no ganho de resistência à flexão das misturas para qualquer teor de cimento utilizado (Figuras 21 e 25), apresentando resultados muito próximos entre si e sem tendência definida.

Ainda, misturas com 6% de cimento resultaram em resistências à flexão cerca de 3 (e até 4, no caso de misturas BGS+FC) vezes superior às misturas com 2% de cimento. Já em comparação com as misturas com 4%, houve também um incremento, porém, menos significativo.

As figuras 23 e 24 (misturas BGS+FC) e as figuras 27 e 28 (misturas BGTC+FP) abordam os resultados de deformação na ruptura medido nos ensaios em função do teor de cimento e de fresado. Constataram-se altos índices desse parâmetro para as misturas com 70% de fresado, possivelmente pela perda de atrito entre as partículas causado pelo ligante asfáltico presente no material fresado. Misturas com 20% de fresado apresentaram deformações baixas e similares entre si, próximas aos resultados obtidos para de materiais cimentados estudados pela Austroads (2010).

Com relação à incorporação de cimento, verificou-se que a utilização deste material não influenciou na deformação na ruptura em misturas com baixo teor de fresado. Porém, com o acréscimo do material fresado, já se percebe variações significativas.

Na Figura 24 e na Figura 28 é possível observar o acréscimo de deformação com o aumento do teor de fresado na mistura reciclada. Ao ultrapassar o limite indicado pelos documentos técnicos de referência brasileiros (máximo de 50% de fresado), as deformações crescem substancialmente.

4.5 MÓDULO FLEXURAL ESTÁTICO

A partir da recomendação da AUSTROADS (2008), é feito o cálculo do módulo flexural estático (Equação 7). É avaliada a influência do teor de cimento e da porcentagem de fresado na rigidez flexural das misturas BGS+FC (Figura 29 e Figura 30, respectivamente).

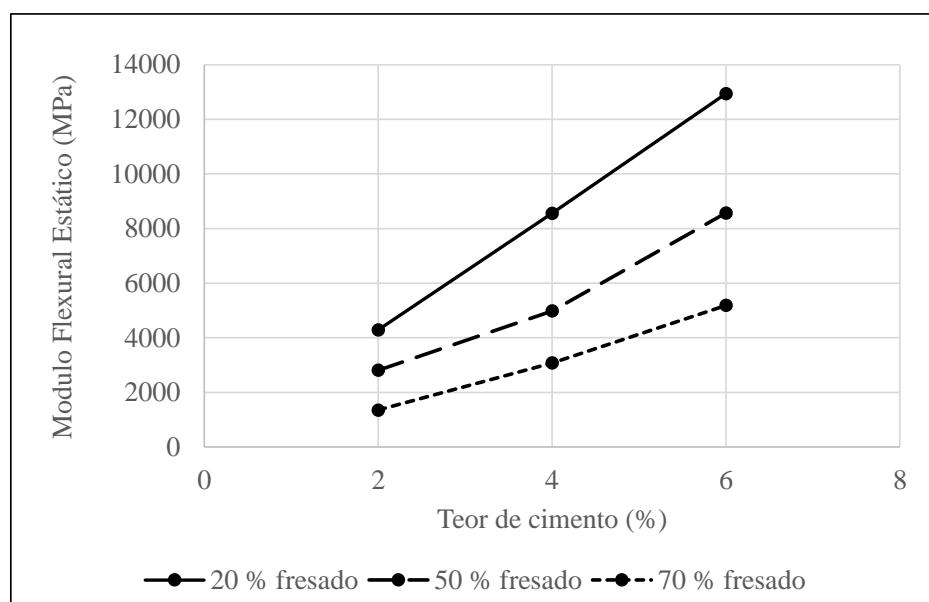
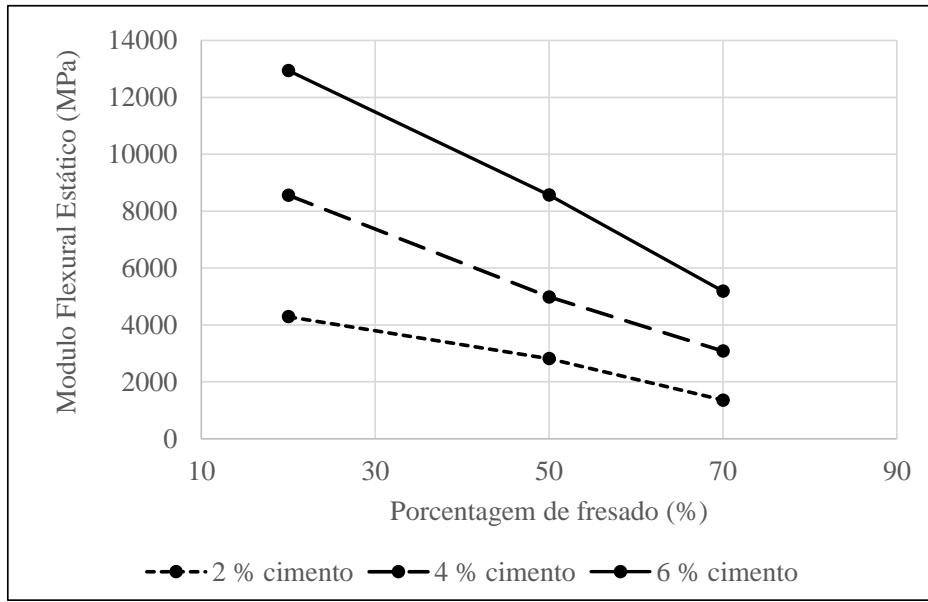
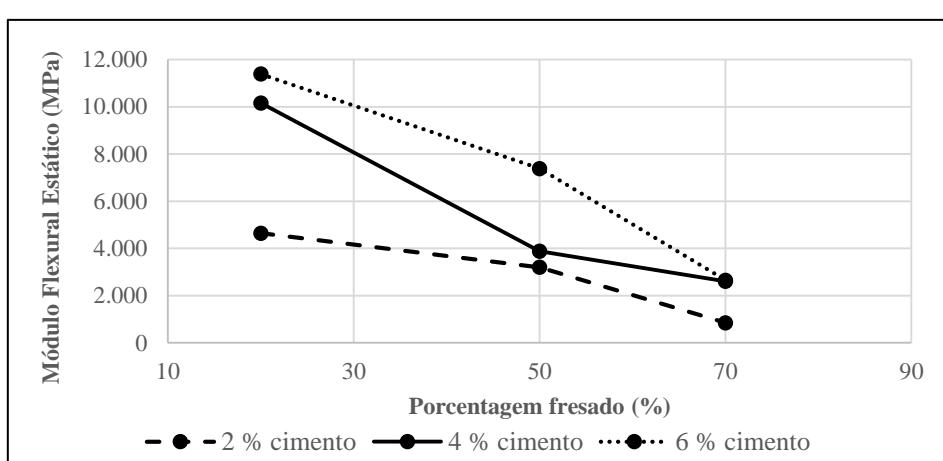
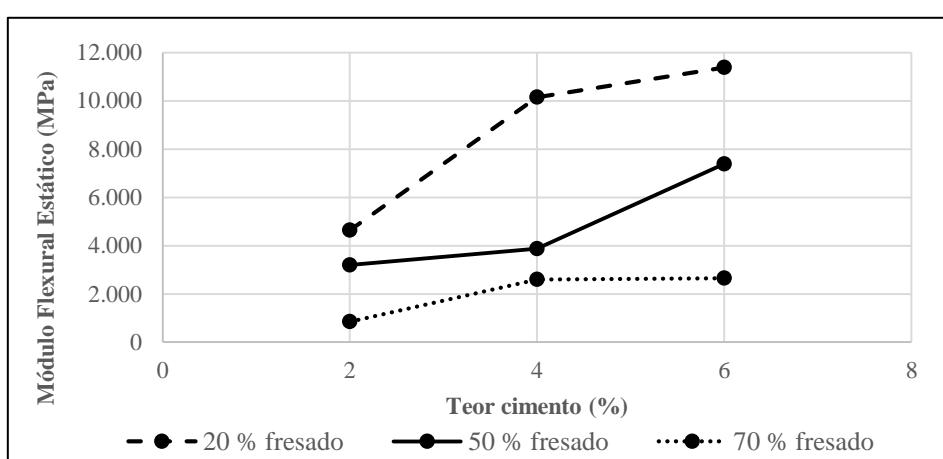


Figura 29. BGS+FC: relação teor de cimento x módulo flexural estático



A influência do teor de cimento e da porcentagem de fresado na rigidez flexural é para misturas BGTC+FP pode ser verificada na Figura 31 e na Figura 32, respectivamente.



A influência do teor de cimento é mais clara no caso das misturas BGS+FC, podendo ser causado pela suscetibilidade da BGS, uma brita virgem, a ser estabilizado com cimento, diferentemente de uma brita que já foi tratada com cimento. Já a influência da porcentagem de fresado no comportamento flexural é evidente em ambas as misturas, sendo que a redução da rigidez flexural é maior quanto maior o teor de cimento.

Para ambos os tipos de misturas são comparados os valores de módulo flexural estático, como é mostrado na Tabela 7 e na Figura 33.

Tabela 7. Módulo flexural estático para 40 da RTF (misturas BGS+FC e misturas BGTC+FP)

MISTURA	MF (MPa) – BGS+FC	MF (MPa) – BGTC+FP
2-20	4289	4643
2-50	2816	3197
2-70	1354	851
4-20	8562	10156
4-50	4984	3875
4-70	3081	2602
6-20	12937	11389
6-50	8571	7384
6-70	5189	2652

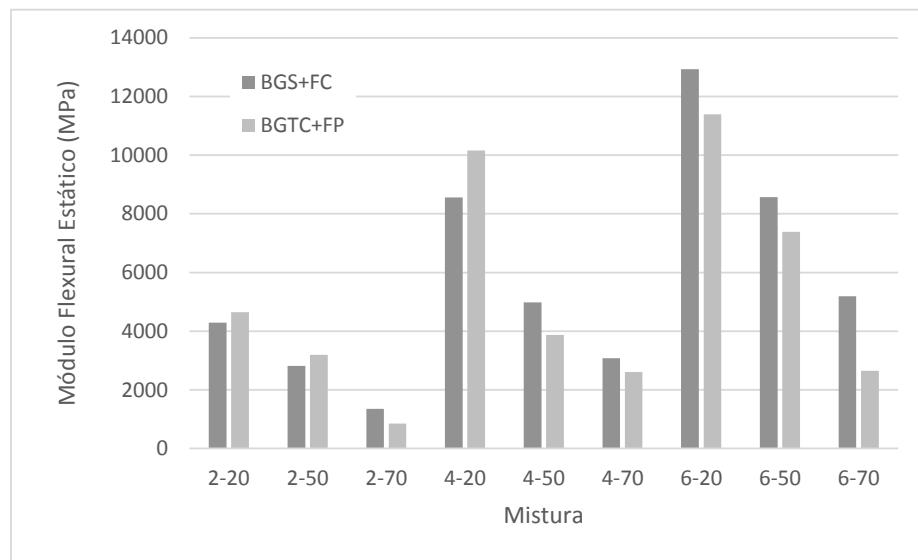


Figura 33. Comparação Módulos Flexurais Elásticos

No gráfico é mais evidente a queda da rigidez flexural com o aumento de fresado e seu aumento com o consumo de cimento. Quanto aos valores para cada tipo de mistura, não se tem uma tendência definida, mesmo que os valores sejam bastante próximos.

Destaca-se a compensação da perda de rigidez flexural pela inclusão de fresado, com adição de cimento, fato também observado por Fedrigo (2015).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste segundo Relatório de Andamento da Pesquisa a revisão bibliográfica permite estabelecer critérios de estimativa de resistência e deformação na tração à flexão empregados na pesquisa, a serem usados como insumo nos estudos de fadiga. A falta de um protocolo desenvolvido para os materiais estudados propiciou o desenvolvimento de critérios que levaram à preparação de um protocolo de moldagem de corpos de prova e execução de ensaios que permitiram a sua representatividade, repetitividade e reprodutibilidade, sendo estas as hipóteses sob as quais foram desenvolvidos os procedimentos e fabricação de peças.

Os tipos de materiais estudados mostram valores próximos de módulo flexural, sendo que é importante indicar que as misturas contendo BGS podem ser mais susceptíveis de serem estabilizadas com cimento pelo fato de ser um material virgem.

Como esperado, foram obtidos altos valores de rigidez flexural para altos teores de cimento, que pode se traduzir num comportamento frágil, sendo que este fato é compensado pela inclusão de fresado. Dentro da seguinte etapa da pesquisa (em andamento) que abrange a resposta dinâmica das misturas, pretende se avaliar a degradação flexural de este tipo de misturas.

Porot Alegre, 13 de setembro de 2017

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da Resistência à Tração em Corpos de Prova Prismáticos: NBR 12142. Rio de Janeiro, 2010.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading): ASTM C78/C78 15a. 4p, 2015.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading: ASTM D1635/D1635M. 3p, 2012a.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading): ASTM C1609/C1609M-12. 9p. 2012b.

AUSTROADS. Guide to the Structural Design of Road pavements: Austroads Ltd., Sydney, 2004.

AUSTROADS. Preliminary Investigation of the Influence of Micro-crecking on Fatigue Life of Cemented Materials: Austroads Publication AP-T198. Sydney, 65p. 2012.

AUSTROADS. The development and evaluation of Protocols for the laboratory Charaterisation of Cemented Materials: Austroads Publication AP-T101. Sydney, 89p. 2008.

AUSTROADS. Mix design for stabilised pavement materials: Austroads Publication AP-T16. Sydney, 43p. 2002.

BENEDETTO, H. Di; ROCHE, C. De La; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. Fatigue of bituminous mixtures: different approaches and RILEM group contribution. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 2003, Zurich. **Proceedings...** Bagnoux: RILEM, 2003. p. 15-38.

CERATTI, J. A. P. Estudo do Comportamento a fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos. 1991. 338p. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CIMBÉTON. Le retraitement em place à froid aux liants hydrauliques. Collection Technique CT-T71. Paris, 162 p. 2013.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. Determinação do teor de asfalto de misturas betuminosas utilizando o extrator por refluxo: DAER/RS EL 213/01. Rio Grande do Sul, 7 p. 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório: DNER-PRO 199/96. Rio de Janeiro, 7 p. 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Agregados – Análise Granulométrica:** DNER-ME 083/98. Rio de Janeiro, 5 p. 1998a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço:** DNIT 167/2013 – ES. Rio de Janeiro, 11 p. 2013a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio:** DNIT 164/2013 – ME. Rio de Janeiro, 7 p. 2013b.

ELY, V. **Influência da energia de compactação na resistência e na rigidez de mistura reciclada com cimento e com elevado teor de fresado.** 59p. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014. Porto Alegre.

FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem.** 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE. **Method of Test for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete:** JSCE SF4. Tokio, 3p. 1984.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Characterization of Cementitious Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis:** NCHRP – Report 789. Washington, D.C. 82p. 2014.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A.; BONFIM, V. As perspectivas de reabilitação de pavimentos no estado de São Paulo – Brasil: Enquadramento e técnicas usuais. **Construção Magazine**, Vol. 53, Porto, p. 34 – 38, 2013.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos.** 1991. 478 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

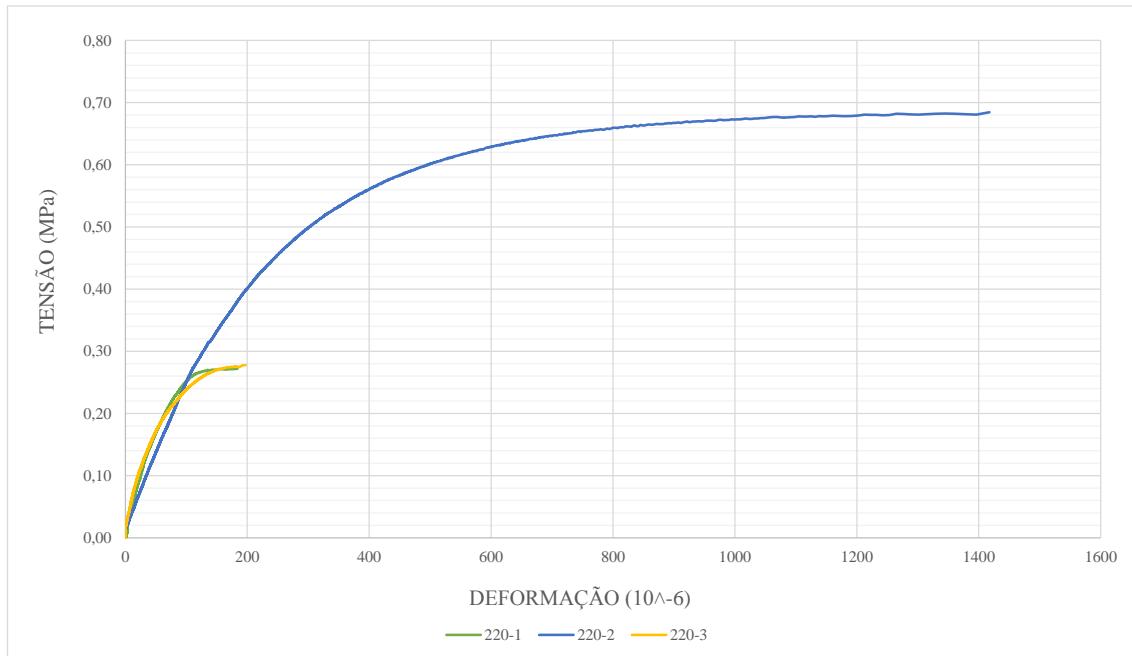
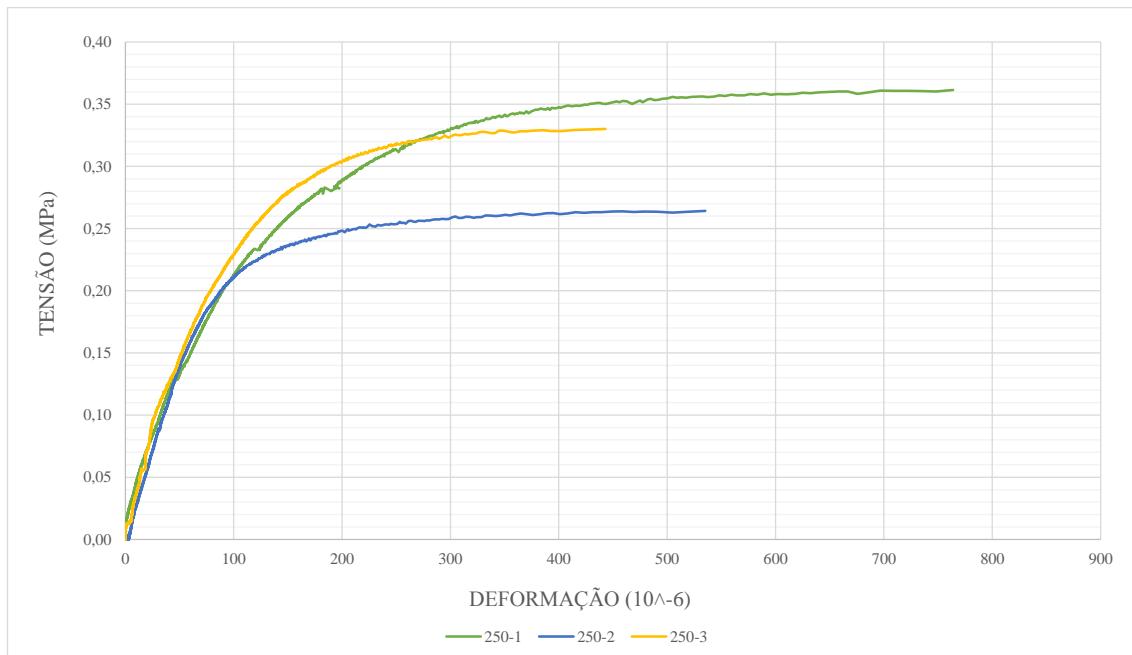
PORLAND CEMENT ASSOCIATION. **Guide to Full Depth Reclamation (FDR) with Cement.** Illinois, E.U.A, 2005.

SALVADOR, R. **Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto com fibras.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, USP, São Paulo.

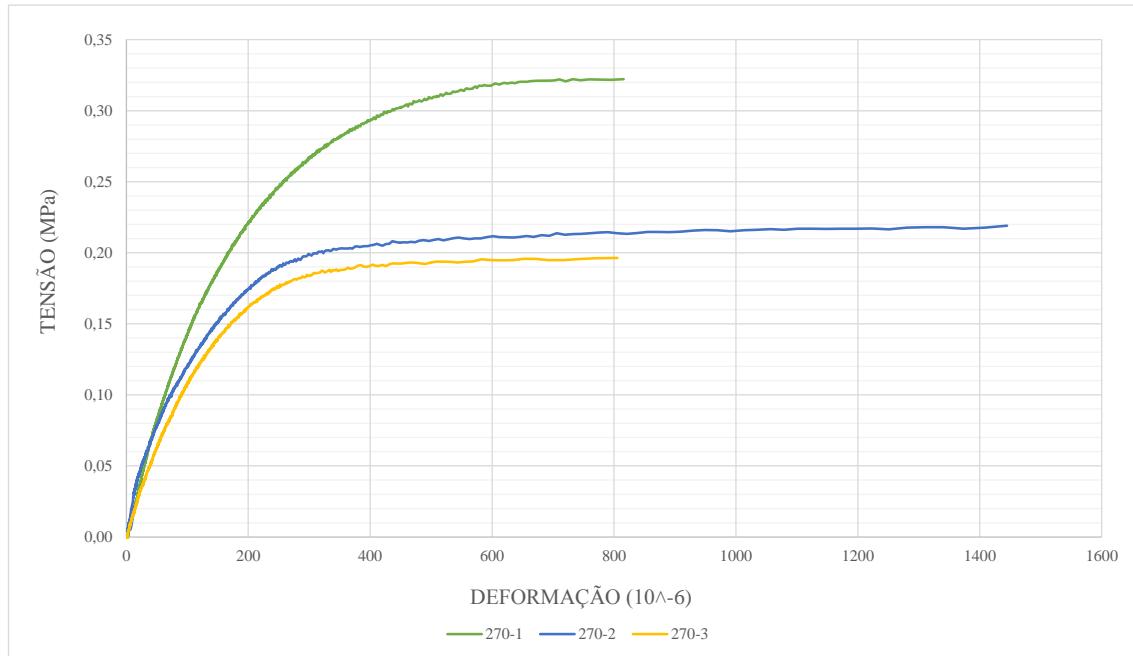
STANDARDS AUSTRALIA. **Methods of testing concrete: determination of the modulus of rupture.** AS 1012.11:2000. Sydney, 2000.

WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

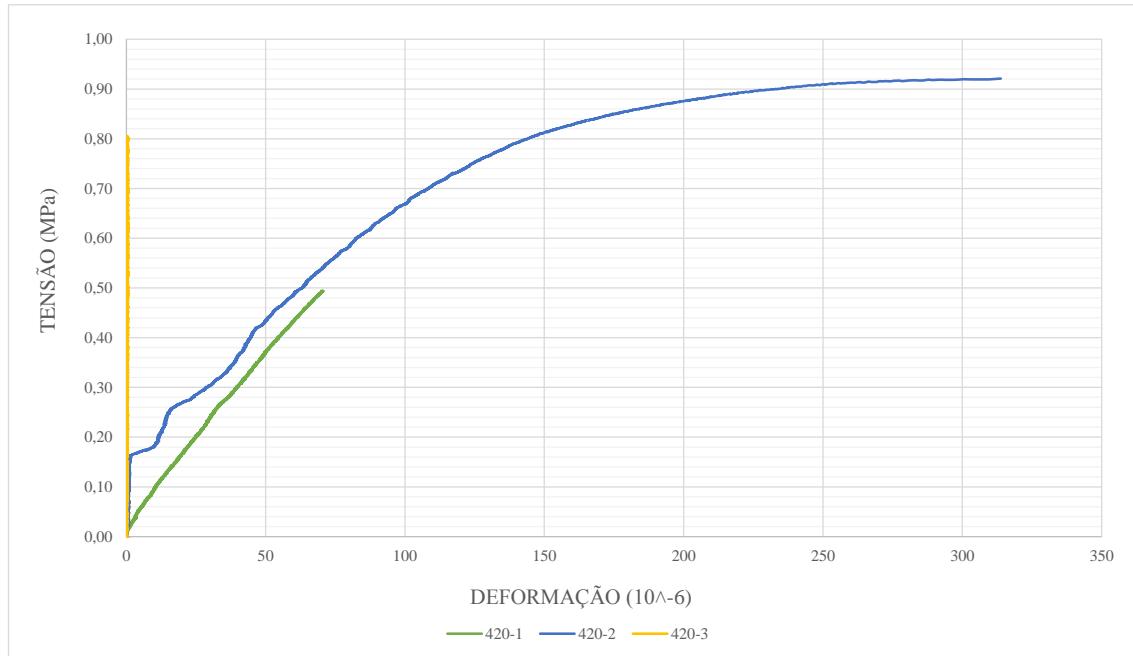
**APÊNDICE I. GRÁFICOS “TENSÃO X DEFORMAÇÃO”
OBTIDOS NO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA
FLEXÃO (BGS+FC)**

Mistura 2-20**Mistura 2-50**

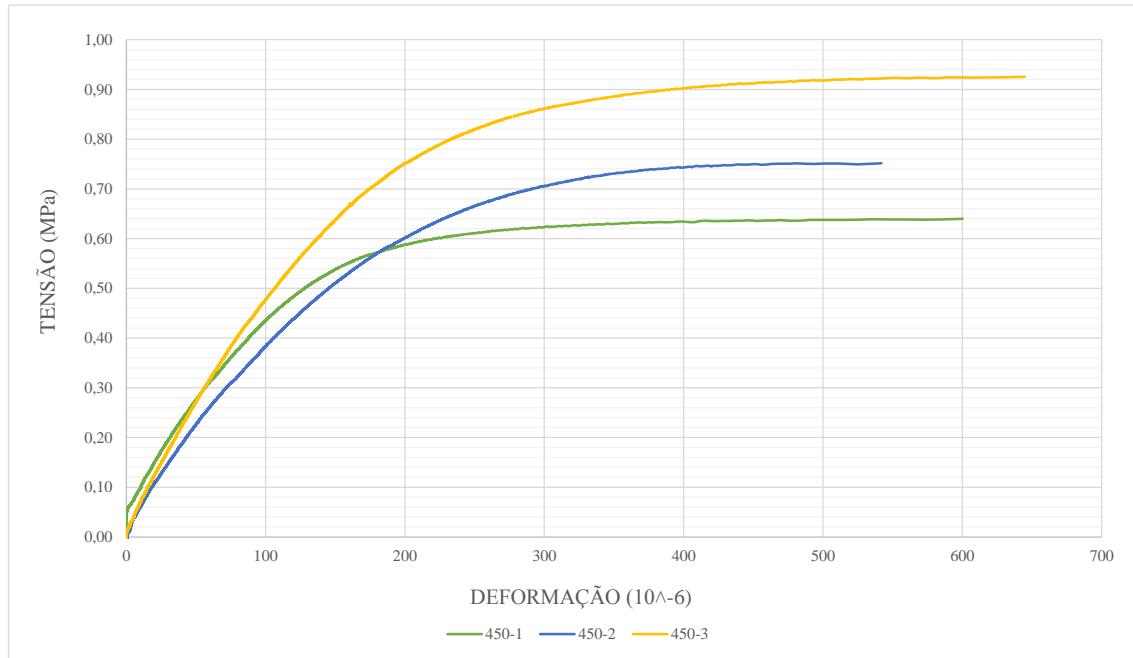
Mistura 2-70



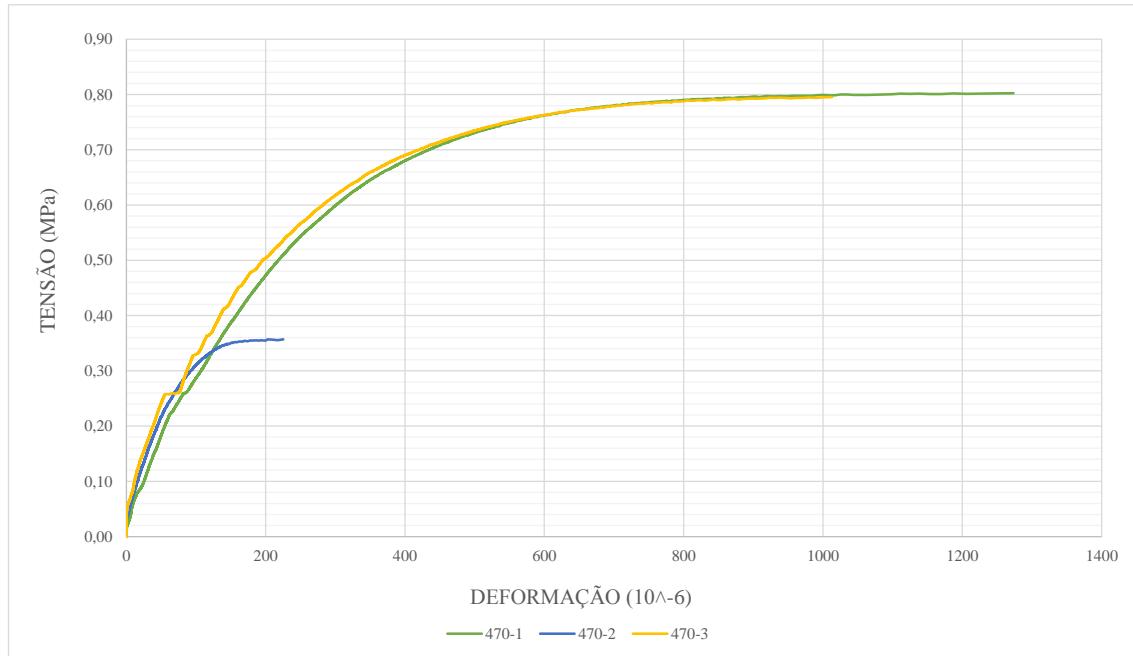
Mistura 4-20



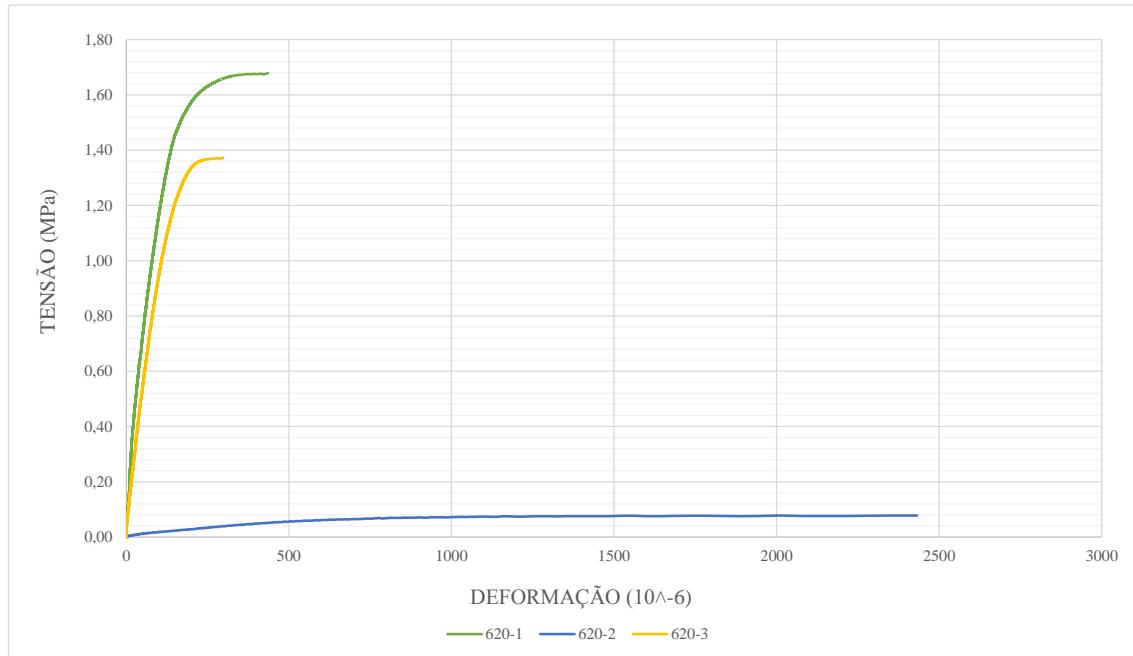
Mistura 4-50



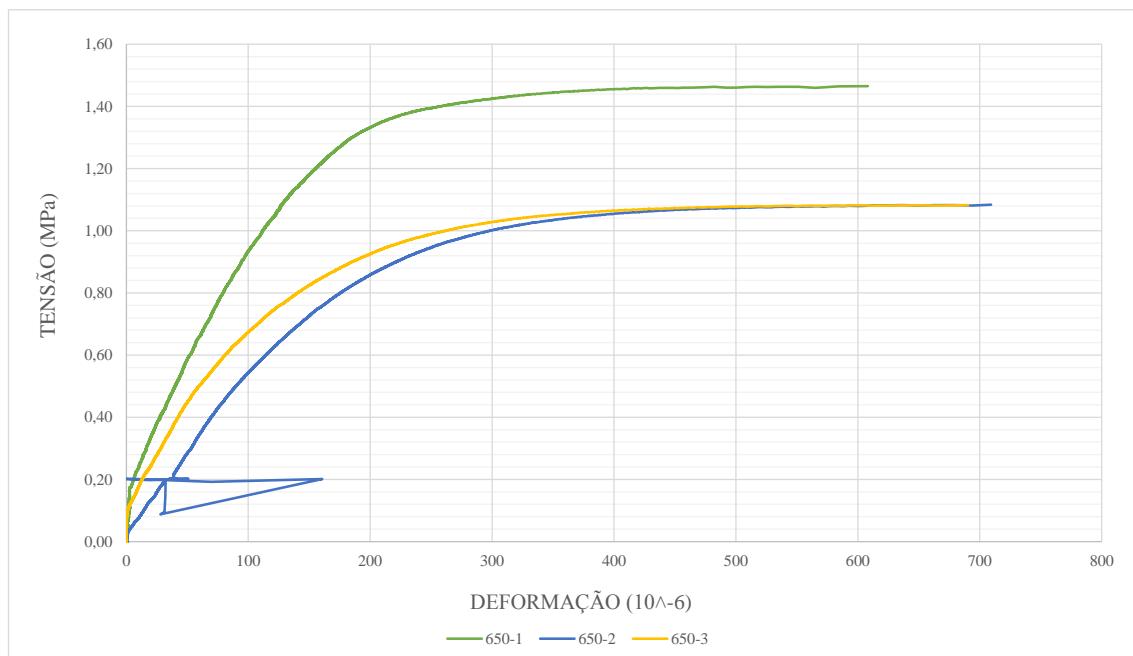
Mistura 4-70



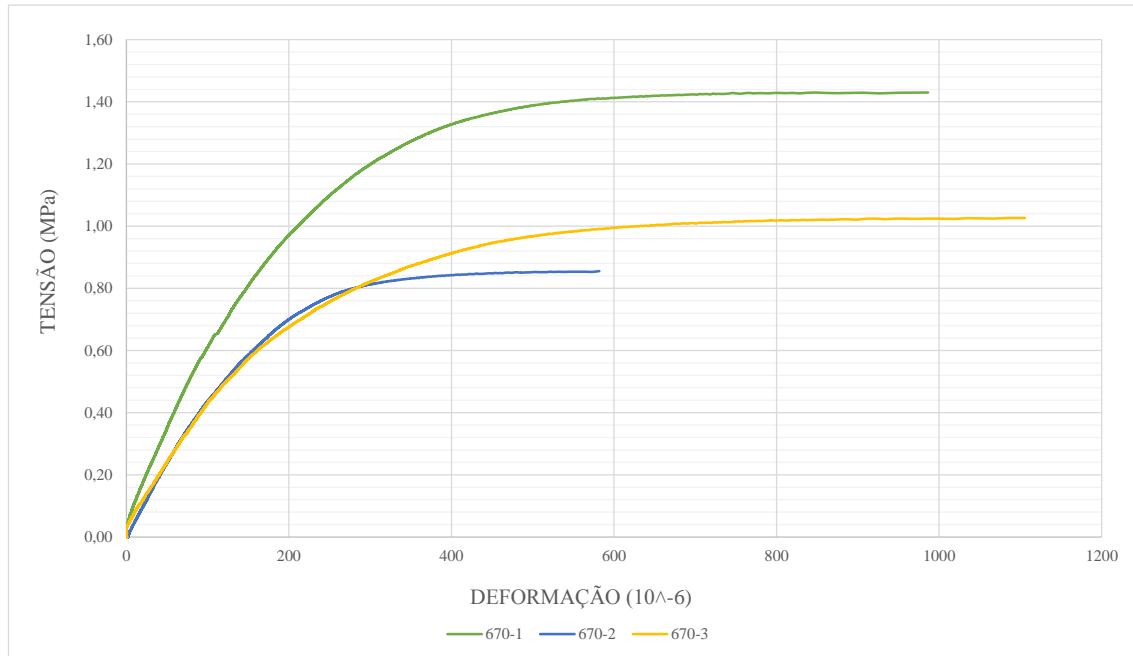
Mistura 6-20



Mistura 6-50



Mistura 6-70



**APÊNDICE II. GRÁFICOS “TENSÃO X DEFORMAÇÃO”
OBTIDOS NO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA
FLEXÃO (BGTC+FP)**

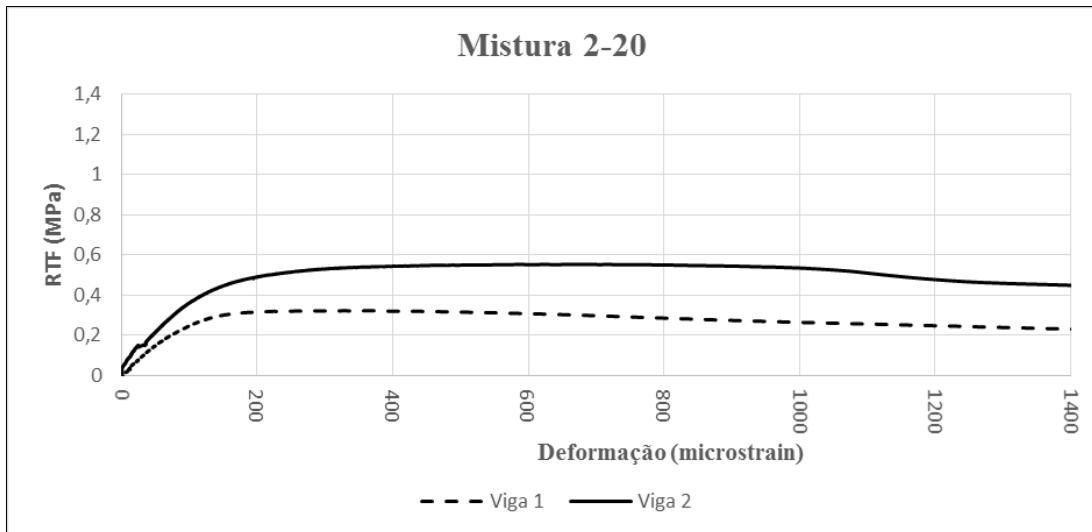


Gráfico “tensão x deformação” de misturas com 2% de cimento e 20% de fresado

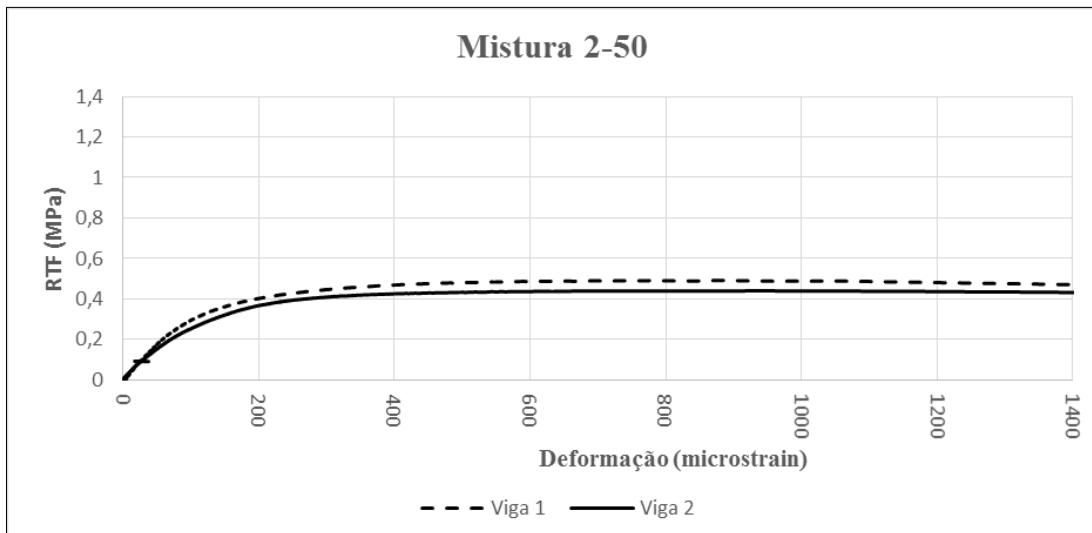


Gráfico “tensão x deformação” de misturas com 2% de cimento e 50% de fresado

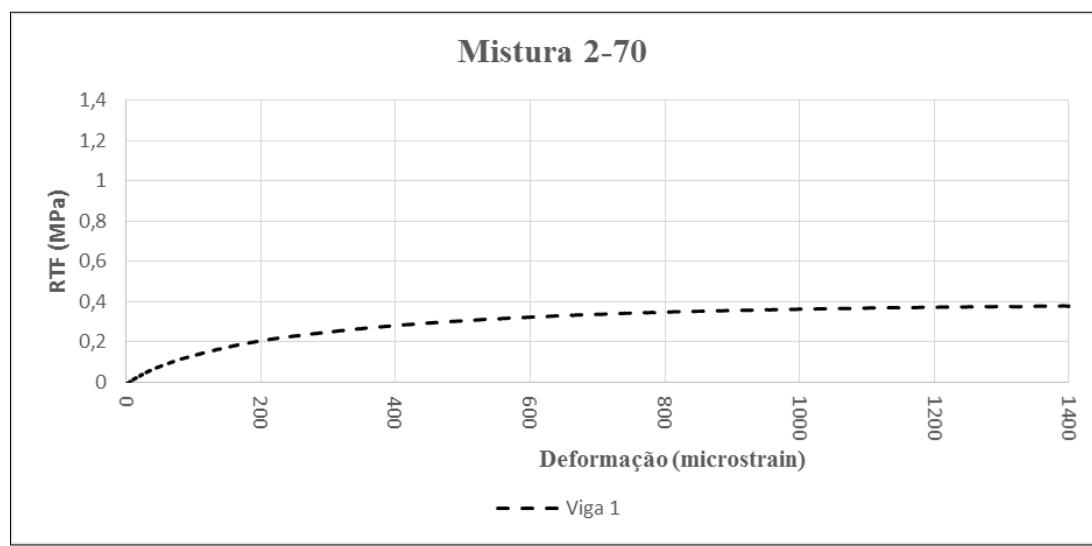


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 2% de cimento e 70% de fresado

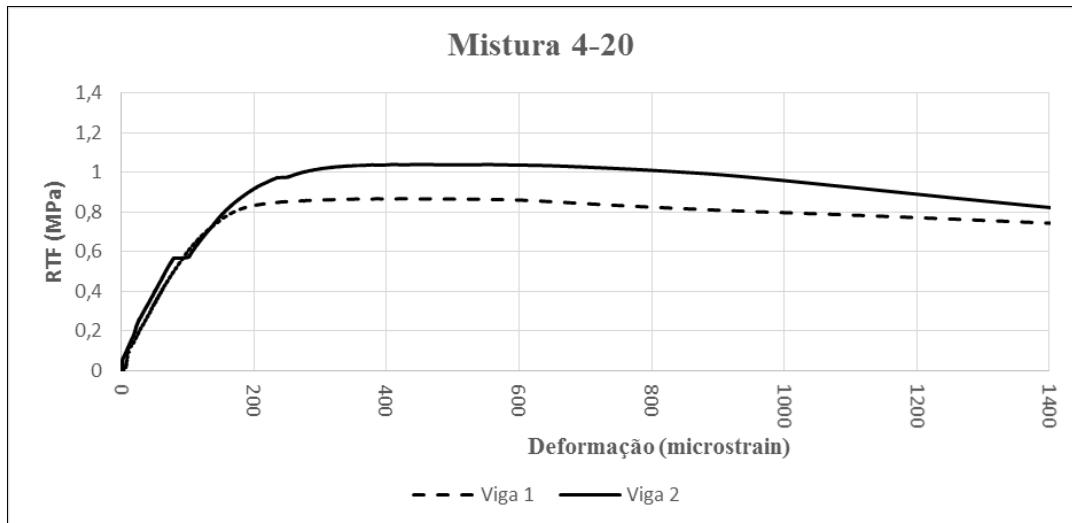


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 4% de cimento e 20% de fresado

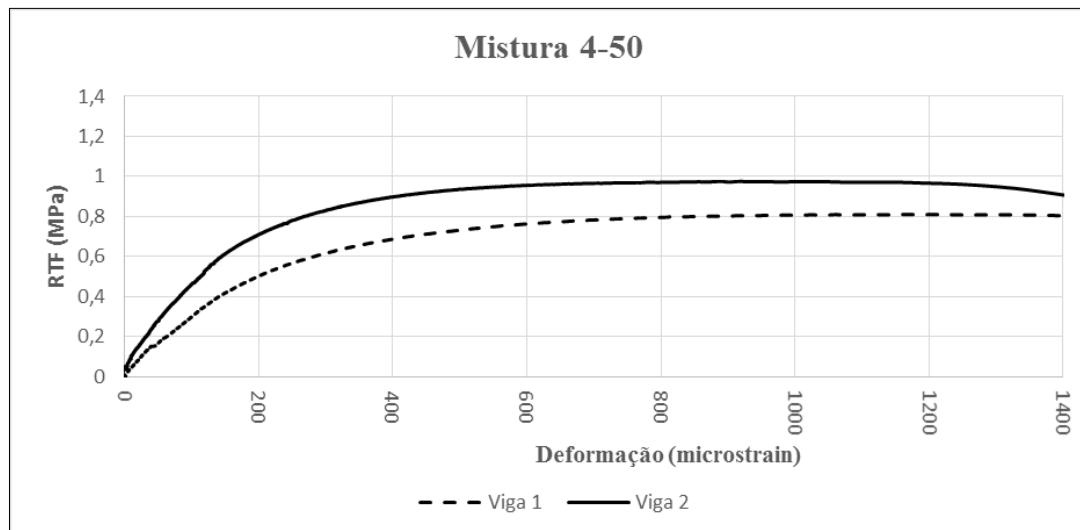


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 4% de cimento e 50% de fresado

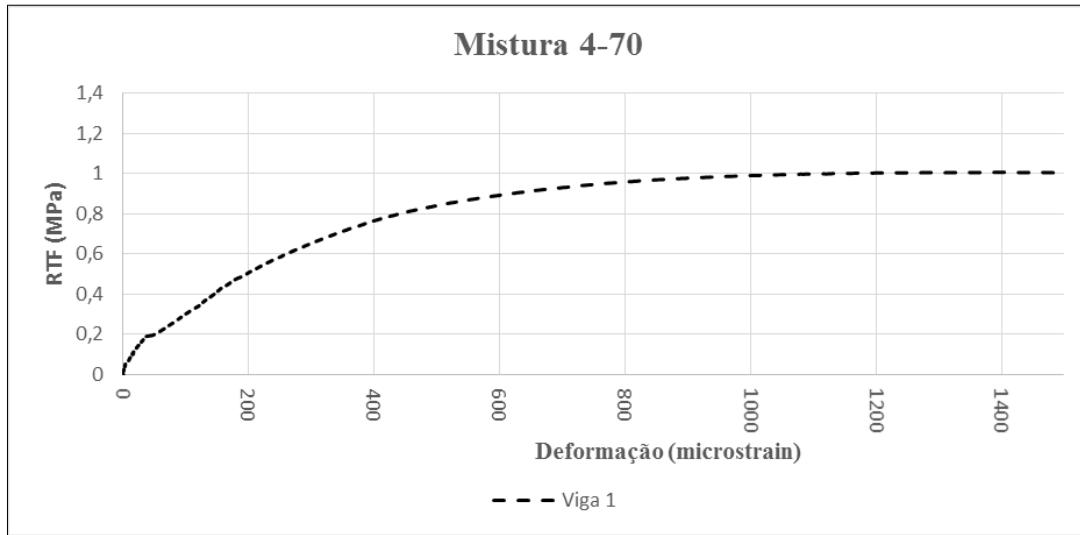


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 4% de cimento e 70% de fresado

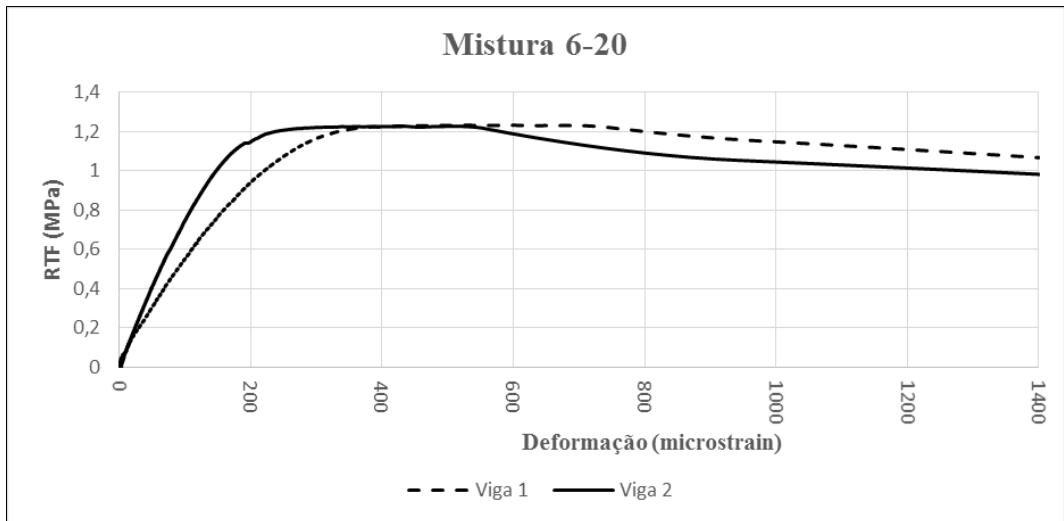


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 6% de cimento e 20% de fresado

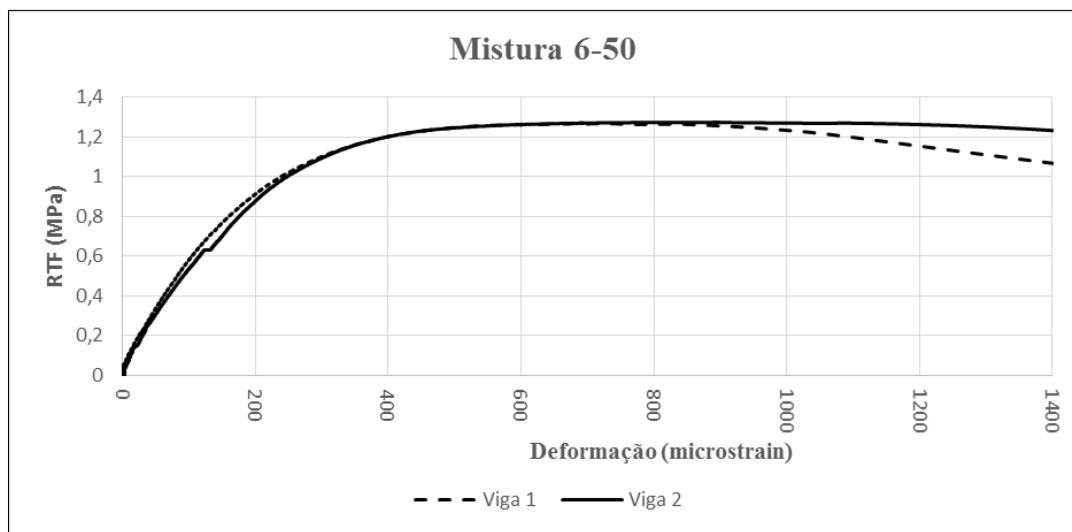


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 6% de cimento e 50% de fresado

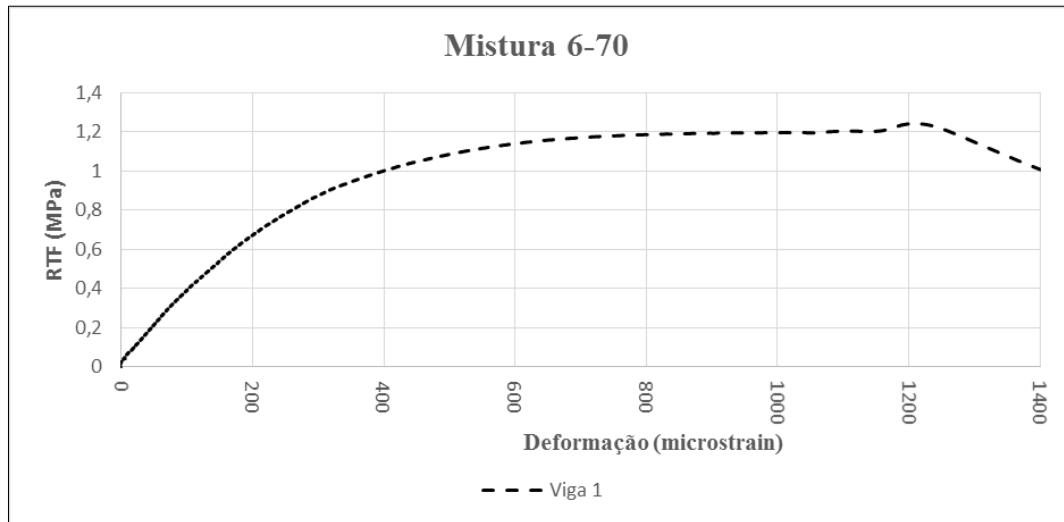


Gráfico “tensão x deformação” de mistura com 6% de cimento e 70% de fresado

APÊNDICE D

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: julho de 2016	3. Folhas: 51
4. Título da Pesquisa: "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos"		
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)	
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti Engº MSc. William Fedrigo, Doutorando Engº MSc. Mario Alexander Castañeda López Engª MSc. Thaís Radünz Kleinert, Doutoranda Universidade Federal do Rio Grande do Sul		
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos", nos meses de janeiro a junho de 2016. Destacam-se: a) Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo dois materiais de base: solo-cimento e BGTC; b) Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento, contendo o material de base BGS; c) Relatórios complementares descrevendo a coleta de um novo material de base (solo laterítico) e visita a trecho da rodovia SC-114 para acompanhamento de obra de reciclagem com cimento, tais relatórios são apresentados nos Apêndices I e II, respectivamente.		
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.		

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD).....	5
2.1	CARACTERIZAÇÃO DE NOVOS MATERIAIS	5
2.1.1	Análise granulométrica.....	5
2.1.2	Teor de ligante asfáltico do material fresado.....	6
2.2	PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL EMPREGADO NOS ENSAIOS DE MRD	7
2.3	CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ANALISADAS	10
2.3.1	Granulometria.....	11
2.3.2	Compactação	12
2.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MRD	16
3	ENSAIOS DE FADIGA.....	22
3.1	DESCRÍÇÃO DAS MISTURAS ESTUDADAS	22
3.2	EQUIPAMENTOS	23
3.2.1	Pórtico de carregamento	23
3.2.1.1	Suporte quatro pontos	24
3.2.2	Sistema de posicionamento dos LVDTs.....	25
3.2.3	Equipamento para ensaio de fadiga por compressão diametral.....	28
3.2.4	Sistema de carregamento	29
3.2.5	Sensores de deslocamento	29
3.3	MÉTODOS	30
3.3.1	Fadiga em quatro pontos e módulo de resiliência flexural.....	31
3.3.1.1	Pulso de carga	31
3.3.1.2	Parametrização do pulso	32
3.3.1.3	Critério de ruptura	33
3.3.1.4	Módulo de resiliência flexural	33

3.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FADIGA À FLEXÃO EM QUATRO PONTOS.....	34
3.4.1 Módulo de resiliência flexural	34
3.4.2 Modelos de fadiga	37
3.4.2.1 Tensão	37
3.4.2.2 Deformação	39
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS	41
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	43
APÊNDICE I. COLETA DE MATERIAIS PARA ENSAIOS: SP-425 – RODOVIA ASSIS CHATEAUBRIAND - BARRETOS - FEVEREIRO DE 2016	45
APÊNDICE II. VISITA À TRECHO RODOVIÁRIO COM RECICLAGEM PROFUNDA DE PAVIMENTO COM ADIÇÃO DE CIMENTO RODOVIA SC-114 – TRECHO LAGES – PAINEL JUNHO DE 2016.....	5

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Este quarto Relatório de Andamento da Pesquisa descreve as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2016, incluindo:

- a. Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo dois materiais de base: solo-cimento e BGTC;
- b. Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento contendo o material de base BGS;
- c. Relatórios complementares descrevendo a coleta de um novo material de base (solo laterítico) e visita a trecho da rodovia SC-114 para acompanhamento de obra de reciclagem com cimento, tais relatórios são apresentados nos Apêndices I e II, respectivamente.

Salienta-se que estas atividades terão continuidade no período de julho a dezembro de 2016, em conformidade com o cronograma físico-financeiro aprovado pela ANTT.

2 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD)

Neste capítulo apresentam-se particularidades e resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral (Kleinert, 2016). A metodologia dos ensaios de caracterização e de MRD não são apresentadas, pois já foram descritas no 2º Relatório.

2.1 CARACTERIZAÇÃO DE NOVOS MATERIAIS

A caracterização dos materiais foi realizada através de ensaios de análise granulométrica e de determinação de ligante asfáltico do material fresado. Os resultados obtidos estão dispostos e comentados na sequência.

2.1.1 Análise granulométrica

As granulometrias dos materiais utilizados em camadas de base de pavimentos e que estão sendo empregados na pesquisa estão disponíveis na Figura 1 (a coleta e o local de origem foram descritos no 2º Relatório). Como o solo-cimento é um material predominantemente fino, foi necessária a adição de brita na fração 3/8" para correção granulométrica. Ao contrário do solo-cimento, a BGTC é bem graduada, o que faz com que seja de fácil mistura e enquadramento nos limites propostos pela Wirtgen (2012). Na Figura 2 estão disponíveis as granulometrias dos materiais fresados.

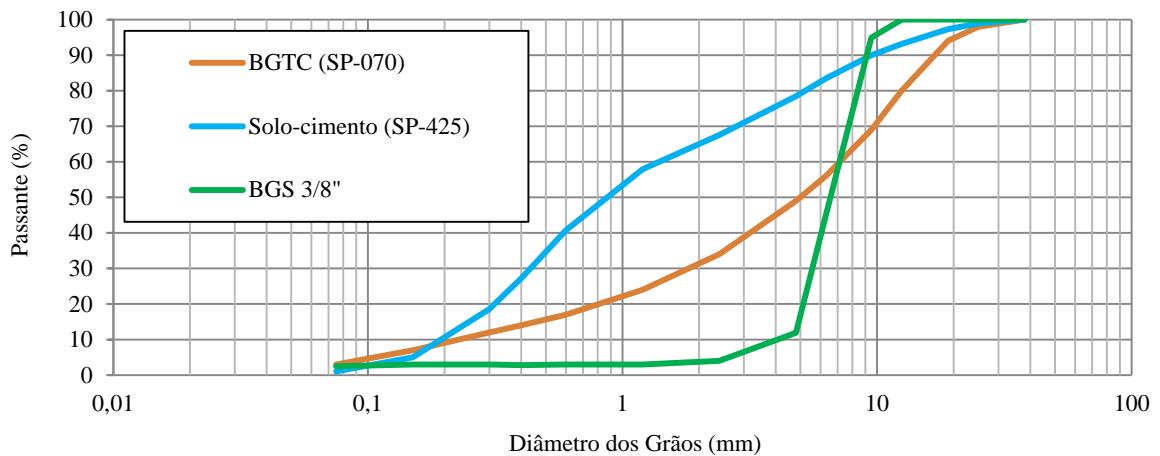


Figura 1 - Curvas granulométricas dos materiais de base empregados

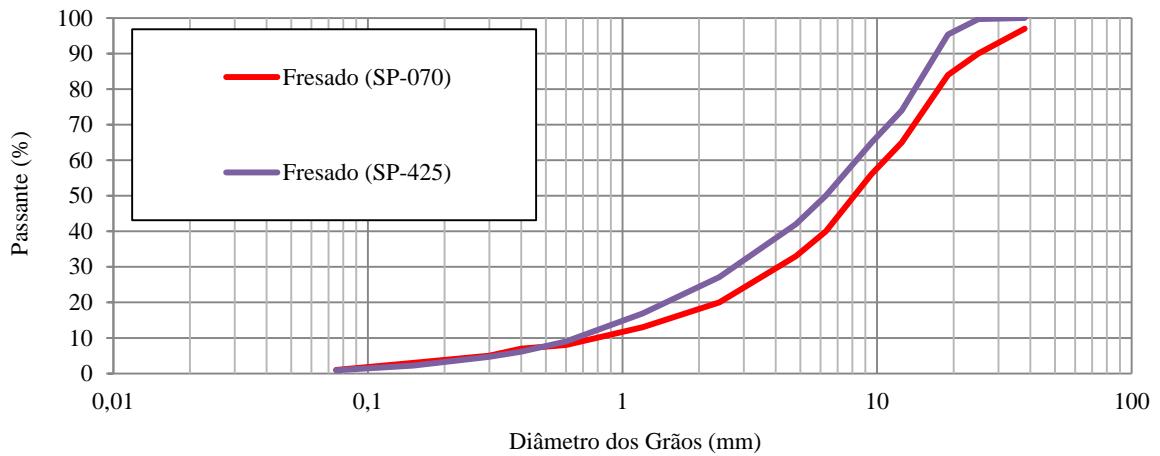


Figura 2 - Curvas granulométricas dos fresados asfálticos empregados

2.1.2 Teor de ligante asfáltico do material fresado

A partir da realização do ensaio, foi possível observar que o fresado com adição de polímero (SP-070) apresentou 4,83% de ligante asfáltico, valor ligeiramente inferior ao teor encontrado para o fresado convencional (SP-425) que foi igual a 4,91%.

2.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL EMPREGADO NOS ENSAIOS DE MRD

Este projeto de pesquisa está sendo desenvolvido simultaneamente com outro projeto que visa propor um procedimento de dosagem para misturas recicladas com cimento, estabelecendo valores de referência para resistência e outras propriedades. Para atingir tal objetivo, é necessário que a maior quantidade de variáveis e níveis seja analisada para garantir a confiabilidade dos resultados.

Entretanto, encontram-se diversas dificuldades e limitações ao elevar a quantidade de ensaios e reproduções sendo que as mais importantes estão diretamente relacionadas ao tempo e à quantidade de material utilizada. Optou-se, assim, pelo desenvolvimento de um planejamento experimental para a etapa de dosagem das misturas, o qual envolve a realização de ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RCD). Deste modo, devido ao fato do ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral ser diretamente relacionado ao ensaio de RCD, o mesmo planejamento foi adotado para tais ensaios. A seguir, descreve-se o planejamento experimental empregado.

Existem diversos benefícios gerados ao empregar técnicas estatísticas no planejamento de experimentos, Button (2012) cita alguns:

- Redução da quantidade de ensaios sem danos à qualidade da pesquisa;
- Estudo de diversas variáveis simultaneamente, identificando os efeitos individuais;
- Definição da confiabilidade dos resultados;
- Possibilidade de realização da pesquisa em etapas, sendo viável o acréscimo de novos ensaios de maneira iterativa;
- Representação do processo analisado a partir de expressões matemáticas;
- Elaboração de conclusões com base em dados qualitativos.

Antes da definição dos parâmetros de entrada e variáveis a serem analisadas, foi verificado o total disponível de material e a partir do resultado foi elaborado um planejamento estatístico para a presente pesquisa. Esse, por sua vez, foi realizado com auxílio do *software Minitab* através de um método que extrapola os níveis de variáveis.

Segundo Button (2012), quando se deseja estudar os efeitos de duas ou mais variáveis, o planejamento fatorial é indicado. Um caso particular é o planejamento fatorial 2k, que possui k fatores e dois níveis, porém como o objetivo da pesquisa é estudar uma quantidade de níveis superior a dois e também realizar o ajuste de modelos quadráticos, Ribeiro e Caten (2014) recomendam a utilização de um Projeto Composto de Segunda Ordem (PCSO).

O PCSO é a soma de um experimento 2k, mais uma estrela, mais pontos centrais. Sendo que os pontos da parte fatorial (2k) possibilitam a estimativa de termos lineares e interações e os pontos da estrela permitem a estimativa de efeitos quadráticos puros.

Em um projeto de experimentos existem parâmetros do processo, os quais podem ser alterados durante a execução, podendo afetar as características de qualidade resultantes do processo. Esses estão subdivididos em: controláveis – são aqueles parâmetros do processo que foram escolhidos para serem analisados a diferentes níveis no experimento (exemplos: teor de cimento e porcentagem de fresado); constantes – referem-se aos parâmetros que são mantidos constantes durante o experimento (exemplo: energia de compactação); não controláveis (exemplo: ruído) – contemplam as variáveis que não podem ser controladas pela equipe técnica e são responsáveis pelo erro experimental, variabilidade residual ou variância do erro (exemplos: temperatura e umidade do dia, desgaste das ferramentas, habilidade e cansaço do operador, entre outros) (RIBEIRO E CATEN, 2014).

Outra vantagem do PCSO é que esse demanda um pequeno número de ensaios e pode abranger blocagem, rotacionalidade e ortogonalidade. O primeiro caso refere-se à divisão em dois blocos, um contendo a parte fatorial e o outro com a parte em estrela, sendo que o ponto central é utilizado para assegurar o mesmo número de ensaios em cada bloco. Um projeto rotacional garante a mesma precisão na estimativa de alguma variável dependente para todos os pontos do espaço amostral. Já a ortogonalidade ocorre quando as estimativas dos coeficientes de termos lineares e quadráticos resultam independentes, de modo que essas estimativas não se alteram quando um termo é retirado do modelo (RIBEIRO E CATEN, 2014).

Dessa maneira, foi necessário definir quais seriam as variáveis e os respectivos níveis. Então, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios com BGS (apresentados no 2º

Relatório), verificou-se, de acordo com os outros membros da pesquisa, que seria mais importante analisar a variação da porcentagem de fresado e do teor de cimento e fixar a energia de compactação (modificada). Outro elemento que está sendo considerado é o tipo de material de base e como esse não possui diferentes níveis, trata-se de um fator categórico.

Os pontos fixados para análise foram intermediários, tendo em vista o sistema de extração do *software*. Deste modo, optou-se por 20 e 80% de fresado e 2 e 6% de cimento. Na Figura 3 pode ser verificada a representação das variáveis considerando apenas um material, sendo que as misturas analisadas correspondem aos pontos em vermelho. Todas as misturas que estão sendo empregadas, assim como a nomenclatura utilizada para cada uma dessas estão disponíveis na Tabela 1.

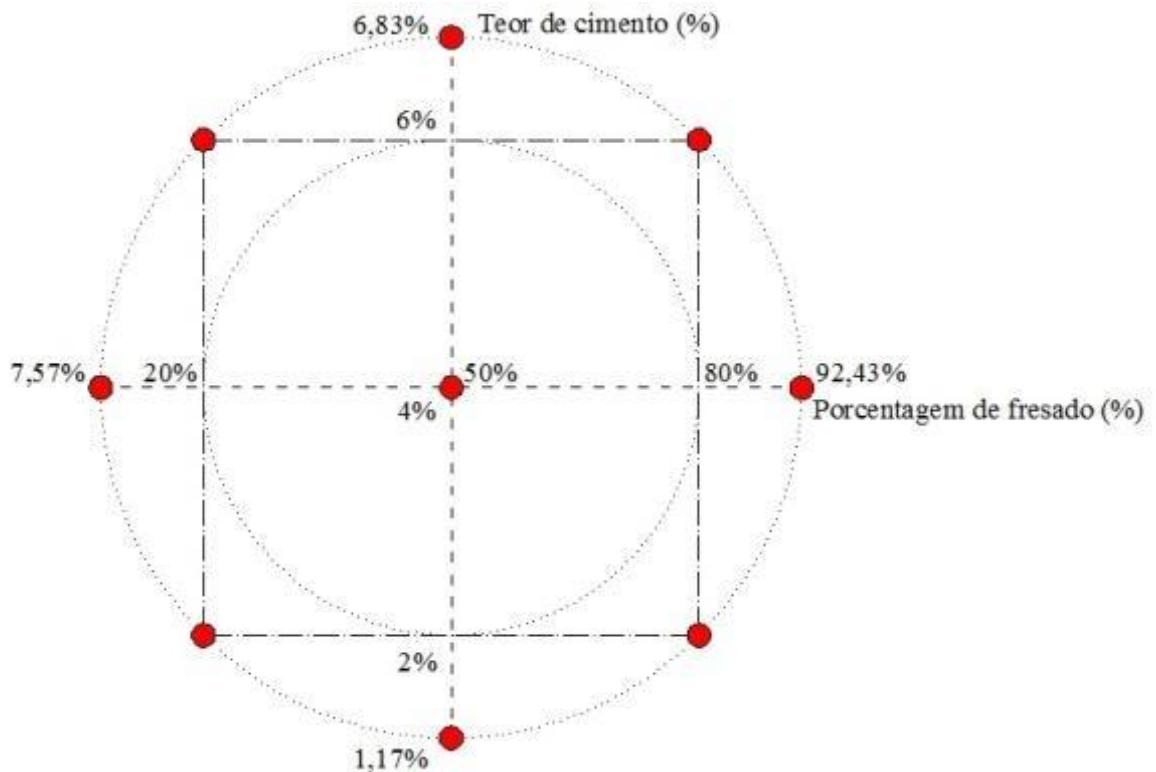


Figura 3 - Representação em 2D das variáveis analisadas

Tabela 1 - Descrição das misturas analisadas

Teor de cimento (%)	Porcentagem de fresado (%)	Porcentagem de base (%)	Nomenclatura (BGTC)	Nomenclatura (SC)
1,17	50,00	50,00	BGTC 1,17-50	SC 1,17-50
2,00	20,00	80,00	BGTC 2-20	SC 2-20
2,00	80,00	20,00	BGTC 2-80	SC 2-80
4,00	7,57	92,43	BGTC 4-7,57	SC 4-7,57
4,00	50,00	50,00	BGTC 4-50	SC 4-50
4,00	92,43	7,57	BGTC 4-92,43	SC 4-92,43
6,00	20,00	80,00	BGTC 6-20	SC 6-20
6,00	80,00	20,00	BGTC 6-80	SC 6-80
6,83	50,00	50,00	BGTC 6,83-50	SC 6,83-50

Sobre a Figura 3, é importante ressaltar que no eixo as amostras são analisadas seis vezes e nos demais pontos apenas uma vez. Isso se deve ao método de planejamento empregado, o qual utiliza a parte central como parâmetro de confiabilidade. Segundo Ribeiro e Caten (2014), o ponto central, quando repetido, garante maior confiabilidade aos resultados, a partir da elevação dos graus de liberdade do termo de erro, possibilitando, então, uma avaliação mais precisa da variância experimental.

O ensaio de MRD é realizado em 3 tempos de cura diferentes, iguais a 3, 7 e 14 dias. Assim, os blocos fornecidos pelo programa são triplicados (um para cada tempo de cura) e identificados com o valor da variável analisada.

2.3 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ANALISADAS

A caracterização das misturas abrange a granulometria das composições, assim como os resultados dos ensaios de compactação. Neste item, expõe-se e discute-se o que foi obtido a partir da sua realização.

2.3.1 Granulometria

As análises granulométricas das misturas contendo BGTC estão disponíveis na Figura 4, assim como os resultados obtidos para as composições contendo solo-cimento estão ilustradas na Figura 5.

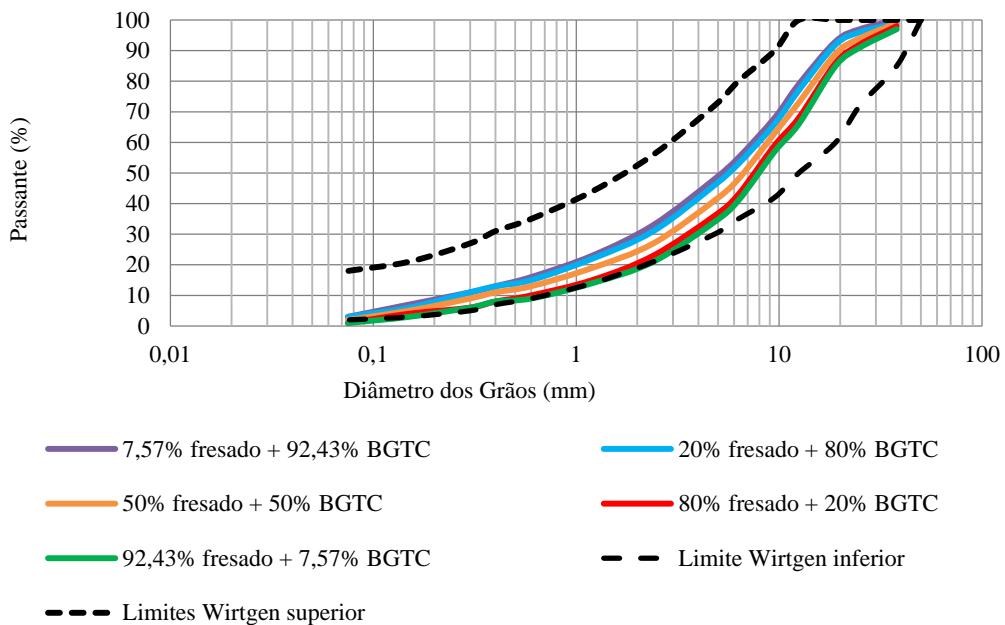


Figura 4 - Curvas granulométricas das misturas com BGTC enquadradas aos limites da Wirtgen

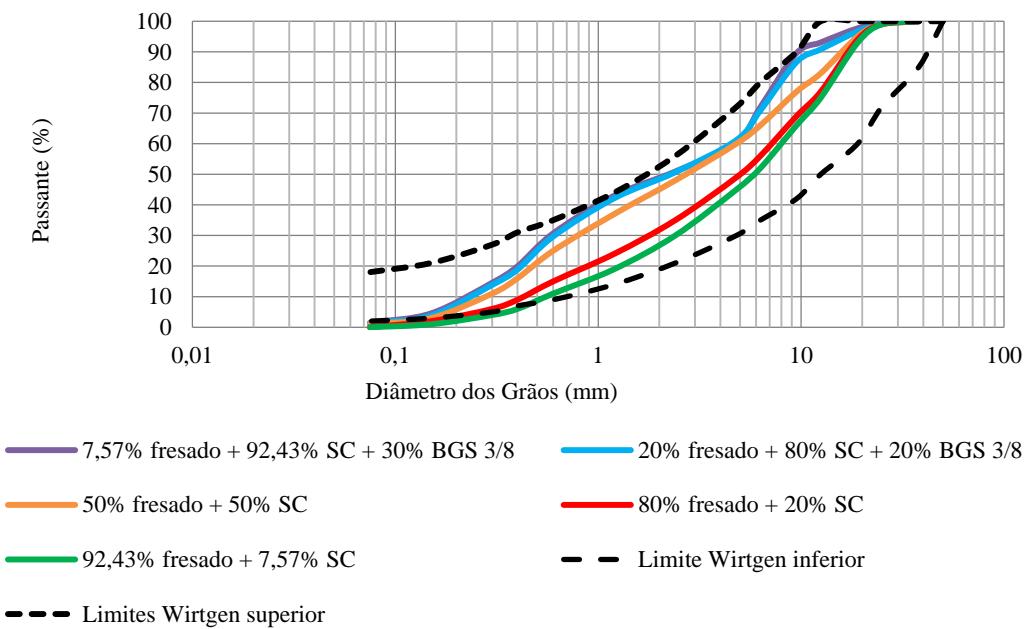


Figura 5 - Curvas granulométricas das misturas com solo-cimento enquadradas aos limites da Wirtgen

As faixas granulométricas estipuladas pela Wirtgen (2012) estão disponíveis em ambas as figuras, visando demonstrar que todas as misturas se enquadraram nos limites propostos. Foi necessária a correção granulométrica das composições com predominância de solo-cimento para que fosse possível o enquadramento nessas faixas. É importante ressaltar que a adição de agregado foi realizada sobre a massa total de fresado e base.

2.3.2 Compactação

Para a presente pesquisa foram realizados 18 ensaios de compactação, sendo nove em misturas com BGTC e outras tantas em misturas com solo-cimento. Embora na pesquisa realizada por Fedrigo (2015), que teve seus resultados apresentados no 2º Relatório, não tenha sido encontrada diferença significativa entre os parâmetros de compactação (umidade ótima e massa específica aparente seco máximo) de misturas com diferentes teores de cimento e porcentagens de fresado iguais, nesta etapa da pesquisa optou-se por fazer ensaios de compactação em cada mistura estudada.

Antes da definição do planejamento experimental tinham sido realizados ensaios de compactação em algumas misturas; inclusive na que contém 2% de cimento e 50% de fresado. Como esse teor de cimento é próximo a 1,17%, e levando em conta a escassez dos materiais de base (BGTC e solo-cimento), optou-se por adotar-se para este último teor de cimento os parâmetros de compactação da mistura com 2%. Posteriormente, ao realizar os ensaios de resistência, observou-se que essa medida não influenciou significativamente os resultados, uma vez que esses teores de cimento são muito baixos.

Para melhor visualização dos resultados obtidos, optou-se por dividi-los em função dos teores de cimento (baixo, médio e alto). Assim, as curvas de compactação das misturas com BGTC são apresentadas na Figura 66 e aquelas com solo-cimento podem ser vistas na Figura 77.

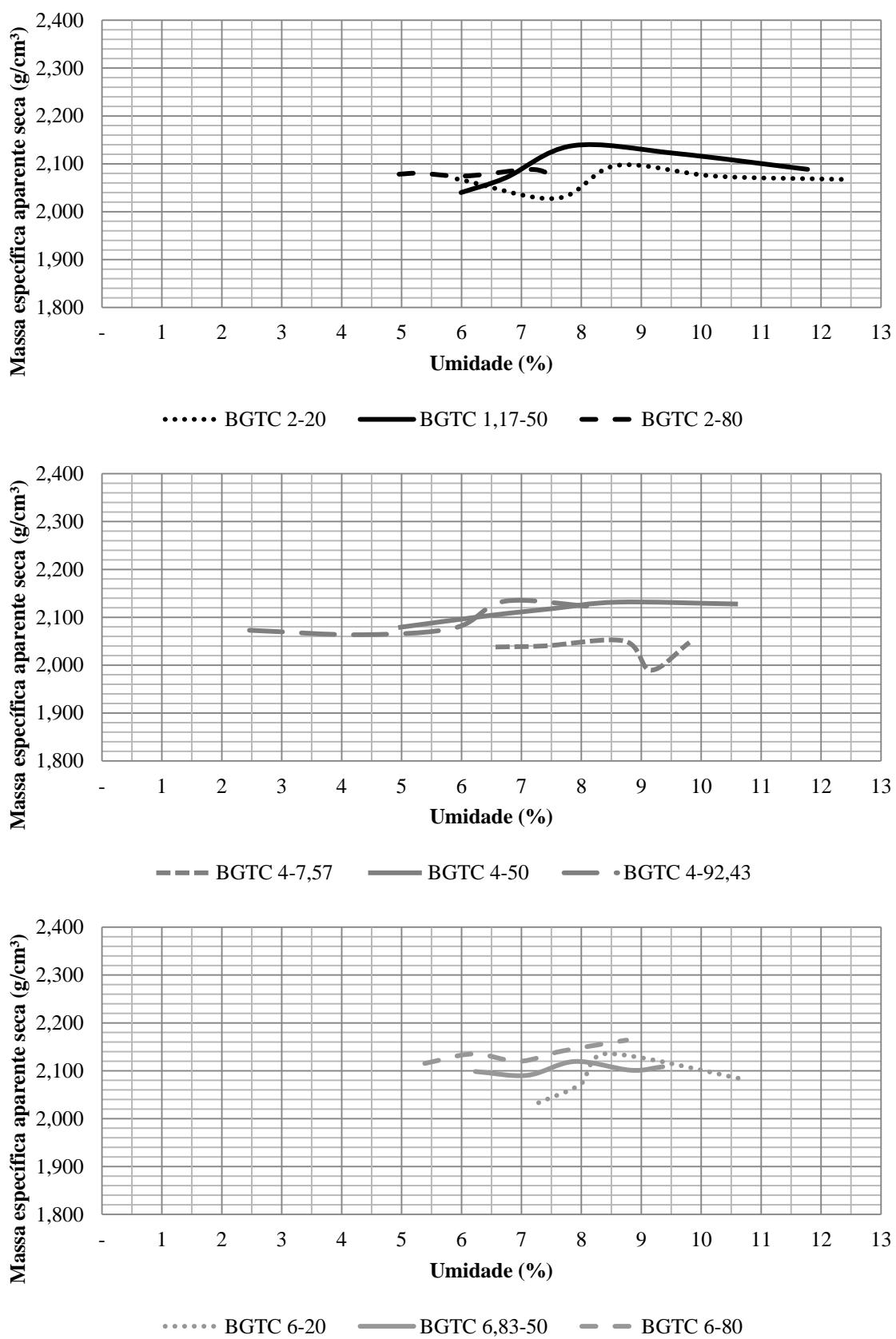


Figura 6 - Curvas de compactação obtidas para as misturas contendo BGTC

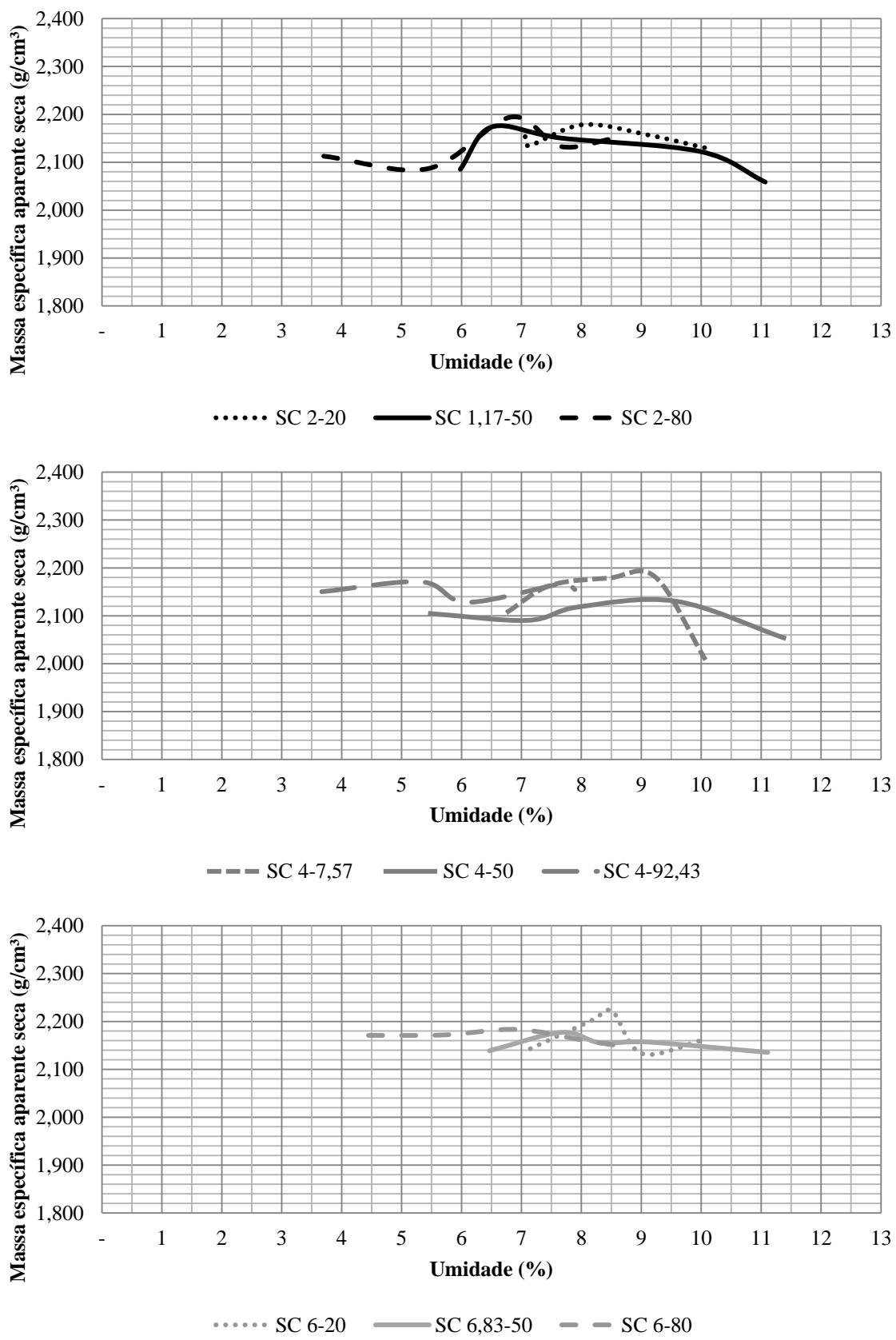


Figura 7 - Curvas de compactação obtidas para as misturas contendo solo-cimento

Nas Figuras 6 e 7 é possível observar que as misturas contendo maiores quantidade de material fresado (80 e 92,43%) apresentam menor teor de umidade ótimo. Tal resultado está relacionado com a capacidade de absorção de cada material, que é mais elevada para os materiais de base, como observado por Sufian *et al.* (2009) e Ji *et al.* (2015).

Ainda, constata-se que para teores de cimento superiores a 4%, as curvas de compactação com porcentagem de fresado de 50% exibiram tendência mais linear; isto é, apresentam menor variação de massa específica aparente seca máxima. Esse comportamento indica que a incorporação de água exerce pouca influência na compactabilidade dessas misturas, considerando os intervalos estudados, quanto ao teor de cimento e porcentagem de fresado.

Verifica-se também que duas curvas apresentaram dois picos (SC 4-92,43 e SC 6,83-50) e algumas manifestaram um pico e meio (BGTC 2-20, BGTC 4-7,57, BGTC 6-80, SC 2-20 e SC 6-20). Lee e Suedkamp (1972) evidenciaram que isso pode ocorrer para materiais com baixo Limite de Liquidez (inferior a 30%) e Índice de Plasticidade nulo (não plástico).

Para a definição dos parâmetros de compactação, o segundo pico foi desprezado, já que ocorria exsudação da água adicionada à mistura quando os golpes eram aplicados, não representando a condição de umidade ótima.

Com o intuito de facilitar a apresentação e análise dos parâmetros de compactação obtidos, esses são apresentados na Tabela 22.

Tabela 2 - Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de compactação

Mistura	$\omega_{\text{ót}} (\%)$	$\gamma_{\text{smáx}} (\text{kN/m}^3)$	Mistura	$\omega_{\text{ót}} (\%)$	$\gamma_{\text{smáx}} (\text{kN/m}^3)$
BGTC 1,17-50	7,9	21,38	SC 1,17-50	6,5	21,74
BGTC 2-20	8,6	20,97	SC 2-20	8,0	21,79
BGTC 2-80	7,2	20,88	SC 2-80	6,8	21,94
BGTC 4-7,57	8,7	20,50	SC 4-7,57	9,2	21,81
BGTC 4-50	8,6	21,32	SC 4-50	9,6	21,30
BGTC 4-92,43	6,7	21,34	SC 4-92,43	5,3	21,71
BGTC 6-20	8,4	21,36	SC 6-20	8,5	22,22
BGTC 6-80	6,2	21,35	SC 6-80	6,9	21,83
BGTC 6,83-50	7,9	21,19	SC 6,83-50	7,7	21,77

Na Tabela 22 observa-se que a variabilidade da massa específica aparente seca máxima é pequena (variação entre 20,50 e 22,22 kN/m³), mas não é possível identificar efeitos da porcentagem de fresado e do teor de cimento nos parâmetros de compactação obtidos.

Observa-se, ainda, que as misturas com BGTC apresentaram menores variações no teor de umidade ótimo (6,2 a 8,7%) do que as misturas com solo-cimento (5,3 a 9,6%), resultado que pode estar relacionado com a porosidade do material de base, alcançando-se umidades ótimas mais elevadas com misturas com maiores quantidades de solo-cimento.

Menores variações foram verificadas nos valores de massa específica aparente seca máxima das composições com BGTC (20,50 a 21,38 kN/m³) e SC (21,30 a 22,22 kN/m³), sendo possível constatar que, de forma geral, as misturas com solo-cimento apresentaram maior massa específica aparente seca máxima. Esse resultado pode ser relacionado com a elevada superfície específica do solo-cimento.

2.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MRD

Foi realizada a análise estatística dos resultados dos ensaios de MRD e, a partir desta, obteve-se os modelos disponíveis nas Equações 1 e 2, para misturas com base de BGTC e solo-cimento, respectivamente.

Tal modelo apresentou um R^2 de 0,74 e $R^2_{ajustado}$ igual a 0,73, resultados considerados aceitáveis em decorrência do tamanho da amostra e da variabilidade de dados encontrados nesse tipo de ensaio, principalmente para casos em que o CP ensaiado é bastante rígido, já que quanto mais elevada a rigidez do material, maior a possibilidade de erro na leitura de deslocamento durante o ensaio. Além disso, optou-se por não retirar os valores considerados atípicos do modelo, o que interfere no ajuste do mesmo.

Na Tabela 3 são apresentados os coeficientes do modelo de regressão em nível codificado, assim como o valor-p referente a cada efeito analisado.

$$BGTC\ MRD = -771 - 104,6 fr + 1931 ci + 1018 tc + 0,433 fr * fr - 24,4 tc * tc \quad (1)$$

$$SC\ MRD = -431 - 63,0 fr + 1098 ci + 1018 tc + 0,433 fr * fr - 24,4 tc * tc \quad (2)$$

Onde:

- MRD – módulo de resiliência diametral (MPa);
- ci – teor de cimento (%);
- fr – porcentagem de fresado (%);
- tc – tempo de cura (dias).

Tabela 3 - Coeficientes e valores-p do modelo de regressão para MRD

Termo	Coeficiente	Valor-p
Constante	9669	0,000
Porcentagem de fresado (%)	-1719	0,000
Teor de cimento (%)	4284	0,000
Tempo de cura (dias)	3317	0,000
Material (BGTC)	24	0,866
Porcentagem de fresado (%) * Porcentagem de fresado (%)	779	0,049
Tempo de cura (dias) * Tempo de cura (dias)	-738	0,028
Porcentagem de fresado (%) * Material (BGTC)	-882	0,001
Teor de cimento (%) * Material (BGTC)	1177	0,000

A partir da Tabela 3, verificou-se que o termo linear material não é considerado significativo, porém como se trata de uma variável de entrada e de duas interações com dois fatores, em que um deles era o material, terem se mostrado significativas, optou-se por não retirá-lo do modelo.

Dentre as variáveis analisadas, verificou-se que o teor de cimento demonstrou ser o fator que mais afeta os resultados de módulo de resiliência, seguido do tempo de cura e da porcentagem de fresado, tais condições podem ser verificadas na Figura 8.

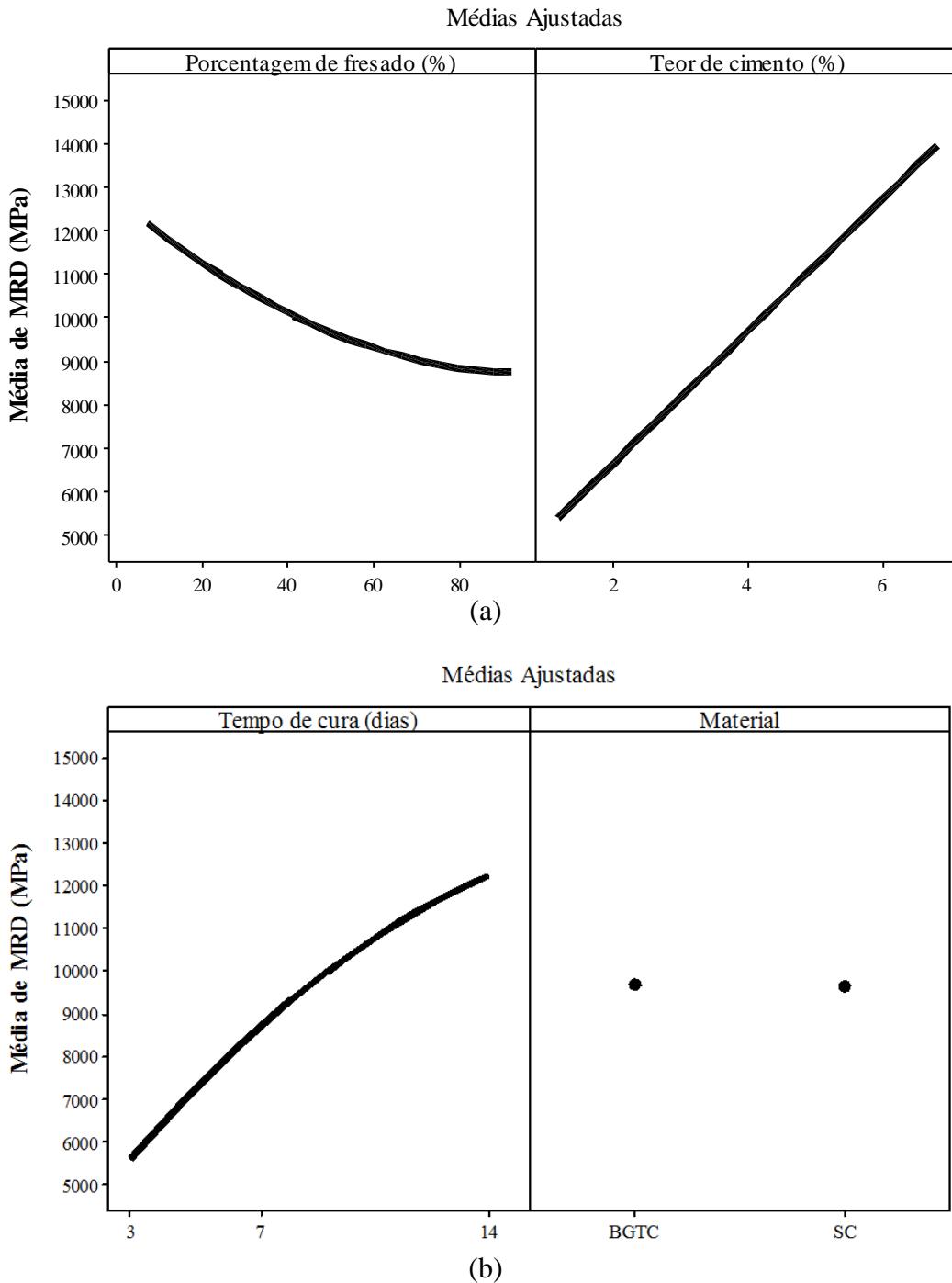


Figura 8 - Gráfico de efeitos principais para MRD: avaliação da influência da porcentagem de fresado e teor de cimento (a) e do tempo de cura e material (b)

Na Figura 8 verifica-se que o módulo de resiliência se mostrou similar para ambos os materiais estudados, ao contrário do que ocorreu nos ensaios de avaliação da resistência. Tal comportamento está diretamente relacionado com o coeficiente de Poisson, já que esse é parâmetro de entrada, interferindo de maneira significativa no MRD a partir da redução dos módulos de resiliência para as misturas de solo-cimento em comparação com as de BGTC. Lembra-se que, neste estudo, os coeficientes de Poisson foram

medidos, encontrando-se valores iguais a 0,17 para misturas com solo-cimento e 0,26 para misturas contendo BGTC.

Outra condição observada é que o tempo de cura demonstrou grande influência nos resultados, alcançando valores extremos. Verificou-se também que o MRD cresce linearmente com o teor de cimento, podendo alcançar módulos ainda maiores ao adicionar teores de cimento mais elevados.

Para fins de quantificação, os resultados para o ensaio de módulo de resiliência estão expostos na Tabela 4. Ressalta-se que os valores correspondem à média das três leituras para o CP ensaiado, com exceção dos pontos centrais, os quais correspondem à média de seis CPs.

Tabela 4 - Resultados de MRD

Mistura	MRD (MPa)			Mistura	MRD (MPa)		
	3 dias	7 dias	14 dias		3 dias	7 dias	14 dias
BGTC 1,17-50	484	7109	4779	SC 1,17-50	3832	2199	5855
BGTC 2-20	1910	8563	15793	SC 2-20	2571	7586	11233
BGTC 2-80	1858	3091	7130	SC 2-80	3377	6362	11139
BGTC 4-7,57	8292	10056	13574	SC 4-7,57	7515	9653	12848
BGTC 4-50	4605	8268	11061	SC 4-50	6737	9915	12674
BGTC 4-92,43	5804	9108	14123	SC 4-92,43	3104	6285	8505
BGTC 6-20	14296	16309	20031	SC 6-20	8680	11148	18182
BGTC 6-80	2759	7116	14887	SC 6-80	8241	13866	19357
BGTC 6,83-50	16025	16767	18917	SC 6,83-50	6624	5795	10435

Na Tabela 44, observa-se que os resultados obtidos apresentaram uma amplitude de variação bastante elevada. As misturas com BGTC em sua composição apresentaram módulos de resiliência entre 484 MPa (BGTC 1,17-50 – 3 dias) e 20.031 MPa (BGTC 6-20 – 14 dias), e as composições com solo-cimento obtiveram resultados que variaram de 2.199 MPa (SC 1,17-50 – 7 dias) até 19.357 MPa (SC 6-80 – 14 dias).

Observa-se que o maior intervalo de variação de módulo de resiliência foi obtido para as misturas com BGTC, o que está associado ao coeficiente de Poisson empregado, por se tratar de um dado de entrada no cálculo do MRD. Isto é, para grandes deformações, o módulo resultante é pequeno, e o coeficiente de Poisson não afeta significativamente o

resultado, porém para pequenas deformações, a influência do parâmetro passa a ser notável, alterando o módulo de resiliência de maneira considerável.

A partir dos resultados da Tabela 4, verifica-se também, que a tendência é de que o módulo aumente com o tempo de cura, com exceção das misturas BGTC 1,17-50, SC 1,17-50 e SC 6,83-50, que apresentaram maior ou menor MRD aos 7 dias de cura. Um dos problemas de ensaiar apenas um CP por ponto amostral está relacionado com a representatividade dos resultados, já que nesses casos, não é possível definir o erro sem realizar a análise estatística dos experimentos.

Mesmo que o modelo não tenha apresentado significância na interação de dois fatores, optou-se por expressar tais relações graficamente, as quais se encontram expostas na Figura 9.

Para que fosse possível realizar a análise simultânea da interação de dois fatores, foi necessário fixar um valor para cada variável, de modo que um ficasse fixo enquanto as outras variáveis eram analisadas.

A partir da Figura 99, verifica-se que, mesmo não sendo consideradas estatisticamente significativas (valor-p superior a 5%), foi possível identificar uma tendência bem definida nas interações analisadas.

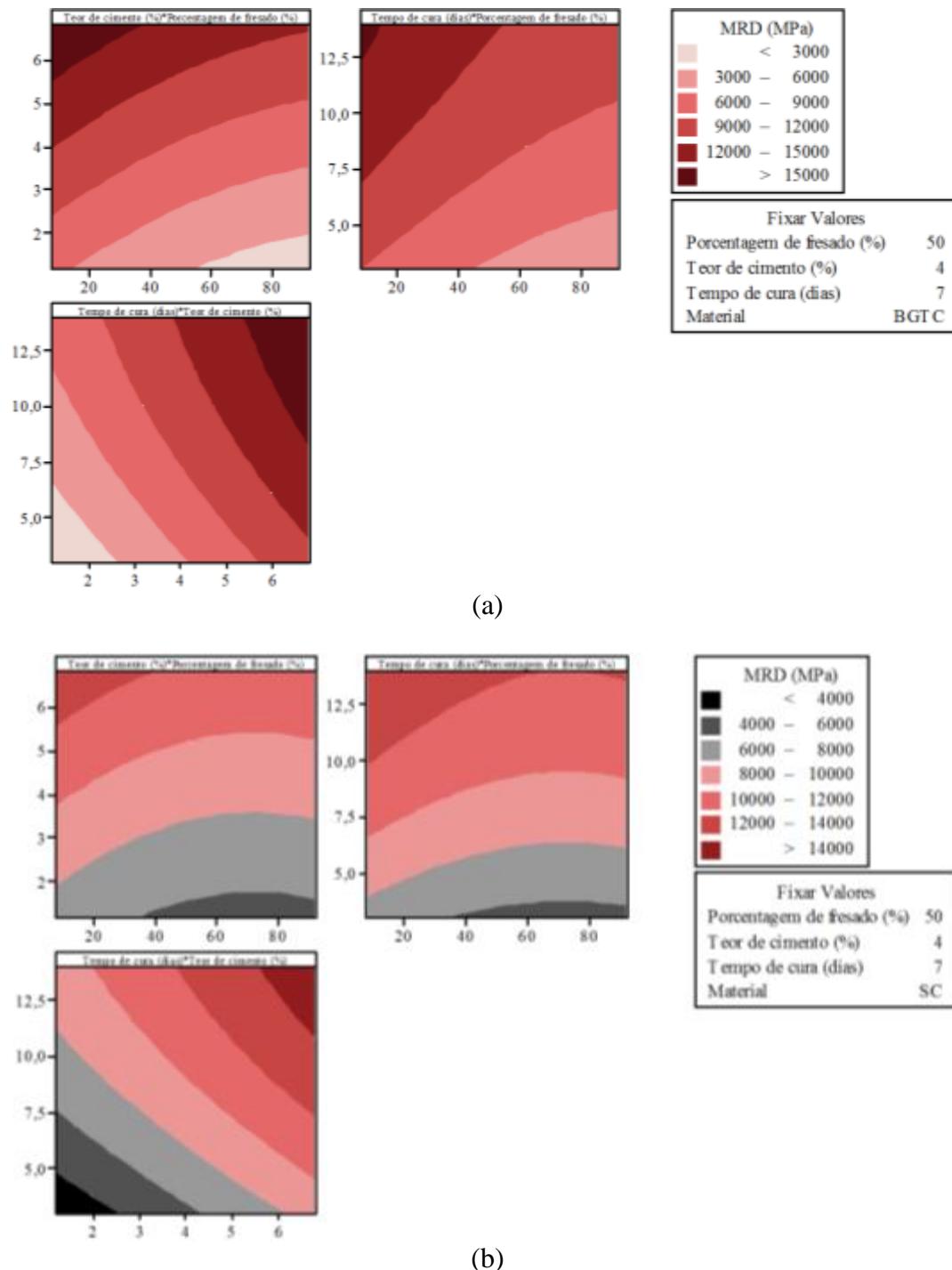


Figura 9 - Gráficos de contorno de MRD simultâneos para as misturas contendo BGTC
(a) e solo-cimento (b)

3 ENSAIOS DE FADIGA

Até o momento, foram realizados ensaios de fadiga para misturas de BGS e fresado asfáltico (López, 2016).

3.1 DESCRIÇÃO DAS MISTURAS ESTUDADAS

Foram definidas como variáveis independentes: o teor de cimento e a porcentagem de fresado. Procurou-se gerar três níveis diferentes de cimentação segundo a classificação da *Austroads* (2002), através da utilização de três teores de cimento, em massa: 2%, 4% e 6%. Também foram definidas três porcentagens de fresado, em massa: 20%, 50% e 70%, sendo que a primeira pretende simular a reciclagem de um pavimento com uma camada de revestimento asfáltico pouco espessa; a segunda obedece à limitação do uso deste tipo de material definida em normas sobre a técnica (DNIT, 2013a; PCA, 2005). Já a terceira porcentagem corresponde a um maior aproveitamento do fresado, em função da sua disponibilidade em campo, muitas vezes elevada.

Outras variáveis que poderiam afetar o comportamento das misturas recicladas foram fixadas. Assim, foi usada energia modificada do ensaio de Proctor, de acordo com as recomendações do protocolo NCHRP 789 (NCHRP, 2014). Os ensaios foram realizados sob temperatura controlada e se monitorou a umidade relativa durante os ensaios dinâmicos. O tempo de cura das vigotas foi de no mínimo 28 dias para os ensaios dinâmicos, como recomendado pela *Austroads* (2008).

A partir da combinação das variáveis analisadas, tem-se um total de 9 misturas. Até o momento, foram realizados ensaios para 6 misturas, sendo que as misturas contendo 6% de cimento ainda não foram ensaiadas.

A nomenclatura usada para a identificação das misturas ao longo do documento obedece ao teor de cimento e à porcentagem de fresado. Assim, os corpos de prova receberam um código do tipo X-YY-(Z). Onde X representa o teor de cimento, YY, o teor de fresado, ambos em porcentagem, e Z, o número do corpo de prova. Assim, uma mistura

2-20-(3), por exemplo, corresponde à viga 3 da mistura com 2% de cimento e 20% de fresado. Essa identificação será utilizada a partir deste capítulo.

A Tabela 5 mostra um resumo das misturas estudadas até o momento e seus respectivos códigos. As características dessas misturas já foram apresentadas no 3º Relatório, assim como resultados de ensaios à flexão estáticos.

Tabela 5 - Resumo das misturas estudadas até o momento

Cimento (%)	Fresado (%)	Código
2	20	2-20
2	50	2-50
2	70	2-70
4	20	4-20
4	50	4-50
4	70	4-70

3.2 EQUIPAMENTOS

Todos os ensaios foram realizados em equipamentos pertencentes ao Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LAPAV/UFRGS e são descritos a seguir.

3.2.1 Pórtico de carregamento

Os ensaios foram realizados usando um equipamento para solicitação de tração na flexão em quatro pontos, constituído por duas partes: o suporte de aplicação de carga (“*loading apparatus*”) e o suporte (“*yoke*”) para fixação dos LVDTs utilizados na medição dos deslocamentos. Adicionalmente, são descritas peças complementares.

As peças para aplicação de carga foram projetadas e usinadas a partir de informações encontradas na literatura e recomendações da equipe do Laboratório de Metalurgia Física – LAMEF/UFRGS. O suporte empregado na medição das flechas e a chapa de

referência foram fornecidos pelo Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais - LEME/UFRGS. Os critérios de projeto e o detalhamento dos suportes são descritos a seguir.

3.2.1.1 Suporte quatro pontos

O suporte assegura a aplicação de carga sem excentricidade, permitindo uma aplicação uniforme e perpendicular na face do corpo de prova. A NCHRP (2014) e a *Austroads* (2008, 2012) apresentam esquemas básicos similares para o suporte como mostrado na Figura 10, que alternam entre esferas e cilindros como elementos de apoio dos roletes. De maneira análoga, a ASTM também indica o mesmo tipo de arranjo para ensaio de vigas de solo-cimento e de concreto (ASTM, 2012, 2015). Já a norma brasileira NBR 12142 (ANBT, 1991), faz recomendações adicionais, incluindo elementos articulados em todas as direções.

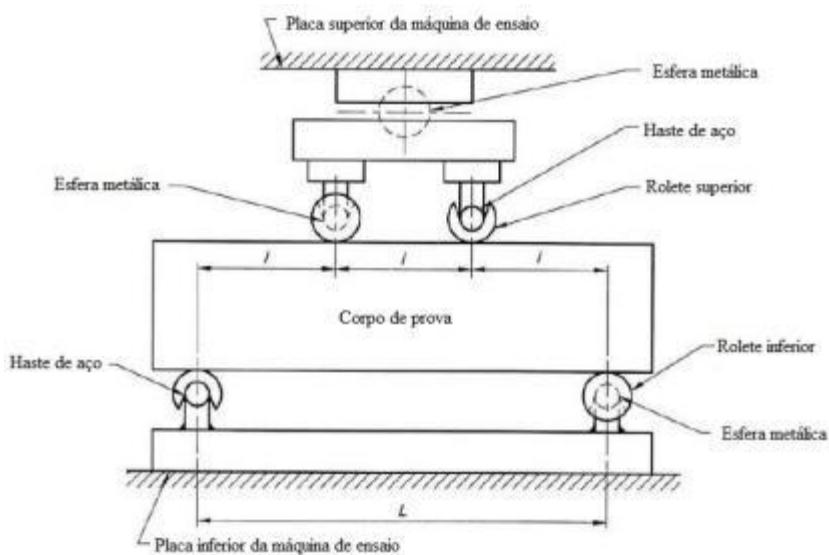


Figura 10 - Suporte quatro pontos recomendado pela *Austroads*
(Adaptado de AUSTROADS, 2008)

Por fim, foram projetados roletes livres, além de entalhes, para garantir um apoio do tipo simples de primeira ordem e eliminar possíveis componentes axiais. Já a excentricidade é descartada pela inclusão de uma esfera no topo da peça superior.

O modelo do suporte é mostrado na Figura 11(a). A peça FVC-01 corresponde à base com furações que permitem sua fixação na bancada a ser usada, distribuídas de forma simétrica, além de elementos para facilitar o transporte da mesma. As peças tipo FVC-02 são os roletes que estão em contato direto com a viga e a peça FVC-04 é a placa que

distribui a carga aos roletes superiores. O uso da peça FVC-03 depende dos equipamentos aplicadores de carga a serem usados, pois a fixação ao embolo aplicador varia de acordo com o equipamento (no caso de estudo, por exemplo, tal peça foi utilizada apenas nos ensaios estáticos). Por fim, tem-se a esfera metálica.

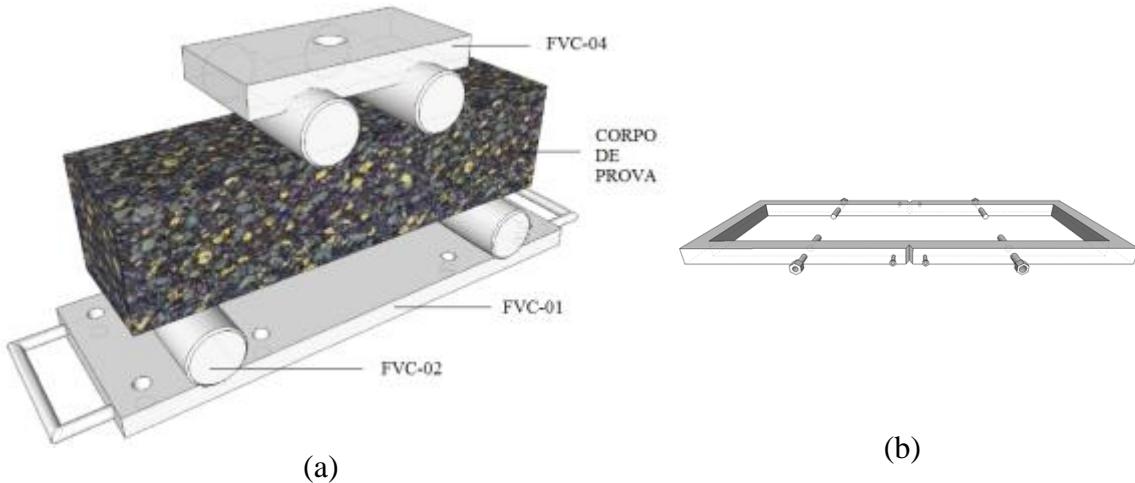


Figura 11 - Modelo 3D: (a) suporte quatro pontos, (b) suporte yoke

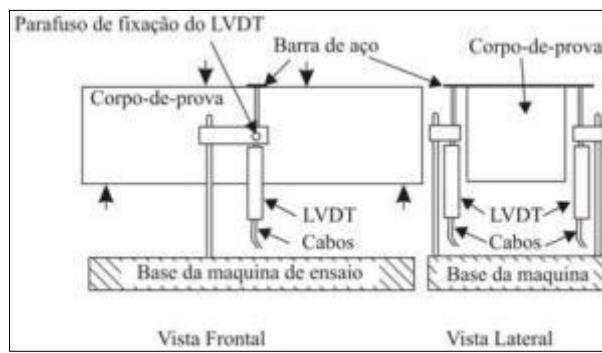
Com relação ao material empregado na usinagem, a ABNT indica que a região de contato com o corpo de prova deve apresentar dureza mínima de 55 HRC (Dureza Rockwell), pelo qual optou-se por aço tipo 4340 (dureza de 55 a 60 HRC). Este tipo de aço é usualmente aplicado na fabricação de eixos, bielas, virabrequins e peças sujeitas a elevadas solicitações mecânicas. Adicionalmente foi realizado um tratamento de têmpera para proporcionar propriedades de dureza e resistência mecânica elevadas à microestrutura, além de um tratamento térmico de revestimento.

3.2.2 Sistema de posicionamento dos LVDTs

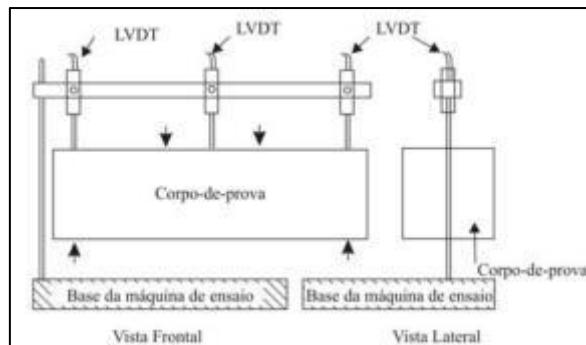
Como sinalado por GAVA (2006), que estudou ensaios de flexão em vigas de concreto reforçado com fibras de aço, é comum a medição do deslocamento no centro do vão, onde este apresenta o maior valor. Porém, deve-se ter cuidado para que seja medido o deslocamento real, desconsiderando contribuições externas, que são constituídas por duas parcelas: deformação do pórtico de carregamento (evitada utilizando-se materiais de elevada rigidez) e a deformação da própria viga no ponto de apoio.

A autora disserta sobre diferentes tipos de configurações de apoio dos LVDTs, especialmente os mostrados na Figura 12, indicando que o sistema mostrado na Figura 12(a), pelo fato de medir o deslocamento do conjunto incluindo aquela segunda parcela, superestima o valor real, como foi confirmado nesta pesquisa em ensaios teste. A configuração mostrada na Figura 12(b) pode ser adotada, mas dificuldades relacionadas com disponibilidade de equipamentos e processamento de informação não fazem dela uma solução recorrente. A autora conclui que na literatura tem um consenso entre os pesquisadores pela eficiência da configuração tipo *yoke*, como apresentada na Figura 12(c) e sugerido pela JCI.

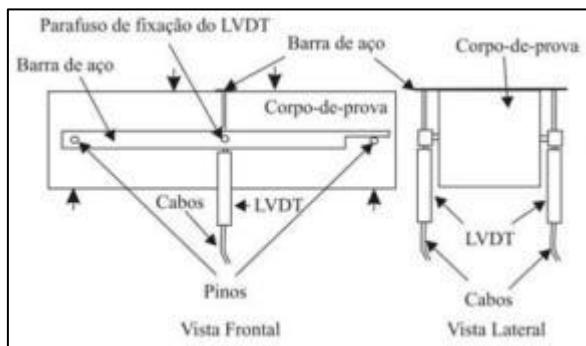
Desta forma, o arranjo usado para medir os deslocamentos verticais foi definido por um suporte tipo “*yoke*” (ver Figura 1111(b)) que fica em torno do corpo de prova e na altura da linha neutra, fixado diretamente acima dos suportes inferiores. O objetivo é que as deflexões medidas na metade do vão não sejam afetadas por giros ou efeitos de assentamento causados pelo suporte de aplicação de carga em quatro pontos. Dois LVDTs foram fixados no suporte, um de cada lado. Adicionalmente, foi necessária a confecção de uma chapa de referência para os LVDTs, que é fixada na viga no centro do vão. O esquema do conjunto completo é mostrado na Figura 1313.



(a)



(b)



(c)

Figura 12 - Configuração do sistema de medição de deslocamento: LVDTs apoiados (a) na base do equipamento do ensaio e (c) no topo da viga, (c) no suporte tipo *yoke* (MORGAN, MINDESS, CHEN, 1995, *apud* GAVA, 2006)

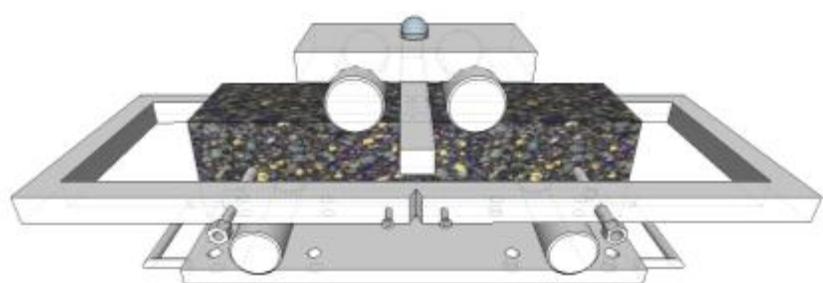


Figura 13 - Pórtico de carregamento: conjunto

3.2.3 Equipamento para ensaio de fadiga por compressão diametral

Para realizar os ensaios dinâmicos, foi necessária a adaptação do equipamento existente no LAPAV/UFRGS, originalmente empregado para ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral (MRD) e de fadiga por compressão diametral (FCD) em misturas de concreto asfáltico, em corpos de prova cilíndricos de 60 mm de altura e 100 mm de diâmetro. A adaptação do sistema de aplicação de cargas permitiu enquadrar o equipamento aos padrões internacionais relatados para ensaios de módulo de resiliência flexural (MRF) e fadiga quatro pontos (FQP) aos materiais reciclados com cimento. A Figura 1414 mostra a configuração da adaptação do equipamento: do lado direito, o computador controlador e o console de ensaio (em conjunto com os dois LVDTs usados) e, do lado esquerdo, o sistema de carregamento.



Figura 14 - Configuração do equipamento de MRD e FCD

3.2.4 Sistema de carregamento

O equipamento é semelhante ao modelo clássico usualmente empregado no Brasil para determinação do módulo de resiliência por compressão diametral, descrito na norma DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Trata-se de um aplicador pneumático apoiado num pórtico metálico, que fornece a tensão desvio pulsante controlada por uma válvula 3 vias (solenoide) conectada a um sistema de controle (regulagem de pressão e temporização). A carga gerada pela ação da pressão liberada pelo solenoide é medida pela célula de carga e então distribuída pelos frisos de carregamento ao corpo de prova. Na Figura 1515 são mostrados os componentes do sistema aplicador de carga, já adaptado para o ensaio de MRF e FQP.

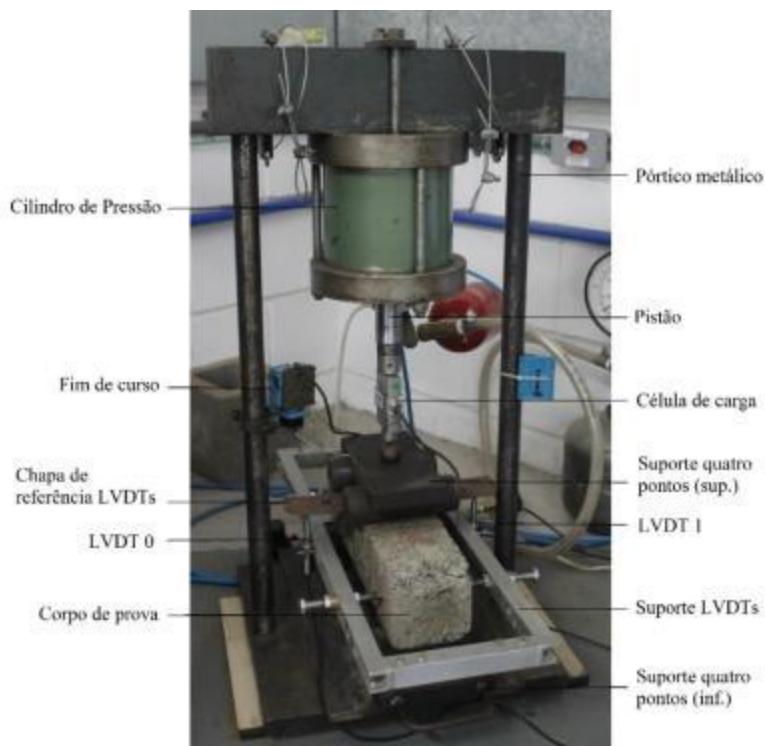


Figura 15 - Componentes sistema de carregamento para ensaios de MRF e FQP

3.2.5 Sensores de deslocamento

Foram utilizados dois sensores de deslocamento LVDT tipo DG da *Solartron* com um curso de $\pm 2,5$ mm. Quanto à sensibilidade escolhida (ganhos dos LVDTs), foi utilizado 100 % do curso dos sensores.

3.3 MÉTODOS

Os procedimentos de moldagem e cura empregados foram idênticos aos apresentados no 3º Relatório para ensaios de resistência à tração na flexão. No total, foram moldados 64 corpos de prova para realização dos ensaios de fadiga.

A preparação das vigas para ensaios foi realizada identificando-se a camada inferior, de forma que se assegurasse o posicionamento destas para que ficassem sujeitas à máxima tensão de tração nos ensaios. Os ensaios foram realizados sob condições controladas de temperatura e umidade relativa (24 ± 3 °C e 55 ± 15 %, respectivamente). O procedimento de preparação é descrito abaixo:

- a) medição de largura e altura do corpo de prova. Foram tomadas três medidas de altura e largura com aproximação de 0,1 mm (o vão de 300 mm é garantido pelo pórtico de carregamento);
- b) marcação dos pontos de referência e fixação do suporte “yoke” e da chapa de referência;
- c) verificação do paralelismo longitudinal do suporte “yoke” em relação à viga em cada um dos quatro parafusos e da horizontalidade do mesmo e da chapa de referência em todas as direções;
- d) posicionamento e centralização do corpo de prova no sistema de carregamento em relação ao roletes inferiores, com ajuda das marcas. Colocação das peças FVC-02 (superiores), FVC-04, chapa de referência e esfera;
- e) o peso devido a estas peças (82,78 N) foi considerado como parte do pré-carregamento do ensaio;
- f) para a aplicação da carga, a peça FVC-03 foi aparafusada na MTS, para ensaios de resistência à tração na flexão. Já para ensaios de fadiga, esta peça não foi necessária;
- g) como proteção dos LVDTs, foi usado um disco metálico de 4 cm de altura embaixo da viga, no centro do vão. Esta altura garante que os LVDTs não ultrapassem 100 % do seu curso após a ruptura do corpo de prova.

3.3.1 Fadiga em quatro pontos e módulo de resiliência flexural

O ensaio segue recomendações da *Austroads* (2008; 2012). Consiste na aplicação de carregamentos cíclicos de magnitude constante (tensão controlada), e do registro de informação tanto dos ciclos de carga quanto de deslocamento. Salienta-se que ensaios preliminares mostraram que nos ensaios de módulo de resiliência flexural (MRF), usando os níveis de tensão recomendados, resultaram em danificação prematura das vigas pelo qual foi decidido avaliar o MRF a partir do ensaio de fadiga.

A seguir, são descritos o pulso de carga, a parametrização do mesmo, a rotina definida, critérios de ruptura utilizados e cálculos requeridos nas análises.

3.3.1.1 Pulso de carga

Os protocolos referidos definem um pulso do tipo semi-seno-verso (*haversine*) com uma duração de 0,25 s tanto para MRF quanto para FQP. A diferença entre ambos os pulsos consiste na redução do tempo de descanso de 0,75 s (MRF) para 0,25 s (FQP), isto é, o incremento da frequência de 1 Hz para 2 Hz. Para o ensaio de FQP, o equipamento foi calibrado para aplicar ciclos de carregamento com uma frequência de 5 Hz, reduzindo ao mínimo o tempo de descanso.

Com relação aos níveis de tensão aplicados, as normas australianas indicam uma faixa de 60% a 90% da RTF (tais resultados foram apresentados no 3º Relatório) para ensaios de FQP (que causaria degradação do material) e de 40 % da RTF para MRF (que teoricamente não deve gerar dano permanente no corpo de prova). Ensaios preliminares desta pesquisa mostraram que um valor de 40% da RTF causa uma danificação prematura das vigotas pelo qual não permite caracterizar o comportamento resiliente de forma adequada. Assim, em algumas das misturas com carregamentos de 15% da RTF, se evidenciam danos permanentes. A dificuldade na estimativa de um nível de carga que não gere danificação permanente nos corpos de prova motivou a consideração do protocolo de FQP para definição do MRF, considerando a resposta resiliente dos primeiros 100 ciclos.

Como aproximação aos níveis de tensão a serem usados foram tomados como referência os resultados dos ensaios estáticos. Assim, seguindo o critério da *Austroads* (2012) se tem que as tensões a serem aplicadas nos ensaios de fadiga devem ser tais que gerem deformações de 50 a 100 microstrains.

3.3.1.2 Parametrização do pulso

Foi necessário definir os valores dos parâmetros usados para a execução do ensaio do ensaio FQP como adaptação dos usados no ensaio de FCD.

O equipamento não possui um gerador de forma de onda, no entanto, consegue-se gerar dois formatos (Brito, 2006): um próximo ao formato quadrado que só é possível para pulsos com duração maior a 0,15 s, é outro do tipo semi-seno-verso. A frequência do ensaio corresponde ao inverso da duração do pulso.

Tanto a calibração do pulso quanto o seu controle foi realizado através da válvula solenoide. Assim, o tempo de abertura e a forma com que o ar é inserido no sistema determinam a forma e o tempo do pulso. Para curtos períodos de tempos, como no caso do pulso padrão do ensaio de MRD (0,10 s), a sensibilidade é alta, como indicado por Brito (2006). Já para o caso de estudo (tempo de pulso de 0,20 s), foi preciso verificar a vazão e o tempo de abertura da solenoide para obter um pulso de carga próximo ao ideal. Desta forma, o tempo de abertura da válvula de controle de 0,025 s foi adaptado do ensaio diametral, pois mostrou uma boa aproximação, evitando a geração de pulsos com formato quadrado. O volume de ar mobilizado no cilindro foi de 5,63E+05 mm³, que correspondem a um avanço de 45,9 mm do êmbolo.

O pulso resultante e o pulso ideal são mostrados na Figura 1616. Salienta-se que mesmo o tempo da abertura for 1/8 da duração do pulso, o tempo de repetição da válvula e o formato foram atingidos.

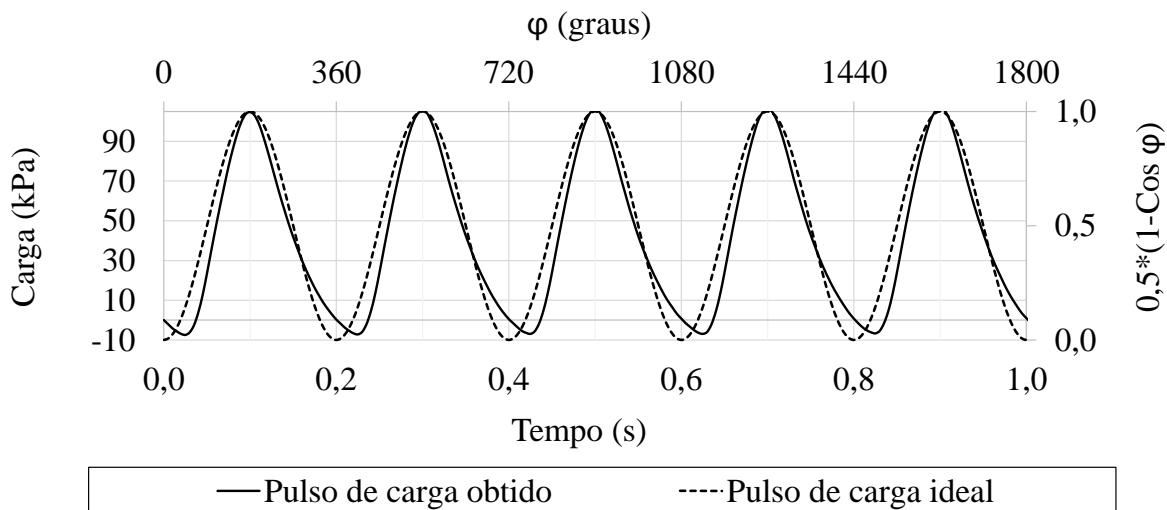


Figura 16 - Pulso de carga ideal e obtido. Viga 2-20 (3), ciclos 50 a 55.

3.3.1.3 Critério de ruptura

As limitações do sistema de aquisição e processamento de dados não permitiram fazer o monitoramento contínuo do Módulo de resiliência Flexural (MRF), pelo qual foi necessário limitar o número de ciclos ($N=10^6$ ciclos), no caso não acontecer a ruptura da viga.

3.3.1.4 Módulo de resiliência flexural

Os cálculos das tensões aplicadas e deformações associadas foram realizados usando as equações apresentadas no 3º Relatório. Tanto as tensões de tração, σ_i (kPa) quanto as deformações resilientes ε_i (mm) correspondem à amplitude da onda de carga e de deformação, como é mostrado na Figura 17.

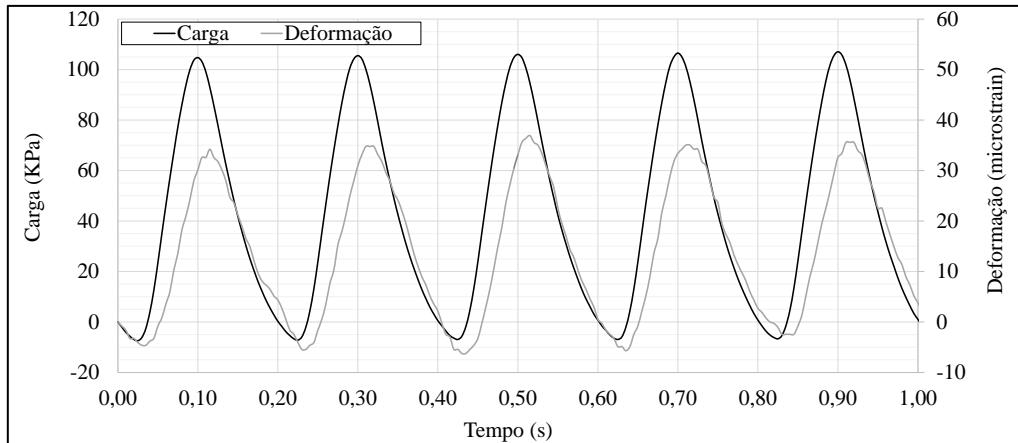


Figura 17 - Pulso de carga e resposta (deformação). Viga 2-20 (3), 1 s de ensaio: ciclos 50 a 55.

Os valores de MRF correspondem à relação tensão-deformação de cada ciclo (ou conjunto de ciclos) k , conforme a (1).

$$E_k (MPa) = \frac{\sigma_k}{\varepsilon_k} * 10^6 \quad (1)$$

3.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE FADIGA À FLEXÃO EM QUATRO PONTOS

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de fadiga. São apresentados os módulos de resiliência flexurais (MRF) e modelos de vida de fadiga.

3.4.1 Módulo de resiliência flexural

Foi empregada a média dos MRF iniciais das vigas testadas no ensaio de fadiga. Salienta-se que o MRF inicial foi definido como a média obtida dos ciclos 50 a 99. Os resultados são mostrados na Tabela 66, além do desvio padrão e o CV. Os baixos valores dos CV evidenciam a invariância do MRF com respeito do nível de tensão empregado, como é considerado pelos métodos de dimensionamento relatados.

Tabela 6 - MRF inicial

Mistura	Média MRF inicial (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
2-20	2955	274	9
2-50	2986	433	15
2-70	2913	442	15
4-20	7725	667	8
4-50	4772	683	14
4-70	4871	654	13

De acordo com a classificação da *Austroads* (2002), para definição do nível de cimentação das misturas estudadas, todas as misturas correspondem a misturas “levemente cimentadas”, com exceção da mistura 4-20 que corresponderia a um material “fortemente cimentado”. De forma similar ao caso dos MEF (apresentados no 2º Relatório), o efeito do fresado é menor com relação ao do teor de cimento. Destaca-se o comportamento bastante próximo das misturas 50% e 70% de fresado.

A Figura 18 apresenta o efeito do teor de cimento e da porcentagem de fresado no módulo de resiliência flexural das misturas estudadas.

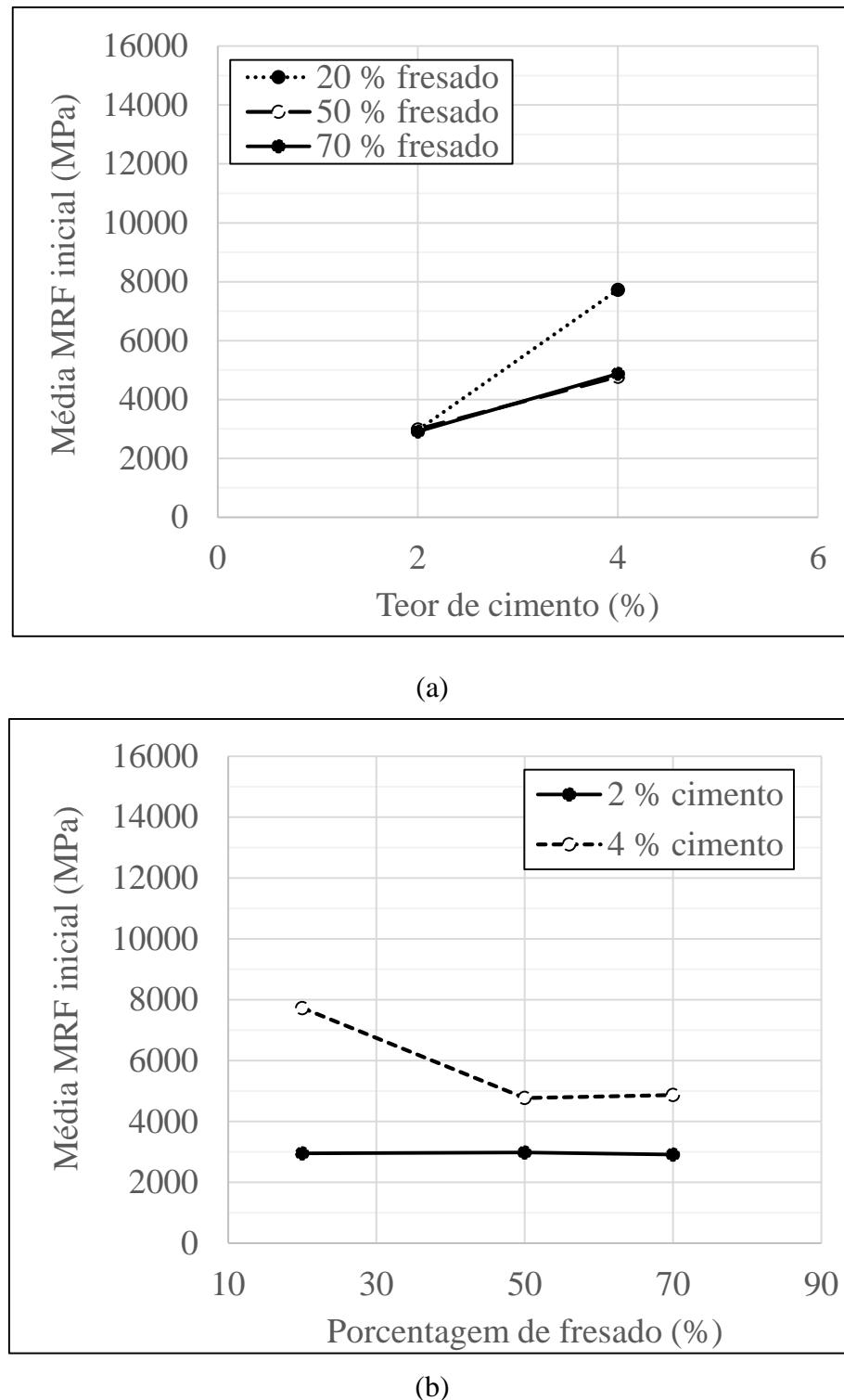


Figura 18 - MRF em função do: (a) teor de cimento,
 (b) porcentagem de fresado

3.4.2 Modelos de fadiga

São apresentados os modelos de fadiga obtido em função das tensões e das deformações de tração iniciais.

Salienta-se que a análise direta dos modelos ou das curvas buscando comparar a vida de fadiga das pode levar a conclusões equivocadas, em função de que cada mistura possui MRF e RTF diferentes. Neste sentido, no próximo relatório pretende-se apresentar modelagens mecanísticas para avaliação dos modelos citados.

3.4.2.1 Tensão

Os parâmetros obtidos para os modelos de fadiga das misturas estudadas como função da tensão de tração são apresentados na Tabela 77. As curvas de fadiga são apresentadas na

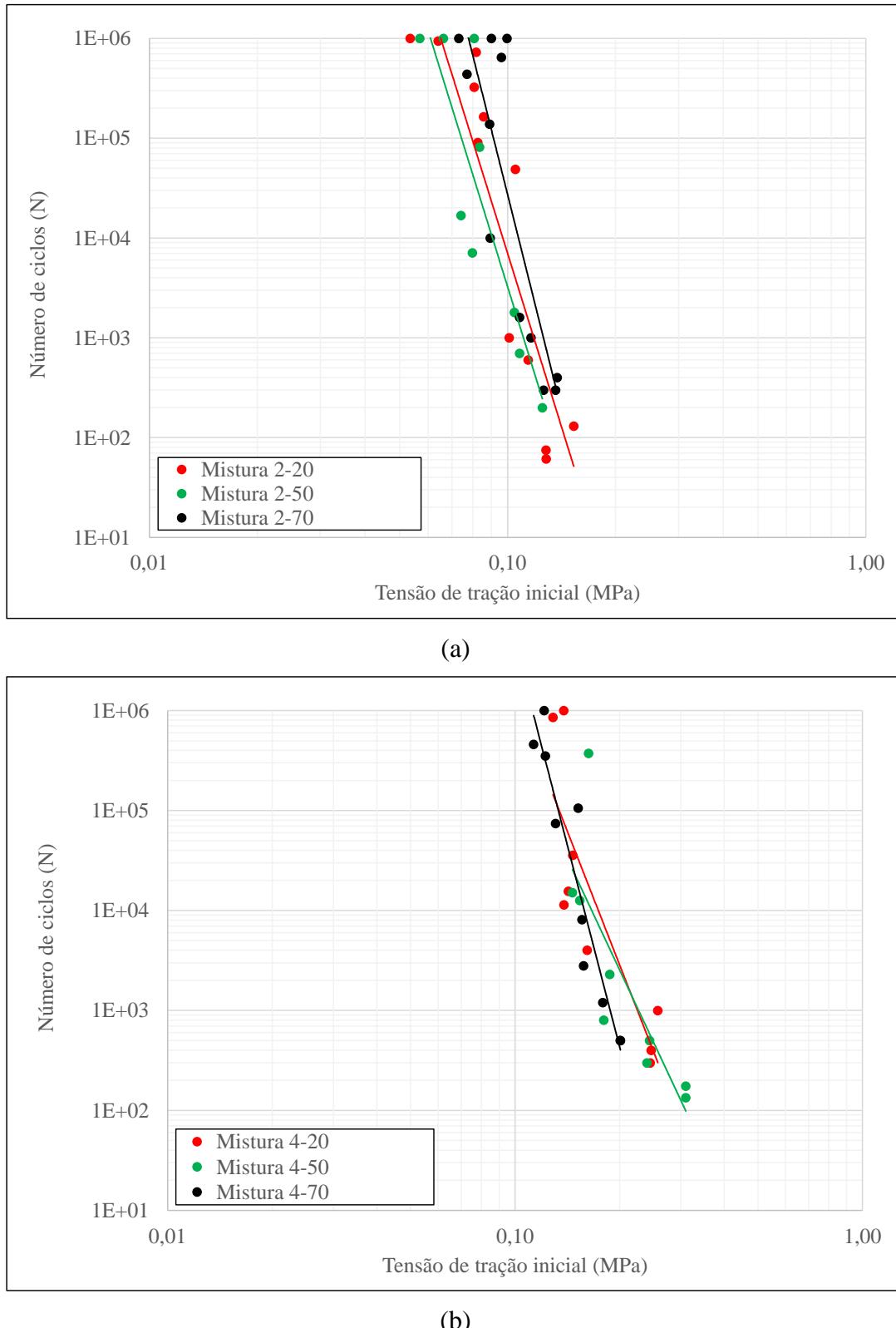
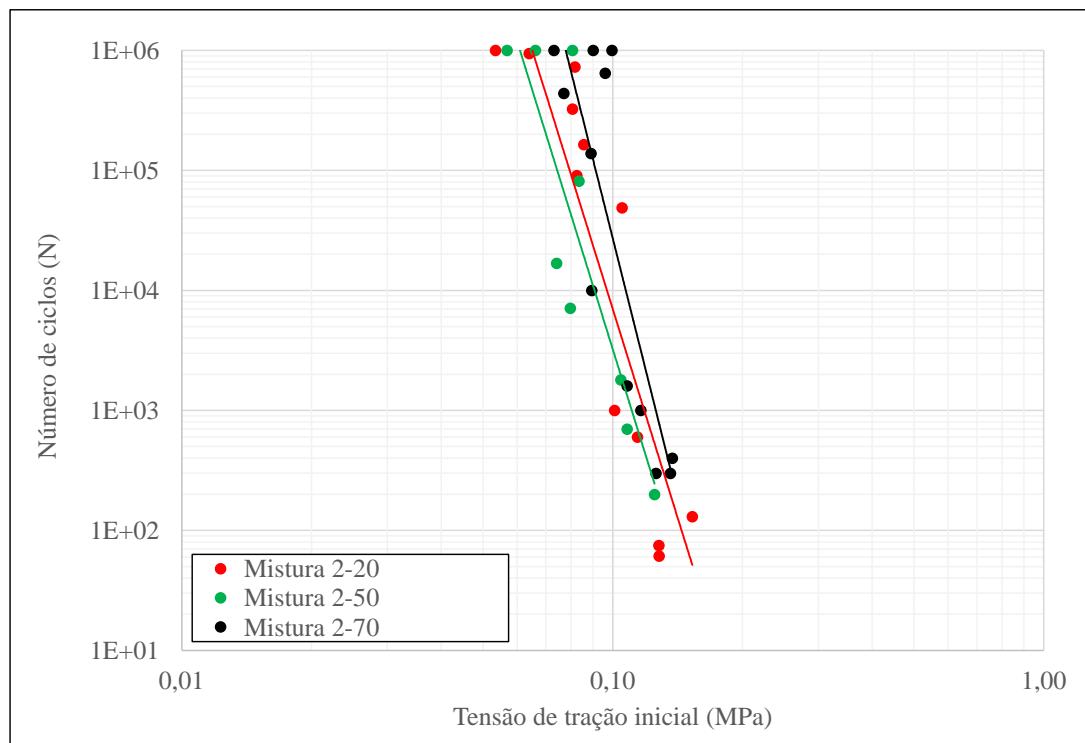


Figura 1919 para 2 % e 4 % de cimento. O deslocamento de esquerda para direita de pode ser causado pelo incremento de resistência devida ao aumento do teor de cimento.

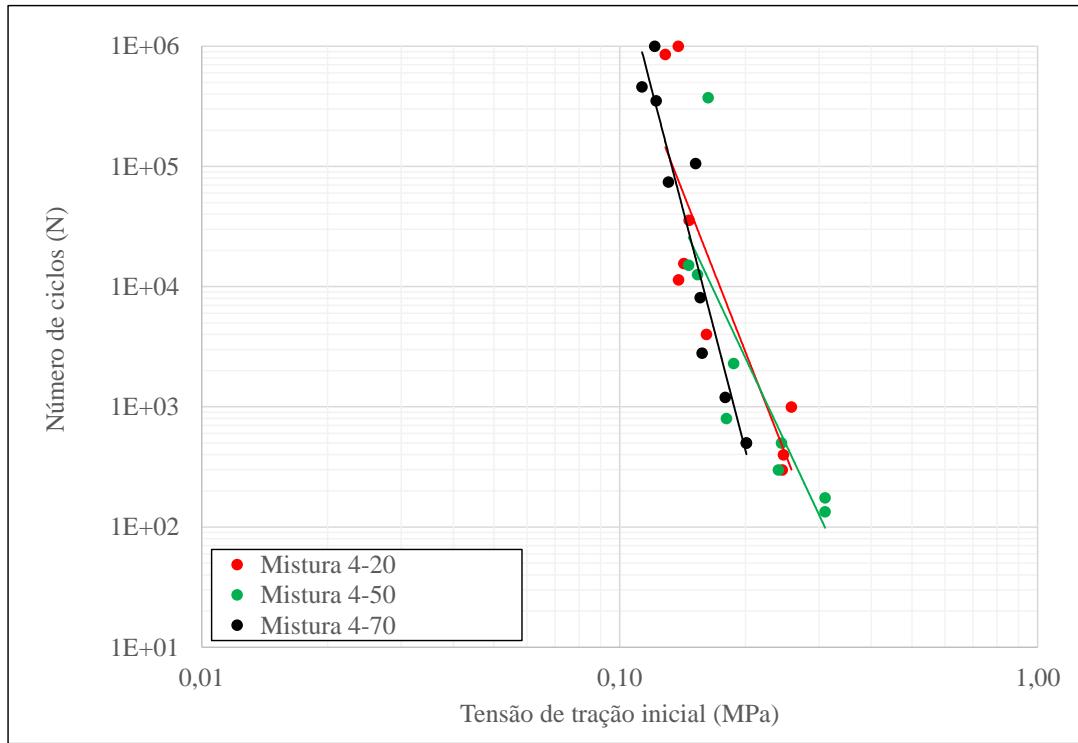
Tabela 7 - Parâmetros dos modelos de fadiga de tensão

$$N = a * \sigma^{-LDE}$$

Misturas	2-20	2-50	2-70	4-20	4-50	4-70
a	1,95E-08	8,78E-09	1,21E-10	1,76E-03	1,69E-02	1,86E-07
LDE	11,6	11,6	14,4	8,9	7,4	13,4
R^2	0,81	0,76	0,72	0,73	0,68	0,90



(a)



(b)

Figura 19 - Curvas de fadiga em função da tensão de tração inicial: (a) misturas com 2 % de cimento, (b) misturas com 4 % de cimento

3.4.2.2 Deformação

Os parâmetros dos modelos de fadiga são mostrados na Tabela 88 e na Tabela 99 para modelos baseados na deformação inicial e na deformação inicial normalizada, respectivamente. A correlação de ambos os modelos faz com que a previsão do N seja a mesma, sendo a diferença entre eles seja o valor das constantes de regressão a_1 e a_2 . As curvas de fadiga são apresentadas na

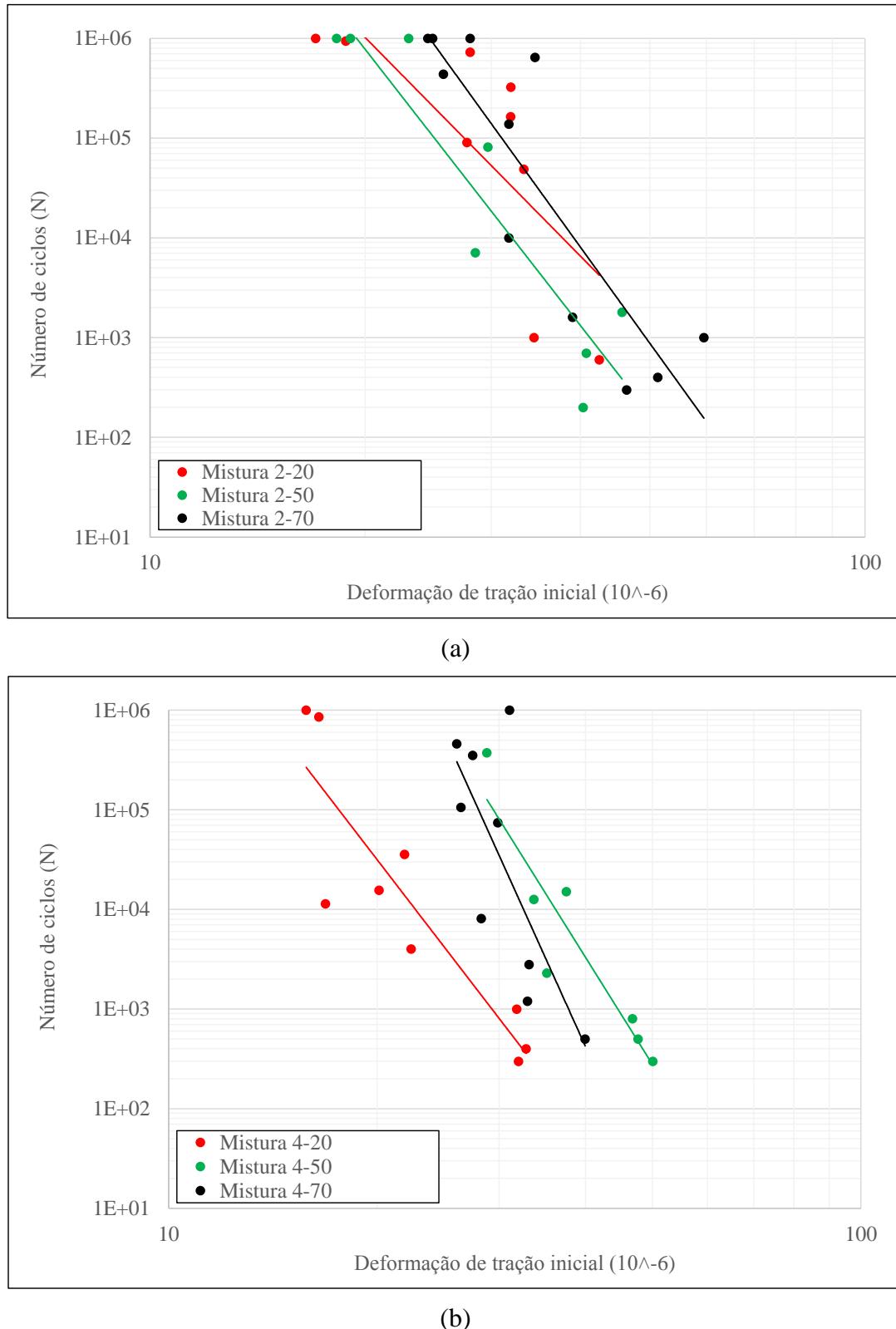


Figura 2020.

Tabela 8 - Parâmetros dos modelos de fadiga de deformação

Mistura	$N = a_1 * \varepsilon_i^{-SDE}$					
	2-20	2-50	2-70	4-20	4-50	4-70

a1	3,05E+15	7,24E+17	6,58E+19	1,82E+16	2,15E+21	1,83E+27
SDE	7,3	9,2	9,9	9,0	11,1	15,4
R ²	0,57	0,86	0,78	0,81	0,85	0,56

Tabela 9 - Parâmetros dos modelos de fadiga de deformação normalizada

	$N = a_2 * (\varepsilon_i / \varepsilon_b)^{-SDE}$					
Mistura	2-20	2-50	2-70	4-20	4-50	4-70
a2	2,59E+00	4,06E-05	1,97E-06	3,78E-05	9,87E-07	8,39E-16
SDE	7,3	9,2	9,9	9,0	11,1	15,4
R ²	0,57	0,86	0,78	0,81	0,85	0,56

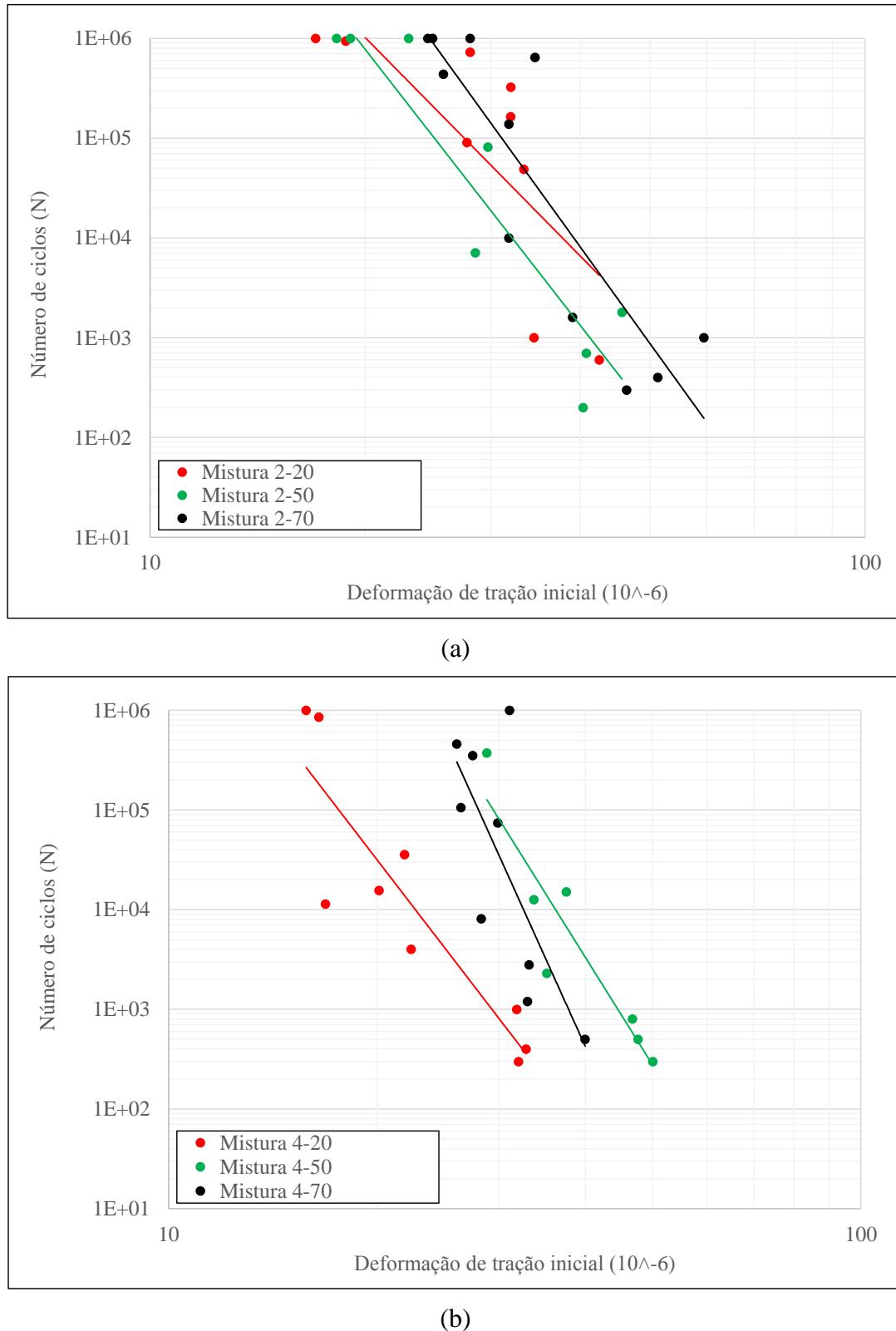


Figura 20 - Variação da vida de fadiga como função da deformação de tração inicial: misturas com (a) 2 % de cimento e (b) 4 % de cimento

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste 4º Relatório Semestral de Pesquisa apresentaram-se e comentaram-se as atividades desenvolvidas no período compreendido entre 01/01/2016 e 31/06/2016.

Foram apresentados e analisados resultados de ensaios de módulo de resiliência determinados por compressão diametral para misturas recicladas com cimento contendo dois dos materiais de base estudados na pesquisa: solo-cimento e brita graduada tratada com cimento (BGTC).

Apresentaram-se também resultados de módulo de resiliência e de fadiga determinados através do ensaio de flexão em viga quatro pontos. Até o momento, foram estudadas misturas contendo o material de base brita graduada simples (BGS) com adição de 2% e 4% de cimento. Análises mais aprofundadas serão apresentadas no próximo relatório, no qual serão apresentadas análises mecanísticas de pavimentos hipotéticos com camadas recicladas, as quais serão conduzidas com base nos modelos de fadiga apresentados neste relatório.

Este relatório também conta com apêndices nos quais são apresentados relatos sobre a coleta do último material de base a ser estudado (solo laterítico) e sobre a visita a rodovia SC-114, onde foi realizada a reciclagem do pavimento do trecho, entre as cidades de Lages e Painel.

Destaca-se, ainda, que no semestre alvo deste relatório foram realizadas várias palestras de divulgação dos resultados parciais da pesquisa. Destacam-se as realizadas em março, na sede da ENGELOG, em Jundiaí; em abril, em Brasília, na sede do DNIT; em maio, no centro de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER/RS), em Porto Alegre e em junho, em Lajes/SC, no auditório da Universidade do Planalto Catarinense (UNIPLAC). Também no mês de junho foi realizada visita a representantes de DEINFRA/SC, quando se definiu a localização de um trecho experimental a ser construído na rodovia SC-453, entre as cidades de Luzerna e Tangará.

No próximo relatório planeja-se apresentar resultados de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas contendo o último material de base estudado (solo laterítico) e resultados de módulo de resiliência e fadiga, ambos determinados à flexão, de misturas contendo o material de base BGS com adição de 6% de cimento. Também serão apresentadas características do pavimento experimental a ser construído (provavelmente em outubro-novembro), na rodovia SC-453.

Observa-se, finalmente, que a pesquisa se desenvolve em ritmo adequado, atendendo o cronograma aprovado pela ANTT.

Porto Alegre, 13 de setembro de 2017

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da Resistência à Tração em Corpos de Prova Prismáticos: NBR 12142. Rio de Janeiro, 2010.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading): ASTM C78/C78 15a. 4p, 2015.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading: ASTM D1635/D1635M. 3p, 2012a.

ASTM. Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading): ASTM C1609/C1609M-12. 9p. 2012b.

AUSTROADS. Guide to the Structural Design of Road pavements: Austroads Ltd., Sydney, 2004.

AUSTROADS. Preliminary Investigation of the Influence of Micro-crecking on Fatigue Life of Cemented Materials: Austroads Publication AP-T198. Sydney, 65p. 2012.

AUSTROADS. The development and evaluation of Protocols for the laboratory Charaterisation of Cemented Materials: Austroads Publication AP-T101. Sydney, 89p. 2008.

AUSTROADS. Mix design for stabilised pavement materials: Austroads Publication AP-T16. Sydney, 43p. 2002.

BRITO, L. A. T. Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas. 2006. 180p. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BUTTON, S. T. Metodologia para planejamento experimental e análise de resultados. 2012. **Apostila da disciplina** – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço: DNIT 167/2013 – ES. Rio de Janeiro, 11 p. 2013a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Misturas betuminosas – determinação do módulo de resiliência: DNER-ME 133/94. Rio de Janeiro, 5p. 1994.

GAVA, G.P. **Análise teórica-experimental do comportamento à flexão de vigas de concreto reforçado com fibras de aço.** 2016. 301p. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE. **Method of Test for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete: JSCE SF4.** Tokio, 3p. 1984.

JI, X.; JIANG, Y; LIU, Y. Evaluation of the mechanical behaviors of cement-stabilized cold recycled mixtures produced by vertical vibration compaction method. **Materials and Structures**, p. 1-14, 2015.

KLEINERT, T. R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LEE P. Y.; SUEDKAMP, R. J. Characterization of irregularly shaped compaction curves of soils. **Highway Research Record**, Vol. 381, p. 1 – 9, 1972.

LOPEZ, M. A. C. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Characterization of Cementitious Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis: NCHRP – Report 789.** Washington, D.C. 82p. 2014.

PORLAND CEMENT ASSOCIATION. **Guide to Full Depth Reclamation (FDR) with Cement.** Illinois, E.U.A, 2005.

RIBEIRO, J. L. D.; CATEN, C. S. Projeto de experimentos. 2014. **Série Monográfica Qualidade** – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFRGS, Porto Alegre.

SUFIAN, Z. *et al.* Full depth reclaimed pavements using cement and hydrated lime as stabilizing agents. In: 13th CONFERENCE OF ROAD ENGINEERING ASSOCIATION OF ASIA AND AUSTRALASIA – **Anais...** Incheon, 2009. 10 p.

WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

**APÊNDICE I. COLETA DE MATERIAIS PARA ENSAIOS: SP-
425 – RODOVIA ASSIS CHATEAUBRIAND - BARRETOS -
FEVEREIRO DE 2016**

1. APRESENTAÇÃO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este documento descreve a coleta de amostras para ensaios laboratoriais da pesquisa “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento”, realizada em parceria pela concessionária Nova Dutra, o Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), com recursos RDT, aprovados pela ANTT.

Os materiais foram coletados na rodovia SP-425 (rodovia Assis Chateaubriand), no município de Barretos.

2. MAPA DE SITUAÇÃO

O mapa de situação pode ser visualizado nas figuras 1 e 2.



Figura 1 Mapa de situação do município de Barretos



Figura 2 Imagem satelital da SP-425 atravessando o município de Barretos

3. O SOLO COLETADO

A figura 3 mostra que na região de Barretos há uma predominância do material conhecido como latossolo.

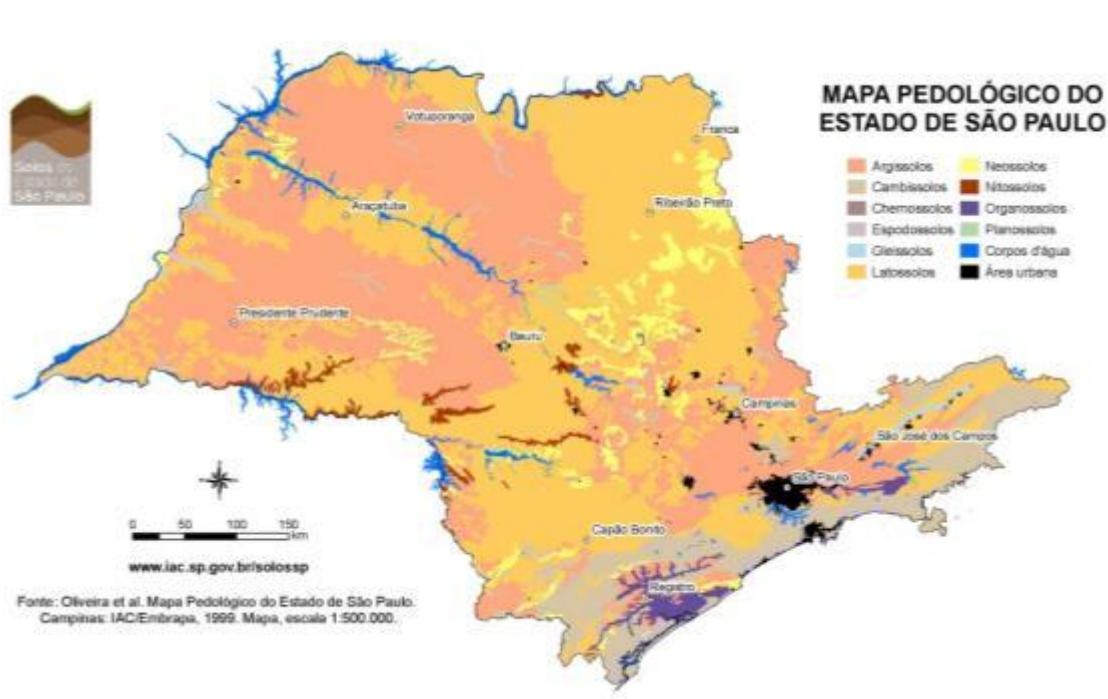


Figura 3 Mapa de solos do Estado de São Paulo

Esses solos se caracterizam por perfis profundos, bem intemperizados, sem diferenciação nítida entre os horizontes A e B, como visualizado na Figura 4.

Solos desse tipo foram largamente empregados na pavimentação de rodovias de baixo e médio volume de tráfego, no estado de São Paulo. Depois de terem apresentado bom desempenho ao longo de muitos anos, os pavimentos precisam de intervenções de grande porte, como a reciclagem com cimento. A figura 5 mostra um corte de pavimento com base de solo laterítico e revestimento em concreto asfáltico.

Foi coletada aproximadamente 1 tonelada de solo, que foi posteriormente enviada ao LAPAV, em Porto Alegre, para emprego em ensaios que serão descritos e analisados no

Relatório a ser encaminhado no mês de julho de 2016. A figura 6 mostra o solo secando em bandejas, no LAPAV.



Figura 4 Perfil característico de latossolo



Figura 5 Corte de pavimento com base de solo lateríticos (contaminada com agregados pétreos) e revestimento em concreto asfáltico



Figura 6 Amostras de latossolo em processo de secagem ao ar, no LAPAV

AGRADECIMENTOS:

Agradece-se a cooperação da empresa TECNOPAV no processo de coleta de amostras, assim como se destaca a colaboração da CCR no transporte dos materiais.

**APÊNDICE II. VISITA À TRECHO RODOVIÁRIO COM RECICLAGEM
PROFUNDA DE PAVIMENTO COM ADIÇÃO DE CIMENTO
RODOVIA SC-114 – TRECHO LAGES – PAINEL
JUNHO DE 2016**

TRECHO RODOVIÁRIO COM RECICLAGEM PROFUNDA DE PAVIMENTO COM ADIÇÃO DE CIMENTO



RODOVIA SC-114 – TRECHO LAGES - PAINEL

JUNHO DE 2016

1 APRESENTAÇÃO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este documento apresenta uma descrição do pavimento da rodovia SC-114, no trecho Lages – Painel, na jurisdição do Departamento de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina – DEINFRA/SC.

A obra consistiu na restauração do pavimento através da reciclagem profunda com adição de cimento Portland, sendo escolhida para visita técnica no Âmbito do Projeto de Pesquisa sendo desenvolvido pelo Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em parceria com a concessionária Nova Dutra, contando com recursos RDT, aprovados pela ANTT.

O trecho possui uma extensão de 24,05 km, tendo seu início no entroncamento com a BR-282, no município de Lages, e término no entroncamento com a SC-341, no município de Painel.

2 MAPA DE SITUAÇÃO

O mapa de situação pode ser visualizado na figura 1.

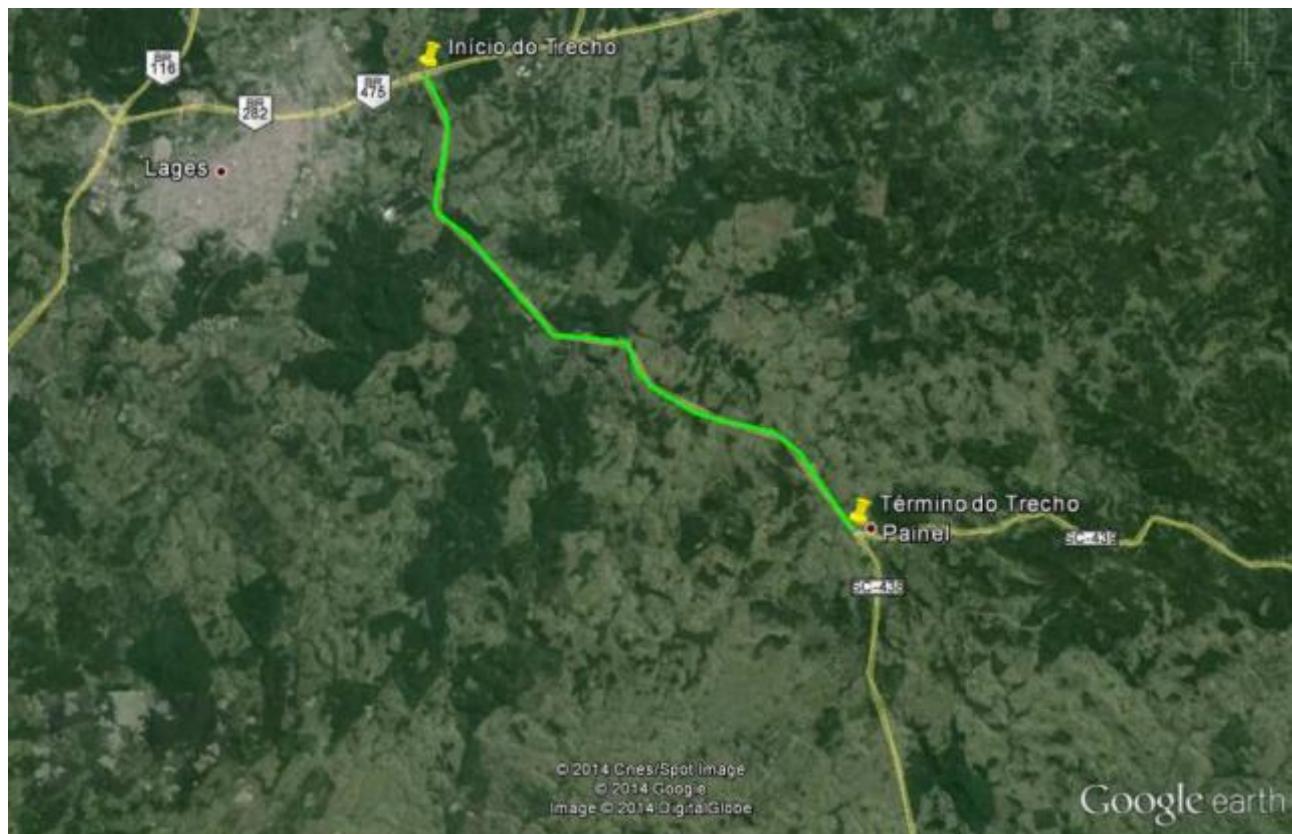


Figura 1 Localização do trecho. Fonte: Google Earth.

3 CARACTERÍSTICA DA REGIÃO

3.1 LOCALIZAÇÃO

O trecho da SC-114 em foco, com início na BR-282, próximo ao município de Lages, e término no entroncamento com a SC-341, no município de Painel, situa-se na Microrregião de Campos de Lages, pertencente à mesorregião serrana.

Lages localiza-se na latitude 27° 48' 57" sul e a na longitude 50° 19' 33" oeste, possuindo uma área de 2.644,313 km² e estando a uma altitude de 916 metros.

No final do trecho está localizado o município de Painel, que se situa na latitude 27° 55' 23" sul e a na longitude 50° 06' 12" oeste, possui uma área de 742,103 km² e está a uma altitude de 1.144 metros.

3.1.1 Mapa de localização

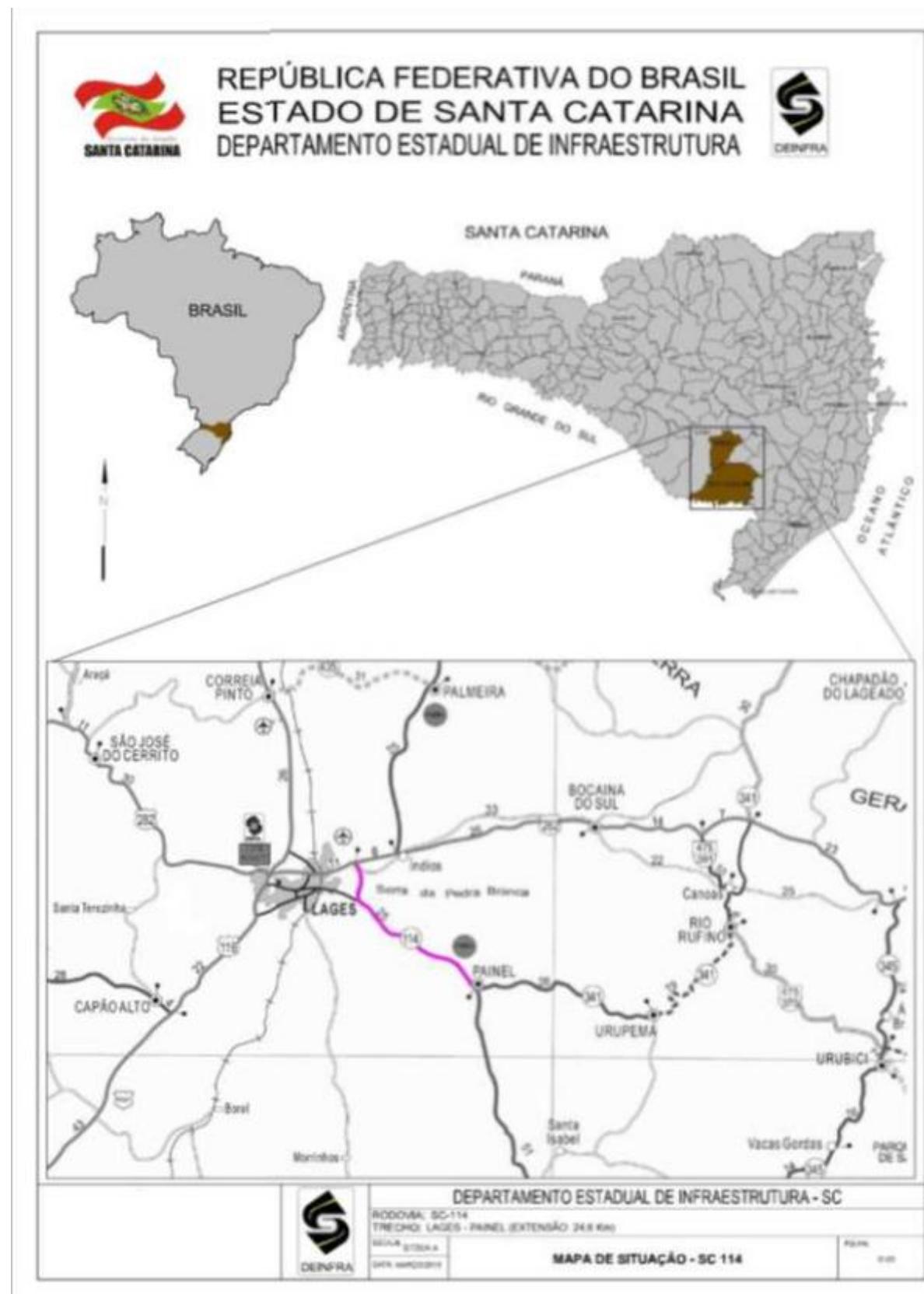


Figura 2 Mapa de Localização

3.2 ASPECTOS CLIMÁTICOS E GEOLÓGICOS

3.2.1 Clima

Pela aplicação do Sistema Köppen, que preconiza a utilização de médias e índices numéricos dos elementos temperatura e precipitação, a região em estudo se enquadra em climas do Grupo C - Mesotérmico, sendo subtropical, uma vez que a média das temperaturas mínimas está abaixo de 22°C e acima de 16°C. Dentro do Grupo C, o clima de Santa Catarina pertence ao tipo úmido (f), sem estação seca distinta.

Ainda dentro deste tipo, é possível distinguir, em função do fator altitude, dois subtipos:

- Subtipo a - de verão quente: característico de zonas onde as temperaturas médias dos meses mais quentes estão acima de 22°C e,
- Subtipo b - de verão fresco: característico de zonas mais elevadas.

O clima da região de Lages – Painel, segundo a classificação de Wladimir Köppen, se enquadra no tipo Cfb, pois é temperado úmido sem estação seca, com verões amenos.

A temperatura média é de 14,3° C, devido à altitude, alcançando, no inverno, graduação negativa. A umidade relativa do ar em média de 80% e índice pluviométrico anual de em torno de 1.500 mm.

3.2.2 Geologia e Geomorfologia Regional

A rodovia em questão desenvolve-se inicialmente na BR-282, próximo ao município de Lages, sobre a Unidade Geomorfológica Planalto de Lages (Dg1), tem limite a noroeste com a Unidade Geomorfológica Planalto dos Campos Gerais, estando distribuída como um degrau entre esta unidade e a unidade dos Patamares do Alto Rio Itajaí. Tem seu relevo caracterizado por colinas. Seguindo em direção ao município de Painel a rodovia encontra-se sobre a Unidade Geomorfológica Planalto dos Campos Gerais (D1), em posição mais elevada do que o Planalto de Lages apresenta-se de forma distribuída com blocos de relevos isolados que correspondem arestos de uma superfície de aplanamento.

Do início do trecho até próximo ao Rio Caveiras, a região apresenta geomorfologia geomorfologia levemente ondulada, em função da geologia ser essencialmente sedimentar, por vezes interrompida por maciços íngremes de arenito da Formação

Botucatu. Do Rio Caveiras em direção ao final do trecho, entroncamento com a SC-341, acesso a Painel, ocorrem os derrames basálticos, passando o relevo a apresentar um aspecto plano a ondulado e chegando a montanhoso, com alguns vales profundos.

Geologicamente, a rodovia desenvolve-se em região caracterizada como área de depósito de rochas sedimentares, estando inserida no Grupo Passa Dois, constituído pela Formação Rio do Rasto (Prr), cruzando pela Formação Botucatu (TRJb) com sobreposição da Formação Serra Geral (JKsg) no segmento final, já em Painel, ambas formações do Grupo São Bento.

A Formação Rio do Rasto é composta pelas Formações Serrinha na sua parte inferior, constituída por siltitos cinzas esverdeados, com níveis de folhelho na base. E, na porção superior, apresenta Formação Morro Pelado, caracterizado pela alternância de leitos de arenitos, siltitos e folhelhos, de cores variadas.

Praticamente metade do trecho deste projeto encontra-se sobre região de Rocha sedimentar até as proximidades do Rio Caveiras, após a ponte existente. No entorno do rio ocorre em menor escala a Formação Botucatu, de idade Jurássica, com arenitos de cor amarela rosa cinzento até vermelho claro de granulometria fina a média, quartzoso com estratificação cruzada, na base e também intercalada com as rochas da Formação Serra Geral, na sequência da rodovia.

Seguindo em direção a Painel entra-se na região das rochas basálticas da Formação Serra Geral, de idade Jurássico-Cretáceo, que corresponde a derrames basálticos, com intercalações de arenito eólico, principalmente na base, podendo-se ainda observar inclusões de diabásio na forma de diques. Originário do escoamento do magma que fluiu através de grandes falhas, os derrames basálticos se espalharam sobre a superfície com espessuras entre 20 e 50 m, podendo alcançar mais de 100 m por derrame, sendo que podem ocorrer até duas dezenas de derrames e assim atingir uma espessura superior a 1.000 m. Esses derrames apresentam normalmente um zoneamento que é evidenciado pelas diferenças entre as rochas de uma mesma região, apesar de serem todos de ordem basáltica, isto fica evidenciado na região após a ponte sobre o Rio Caveiras, no segmento das contenções existentes, onde tem-se o contato entre as formações Botucatu e Serra Geral, em torno do km 242+900. O que pode ser verificado em campo é a existência de segmentos dentro do mesmo corte com características diversificadas. Passando do contato para basalto bem alterado, com muito solo e blocos de rocha, para um derrame basáltico muito fragmentado, porém preservado, desde

cascalho a blocos de rocha. Após, segue novamente em talude de solo com blocos e matações de rocha, típico de riodacitos.

No início do trecho, a Formação Rio do Rastro compõe-se de depósitos fluviais com arenitos avermelhados, arroxeados, amarelados esbranquiçados, intercalados em argilito e siltito avermelhados, arroxeados com intercalações localizadas de siltitos calcíferos.

Há Pináculos de Botucatu existentes na região do Planalto de Lages, conhecidos como pedras brancas, tratam-se de formas de relevo pontudas decorrentes do avanço erosivo ao longo das diaclases verticais nas rochas sedimentares com transporte do material decomposto.

Tectonicamente a rodovia de projeto encontra-se na Cobertura Fanerozóica não dobrada, cobertura da maior extensão centro-oeste do estado.

Pedologicamente o traçado percorre região com solo Cambissolo dos tipos Ca49, Ca56 e Ca65, com características de relevo indo de suave a onulado até forte onulado no final do trecho de projeto, textura argilosa, e predominância de campo subtropical. No tipo Ca 56 e Ca 65 ocorrem a associação com Solos Litólicos. A ocorrência de Ca56 ocorre no centro do trecho e surgem afloramentos rochosos. Em direção ao final do trecho, tem-se o solo Cambissolo tipo Ca65, com a presença da Formação Serra Geral. Apresenta solos minerais não hidromórficos com pedregulhos, com horizonte B incipiente bastante heterogêneo, tanto no que se refere à cor, espessura e textura, quanto no que diz respeito à atividade química da fração argila e saturação por bases. A direita da rodovia tem-se a direita a presença de solos do tipo Terra Bruna Estruturada Álica A, e à esquerda Associações de Solos Litólicos.

4 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DA RODOVIA

4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

4.1.1 Diretrizes de projeto

De acordo com o projeto final de engenharia, a Rodovia SC-434, trecho:BR-101 – Garopaba apresenta as seguintes características:

- Extensão Total do trecho: 24,05 km;
- Classe da rodovia: A-II;
- Região ondulada;
- Faixa de domínio: 30 m

4.1.2 Seção Transversal

A pista de rolamento é composta de duas faixas de tráfego de 3,30 m, banquetas pavimentadas com largura de 1,50 m, totalizando uma largura de plataforma de 9,60 m., conforme o croqui da figura 3.

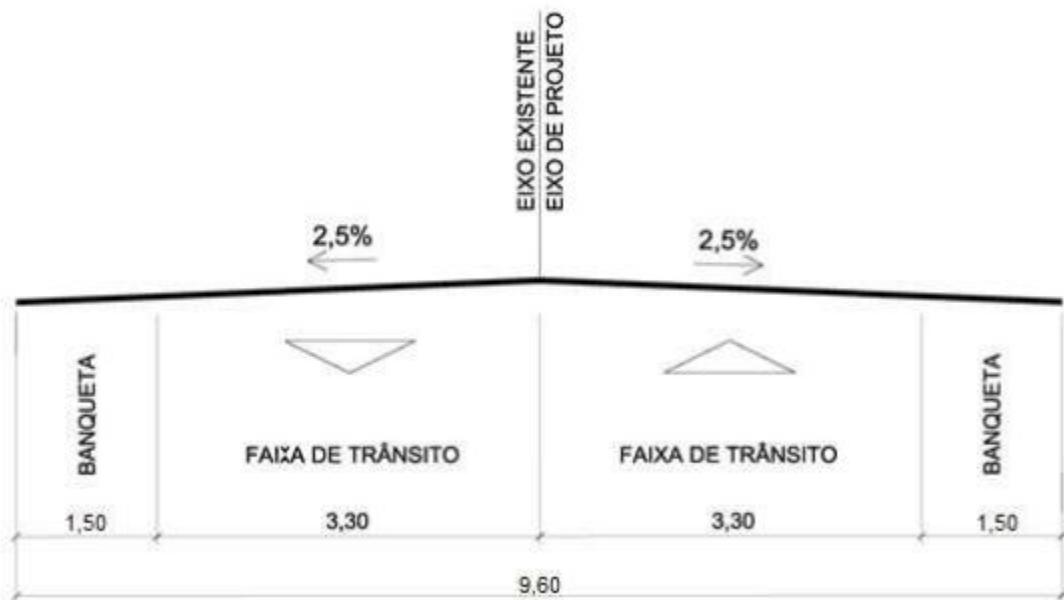


Figura 3 Seção transversal da rodovia

5 INVENTÁRIO DO ESTADO DO PAVIMENTO

O inventário do estado do pavimento foi realizado através da execução de levantamentos visuais contínuos com a caracterização dos defeitos de superfície em toda a extensão do trecho.

Os levantamentos das condições de superfície dos pavimentos referentes às degradações foram realizados por caminhamento a pé, nas duas faixas de tráfego utilizando o método do DNIT 006/2003-PRO. Os dados das degradações foram obtidos de forma contínua com a localização e caracterização dos defeitos.

A caracterização de cada defeito compreendeu o tipo, a posição, a extensão/área de ocorrência medida.

Foram levantados os seguintes parâmetros:

a) Pavimento:

- Extensão do trecho em km;
- Largura da pista de rolamento em m;
- Largura do acostamento em m; e
- Área total da pista de rolamento em m².

b) Defeitos de superfície conforme a metodologia DNIT 006/2003-PRO:

- Cadastro de Panelas e Remendos;
- Deficiências de drenagem superficial;
- Deficiências de drenagem profunda;
- Ausência e/ou defensas metálicas danificadas;
- Acostamentos com desnível acentuado;
- Acostamento danificado (reconstrução).

A Tabela 1 resume os defeitos superficiais do pavimento através do Índice de Gravidade Global (IGG).

5.1 RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS DEFEITOS DO PAVIMENTO

Nas figuras seguintes à Tabela 1 podem-se observar os defeitos do pavimento

Rodovia: SC-114		LEGENDA	
SC-114			
		BR-282	
km inicial	km final	OBS	IGG CONCEITO
230,0	231,0		157 ruim
231,0	232,0		138 ruim
232,0	233,0		226 péssimo
233,0	234,0		234 péssimo
234,0	235,0		217 péssimo
235,0	236,0		242 péssimo
236,0	237,0		257 péssimo
237,0	238,0		228 péssimo
238,0	239,0		209 péssimo
239,0	240,0		181 péssimo
240,0	241,0		193 péssimo
241,0	242,0		136 ruim
242,0	243,0		194 péssimo
243,0	244,0	3a Faixa	145 ruim
244,0	245,0		145 ruim
245,0	246,0		218 péssimo
246,0	247,0		184 péssimo
247,0	248,0		187 péssimo
248,0	249,0		112 ruim
249,0	250,0		67 regular
250,0	251,0		113 ruim
251,0	252,0		149 ruim
252,0	253,0		143 ruim
253,0	254,0		90 ruim
254,0	255,0		77 regular
255,0	255,6		79 regular

Tabela 1 Classificação da condição superficial do pavimento através do IGG

Foto	Km	Características
	230+680	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Baixo grau de trincamento do tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento danificado com material erodido e com vegetação; — Boa condição de trafegabilidade.
	231+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Elevado grau de trincamento interligado e isolado do tipo FC-2 e FC-3; — Presença de remendo isolado; — Acostamento danificado e com vegetação;
	231+500	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento isolado tipo FC-1 e FC-2; — Acostamento com vegetação; — Boa condição de trafegabilidade.
	232+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuadas nas trilhas de roda devido à consolidação das camadas do pavimento; — Irregularidade da superfície; — Presença de alguns remendos do tipo “tapa buraco” isolados; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3 ao longo do trecho;

Foto	Km	Características
	232+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3 em toda a faixa; — Presença de alguns remendos e panelas; — Péssima condição de trafegabilidade.
	233+000	<ul style="list-style-type: none"> — Alto grau de irregularidade; — Alto grau de trincamento interligado e isolados tipo FC-2 e FC-3 no segmento; — Deformações plásticas por consolidação da trilha de roda em trechos localizados; — Presença de remendos e panelas; — Acostamento com vegetação e material solto; — Má condição de trafegabilidade.
	233+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3 em toda a faixa; — Presença de remendos; — Bombeamento de finos do subleito; — Péssima condição de trafegabilidade.
	234+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Bombeamento de finos do subleito; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	234+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Presença de diversos remendos já danificados; — Alto grau de trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3 e desagregação de material; — Condição de trafegabilidade regular; — Bombeamento de finos do subleito;
	235+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Presença de remendos contínuos; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Bombeamento de finos do subleito; — Péssima condição de trafegabilidade.
	235+600	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos e panelas; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.
	236+000	

Foto	Km	Características
	236+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade acentuada da superfície; — Trincamento interligado tipo jacaré; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação e erodido; — Péssima condição de trafegabilidade.
	236+800	
	237+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.
	238+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade acentuada da superfície; — Trincamento interligado tipo jacaré; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos e panelas; — Péssima condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	238+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.
	238+900	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos; — Péssima condição de trafegabilidade.
	239+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado tipo jacaré; — Irregularidade da superfície; — Presença de remendos contínuos; — Péssima condição de trafegabilidade.
	239+900	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação; — Má condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	240+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade acentuada da superfície; — Trincamento interligado tipo jacaré; — Trinca transversal de retração térmica; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação; — Péssima condição de trafegabilidade.
	240+900	
	241+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.
	242+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Má condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	242+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuadas nas trilhas de roda; — Alto grau de trincamento interligados tipo FC-2 e FC-3; — Trincamento interligado tipo jacaré; — Irregularidade da superfície; — Presença de remendos contínuos; — Má condição de trafegabilidade.
	243+100	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade da superfície; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação; — Péssima condição de trafegabilidade.
	243+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Alto grau de trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade da superfície; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos; — Má condição de trafegabilidade.
	243+900	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade da superfície; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	244+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Acostamento com vegetação e erodido;
	244+800	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação; — Condição de trafegabilidade
	245+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Alto grau de trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade da superfície; — Presença de remendos e panelas; — Acostamento com vegetação e erodido; — Péssima condição de trafegabilidade.
	245+900	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Moderado grau de trincamento isolado e interligado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação e erodido; — Má condição de trafegabilidade.

Foto	Km	Características
	246+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação; — Irregularidade da superfície; — Má condição de trafegabilidade.
	246+900	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Alto grau de trincamento interligado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade da superfície; — Presença de remendos e panelas; — Bombeamento de finos do subleito; — Acostamento erodido; — Péssima condição de trafegabilidade.
	247+400	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Moderado grau de trincamento isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Acostamento com vegetação e erodido; — Condição de trafegabilidade regular.
	247+900	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Acostamento com vegetação; — Irregularidade da superfície; — Condição de trafegabilidade regular.

Foto	Km	Características
	248+300	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Acostamento com vegetação; — Condição de trafegabilidade regular.
	248+900	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação e erodido; — Condição de trafegabilidade regular.
	249+400	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação e erodido; — Condição de trafegabilidade regular.
	249+900	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento isolado tipo FC-2; — Acostamento com vegetação e erodido; — Condição de trafegabilidade regular.

Foto	Km	Características
	250+500	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Irregularidade moderada da superfície;
	250+800	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de remendos; — Acostamento com vegetação; — Condição de trafegabilidade regular.
	251+500	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Irregularidade moderada da superfície; — Acostamento com vegetação e erodido; — Condição de trafegabilidade regular.
	252+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Trincamento isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Irregularidade moderada da superfície; — Acostamento com vegetação e erodido;

Foto	Km	Características
	252+500	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas acentuada nas trilhas de roda; — Irregularidade da superfície; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Bombeamento de finos do subleito; — Presença de remendos; — Má condição de trafegabilidade.
	253+000	<ul style="list-style-type: none"> — Presença de deformações plásticas moderada nas trilhas de roda; — Trincamento interligado e isolado tipo FC-2 e FC-3; — Trinca transversal de retração térmica; — Irregularidade moderada da superfície; — Acostamento com vegetação e erodido;
	253+500	<ul style="list-style-type: none"> — Baixa presença de deformações plásticas nas trilhas de roda; — Trincamento isolado tipo FC-2 e FC-3; — Irregularidade moderada da superfície;
	254+000	<ul style="list-style-type: none"> — Acostamento com vegetação e erodido; — Boa condição de trafegabilidade.

6 SOLUÇÕES UTILIZADAS PARA A REVITALIZAÇÃO

Neste item são relacionadas as soluções e recomendações para a revitalização, de modo a recuperar os defeitos levantados nas pistas de rolamento e acostamento da rodovia, assim como complementações para a drenagem, obras de arte, sinalização e obras complementares.

6.1 RECUPERAÇÃO DA PISTA DE ROLAMENTO

Adotou-se como solução a ser adotada o enrijecimento da camada de base ao longo de todo o trecho através de reconstrução parcial do pavimento, tomando como alternativa a reciclagem profunda com incorporação de material granular (correção de granulometria) e adição de cimento. Esta alternativa se mostrou atrativa tecnicamente em função da alta deformação permanente (trilha de roda) existente ao longo do trecho, sendo recomendável para correção deste defeito e evitando principalmente a reflexão de trincas para a camada de reforço que caracteriza-se pelo insucesso de vários projetos de restauração já implantados. Além disso, o grau de trincamento médio era elevado em grande parte do segmento, sendo que uma solução convencional como fresagem e recomposição do revestimento tornaria essa solução muito onerosa já que deveria ser feito de forma contínua em praticamente todo trecho.

Foi adotada uma espessura de reciclagem de 18 cm, (camada de rolamento + base existente) com incorporação de brita e cimento. Em seguida foi executada uma camada de TSS (Tratamento Superficial Simples) com emulsão convencional com a função de proteção e impermeabilização da base cimentada. A capa de rolamento foi constituída de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ) com adição de borracha na espessura de 4,0 cm.

Anteriormente à reciclagem da pista de rolamento, foram ainda considerados remendos profundos ou superficiais a fim de recuperar pontos críticos estruturalmente. Estes remendos profundos não contemplam a área das banquetas. Os locais elencados seguiram o critério do raio mínimo de 100m além de inspeção visual de campo para delimitação das áreas a serem recuperadas. Por ocasião da execução dos serviços, as áreas com defeitos que necessitavam de remendos profundos foram objeto de nova avaliação pela fiscalização, devido ao caráter progressivo dos mesmos face aos danos causados pelos agentes de degradação ao longo do tempo, em especial, a ação conjunta das infiltrações das águas e as cargas dos veículos.

A tabela a seguir apresenta os critérios de escolha para os locais em que deverão ser feitos os remendos profundos ou superficiais:

Tabela 2 Defeitos levantados e soluções

DEFEITO	SOLUÇÃO
Afundamento plástico localizado	Remendo Profundo
Remendos profundos com reflexão de trincas ou deformação plástica	Remendo Profundo (refazer)
Remendos superficiais em mau estado	Remendo Superficial (refazer)
Panelas	Remendo Superficial (tapa-buracos)
Exsudação acentuada	Remendo Superficial
Descascamento de camada asfáltica	Remendo Superficial

Na Figura 5 apresenta-se a solução geral da restauração.

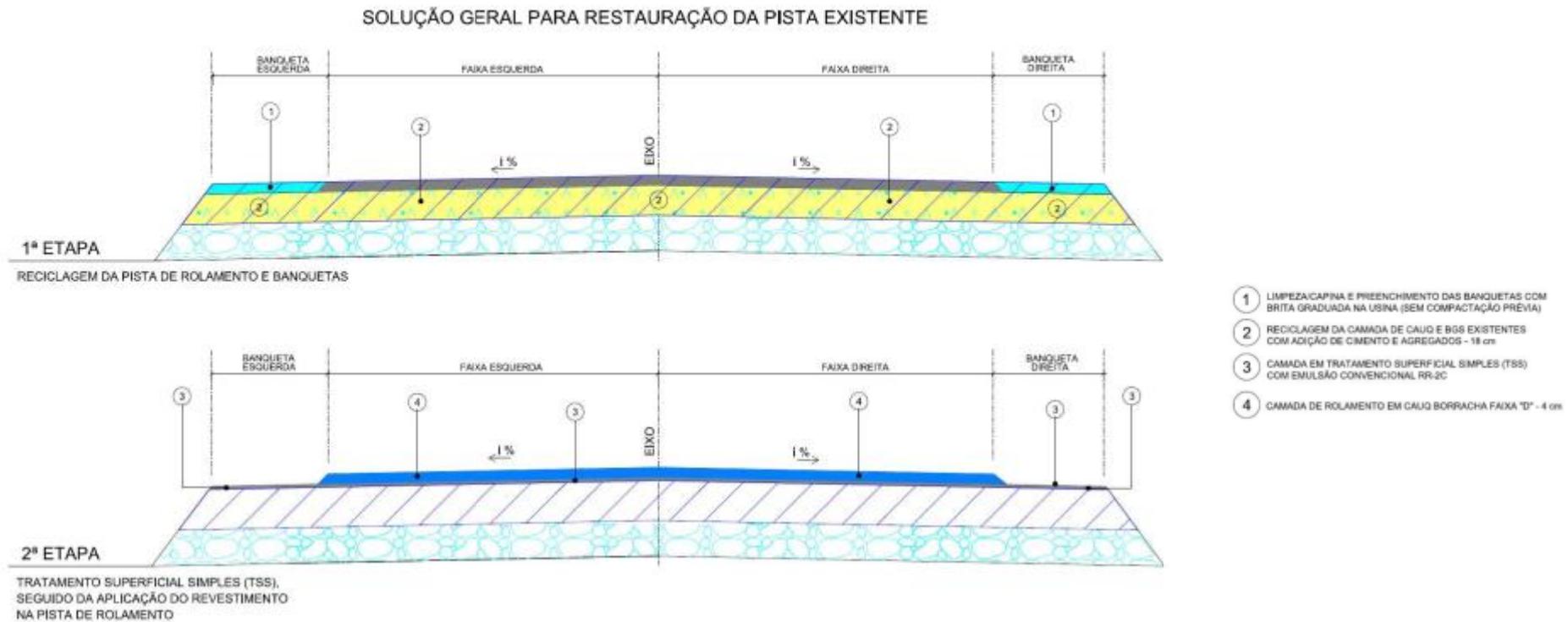


Figura 5 Solução Geral de Restauração

6.2 ACOSTAMENTOS

Todas as áreas dos acostamentos/banquetas foram recicladas com incorporação de brita e cimento na mesma espessura da pista, ou seja, 18 cm. Posteriormente à execução da reciclagem foi executada uma camada de TSS, com emulsão convencional, com a função de proteção e impermeabilização da base cimentada.

7 IMAGENS DA EXECUÇÃO DA OBRA

Apresentam-se a seguir algumas imagens da execução da obra, realizada no 2º semestre de 2015 e início de 2016.



Vista do trem de reciclagem e compactação, com o caminhão-pipa em 1º plano



A recicladora em operação e à sua frente o caminhão-pipa



Vista da recicladora com mangueira de abastecimento de água



A recicladora em operação e empurrando o caminhão-pipa



O trem de reciclagem seguido por rolos compactadores



Lançamento da capa de concreto asfáltico sobre a camada reciclada



Parte da capa de concreto asfáltico já compactada e subjacente a esta o TSS



Vista do pavimento restaurado e, trecho com terceira faixa

APÊNDICE E

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: dezembro de 2016		3. Folhas: 66			
4. Título da Pesquisa: "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos"						
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)					
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti Engº Me. William Fedrigo, Doutorando Engº Me. Mario Alexander Castañeda López Engª Me. Thaís Radünz Kleinert, Doutoranda	Universidade Federal do Rio Grande do Sul					
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos", nos meses de julho a dezembro de 2016. Destacam-se:						
a) Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base; b) Análise de resultados de fadiga de misturas recicladas com cimento, contendo o material de base BGS; c) Estudos preliminares e descrição dos processos construtivos de trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453, bem como resultados do monitoramento inicial do mesmo.						
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.						

1	INTRODUÇÃO.....	4
2	ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD).....	5
2.1	CARACTERIZAÇÃO DE NOVOS MATERIAIS	5
2.1.1	Análise granulométrica.....	5
2.2	CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ESTUDADAS	6
2.2.1	Granulometria.....	7
2.2.2	Compactação	7
2.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MRD	10
3	ENSAIOS DE FADIGA.....	15
3.1	COMPARAÇÃO ENTRE VALORES DE MÓDULOS OBTIDOS EM ENSAIOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS	15
3.2	ANÁLISE PELA ENERGIA DISSIPADA.....	16
3.2.1	Métodos de análise por energia	17
3.2.1.1	Energy Ratio.....	17
3.2.1.2	RDEC	18
3.2.2	Modelos de fadiga de energia dissipada.....	18
3.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DE FADIGA.....	20
3.4	DEGRADAÇÃO DAS MISTURAS	23
3.4.1	Deformações e MRF.....	23
3.4.2	Energia dissipada.....	25
3.4.3	RDEC	26
3.5	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS COM CAMADAS DE BASE RECICLADAS COM CIMENTO	27
4	TRECHO EXPERIMENTAL NA SC-453	33
4.1	INTRODUÇÃO	33

4.2 ANÁLISE DE ESTUDOS E PROJETOS FORNECIDOS	33
4.2.1 Estudos	34
4.2.1.1 Localização	34
4.2.1.2 Estudo de tráfego.....	35
4.2.1.3 Estudo geológico.....	35
4.2.2 Projetos	39
4.2.2.1 Projeto geométrico	39
4.2.2.2 Projeto de restauração do pavimento	39
4.2.2.3 Projeto de dosagem da mistura reciclada com cimento	41
4.3 VISITA DE CAMPO E NOVAS SONDAGENS	42
4.4 DEFINIÇÃO DOS SEGMENTOS DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	45
4.5 ACOMPANHAMENTO DA EXECUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL	46
4.5.1 Coleta de materiais para realização de ensaios em laboratório	46
4.5.2 Processos executivos	48
4.5.3 Apresentação dos resultados do controle tecnológico.....	56
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	63
APÊNDICE I - PLANO DE ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO E MONITORAMENTO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS RECICLADAS COM CIMENTO.....	65
ANEXO I – PRANCHAS DO PROJETO GEOMÉTRICO NA LOCALIDADE DO TRECHO EXPERIMENTAL	66

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Este quinto Relatório de Andamento da Pesquisa descreve as atividades realizadas no período de julho a dezembro de 2016, incluindo:

- a. Realização de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base;
- b. Análise de resultados de fadiga de misturas recicladas com cimento, contendo o material de base BGS;
- c. Estudos preliminares e descrição dos processos construtivos de trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453, bem como resultados do monitoramento inicial do mesmo.

Salienta-se que estas atividades terão continuidade até o final do período do projeto, em conformidade com o cronograma físico-financeiro aprovado pela ANTT.

2 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD)

Neste capítulo apresentam-se particularidades e resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento contendo solo laterítico como material de base (objeto de estudo do Trabalho de Conclusão de Curso de Gabriel Grassioli, ainda não publicado). A metodologia dos ensaios de caracterização e de MRD não são apresentadas, pois já foram descritas no 2º Relatório.

2.1 CARACTERIZAÇÃO DE NOVOS MATERIAIS

O último material de base a ser estudado dentre os quatro propostos foi o solo laterítico. Neste item, expõe-se e discutem-se os resultados de sua caracterização, realizada através de ensaios de granulometria. Tais resultados foram publicados no Trabalho de Conclusão de Curso de Matheus Lutz Ramos (2016).

2.1.1 Análise granulométrica

A curva granulométrica do solo laterítico é apresentada na Figura 1, bem como a curva granulométrica de uma fração mais fina do solo laterítico em estudo obtida através da desagregação de seus grumos por peneiramento mecânico.

Este material foi utilizado para realização da correção granulométrica das misturas de solo laterítico e fresado asfáltico, de modo que todas as misturas enquadrassem-se na faixa granulométrica para reciclagem com cimento proposta pela Wirtgen (2012), como é apresentado na próxima seção deste relatório.

Na Figura 2 é apresentada a curva granulométrica do material fresado empregado nas presentes composições.

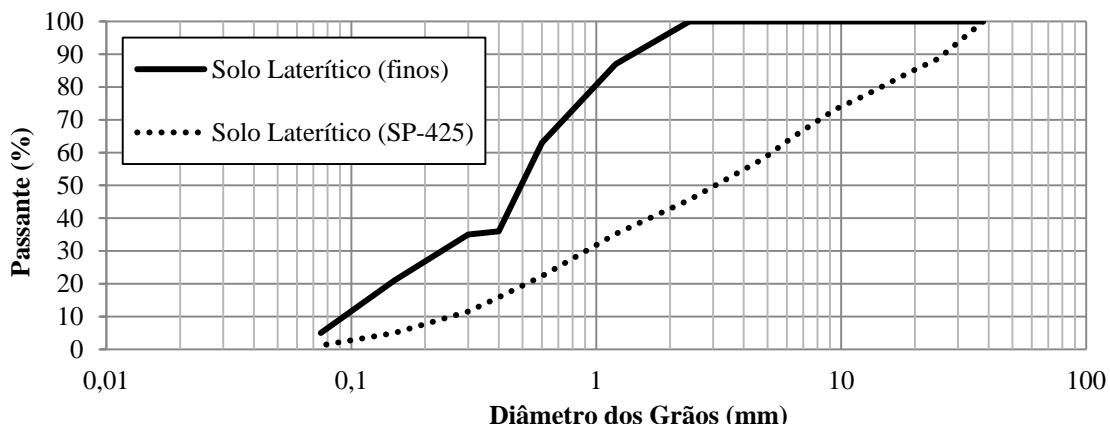


Figura 1 - Curvas granulométricas do solo laterítico normal e fração fina

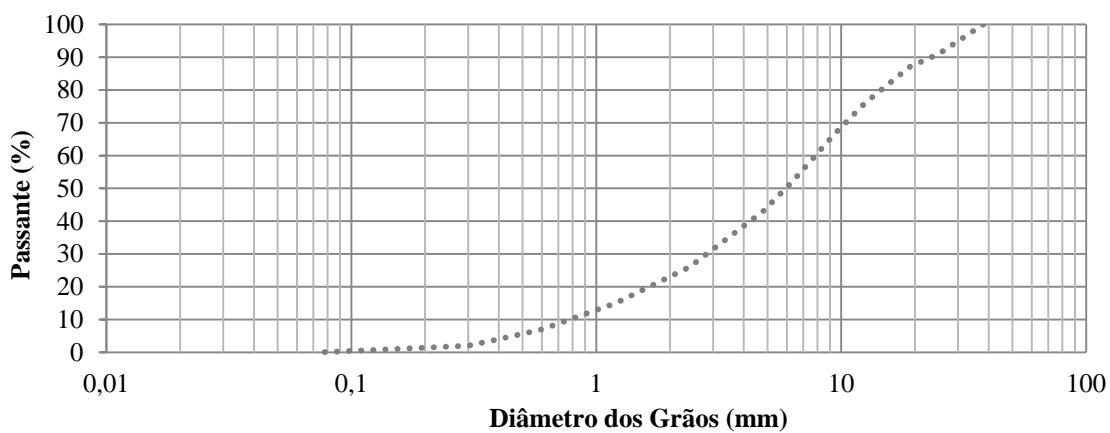


Figura 2 - Curva granulométrica do fresado asfáltico empregado

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ESTUDADAS

As misturas estudadas foram definidas fazendo-se uso do mesmo planejamento experimental apresentado no 4º Relatório. Destaca-se que se mantém a mesma nomenclatura para identificação das misturas, substituindo-se apenas o prefixo inicial por SL (solo laterítico).

A seguir são apresentadas as composições granulométricas de tais misturas, bem como seus parâmetros de compactação. Tais resultados foram publicados no Trabalho de Conclusão de Curso de Matheus Lutz Ramos (2016).

2.2.1 Granulometria

As análises granulométricas das misturas contendo solo laterítico são apresentadas na Figura 3. As faixas granulométricas estipuladas pela Wirtgen (2012) também são apresentadas na Figura 3, visando demonstrar que todas as misturas se enquadram nos limites propostos. Cabe ressaltar que se adicionou 10% do material fino para a correção granulométrica de todas as composições estudadas.

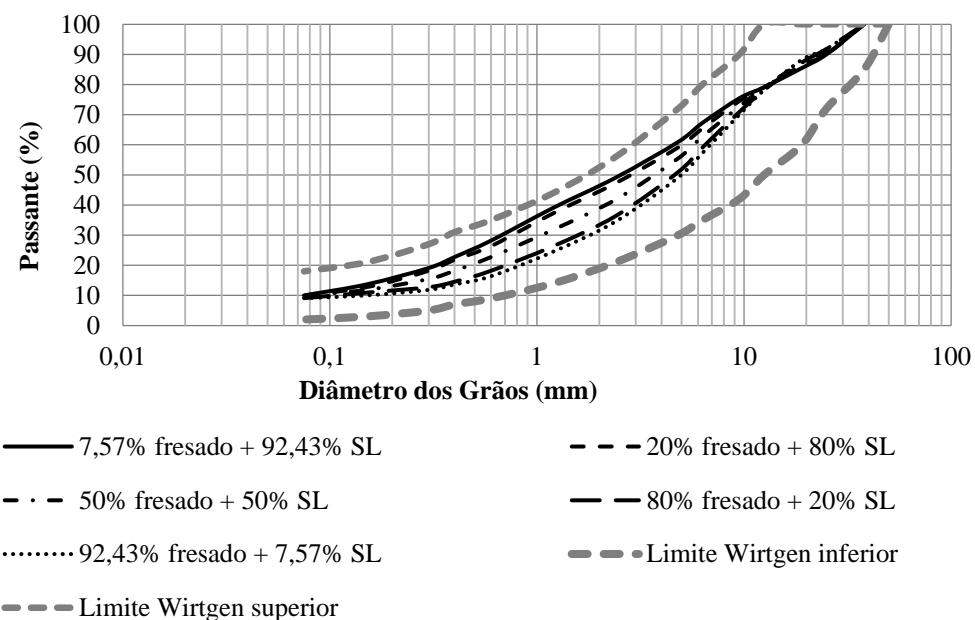


Figura 3 - Curvas granulométricas das misturas com solo laterítico enquadradas aos limites da Wirtgen

2.2.2 Compactação

Foram realizadas 9 curvas de compactação, as quais são apresentadas na Figura 4. Para melhor visualização dos resultados obtidos, optou-se por dividi-los por teores de cimento (ditos: baixo, médio e alto).

A partir da Figura 4, pode-se observar que as composições com maior quantidade de fresado apresentaram maiores massas específicas, assim como menores umidades. Essa verificação é mais pronunciada para as composições com teor de cimento intermediário

(4%), sendo possível verificar a influência de cada material empregado nos parâmetros analisados.

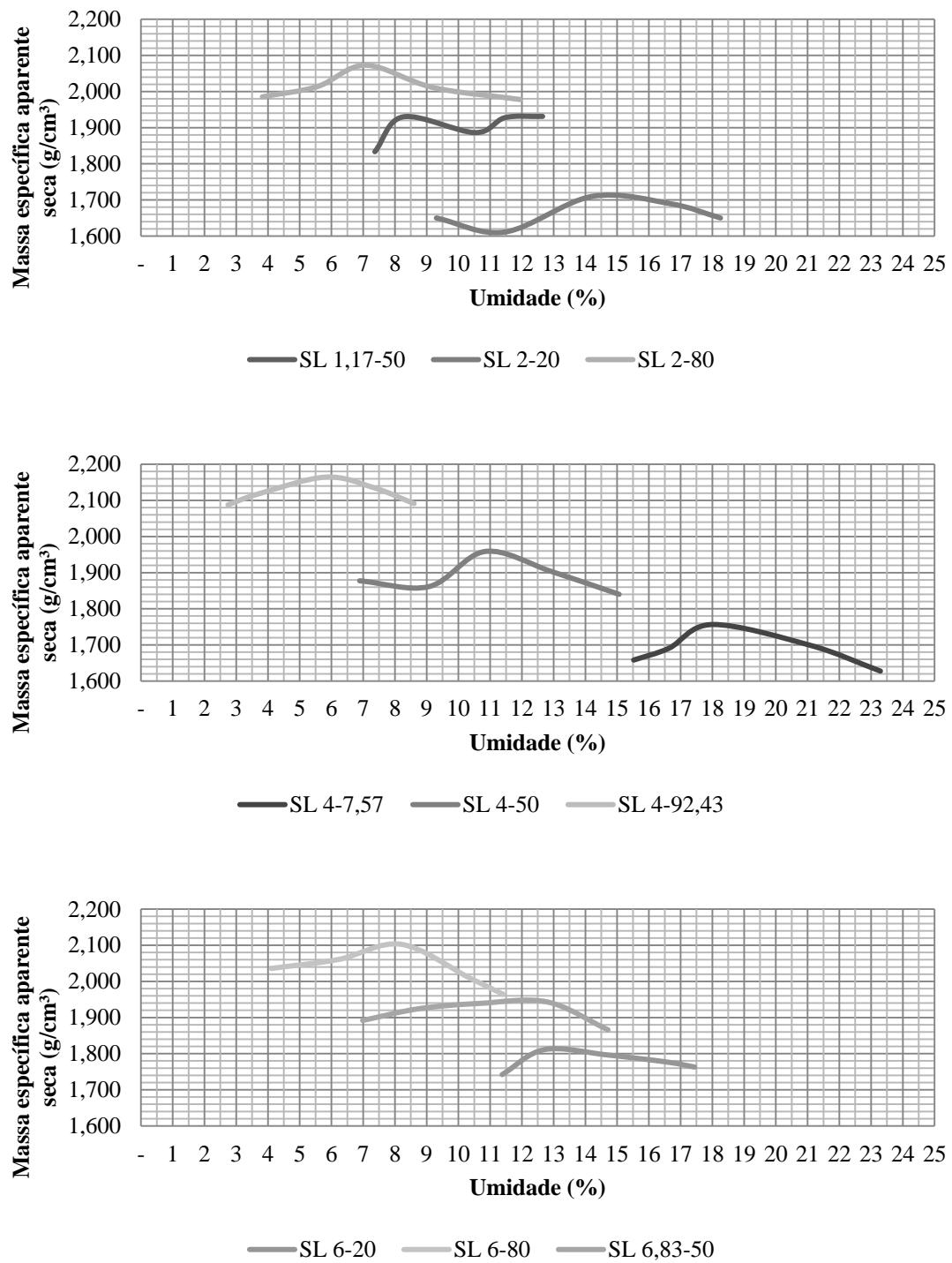


Figura 4 - Curvas de compactação obtidas para as misturas contendo solo laterítico

Com o intuito de facilitar a apresentação e análise dos parâmetros obtidos a partir da compactação, esses se encontram disponíveis na Tabela 1

Tabela 1 - Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de compactação

Mistura	$\omega_{\text{ót}} (\%)$	$\gamma_{\text{s máx}} (\text{g/cm}^3)$
SL 1,17-50	8,6	1,930
SL 2-20	14,2	1,710
SL 2-80	7,1	2,073
SL 4-7,57	18,0	1,757
SL 4-50	10,9	1,959
SL 4-92,43	5,8	2,164
SL 6-20	12,7	1,811
SL 6-80	8,2	2,103
SL 6,83-50	12,8	1,943

A partir da Tabela 1, pode-se verificar que a variabilidade da massa específica aparente seca máxima é bastante pronunciada (variação entre 1,710 e 2,164 g/cm³), sendo essa diretamente relacionada com os materiais empregados. As misturas com predominância de solo laterítico apresentaram menor massa específica aparente seca máxima, sendo que a adição de fresado asfáltico eleva tal parâmetro.

Quanto ao teor de umidade obtido, esse também apresenta um intervalo de variação considerável (variando entre 5,8 e 18,0%), estando fortemente relacionado aos materiais de estudo. As composições com maior quantidade de solo laterítico necessitaram de maior quantidade de água para alcançar a massa específica aparente seca máxima, sendo que conforme o fresado é adicionado, o teor de umidade reduz consideravelmente.

Esse comportamento observado nas curvas de compactação, assim como nos seus respectivos parâmetros está fortemente relacionado à granulometria e mineralogia dos materiais estudados, sendo que o solo laterítico possui maior quantidade de finos (com maior capacidade de absorção), quando comparado ao fresado asfáltico. Além disso, os materiais tem diferença significativa quanto à massa dos grãos, sendo superior para o material fresado, já que o solo laterítico apresenta partículas mais porosas e com maior facilidade de destorramento.

2.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE MRD

Até o momento, foi possível ensaiar corpos de prova com 3 e 7 dias de cura. Desta maneira, este relatório não apresenta os resultados aos 14 dias (serão apresentados no próximo relatório). A partir dos valores de MRD obtidos foi realizada a análise estatística, obtendo-se o modelo disponível na Equação 1, considerando como base o solo laterítico.

$$MRD = 639 - 23,9 fr + 1899 ci + 192 tc - 251,5 ci * ci + 23,80 fr * ci - 72,7 ci * tc \quad (1)$$

Onde:

- MRD – módulo de resiliência diametral (MPa);
- ci – teor de cimento (%);
- fr – porcentagem de fresado (%);
- tc – tempo de cura (dias).

É importante ressaltar que na análise dos resultados foram considerados 6 valores de módulo de resiliência por CP ensaiado, resultante de dois ensaios para cada amostra. Para tanto, o modelo em questão é formado por 168 valores de MRD e apresentou um R^2 de 0,79 e $R^2_{ajustado}$ igual a 0,78, resultados considerados aceitáveis em decorrência do tamanho da amostra e da variabilidade de dados encontrados nesse tipo de ensaio, principalmente para casos em que o CP ensaiado é bastante rígido, já que quanto mais elevada a rigidez do material, maior a possibilidade de erro na leitura de deslocamento durante o ensaio.

Ainda, salienta-se que o coeficiente de Poisson empregado nos ensaios foi de 0,17, por se considerar o solo laterítico semelhante ao solo-cimento estudado por Kleinert (2016). Quanto aos valores atípicos encontrados, optou-se por alterar apenas aqueles

decorrentes das misturas do ponto central (com 4% de cimento e 50% de fresado), os demais foram conservados. Com relação aos termos do modelo, foram retirados aqueles com valor-p superior a 5%.

Na Tabela 2 são apresentados os coeficientes do modelo de regressão em nível codificado, assim como o valor-p referente a cada efeito analisado.

Tabela 2 - Coeficientes e valores-p do modelo de regressão para MRD

Termo	Coeficiente	Valor-p
Constante	7281	0,000
Porcentagem de fresado (%)	3023	0,000
Teor de cimento (%)	2020	0,000
Tempo de cura (dias)	-197,4	0,033
Teor de cimento (%) * Teor de cimento (%)	-2012	0,000
Porcentagem de fresado (%) * Teor de cimento (%)	2856	0,000
Teor de cimento (%) * Tempo de cura (dias)	-411	0,018

Dentre as variáveis analisadas na Tabela 2, verificou-se que a porcentagem de fresado demonstrou ser o fator que mais afeta os resultados de módulo de resiliência, seguido do teor de cimento e do tempo de cura, tais condições podem ser verificadas na Figura 5.

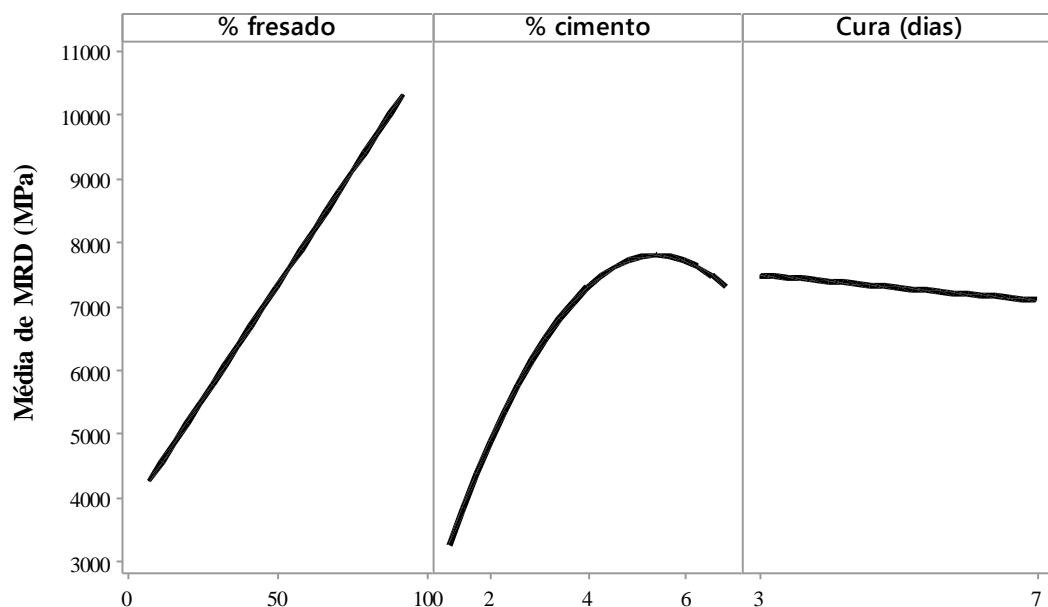


Figura 5 - Gráfico de efeitos principais para MRD

Na Figura 5, é possível identificar a grande influência da porcentagem de fresado nos resultados de MRD, já que a partir da sua variação, é possível alcançar valores extremos. Ao contrário do observado para os ensaios com solo-cimento e BGTC, a adição do material fresado majora o módulo de resiliência. Quanto ao teor de cimento, esse eleva linearmente os resultados até um teor de 4%, depois sua adição parece reduzir os valores de MRD, característica que deve ser verificada com os resultados aos 14 dias de cura. Quanto ao tempo de cura, observa-se que aos 3 dias foram obtidos módulos maiores do que aos 7 dias, o que pode estar relacionado com possível microfissuras geradas pela retração por secagem, o que reduziria a rigidez dos corpos de prova. Tal característica vai ser verificada aos 14 dias de cura.

Para fins de quantificação, os resultados para o ensaio de módulo de resiliência estão expostos na Tabela 3. Ressalta-se que os valores correspondem à média das seis leituras para o CP ensaiado, com exceção dos pontos centrais, os quais correspondem à média de seis CPs.

Tabela 3 - Resultados de MRD

Mistura	MRD (MPa)	
	3 dias	7 dias
SL 1,17-50	3105	2670
SL 2-20	2946	4036
SL 2-80	7285	5996
SL 4-7,57	6647	5390
SL 4-50	7272	7018
SL 4-92,43	8343	10893
SL 6-20	2577	3015
SL 6-80	13233	10084
<u>SL 6,83-50</u>	<u>8884</u>	<u>6936</u>

Na **Error! Reference source not found.3**, observa-se que os resultados obtidos apresentaram uma amplitude de variação menos elevada do que as misturas com BGTC e solo-cimento. Para o solo laterítico, foram alcançados módulos de resiliência entre 2.577 MPa (SL 6-20 – 3 dias) e 13.233 MPa (SL 6-80 – 3 dias), ambas composições com 6% de cimento, o que indica novamente que esse não influenciou substancialmente os resultados com solo laterítico.

A partir dos resultados da Tabela 3, verifica-se também, que a tendência é de que o módulo reduza com o tempo de cura, com exceção das misturas SL 2-20, SL 4-92,43 e SL 6-20, que apresentaram maior MRD aos 7 dias de cura.

Dentre as interações analisadas, a que se mostrou mais significativa foi entre o teor de cimento e a porcentagem de fresado. Para tanto, esta é apresentada nas Figuras 6 e 7, para 3 e 7 dias de cura, respectivamente.

A partir das Figuras 6 e 7, é possível estimar uma faixa de valor de módulo de resiliência através dos valores conhecidos de teor de cimento e porcentagem de fresado. Ainda, pode-se prever a quantidade de cimento necessária para alcançar um módulo específico, conhecendo-se a porcentagem de fresado a ser empregada na técnica de restauração.

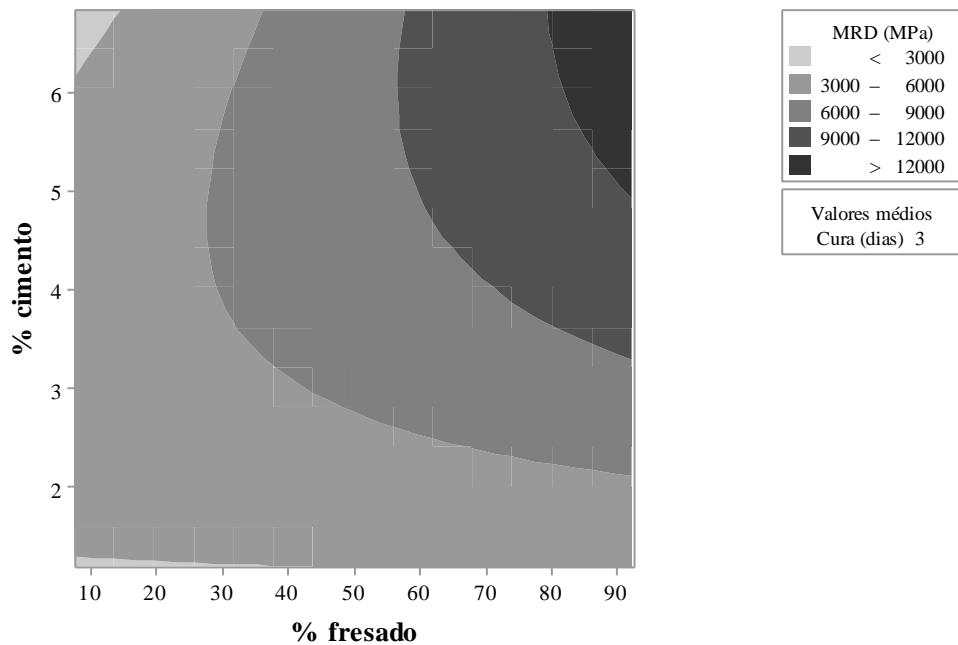


Figura 6 - Gráficos de contorno de MRD com 3 dias de cura

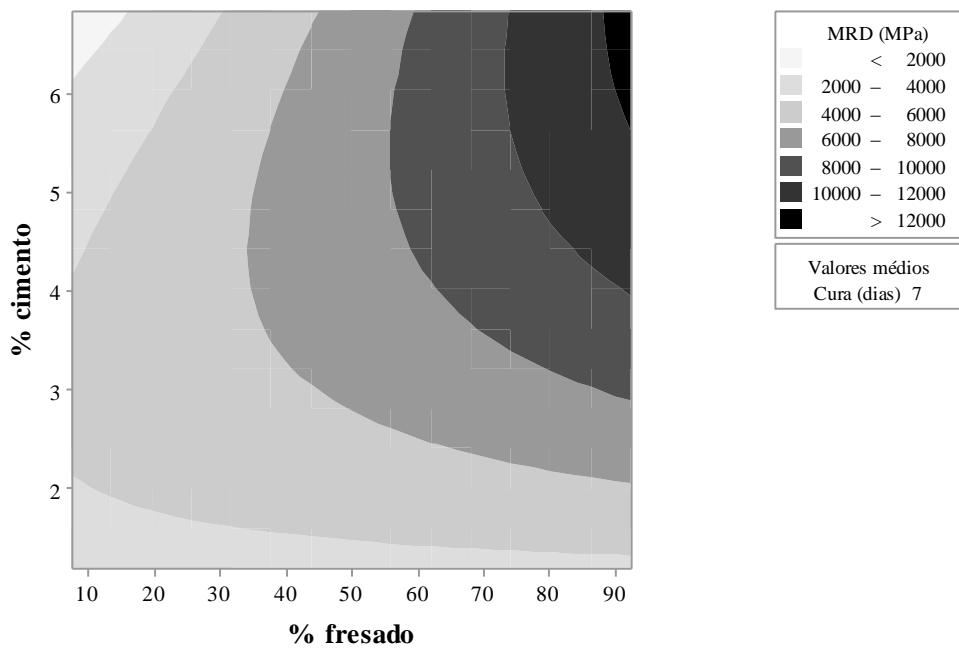


Figura 7 - Gráficos de contorno de MRD com 7 dias de cura

3 ENSAIOS DE FADIGA

Nesta seção, apresenta-se a análise dos resultados de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento contendo brita graduada simples (BGS) como material de base. Tais ensaios foram realizados por Mario Alexander Castañeda López (2016) e estão presentes em sua dissertação de mestrado, bem como no 4º Relatório. Destaca-se que são mantidas as mesmas nomenclaturas e siglas empregadas no relatório anterior.

3.1 COMPARAÇÃO ENTRE VALORES DE MÓDULOS OBTIDOS EM ENSAIOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS

Foi comparado o comportamento elástico e resiliente do material a través do MFE-T (módulo estático (módulo estático flexural – tangente) e do MRF inicial (módulo resiliente flexural inicial) na inicial) na

Tabela 4, e mostrado graficamente na Figura 8. Os valores dos CV são mais altos no caso das misturas com o maior conteúdo de fresado. Contudo, os resultados mostram a correlação entre o comportamento resiliente e elástico das misturas estudadas.

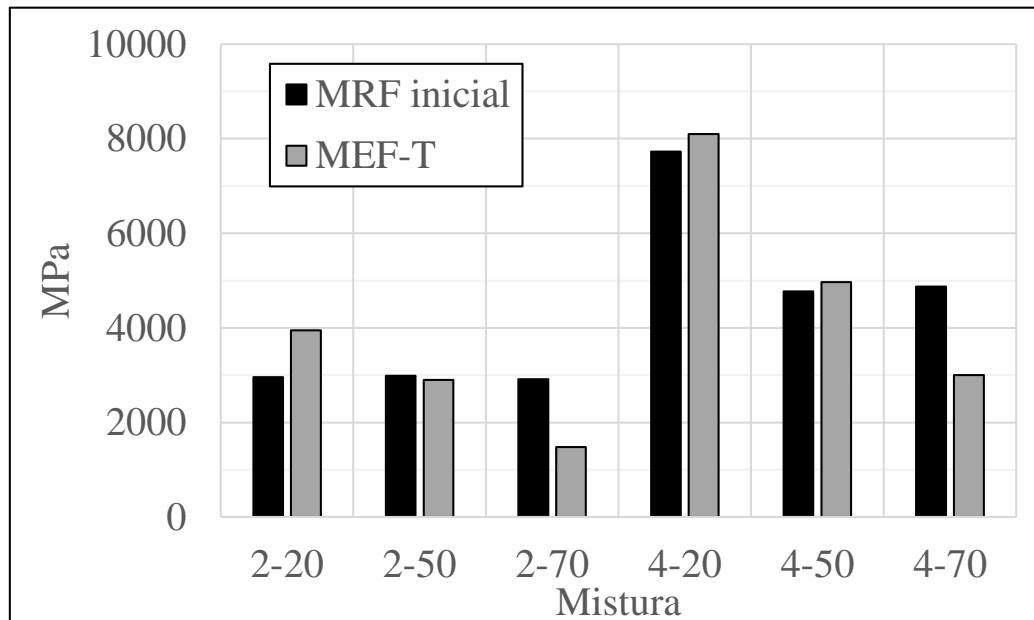


Figura 8 - Comparativo MEF-T e MRF

Tabela 4 - Comparação MRF inicial x MEF-T

Mistura	Média MRF inicial e MEF-T (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
2-20	3453	704	20
2-50	2943	61	2
2-70	2198	1011	46
4-20	7913	265	3
4-50	4869	138	3
4-70	3936	1323	34

3.2 ANÁLISE PELA ENERGIA DISSIPADA

Na abordagem tradicional emprega-se a tensão desvio aplicada σ_d e a parcela recuperável da deformação, ε_r , para a definição dos modelos. Contudo, recentemente, têm sido empregados conceitos de energia dissipada como aproximação à previsão da vida de fadiga de concretos asfálticos e de concretos de cimento Portland. Como qualquer processo de transferência de energia, têm-se perdas derivadas em calor e vibração. Contudo, os métodos assumem que toda a energia se transforma em dano do material, pelo qual o número de ciclos necessários para levar à ruptura está relacionado com a quantidade de energia dissipada durante o ensaio (XIAO, 2006).

A energia dissipada em cada ciclo (*dissipated energy, DE*) é calculada a partir das curvas de histereses. Na Figura 9 (a) são mostradas três séries de curvas histeréticas desde o ciclo 150 até o 399 da viga 2-20 (3) (150-199, 250-299, 250-399), já a Figura 9 (b) mostra as curvas do ciclo 150 e 399. O deslocamento no eixo horizontal corresponde à deformação permanente entre os dois ciclos. Salienta-se que as alturas constantes das curvas são devidas ao fato de ser um ensaio sob tensão controlada (TC). Da mesma forma, a degradação associada à fadiga é evidenciada pelo incremento da área da curva, isto é, o aumento da energia dissipada durante o ensaio.

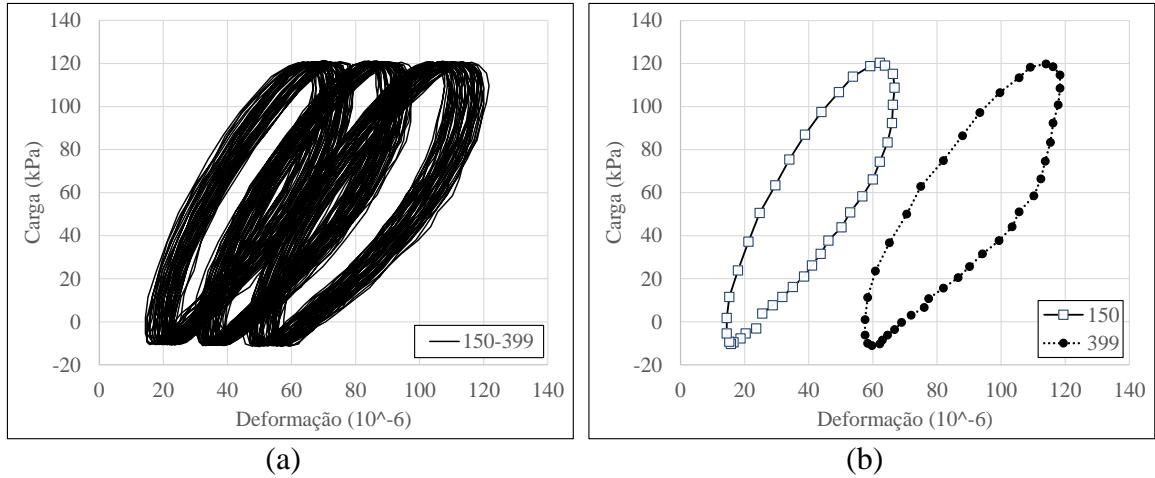


Figura 9 - Curvas de histereses, viga 2-20 (3): (a) ciclos 150 a 399, (b) ciclo 150 e 399

A energia dissipada em cada ciclo foi calculada a partir da área de cada curva histerética, por integração numérica (método do trapézio) de cada um dos pontos que a conformam, seguindo a Equação 2.

$$DE_N (J/m^3) = \sum_{j=0}^{j=40} \frac{(\varepsilon_j - \varepsilon_{j-1}) * (\sigma_j + \sigma_{j-1})}{2} \quad (2)$$

3.2.1 Métodos de análise por energia

A partir do cálculo da energia dissipada durante o ensaio, procurou-se verificar critérios para definição da micro e macrofissuração, como descrito por Shen e Lu (2010). Os autores estudaram diferentes aproximações para avaliação de diferentes estágios de degradação de misturas asfálticas. Dentre os métodos abordados pelos autores foram desenvolvidos os descritos na sequência.

3.2.1.1 Energy Ratio

A relação de energia, *energy ratio* (ER), é definida como a relação entre a energia dissipada durante o ciclo N , DE_N , e a energia dissipada no ciclo inicial (DE_0), segundo a Equação 3.

$$ER = N * \frac{DE_0}{DE_N} \quad (3)$$

Assim, no caso hipotético de ser testado um material que não apresente perdas de energia sob os carregamentos, $ER = N$. Esta relação representa a Linha de Não Dano (LND).

3.2.1.2 RDEC

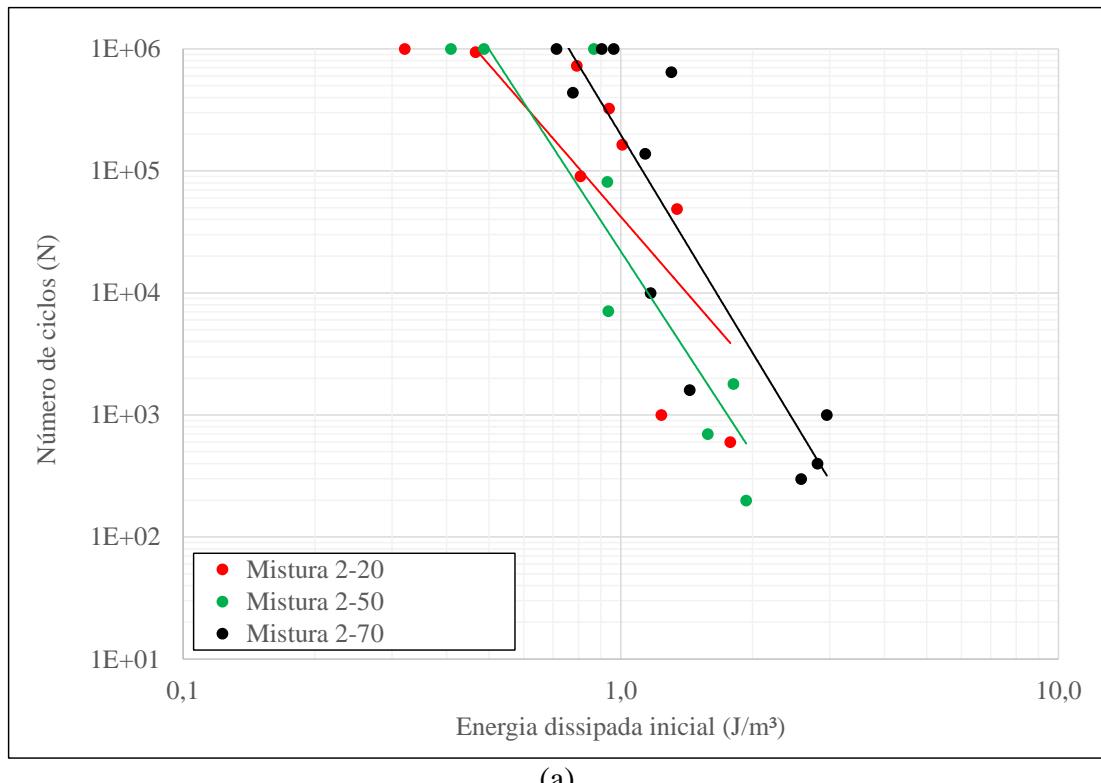
Foi realizada uma aproximação da estimativa da micro e da macrofissuração a partir da relação de mudança da energia dissipada (*ratio of dissipated energy change*, RDEC) entre dois ciclos.

3.2.2 Modelos de fadiga de energia dissipada

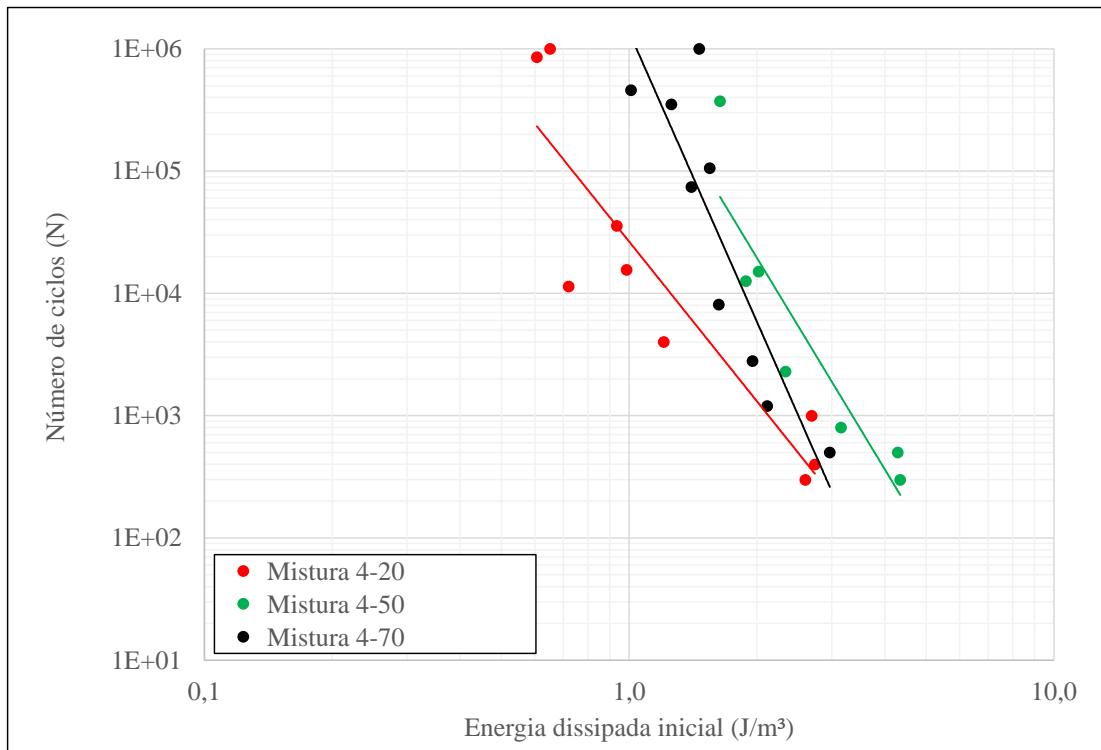
A Tabela 5 mostra os parâmetros dos modelos de fadiga de energia dissipada. As curvas, mostradas na Figura 10, são representações análogas dos modelos de deformação apresentados no 4º Relatório, fato evidenciado pela semelhança de ambos. Estes resultados mostram a correlação entre a deformação de tração como produto do dano e o fenômeno de dissipação de energia. Adicionalmente, pode-se indicar que, de maneira geral, o incremento do teor de cimento leva a uma maior dissipação de energia.

Tabela 5 - Parâmetros dos modelos de fadiga de energia dissipada

	$N = a * DE_i^{-DEE}$					
Mistura	2-20	2-50	2-70	4-20	4-50	4-70
a	4,22E+04	2,19E+04	1,98E+05	2,65E+04	1,04E+06	1,37E+06
DEE	4,1	5,5	5,9	4,3	5,7	7,9
R^2	0,61	0,81	0,79	0,82	0,83	0,78



(a)



(b)

Figura 10 - Curvas de fadiga como função da energia dissipada: misturas com (a) 2 % de cimento e (b) 4 % de cimento

3.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DE FADIGA

Esta seção apresenta uma comparação entre os modelos de fadiga de tensão, deformação (ambos apresentados no 4º Relatório) e de energia dissipada.

A significância estatística dos modelos apresentados, avaliada a partir do coeficiente de determinação R^2 é mostrada na Figura 11. Como indicado pela *Austroads* (2010), tanto os modelos de tensão quanto de deformação representam de forma similar o fenômeno. Aliás, os modelos de energia dissipada têm coeficientes muito próximos dos obtidos por deformação, evidenciando a correlação entre ambas as abordagens.

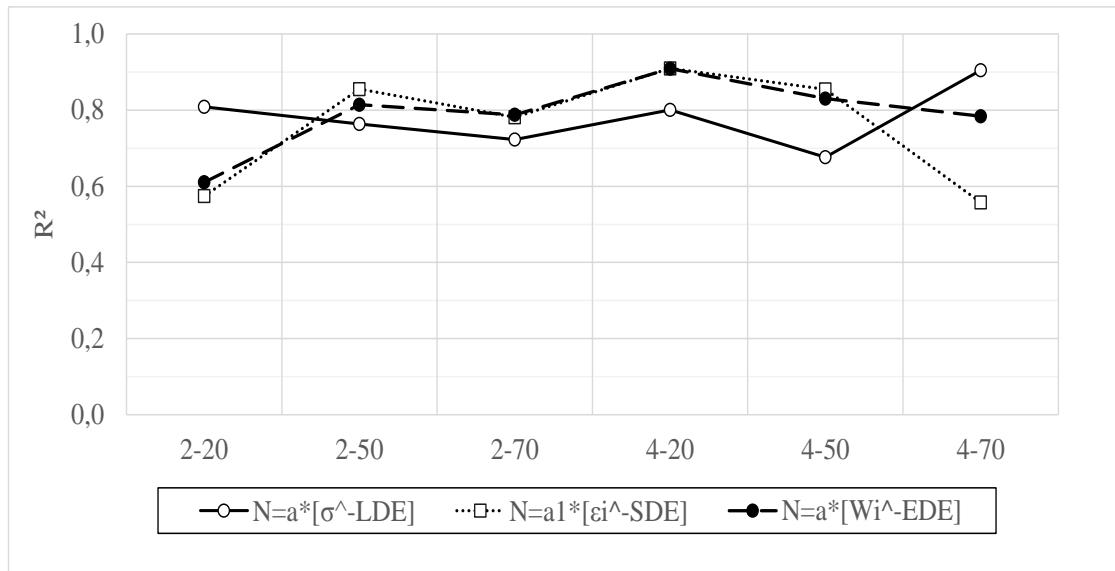
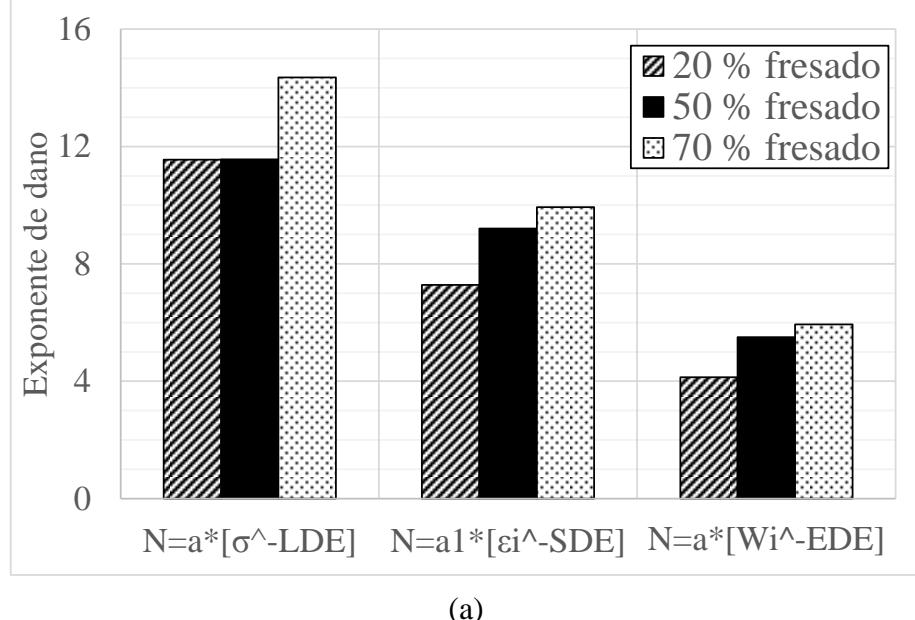
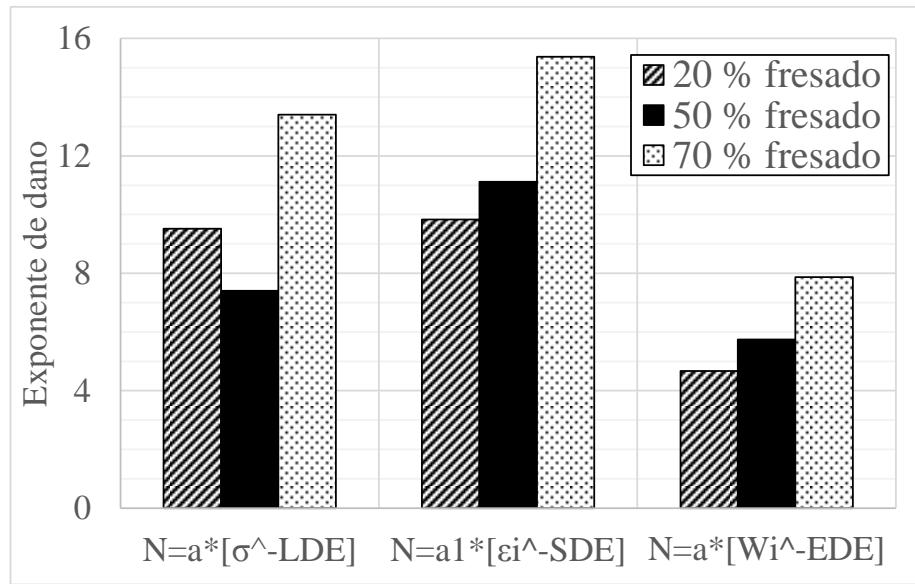


Figura 11 - Comparaçāo entre os coeficientes de correlaçāo dos modelos de fadiga

Por outro lado, os expoentes de dano são comparados na Figura 12 e na



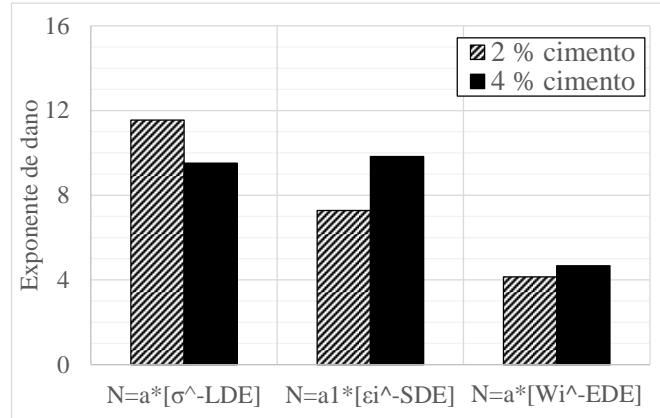
(a)



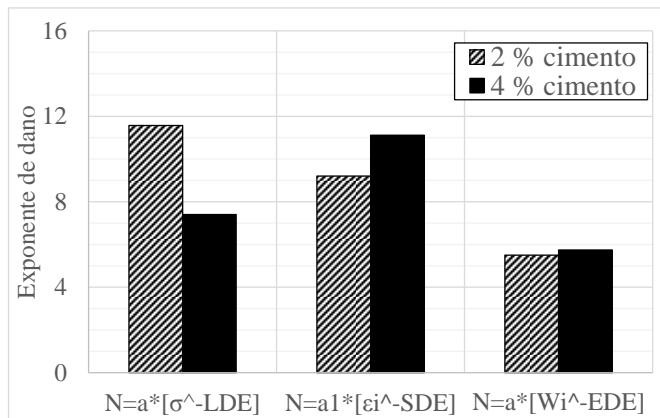
(b)

Figura 13 em função da porcentagem de fresado e do teor de cimento, respetivamente. Kolia, Katsakou e Kaliodas (2001) realizaram uma aproximação ao comportamento de fadiga de misturas de fresado e BGS estabilizadas com cimento em função da tensão, indicando que adição de fresado torna a curva de fadiga menos inclinada, isto é, o incremento do LDE (*load damage exponent* – expoente de dano por tensão). No entanto, no caso do LDE não se apresenta este comportamento, mas sim no SDE (*strain*

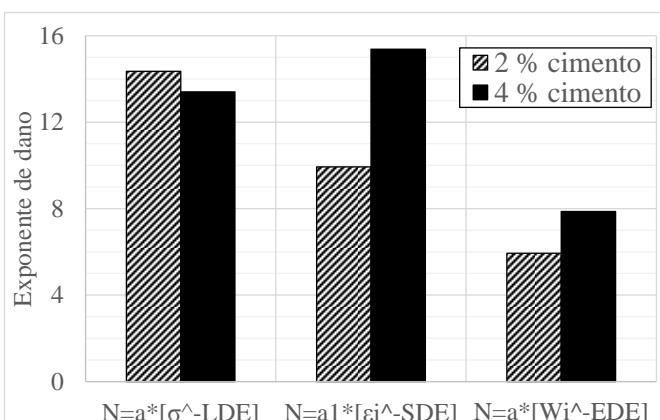
damage exponent – expoente de dano por deformação) e o EDE (*energy damage exponent* – expoente de dano por energia dissipada).



(a)



(b)



(c)

Figura 12 - Expoentes de dano para misturas
(a) 20 % de fresado, (b) 50 % de fresado, (c) 70 % de fresado

Neste caso, tanto como função dos incrementos da porcentagem de fresado quanto do teor de cimento, se tem incrementos do SDE e do EDE. Os valores do SDE variaram entre 7,3 e 15,4, sendo próximos aos relatados pela *Austroads* (2010), que indica uma variação entre 14 e 27, para modelos de fadiga em laboratório.

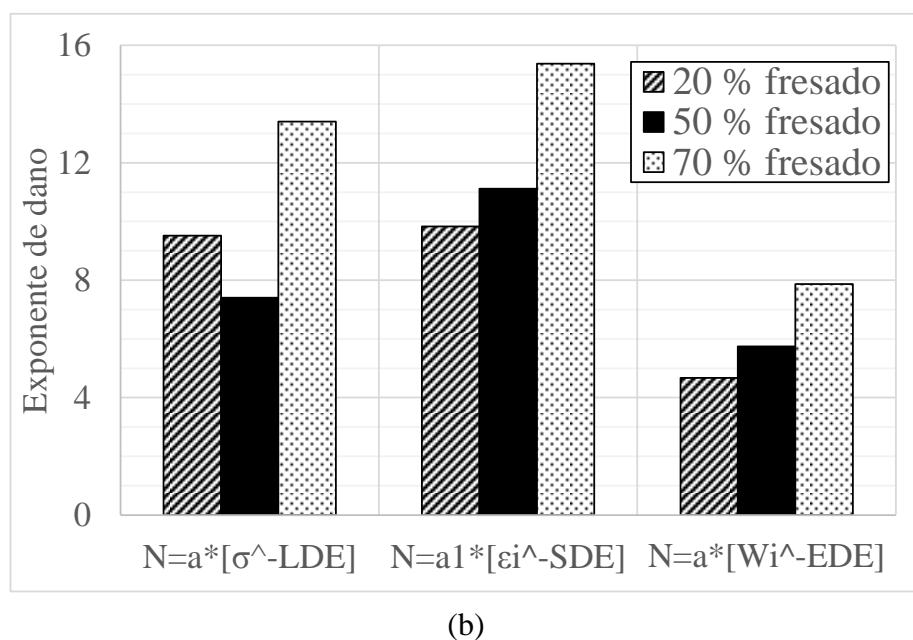
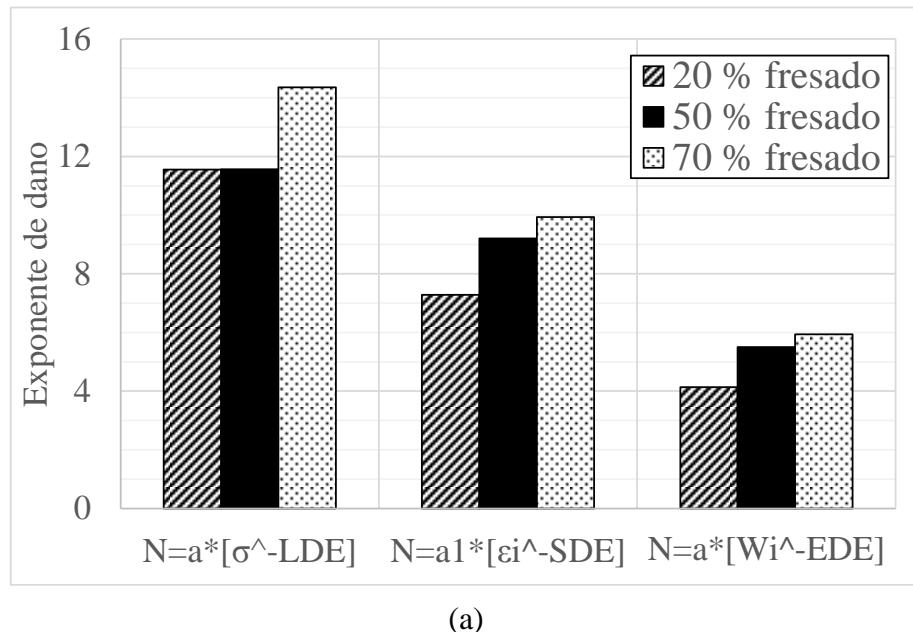


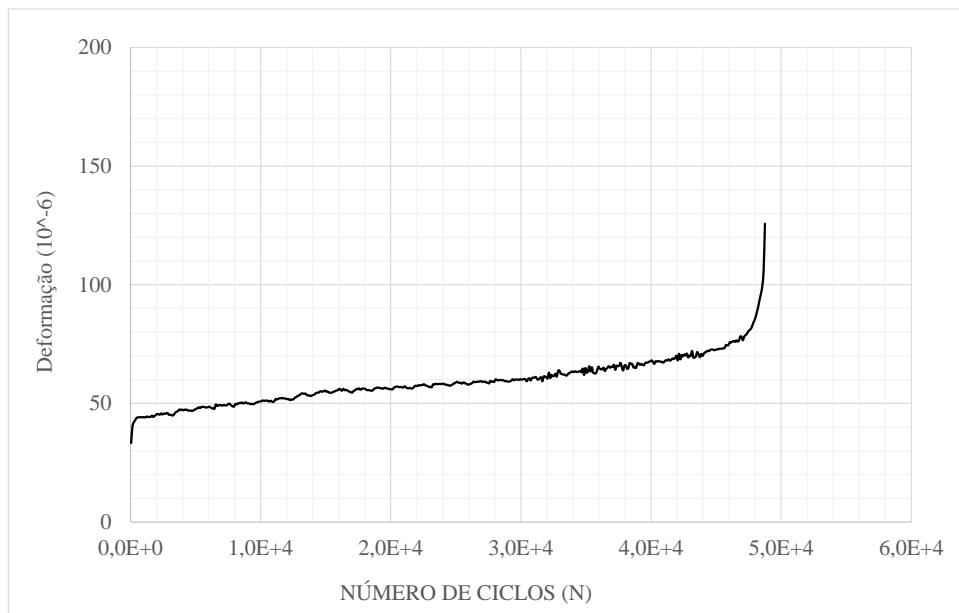
Figura 13 - Exponentes de dano para misturas (a) 2 % de cimento e (b) 4 % de cimento

3.4 DEGRADAÇÃO DAS MISTURAS

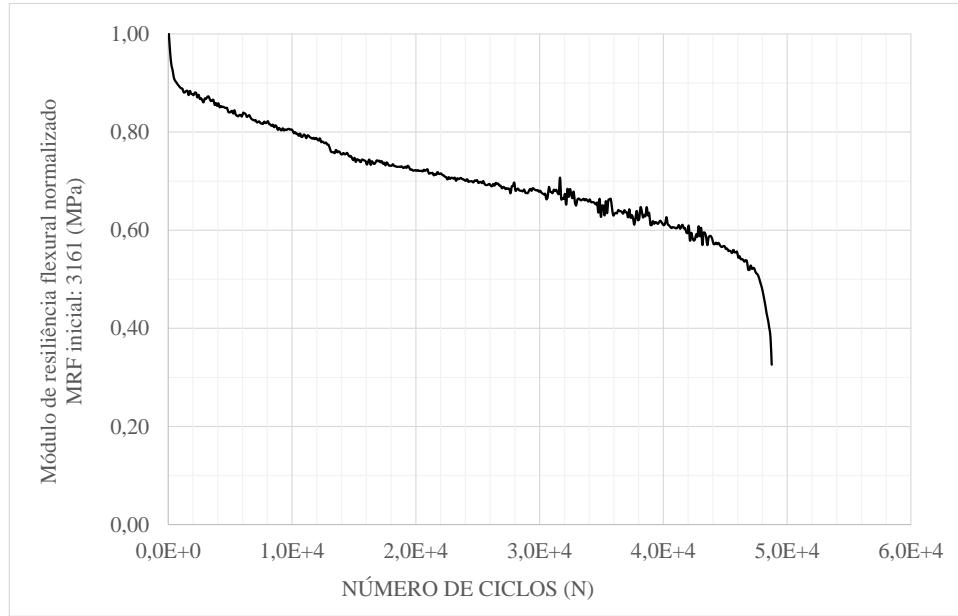
O dano causado durante os ensaios de fadiga foi avaliado em termos de deslocamentos, deformações resilientes, queda do MRF inicial e energia dissipada. Salienta-se que foram desconsideradas as curvas de degradação das vigas que atingiram 10^6 ciclos por não representar estágios de degradação representativos.

3.4.1 Deformações e MRF

Através da abordagem tradicional do fenômeno de fadiga, avalia-se a degradação pela redução do MRF inicial. Assim, como mostrado na

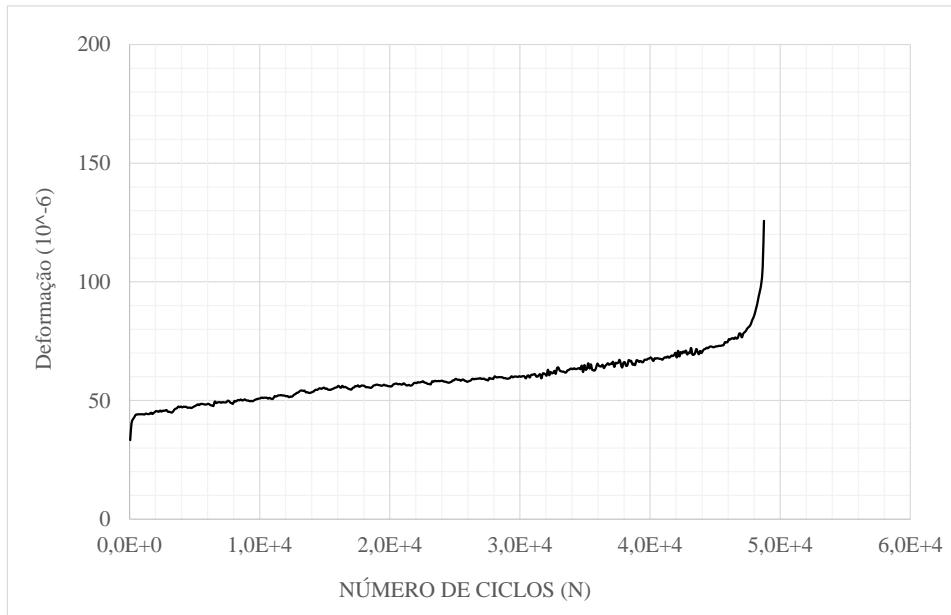


(a)

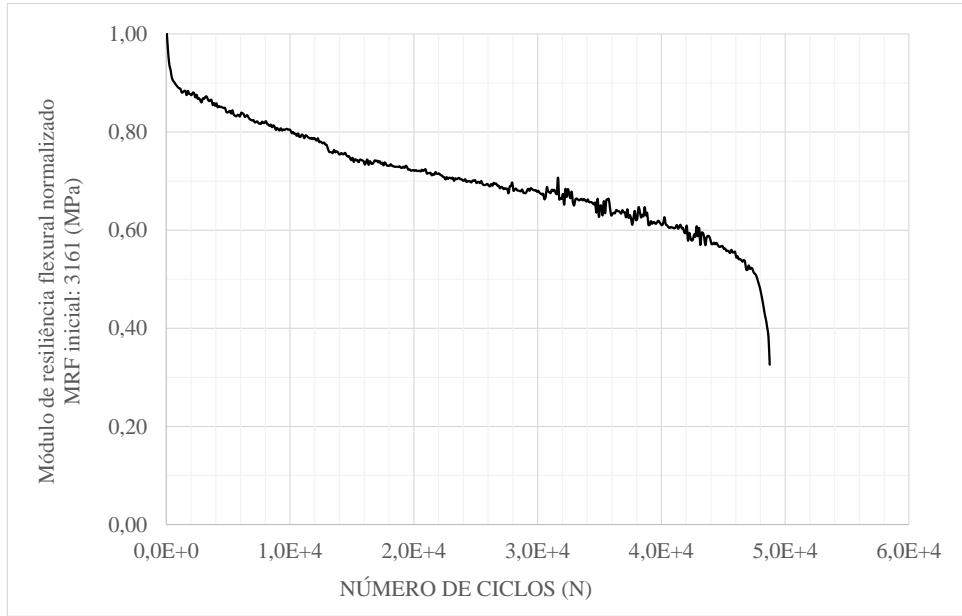


(b)

Figura 14 (a), o incremento das deformações resilientes ao longo do ensaio, no caso, de um ensaio sob TC, determina-se a queda do MRF, como mostrado na



(a)



(b)

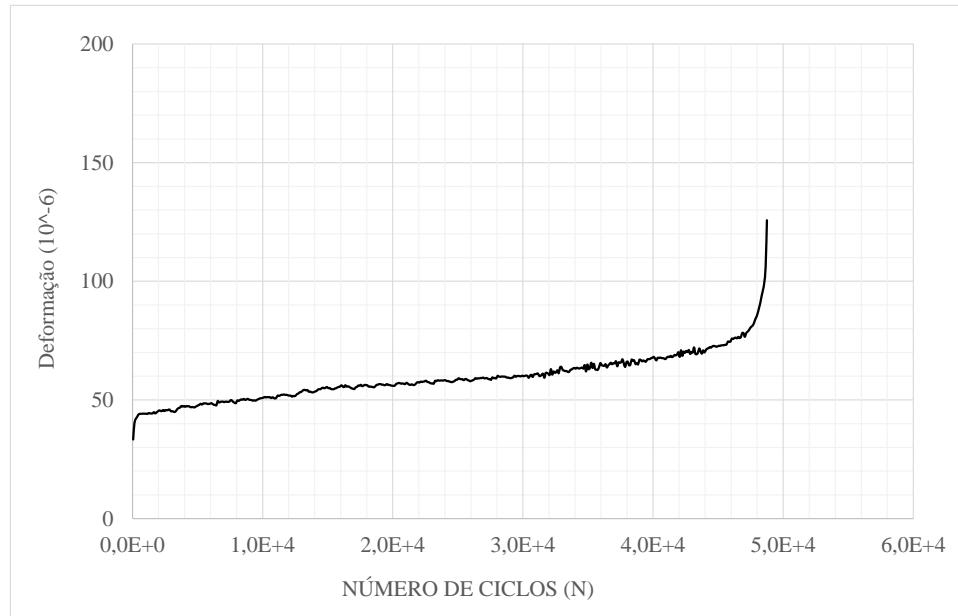
Figura 14 (b).

O incremento das deformações resilientes de tração (análogas aos deslocamentos) se mostraram dependentes do nível de tensão aplicado (avaliado como porcentagem da RTF). Assim, por exemplo, no caso das vigas com o menor nível de carga aplicada, a deformação foi a menor tanto no início como ao longo do ensaio.

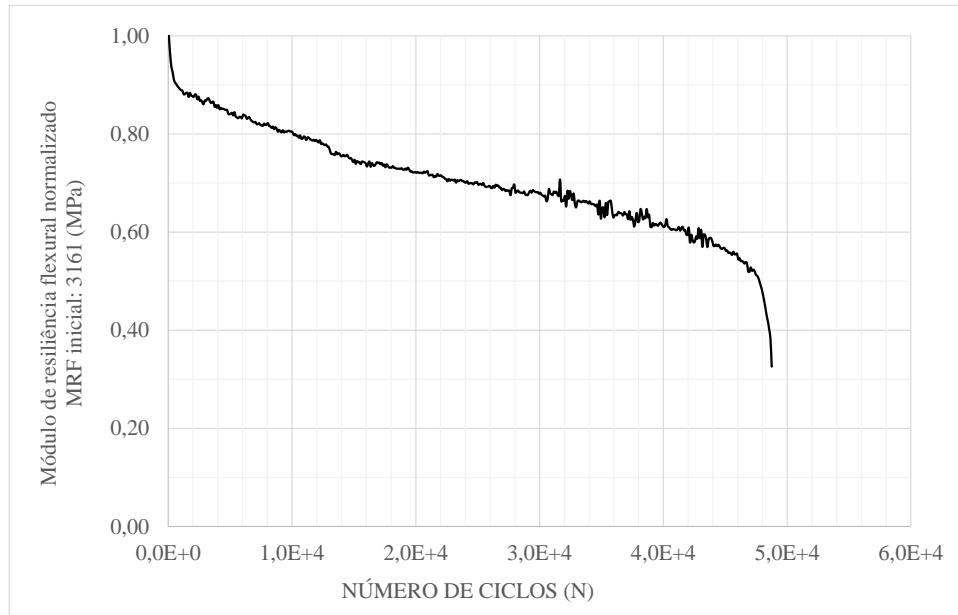
O formato típico das curvas de MRF ao longo do ensaio é o apresentado na Figura 14, mostrando um comportamento característico de materiais cimentados. Como relatado pela Austroads (2012), se tem uma fase de microtrincamento inicial durante os primeiros ciclos (o número depende do nível de tensão aplicado), denominada “*beeding-phase*” após a qual o MRF se reduz a uma taxa constante até um ponto denominado “*turning point*”, onde se inicia uma redução acelerada do módulo até a ruptura do corpo de prova.

A Austroads (2012) não define um critério para definir o limite da *beeding-phase*, no entanto, indica que o *turning point* se encontra a aproximadamente 80% do MRF inicial. Aliás, indica que a ruptura do corpo de prova acontece perto de uma redução de 50% do MRF inicial. No caso de estudo, não foi identificado o *turning point* no 80% do MRF inicial, mesmo para as misturas com menos conteúdo de fresado. Contudo, um critério

de ruptura de redução de 50% do MRF inicial parece razoável, principalmente, para misturas com 4% de cimento (misturas com 2% de cimento atingem valores perto de 40% e até 30% do MRF inicial).



(a)



(b)

Figura 14 - Degradação do material viga 2-20 (6): (a) Deformações resilientes, (b) Redução do MRF

3.4.2 Energia dissipada

O padrão bi-linear típico do incremento da energia dissipada, DE, ao longo do ensaio é o mostrado na Figura 15, como indicado por Xiao (2006), para o caso de ensaios sob TC. Todas as curvas de fadiga têm valor dependente do nível de tensão aplicado, da mesma forma que as curvas de deslocamento e deformação. Adicionalmente, os resultados indicam que o aumento do teor de cimento leva ao incremento da DE para mesmos conteúdos de fresado.

Por outro lado, foi possível constatar que o máximo valor da ER tem relação com o início da macrofissuração, como mostrado na Figura 15, sendo que o formato típico da curva ER x Número de ciclos é similar das encontradas na literatura para o caso de concreto asfálticos (SHEN e LU, 2010).

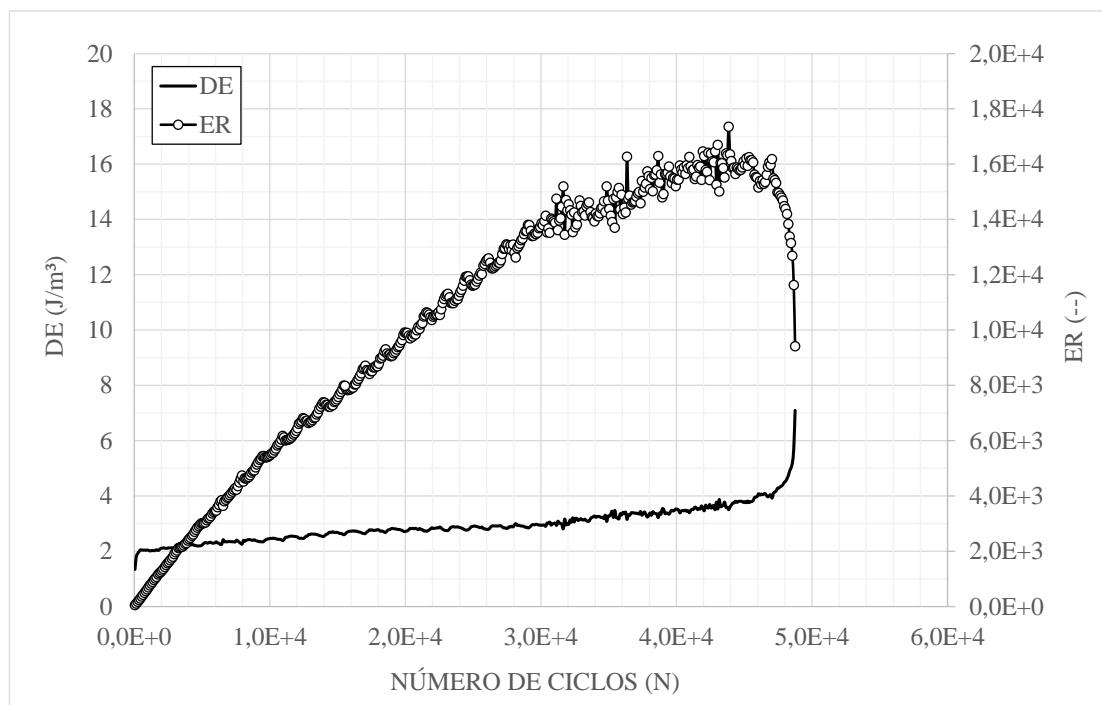


Figura 15 - Incremento da energia dissipada durante o ensaio – Viga 2-20 (6)

3.4.3 RDEC

Da mesma forma que a ER, foi empregada a RDEC para avaliar a sua aplicabilidade na determinação dos estágios de degradação, sendo que o padrão da Figura 16. Os valores negativos, em contrapartida com o relatado na literatura (DANIEL e BISIRRI, 2005; SHEN e LU, 2010), são devido ao fato de ser um ensaio sob TC, isto é, a energia dissipada no ciclo i com respeito ao ciclo $i+1$ é menor. Também foi evidenciada a existência de um PV (valor platô) que corresponde a um estágio de degradação constante onde a taxa de mudança de energia de um ciclo com relação ao próximo não varia.

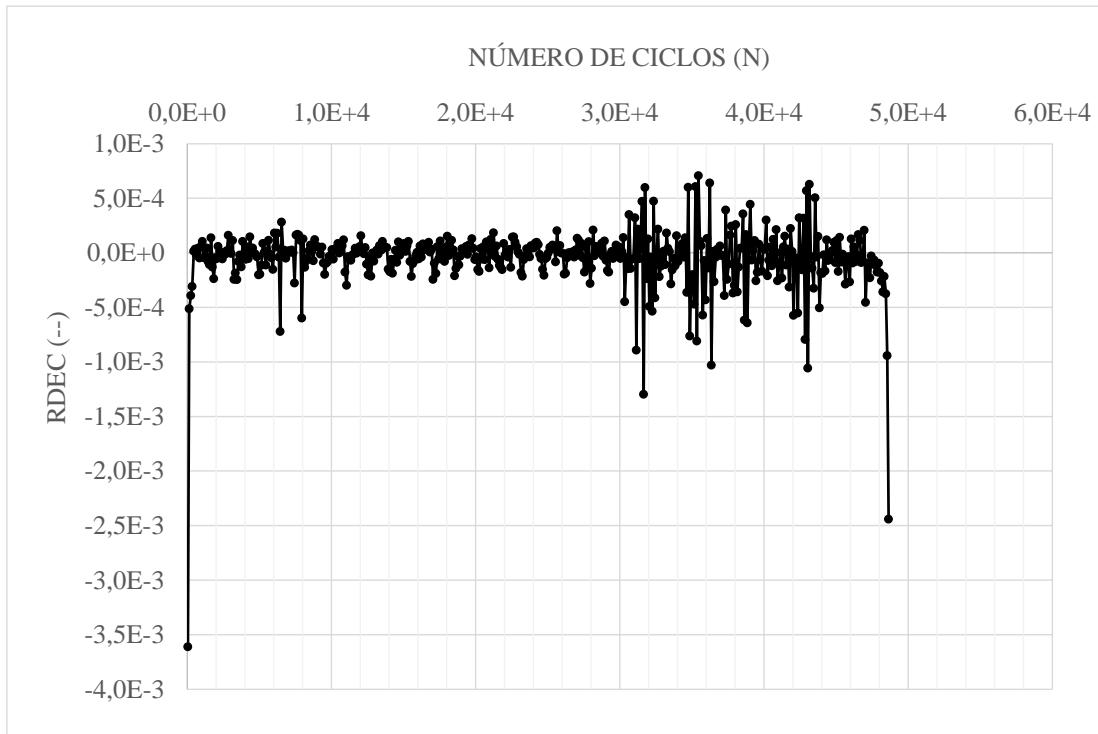
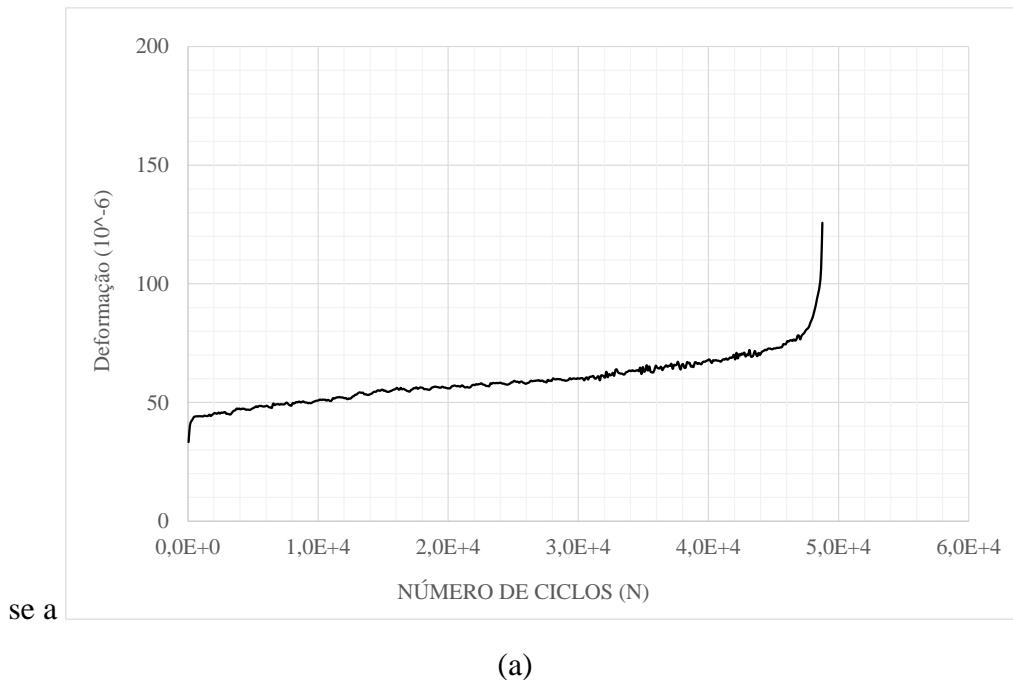
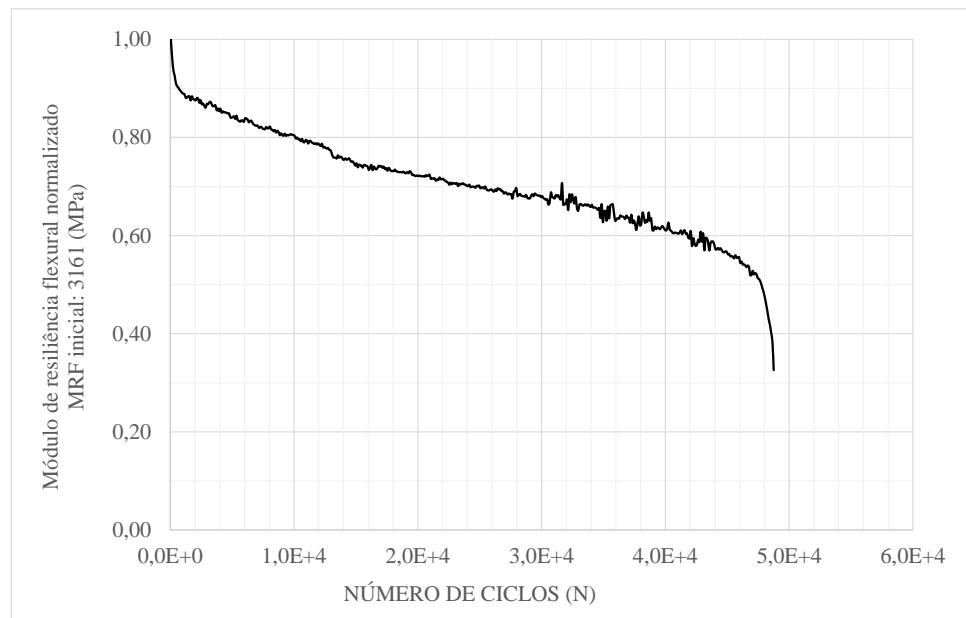


Figura 16 - Degradação do material Viga 2-20 (6): RDEC x N

Entretanto, a RDEC mostrou-se um parâmetro altamente sensível com relação a pequenas variações nas leituras de deslocamento, como se pode verificar comparando-



(a)



(b)

Figura 14 (a) com a Figura 16 entre os ciclos $N=3,0 \times 10^4$ e $N=3,0 \times 10^4$. Neste sentido, a determinação de um PV característico das misturas estudadas pode dar lugar a considerações erradas.

Entretanto, fica claro que, para os materiais estudados, o PV fica num ponto anterior à queda de 50 % do MRF inicial. Verifica-se, ainda, que as curvas RDEC apresentam estágios de micro e macrofissuração, como relatado por Daniel e Bisirri (2005).

3.5 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS COM CAMADAS DE BASE RECICLADAS COM CIMENTO

A partir de análises mecanísticos empregando o *software Everstress* v 5.11 (1999) ©, desenvolvido pelo “*Washington State Departament of Transportation*” foram modeladas as estruturas de pavimentos mostradas na Figura 17, para avaliar o desempenho da camada reciclada. Na análise, foi empregada a teoria da elasticidade multicamada (linear, no caso de estudo), a partir das condições de carga e dos parâmetros de comportamento mecânico de cada material, como mostrado na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros de entrada no *software Everstress*

Material	Coeficiente de Poisson	Módulo de Resiliência (MPa)	γ (kN/m ³)
Revestimento asfáltico [CAP 50/70]*	0,30	4432*	23,5
Camada reciclada: BGS+RAP [para cada mistura]	0,26**	****	****
Subbase granular: BGS	0,40	*** $MR = 200 * \left(\frac{\theta}{P_{atm}}\right)^{0,6}$	20,0
Subleito	0,35	100	18,0

* Bock (2012)

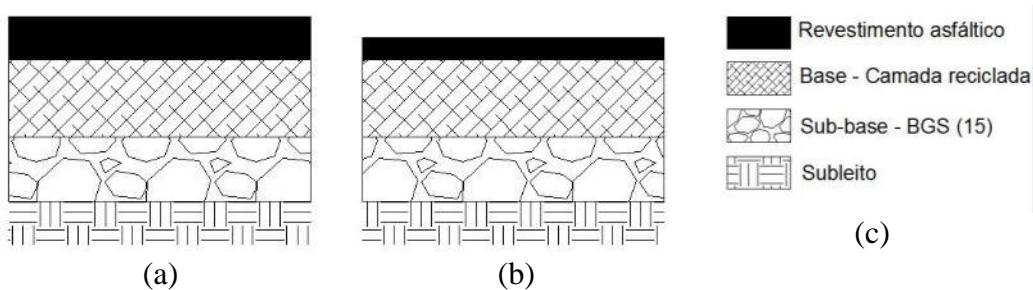
**Kleinert (2016)

***LAPAV/UFRGS

****Valores de módulo de resiliência e peso específico apresentados no 4º Relatório

O módulo de resiliência do revestimento asfáltico foi tomado da pesquisa de Bock (2012), que corresponde ao valor do MR de uma mistura com CAP 50/70 a 25 °C. Já o modelo do MR da sub-base granular foi adotado do empregado no LAPAV/UFRGS.

A estrutura padrão modelada é mostrado na Figura 17. Foram modeladas 12 estruturas de pavimentos para cada uma das 6 misturas que tiveram sua vida de fadiga analisada, agrupadas em dois tipos de estrutura: camada asfáltica espessa (10 cm) e delgada (5 cm); variando-se a espessura da camada reciclada: 18, 20, 25, 30, 35 e 40 cm. Já a espessura da sub-base granular foi considerada igual.

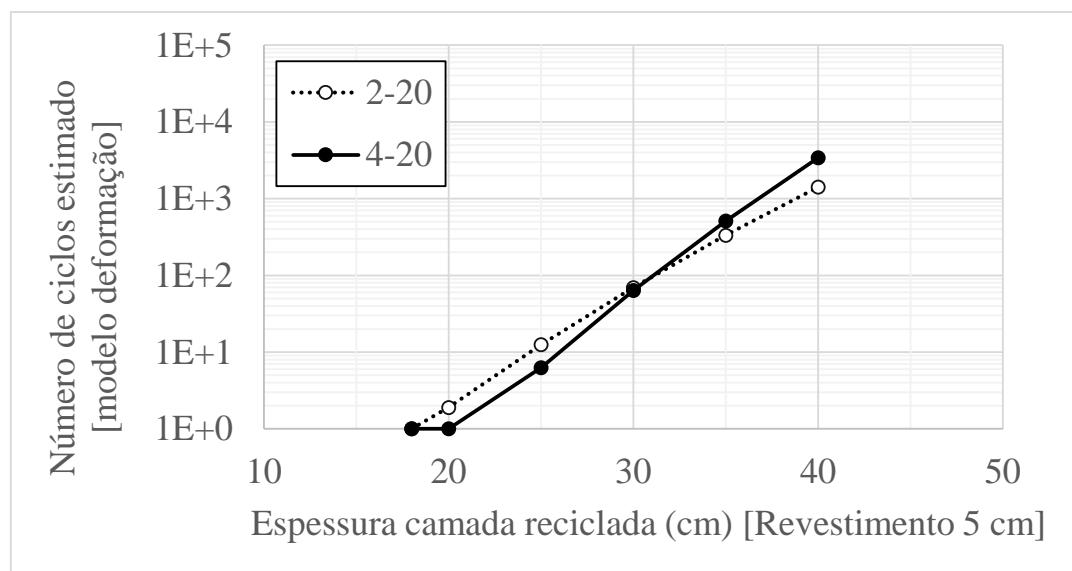


Os carregamentos modelados correspondem ao padrão brasileiro para eixo tipo simples, roda dupla: carga de 82 kN/eixo, pressão de contato 560 kPa e separação de 34 cm entre as rodas. Os pontos de análise foram a uma profundidade equivalente da face inferior da camada reciclada, embaixo do centro geométrico de contato de cada roda e no ponto central entre ambas. No entanto, as análises mostraram que este último ponto corresponde ao ponto crítico.

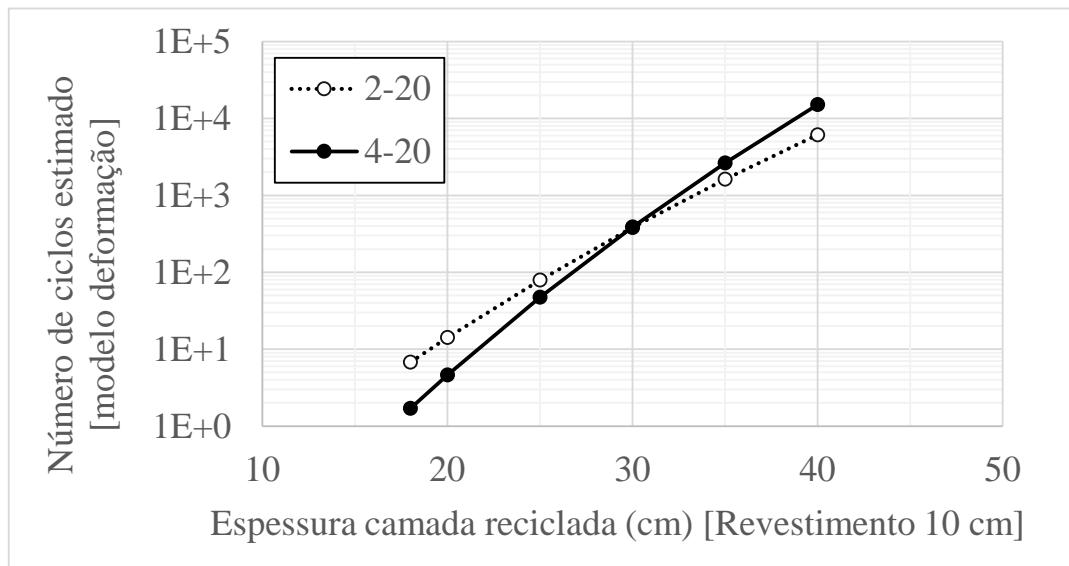
A adoção de um fator laboratório-campo seria necessária para complementar os modelos de fadiga propostos acerca de um tráfego de projeto. No entanto, pela invariância de escala do tipo de modelo desenvolvido, as recomendações realizadas podem se constituir numa aproximação preliminar do projeto de dimensionamento. Salienta-se que não foram considerados processos de fragmentação superficial.

A partir da resposta estrutural em termos de deformações, foram empregados os modelos de fadiga, baseados na deformação de tração inicial para a estimativa da vida

de fadiga da camada reciclada. Assim, na



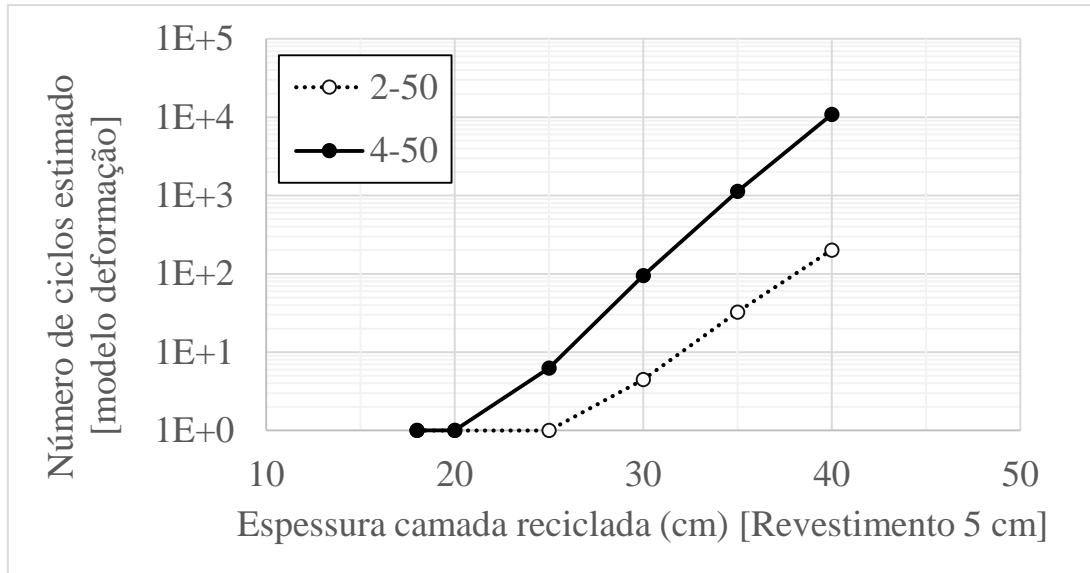
(a)



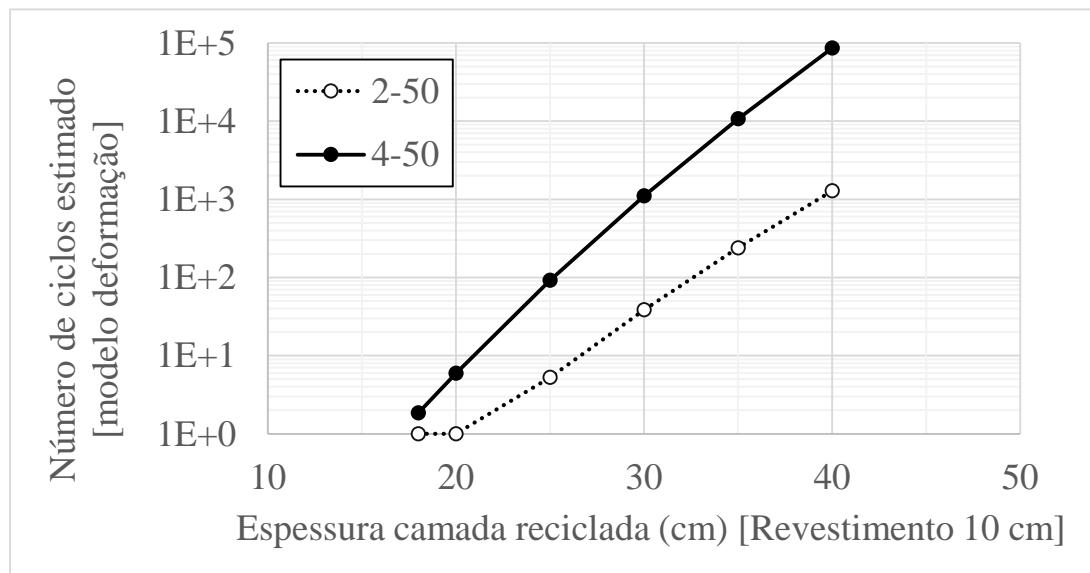
(b)

Figura

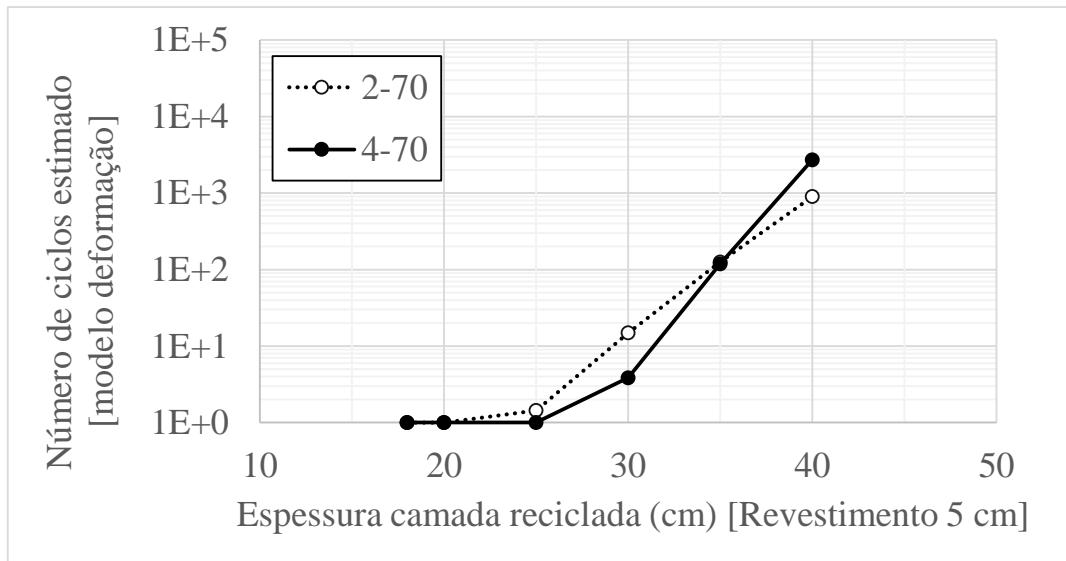
18,



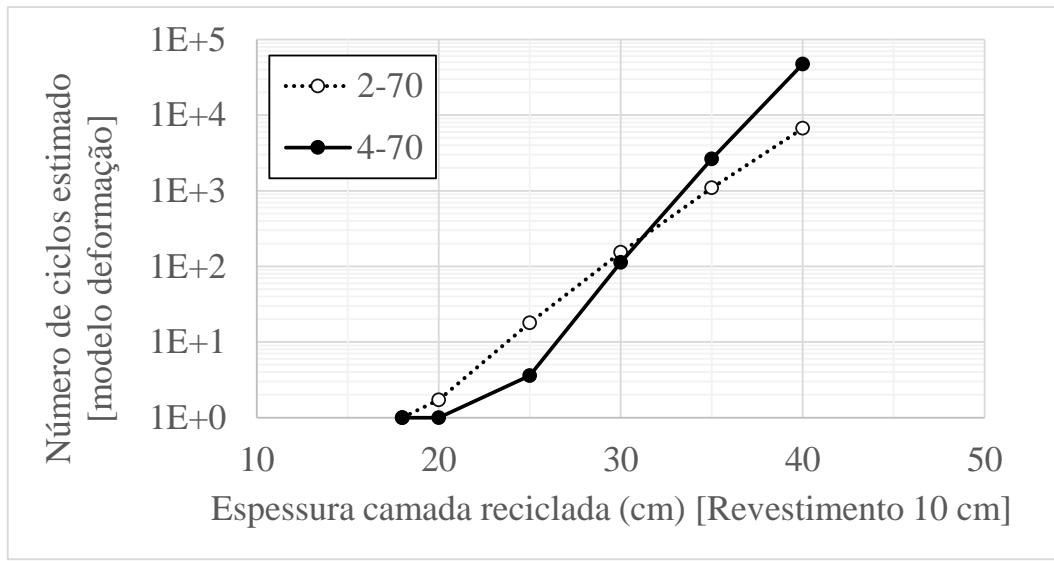
(a)



(b)

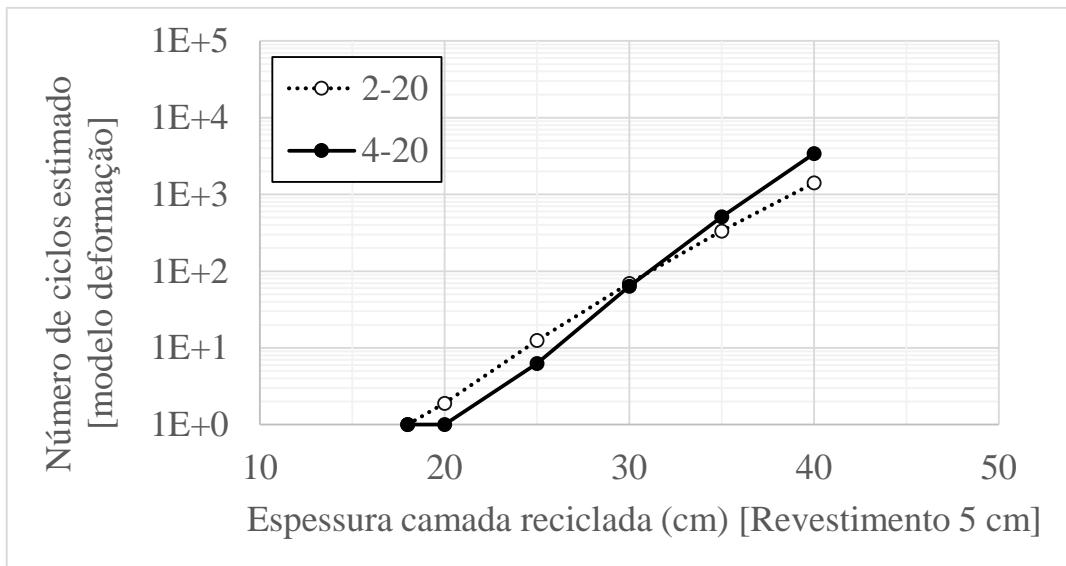


(a)

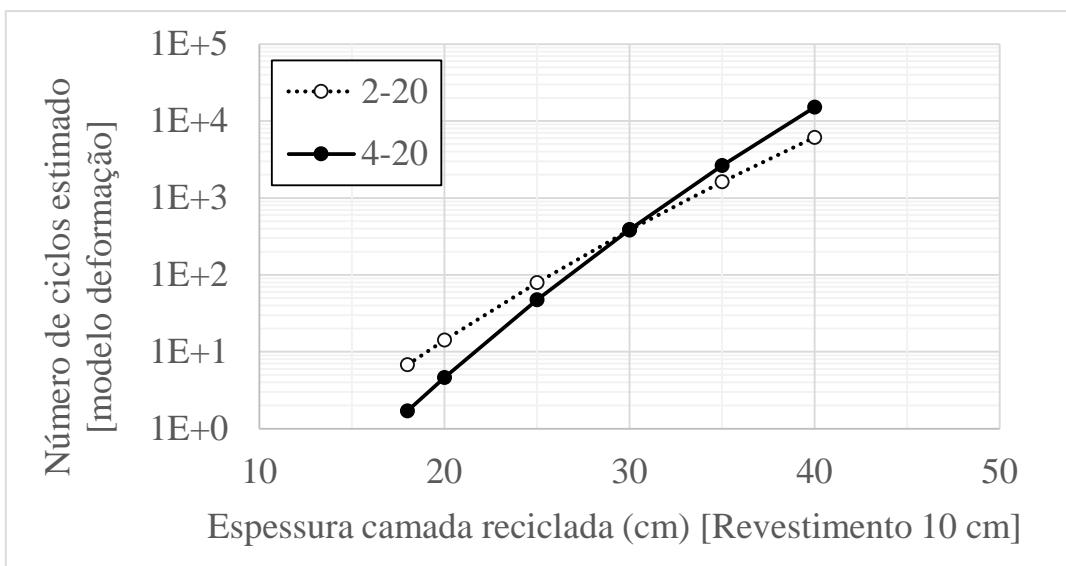


(b)

Figura 20 são apresentadas as previsões da vida de fadiga para as misturas 20%, 50% e 70% de fresado, respectivamente.

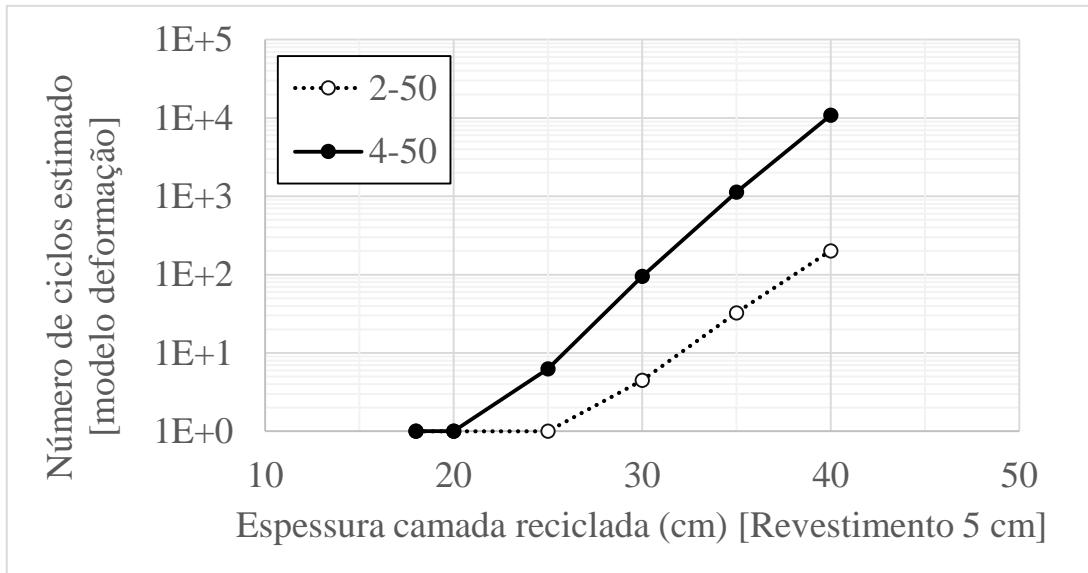


(a)

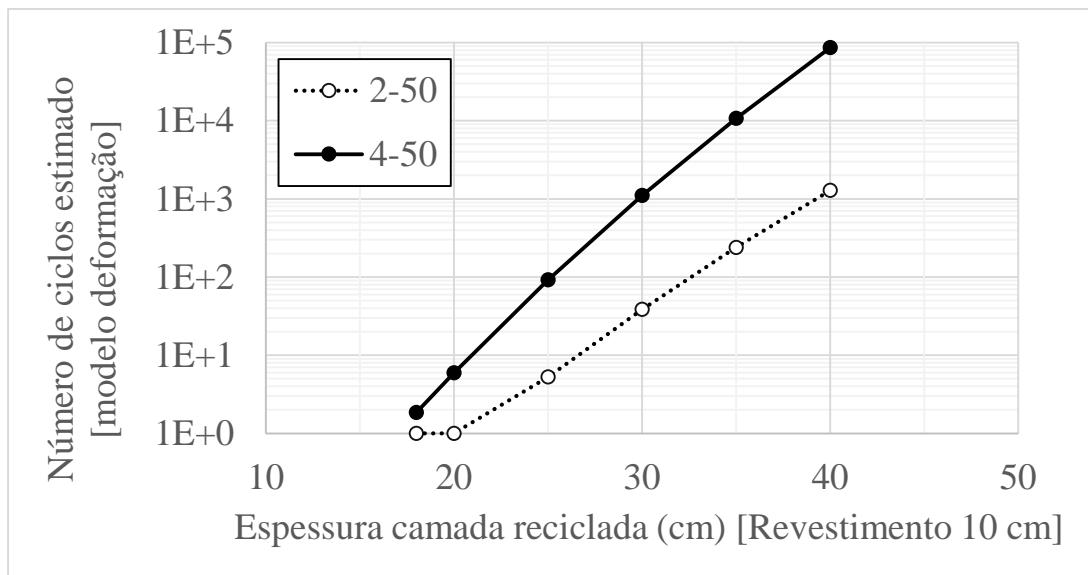


(b)

Figura 18 - Vida de fadiga em laboratório da camada reciclada (20 % de fresado). Revestimento asfáltico: (a) 5 cm e (b) 10 cm

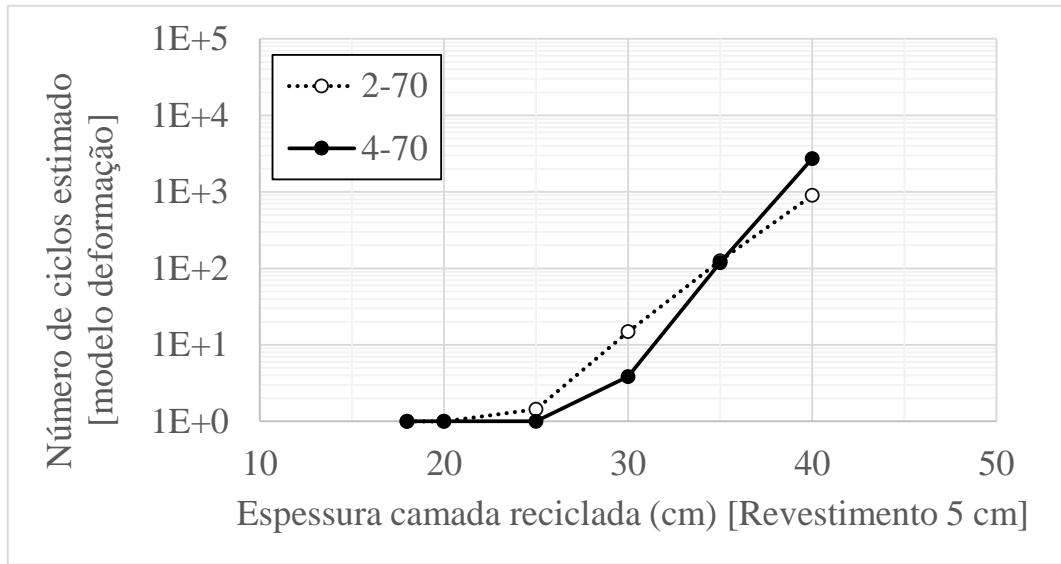


(a)

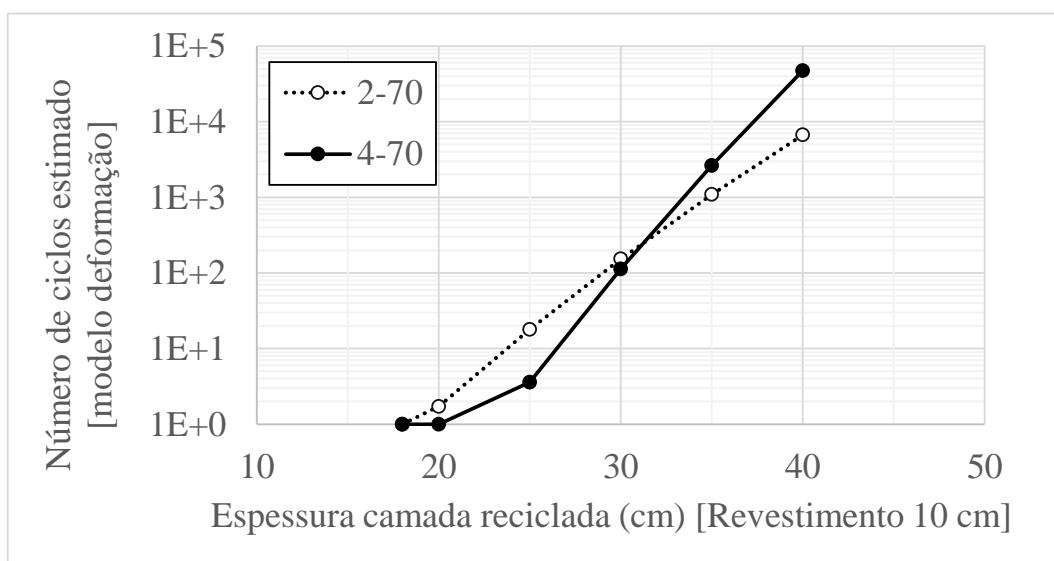


(b)

Figura 19 - Vida de fadiga em laboratório da camada reciclada (50 % de fresado). Revestimento asfáltico: (a) 5 cm e (b) 10 cm



(a)



(b)

Figura 20 - Vida de fadiga em laboratório da camada reciclada (70 % de fresado). Revestimento asfáltico: (a) 5 cm e (b) 10 cm

Globalmente, o incremento da vida de fadiga da estrutura proposta obedece a quatro fatores determinantes: espessura do revestimento asfáltico, espessura da camada reciclada, teor de cimento e porcentagem de fresado, sendo a relevância destes dois últimos depende da espessura da camada reciclada. Assim, a alternativa a ser escolhida é função das necessidades específicas do projeto.

O incremento da vida de fadiga pelo aumento da espessura do revestimento asfáltico é evidente para todas as misturas. Porém, o incremento da espessura da camada reciclada, dependendo do tipo de mistura, pode ter o mesmo efeito. Desta forma, preliminarmente pode-se indicar que é viável reduzir-se espessuras de camadas asfálticas quando do aumento da espessura da camada reciclada. Ainda, deve-se levar em consideração que, independentemente do tipo de mistura, camadas recicladas inferiores a 20 cm podem não ser recomendáveis.

Para baixas e altas porcentagens de fresado existe uma espessura da camada reciclada característica que muda o seu comportamento a fadiga. Assim, por exemplo, no caso das misturas 20% de fresado (Figura 18) tal espessura corresponde a 30 cm (tanto para camadas asfálticas delgadas como para espessas). Neste sentido, para espessuras menores de 30 cm, camadas com maiores teores de cimento reduzem a vida de fadiga, já para espessuras maiores se tem o efeito contrário. Este fato pode ser explicado pelo incremento excessivo da rigidez, fato que não é recomendável para camadas recicladas delgadas (PCA, 2010).

Neste mesmo sentido, camadas recicladas espessas e com alto conteúdo de fresado podem ter uma vida de fadiga semelhante a camadas com altos teores de cimento e baixos conteúdos de fresado. Para níveis intermédios de fresado, a vida de fadiga aumenta com o teor de cimento e com a espessura da camada reciclada.

Por fim, os guias de reciclagem recomendam espessuras máximas de 30 cm, devido a dificuldades executivas. No entanto, a melhoria principalmente do processo de compactação pode levar à execução de camadas com espessuras maiores, aumentando consideravelmente a vida de fadiga da estrutura.

4 TRECHO EXPERIMENTAL NA SC-453

4.1 INTRODUÇÃO

Os procedimentos empregados nesta etapa da pesquisa foram baseados no “Plano de acompanhamento de execução e monitoramento de desempenho de pavimentos com camadas recicladas com cimento”, desenvolvido pelo LAPAV/UFRGS e apresentado no Apêndice I deste relatório.

Primeiramente, obteve-se a autorização e solicitou-se a colaboração do contratante da obra (Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina – DEINFRA/SC), bem como se esclareceram os objetivos do estudo à empresa contratada e demais agentes intervenientes.

Em comum acordo, foi definido o local do trecho experimental e seus segmentos que serão apresentados na sequência deste relatório. Tal escolha foi realizada com base nos estudos e projetos fornecidos, bem como em visitas de campo e sondagens da estrutura do pavimento.

4.2 ANÁLISE DE ESTUDOS E PROJETOS FORNECIDOS

Nesta seção são apresentadas, concisamente, considerações acerca dos estudos e projetos fornecidos pela empresa contratada para reconstrução do pavimento da rodovia SC-453 (SOTEPA, 2013a; SOTEPA, 2013b; PLANATERRA, 2013), onde foi construído o trecho experimental.

4.2.1 Estudos

4.2.1.1 Localização

A rodovia na qual foi construído o trecho experimental é a SC-453 (antiga SC 135 e SC 303), situada no estado de Santa Catarina, sua localização é apresentada na Figura 21. O trecho experimental se localiza entre os km 53+000 e 53+900, na faixa da direita, tendo sido executado somente na faixa da direita, seguindo o sentido de Tangará a Luzerna.

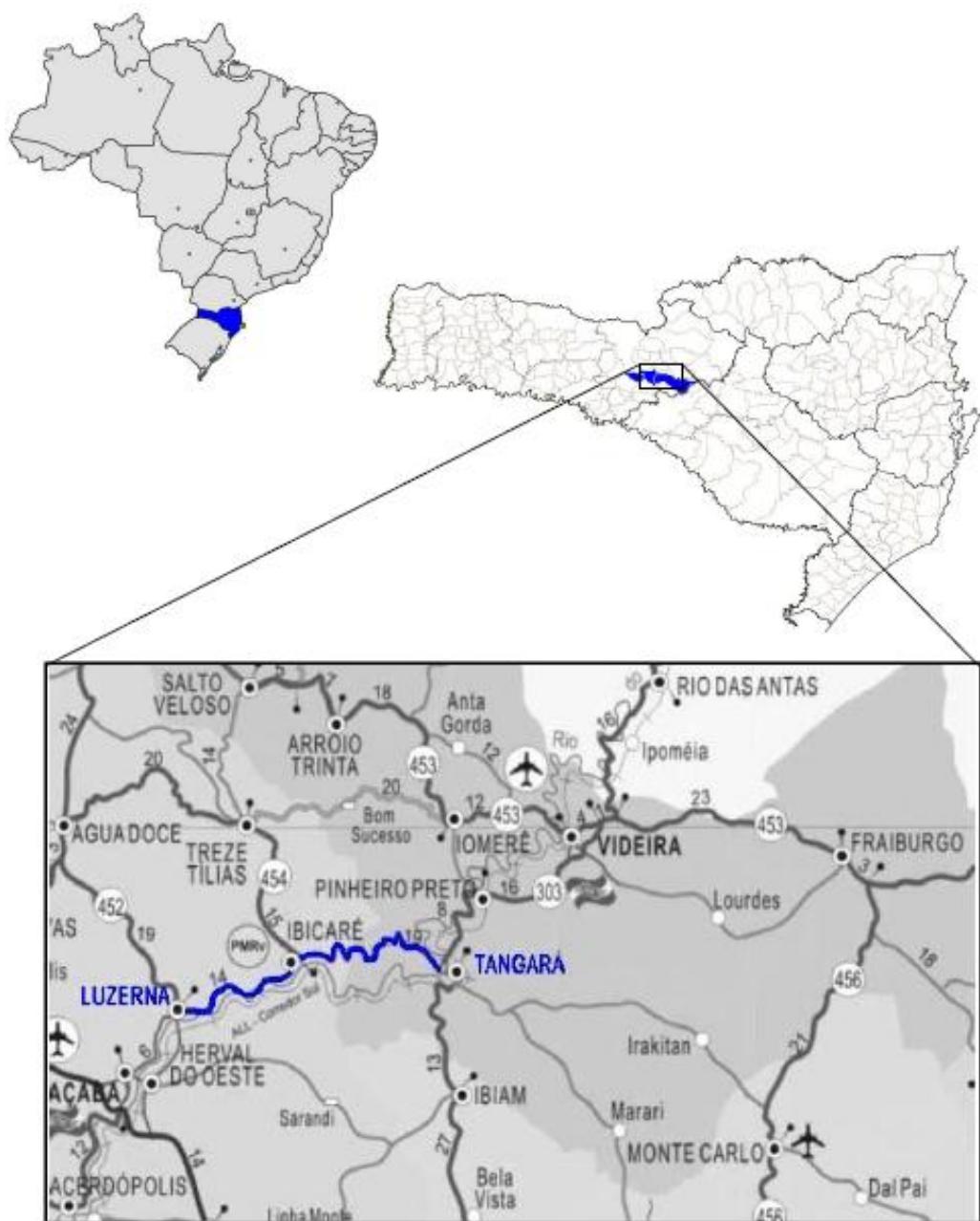


Figura 21 - Localização da rodovia SC-453

4.2.1.2 Estudo de tráfego

Conforme o estudo de tráfego realizado pela empresa contratada, o segmento da rodovia citada onde se localiza o trecho experimental apresentou um número de operações do eixo padrão (USACE) para o final do período de projeto (2025) igual a $8,55 \times 10^6$.

4.2.1.3 Estudo geológico

O estudo geológico compreende considerações acerca da fisiografia, litologia, geomorfologia, hidrografia, clima, pedologia e geotecnica apresentada na qual está situado o traçado da rodovia SC-453.

a) Fisiografia

Fisiograficamente a região está contida em terrenos do Mesozóico, juntamente com os terrenos do Cenozóico – Quaternário recente, que complementa a geografia física especialmente a local.

b) Litólitos emergentes

Do ponto de vista geológico, a região que envolve as cidades de Tangará e Luzerna, apresenta exposições de rochas do Grupo São Bento cronologicamente situadas no Mesozóico, litótipos da Formação Serra Geral, pertencentes à denominada Bacia do Paraná em sua porção caracterizada por um Vulcanismo Basáltico, que teve lugar entre 119Ma e 147Ma atrás. Constituem-se, essencialmente, de uma sequência vulcânica que inclui rochas de composição básica até ácida.

A sequência básica se constitui de basaltos, andesitos e basaltos vítreos, que apresentam quando frescos, colorações, que vão da cor cinza escura ao negro, com tonalidades esverdeadas. Quando alteradas apresentam geralmente cores em tons castanhos-avermelhados e amarelo-esverdeados. As efusivas intermediárias e ácidas representadas

por dacitos, riódacitos felsíticos e riolitos felsíticos pôrfiros ou não ocorrem secundariamente, geralmente no topo da Formação.

Foi verificado ao longo do trecho que caracteriza a estrada segmentos da rodovia com um perfil vertical de alteração normal constituído dos solos superficiais como o solo maduro-SM, seguido de solo saprolítico-SS, para saprolito SA-C1 e SA-C2 e rocha altamente intemperizada-RAi, enquanto que outros apresentaram uma transição direta dos solos mais intemperizados, superficiais, para os horizontes de rochas menos alteradas, mediamente intemperizada-RMi, Levemente intemperizada-RLi e rocha “sã”.

Nas proximidades do trecho experimental a passagem dos solos superficiais é rápida com pouca espessura dos solos e a morfologia se mostra mais movimentada que nos demais trechos da rodovia.

c) Geomorfologia

A morfologia que domina a paisagem ao longo do traçado previsto e as suas cercanias é por vezes plana a suavemente ondulada – Planícies Colúvio Aluvionares, por vezes ondulada e por vezes fortemente ondulada a montanhosa – acidentada - superfícies de exposição dos basaltos, acompanhando as vertentes que compõem a topografia da região e do entorno da diretriz.

Nas proximidades do trecho experimental verificou-se uma morfologia montanhosa onde a topografia mostrou-se mais movimentada.

d) Hidrografia

O segmento da rodovia SC-453 se situa na região da Vertente Integrada do Interior, adstrito às bacias hidrográficas de alguns afluentes da margem direita do rio Uruguai - o rio Jacutinga, o rio Do Peixe especialmente, e alguns afluentes da margem direita do rio Do Peixe – o rio Bonito e da sua margem esquerda - o rio Do Tigre, o rio Estreito, o rio Bom Retiro e o rio São Bento - macro drenagem.

e) Clima

Segundo Köppen o clima meridional do Brasil é subtropical, como o do Estado, que é enquadrado como Mesotérmico Úmido, que é um clima de regiões temperadas úmidas em que as temperaturas médias do mês mais frio são inferiores a 18°C e superiores a 3°C, sem estação seca definida e onde os índices pluviométricos não são inferiores a 60,0 mm. Podem apresentar verões quentes ou frescos – Cfa ou Cfb. A região que envolve o traçado da SC-453 está situada na fronteira que delimita os climas Cfa e Cfb, característicos de partes do planalto catarinense, em regiões não muito elevadas topograficamente.

A umidade relativa do ar de Santa Catarina é de certo modo alta, variando entre 73% e 85%. Na região objeto dos estudos, não é diferente, situando-se entorno de 79%, alta para os padrões normais de umidade.

A temperatura média do mês mais quente – janeiro, se situa entre 15°C e 18°C e a do mês mais frio – julho, se situa entre 12°C e 15°C. A temperatura média máxima anual se situa em torno de 30°C e a média mínima anual em torno de 8°C. Os meses de inverno apresentam temperaturas mínimas absolutas entre 0°C e 3°C, com ocorrência de geadas em até 15 d/a.

A precipitação média anual da região de estudo se situa entre 1.600 mm e 1.800 mm. Há pouca variabilidade pluviométrica tanto para mais como para menos. A precipitação máxima mensal se situa em torno de 645 mm e a mínima mensal em torno de 70mm. O mês que apresenta a máxima concentração de chuvas é o de julho e os de menores concentrações os de abril, maio e junho. Os meses que apresentam os maiores números de dias de chuvas são os de outubro, janeiro, fevereiro. O regime pluviométrico da região de Tangara / Luzerna que se enquadra na microrregião de Concórdia que pertence à mesorregião do meio oeste catarinense, como de resto de toda Santa Catarina é um regime de chuvas regularmente distribuídas pelo ano inteiro.

f) Pedologia

Em termos pedológicos, segundo o Atlas de Santa Catarina - 1986, os tipos de solos que estão expostos ao longo da região que envolve o traçado, se resumem à manifestação de solos Latossolo Bruno intermediário para Latossolo Roxo álico, Terra Bruna Estruturada intermediária para Terra Roxa Estruturada álica e distrófica, Cambissolos eutróficos e solos Litólicos eutróficos.

Nas localidades do trecho experimental observa-se a sucessão do solo maduro e do solo saprolítico, através de uma passagem rápida para rochas medianamente intemperizada, levemente intemperizada e rocha “sã”.

g) Geotecnia

Os basaltos em resposta ao intemperismo apresentam espessuras de solo pouco desenvolvidos até se alcançar a rocha “sã” no seu perfil vertical, no meio oeste catarinense. A passagem de solos maduros-SM, superficiais, para os tipos de rocha menos intemperizados, no trecho, é normalmente da ordem de 1,0 m a 3,0 m, com poucas exceções.

Os solos argilosos e sílticos superficiais marrom escuros e avermelhados – comuns e característicos da região são, plásticos, coesivos, A-7-5 / A-7-6, com resistência a compressão simples da ordem de 7,0kg/cm² a 8,0kg/cm² e CBR variando entre 6% e 14%.

Nas regiões de exposição de basaltos os fenômenos de instabilidade, que se verificam com maior frequência, são os escorregamentos localizados do tipo rotacional e translacional de cortes e aterros e as quedas de material fragmentado das faces dos taludes de corte pela ação da gravidade e serão prevenidos.

O corte compreendido entre o km-52+940 m e o km-53+200 m (início do trecho experimental), estruturado como os 3 (três) anteriores no lado direito da rodovia, com a superfície recoberta com vegetação natural pouco densa a densa, se constitui de rocha basáltica levemente intemperizada-RLi a “sã”-RS, de granulometria fina, coerente,

maciça, pouco fraturada, com fraturas verticais longas, e outras famílias de fraturas transversais e inclinadas, com uma espessura de 10,0 m a 12,0 m, cinza escura, sotoposta a passagem do solo maduro e saprolítico, com espessura de 0,5 m a 1,0 m.

O corte compreendido entre o km-53+760 m e o km-54+020 m (compreendendo o trecho experimental), trabalhado no lado direito da rodovia, com a superfície recoberta com vegetação natural pouco densa a densa, é constituído de rocha basáltica levemente intemperizada-RLi a “sã”-RS, de granulometria fina, coerente, maciça, pouco fraturada, com fraturas verticais longas, e outras famílias de fraturas transversais e inclinadas, com uma espessura de 7,0 m a 8,0 m, cinza escura, sotoposta a passagem do solo maduro e saprolítico, com espessura de 0,5 m a 1,5 m.

4.2.2 Projetos

4.2.2.1 Projeto geométrico

Inserido no segmento do trecho experimental, em declive, encontra-se melhoria prevista no km 52+900, onde há uma curva de raio 55m à direta, seguida por outra de raio 63m, conhecidas como curvas "da gruta", que serão melhoradas através da substituição por duas curvas com 120m de raio.

Além disso, também no trecho experimental, o projeto prevê a implantação de faixas adicionais (terceira faixa) do km 51+720 ao km 54+232. As pranchas correspondentes ao local de implantação do trecho experimental estão disponíveis no Anexo I.

4.2.2.2 Projeto de restauração do pavimento

Para realização com o projeto de restauração do pavimento existente, a empresa contratada efetuou os seguintes levantamentos:

- Levantamento do Histórico e da Estrutura Atual do Pavimento Existente;
- Avaliação Funcional do pavimento;
- Avaliação Estrutural do pavimento;
- Definição das características do subleito;

- Estudo de Ocorrências.

O projeto de implantação da Rodovia SC 303, trecho Luzerna – Tangará – Videira, foi elaborado em 1976, sendo que a estrutura do pavimento projetada era constituída por revestimento: 5 cm de CA (concreto asfáltico), base: 15 cm de brita graduada e sub-base: 25 cm de brita graduada. A pavimentação deste trecho foi concluída no início da década de 80. No início da década de 90, dentro de um Programa do Banco Mundial (BIRD) para recuperação de rodovias, foi executada uma camada de CA com espessura média de 3cm sobre o revestimento existente.

A Tabela 7 apresenta as espessuras das camadas verificadas a partir da sondagem da estrutura existente do pavimento nas proximidades do trecho experimental. A Tabela 8 apresenta um resumo dos levantamentos de campo realizados e a Tabela 9 apresenta a classificação obtida para o solo de subleito.

Tabela 7 - Espessuras das camadas do pavimento nas proximidades do trecho experimental

km	Lado	Espessura (cm)		
		Revestimento (CA)	Base (BGS)	Sub-base (Macadame)
53+292	D	9,0	16,0	45,0
53+792	E	10,0	15,0	27,0

Tabela 8 - Resumo dos levantamentos de campo realizados

km inicial	51,708
km final	54,442
N (USACE)	$8,55 \times 10^6$
D _{adm} (x0,01 mm) (PRO 11)	63,66
D ₀ média (x0,01 mm)	39,45
D ₀ desvio padrão (x0,01 mm)	11,76
D _c (x0,01 mm)	51,20
Raio de curvatura (m)	443
TR (%)	13
AT (mm)	5,0
IRI (m/km)	3,6
QI (cont/km)	47
IGG	134
Conceito	Ruim

Tabela 9 - Características do subleito nas proximidades do trecho experimental

km	Profundidade (m)	Classificação HRB	ISC (%)	Expansão (%)
53+031	0,12 - 2,00	A-7-6	12,13	1,42
53+311	0,18 - 2,00	A-7-5	6,16	1,76
53+771	0,12 - 1,70	A-7-6	6,64	1,51
53+971	0,15 - 2,00	A-7-5	6,16	1,55

Foi efetuado o cálculo das espessuras de reforço pelas metodologias DNER PRO 11/79 e PRO 269/94, então, foi feita uma análise para definição da melhor solução técnica-econômica para reabilitação do pavimento. Verificou-se que muitos segmentos apresentavam trincamento próximo ou superior a 50%, e que nestes segmentos as espessuras de reforço calculadas pelo método PRO 269/94 ficaram entre 10 e 14 cm.

Assim, foi estudada uma solução contemplando a reconstrução parcial do pavimento através da reciclagem profunda (revestimento + base) a frio com correção granulométrica e adição de cimento.

Para o dimensionamento das espessuras referentes à nova base cimentada, bem como a camada de revestimento em concreto asfáltico sobre esta base, foi utilizado o método da análise mecanística.

A solução de restauração obtida foi a seguinte: Reciclagem profunda (20cm) do revestimento e base, com adição de 3% de cimento e 15% de agregado para correção granulométrica, aplicação de Tratamento Superficial Simples (TSS) com emulsão asfáltica c/ polímero, com a função de imprimar a base e dar condições de liberação ao tráfego, aplicação de uma camada de massa fina (2cm) em CA Borracha, objetivando absorver trincas de retração da base que possam surgir, e aplicação de revestimento em CA Borracha.

4.2.2.3 Projeto de dosagem da mistura reciclada com cimento

A dosagem da mistura reciclada foi realizada através da coleta de material da pista (revestimento + base) e da mistura deste com agregado virgem (30%) e diferentes teores de cimento (2%, 2,5% e 3%).

Primeiramente, realizaram-se ensaios de granulometria dos materiais empregados e definiu-se a curva granulométrica da mistura destes para que esta se enquadrasse à faixa II do DEINFRA/SC para reciclagem com cimento (2012).

Então, foi realizada a compactação das misturas para obtenção do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo. Após, realizaram-se ensaios de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral (corpos de prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura) aos 7 dias de cura.

A partir de tais resultados, definiu-se que o teor ideal de cimento a ser empregado seria igual a 2,51%. Então, realizaram-se novamente os ensaios de compactação, resistência à compressão simples (RCS) e resistência à tração por compressão diametral (RCD) para definição dos parâmetros de controle de campo. A Tabela 10 apresenta um resumo dos dados obtidos a partir do projeto de dosagem da mistura reciclada com cimento, observa-se que as resistências obedecem aos limites propostos pelo DEINFRA/SC (2012).

Tabela 10 - Resumo dos dados obtidos a partir da dosagem da mistura reciclada

Teor de cimento (%)	2,51
RCD (MPa)	0,31
RCS (MPa)	2,37
Peso específico seco máximo (kN/m ³)	23,60
Teor de umidade ótimo (%)	7,60
Índice de Suporte Califórnia (%)	306,00
Expansão (%)	0,00

4.3 VISITA DE CAMPO E NOVAS SONDAgens

O local para execução do trecho experimental (km 53+000 ao km 53+900) foi definido com base nos estudos e projetos supracitados, bem como em novos levantamentos deflectométricos (tais dados são apresentados na Figura 36, quando da análise da sua evolução após a execução do trecho) e em novas sondagens da estrutura, ambos os procedimentos realizados no ano de 2015 (mais atuais que as informações apresentadas nos estudos e projetos supracitados, que são do ano de 2013).

Após esta definição, os pesquisadores do LAPAV/UFRGS fizeram uma visita à rodovia SC-453 na primeira quinzena do mês de setembro de 2016. Nesta oportunidade, devido a grande variabilidade na espessura do revestimento da rodovia SC-453, realizou-se a extração de testemunhos da camada asfáltica a cada 100 m para que se pudesse confirmar a espessura desta (Figura 22) e, por conseguinte, garantir o controle da quantidade de material fresado presente nas misturas recicladas com cimento. Espera-se ainda utilizar tais testemunhos para realização de ensaios de determinação do teor de ligante asfáltico e granulometria da mistura. A Tabela 11 apresenta as espessuras de base e revestimento asfáltico consideradas na execução do trecho experimental, após todas as sondagens realizadas.



Figura 22 - Extração de testemunhos da camada asfáltica do trecho experimental

Tabela 11 - Resumo dos dados obtidos a partir da dosagem da mistura reciclada

km	Lado	Revestimento CA (cm)	Base BGS (cm)
53+000	Direito	6	23
53+100	Direito	7	19
53+200	Direito	7	18
53+300	Direito	7	23
53+400	Direito	9	27
53+500	Direito	8	31
53+600	Direito	8	23
53+700	Direito	10	33
53+800	Direito	10	27

Destaca-se que, nesta visita, também se verificou uma mudança na geometria da via divergente da que deveria ser implantada conforme o projeto geométrico original elaborado em 2013 que foi fornecido aos pesquisadores do LAPAV/UFRGS, cuja as pranchas da localidade do trecho experimental são apresentadas no Anexo I.

No projeto citado, a faixa adicional (terceira faixa) seria implantada através de alargamento em 5,5 metros da pista para o lado esquerdo. No entanto, observou-se que esta configuração foi utilizada apenas do km 53+000 ao km 53+500 (Figura 22), a partir deste e até o final do trecho experimental (km 53+900) observou-se que a configuração era de alargamento em 3 metros para os dois lados da pista (Figura 23).

Este alargamento para os dois lados implica na alteração do eixo da via e, por consequência, no deslocamento transversal do trecho experimental, o que, possivelmente, implicará na solicitação do mesmo por duas faixas de tráfego distintas ao mesmo tempo.



Figura 23 - Alargamento da pista para ambos os lados visando implantação de faixa adicional

4.4 DEFINIÇÃO DOS SEGMENTOS DO TRECHO EXPERIMENTAL

Com base nas informações levantadas, definiram-se os segmentos do trecho experimental e suas características. Detalhes sobre as espessuras recicladas e de base restante são apresentados na Tabela 12, enquanto um resumo das características de cada segmento do trecho experimental é apresentado na tabela 13. A primeira coluna da Tabela 13 apresenta a nomenclatura dos segmentos do trecho experimental, esta será utilizada no decorrer deste relatório.

Tabela 12 - Espessura reciclada e da base restante

km	Revestimento (cm)	Base (cm)	Base utilizada (cm)	Base restante (cm)	Espessura reciclada (cm)
53+000	6	23	14	9	20
53+100	7	19	19	0	25
53+200	7	18	18	0	25
53+300	7	23	14	10	20
53+400	9	27	11	15	20
53+500	8	31	12	19	20
53+600	8	23	13	11	20
53+700	10	33	11	23	20
53+800	10	27	10	17	20

Tabela 13 - Resumo das características dos segmentos do trecho experimental

Trecho	km inicial	km final	Extensão (m)	Cimento (%)	Fresado (%)	Espessura (cm)	Adição de agregado
1a	53 + 000	53 + 100	100	2,5	30	20	Não
2	53 + 100	53 + 300	200	2,5	30	25	Não
1b	53 + 300	53 + 400	100	2,5	30	20	Não
3	53 + 400	53 + 600	200	2,5	50	20	Não
4	53 + 600	53 + 700	100	2,5	40	20	Sim
5	53 + 700	53 + 900	200	4	50	20	Não

Destaca-se que o Segmento 4 apresenta características idênticas ao projeto elaborado pela empresa contratada para restauração do pavimento da SC-453, sendo o único com adição de agregado virgem. Os demais trechos apresentam mudanças no teor de

cimento, na espessura reciclada e na porcentagem de fresado asfáltico. Através do monitoramento de tais segmentos será possível comparar a influência individual dos fatores supracitados no desempenho do pavimento contendo camada reciclada com cimento.

Mais precisamente, será possível comparar a influência do teor de cimento comparando-se o Segmento 5 com o Segmento 3, a influência da espessura da camada reciclada comparando-se o Segmento 2 com os Segmentos 1a e 1b e a influência da quantidade de fresado comparando-se o Segmento 3 com os Segmentos 1a e 1b. Além disso, será possível verificar o efeito da adição de agregado comparando-se o Segmento 4 com o Segmento 3 (embora exista certa divergência na porcentagem de fresado presente nas duas misturas).

4.5 ACOMPANHAMENTO DA EXECUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

A execução do trecho experimental, localizado entre os km 53+000 e 53+900, no lado direito da pista original da via, foi realizada no dia 3 de novembro de 2016. Os serviços foram iniciados a partir do km 53+900 (Segmento 5) e todos os procedimentos foram acompanhados pela equipe de pesquisadores do LAPAV/UFRGS e são descritos nesta seção.

4.5.1 Coleta de materiais para realização de ensaios em laboratório

Foram realizadas sondagens com auxílio de retroescavadeira para possibilitar a coleta de materiais da sub-base e subleito (Figura 24), bem como verificar o estado dos materiais e a espessura das camadas da estrutura do pavimento, que se mostraram muito próximas às verificadas nas sondagens anteriores e apresentadas na Tabela 12. Para cada segmento do trecho experimental (com exceção para o segmento 1a), foi realizada uma sondagem/coleta e coletados aproximadamente 50 kg de cada material (subleito e sub-base), conforme Tabela 14.



Figura 24 - Coleta dos materiais de suleito e sub-base

Tabela 14 - Dados das sondagens imediatamente anteriores à execução do trecho

Segmento	km	Espessura CA (cm)	Espessura Base (cm)	Espessura Sub-base (cm)	Subleito
2	53+100	7,5	18	45*	Solo argiloso
1b	53+300	8	25	45*	Solo argiloso
3	53+500	9	29	45*	Rocha + solo argiloso
4	53+600	9,2	21	27*	Rocha
5	53+900	8	27	27*	Solo argiloso

*Não foi possível determinar a espessura da sub-base, devido principalmente à imperícia do operador da retroescavadeira para este tipo de serviço, então são apresentadas as espessuras obtidas em sondagens anteriores próximas às localidades de cada segmento.

Os materiais coletados da sub-base e do subleito serão utilizados para realização de ensaios de caracterização e classificação, compactação e Índice de Suporte Califórnia (com medida de expansão) e módulo de resiliência na compressão triaxial.

Também foram coletados os materiais de revestimento asfáltico (coletado do km 53+900) e base (coletado do km 53+040). Esta etapa foi realizada com auxílio da recicladora empregada nos serviços da SC-453 e foram coletados mais de 500 kg de

cada material (Figura 25). Esses materiais serão utilizados para possibilitar a reprodução das misturas recicladas utilizadas em campo na realização de ensaios em laboratório.

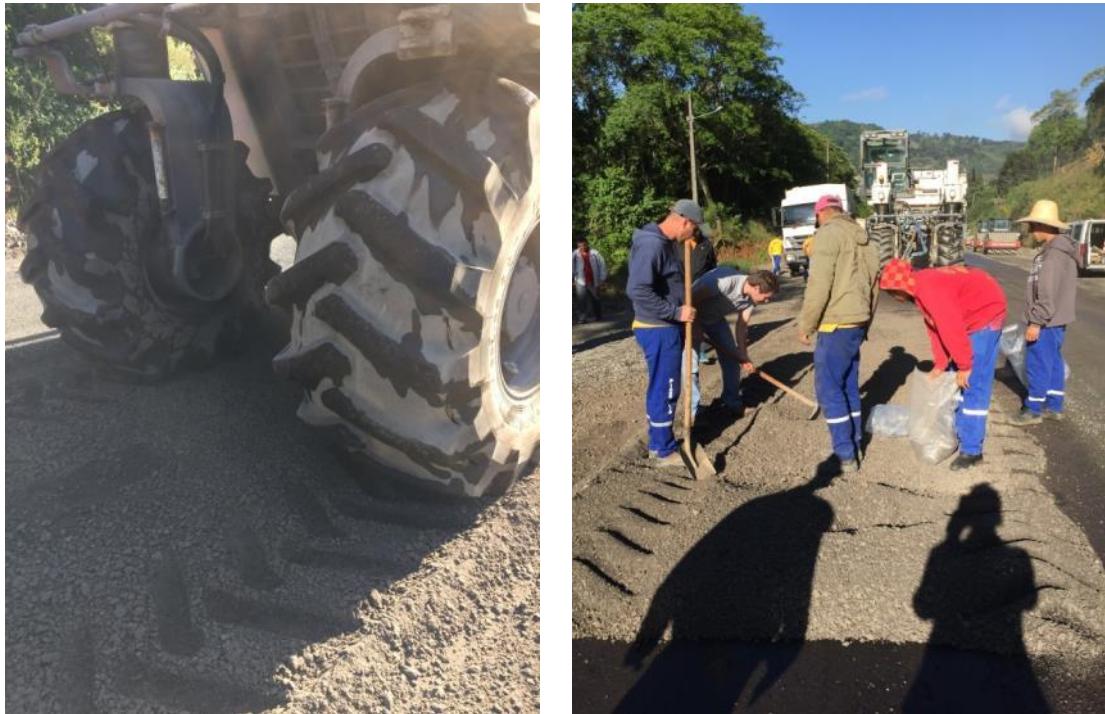


Figura 25 - Coleta dos materiais de revestimento e base

4.5.2 Processos executivos

Nesta seção são apresentados os processos executivos empregados no trecho experimental. Particularidades acerca de cada segmento, bem como o controle tecnológico dos mesmos são apresentadas nas seções seguintes a esta.

No dia da execução do trecho experimental a temperatura variou de 23°C a 32°C e a umidade relativa média foi de 55%. Iniciou-se o processo de execução do trecho com a distribuição de agregados adicionais (somente no Segmento 4) por meio de caminhão basculante equipado com distribuidor de agregados, conforme a Figura 26. A taxa de distribuição foi verificada para tal segmento com emprego de bandeja com dimensões de 50 cm x 50 cm.



Figura 26 - Distribuição de agregados adicionais e verificação da taxa

Em seguida, procedeu-se com a distribuição do cimento Portland. Esta etapa foi realizada utilizando-se um distribuidor automatizado Streumaster SW16MC (Figura 27), que efetua controle da taxa distribuída através do peso do caminhão e da velocidade de avanço, contando com controle computadorizado. A taxa distribuída foi controlada a cada 100 metros com emprego de bandeja com dimensões de 50 cm x 50 cm.



Figura 27 - Distribuição de cimento e verificação da taxa

Logo em seguida, a recicladora modelo Wirtgen WR2500S passou a operar com velocidade igual a 6 m/min e com velocidade de rotação do cilindro de corte igual a 2150 RPM (Figura 28). A água era fornecida para a recicladora por meio de um caminhão cisterna com capacidade de 10 mil litros.



Figura 28 - Operacão da recicladora no local do trecho experimental

Após a passagem da recicladora era coletada quantidade de amostra da mistura reciclada de cada um dos segmentos para moldagem de 3 corpos de prova (CP) com dimensões iguais a 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, visando a realização de ensaios de resistência à compressão simples (2 CPs) e resistência à tração por compressão diametral (1 CP) aos 7 dias de cura (Figura 29).

No primeiro segmento realizado (Segmento 5) também coletou-se material para execução de um ensaio de compactação, utilizando-se a umidade do projeto de dosagem da mistura da SC-453, visando a determinação do peso específico aparente seco utilizado no controle de compactação da camada reciclada do trecho experimental (já que não houve adição de agregados virgens em grande parte dos segmentos).



Figura 29 - Moldagem de CPs para controle de resistência da camada reciclada

A compactação da camada reciclada era iniciada logo após a passagem da recicladora. Esta compactação era realizada inicialmente com emprego de quatro rolos pé-de-carneiro vibratórios, modelo Dynapac CA-250 PD de 12,4 toneladas (Figura 30), e visava o confinamento e compactação dos 2/3 inferiores da camada. O primeiro rolo operava logo após a recicladora, portanto, sem um número pré-definido de fechas (idas e voltas), já os outros três rolos operavam em conjunto, realizando entre 8 e 10 fechas.

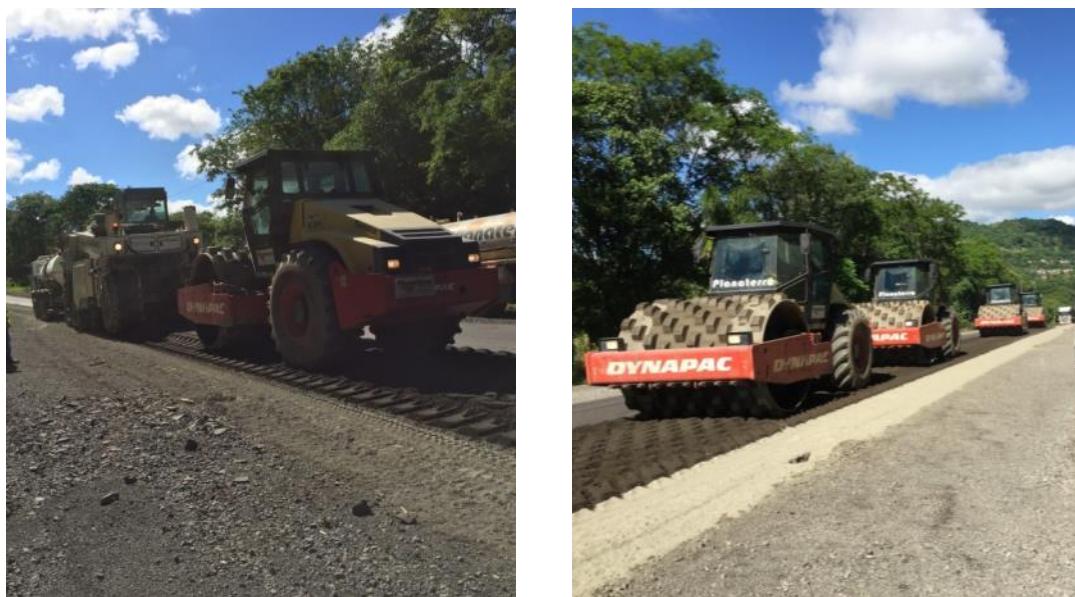


Figura 30 - Compactação da camada reciclada por meio de rolos pé-de-carneiro

Posteriormente, a conformação geométrica da via era realizada com uso de marcos topográficos e de uma motoniveladora Caterpilar 140H operando apenas em corte, visando não comprometer o grau de compactação da camada reciclada (Figura 31). Então, era realizada a compactação final da camada reciclada empregando-se um rolo Dynapac CA250 vibratório e um rolo pneumático CAT PS360C (Figura 31), de forma a efetuar a compactação do terço superior da camada e seu acabamento superficial.

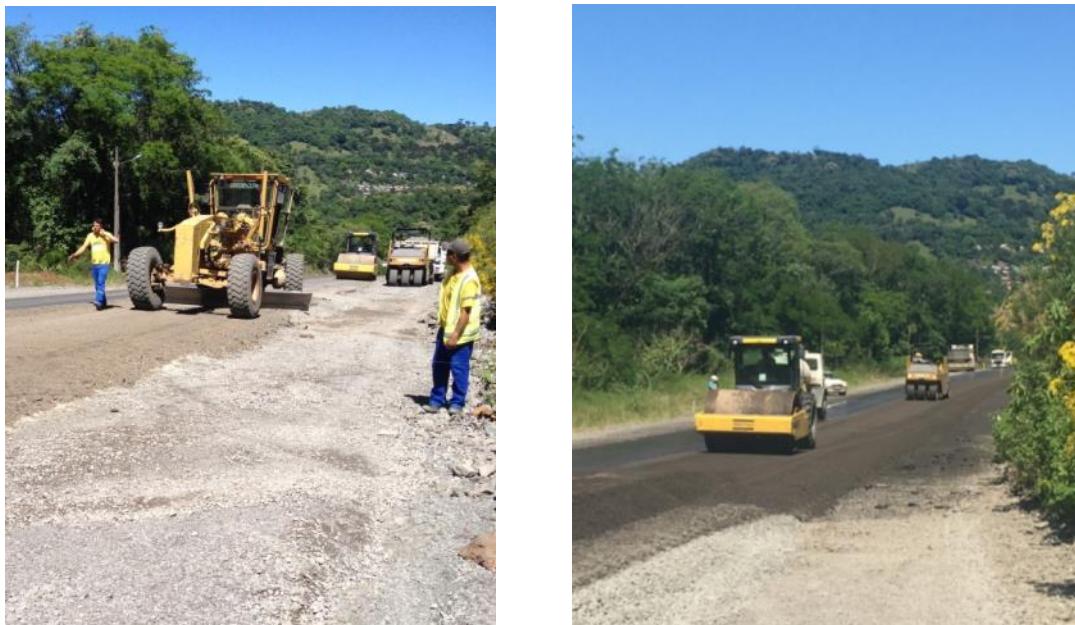


Figura 31 - Conformação geométrica e compactação final da camada reciclada

Após estas etapas, realizavam-se diversos ensaios para controle tecnológico da camada reciclada com cimento. Verificava-se o peso específico aparente seco in situ para cada um dos segmentos do trecho experimental através do método do frasco de areia (Figura 32). O furo realizado para execução de tal ensaio era aproveitado para verificação da espessura da camada reciclada e através do material retirado do mesmo verificava-se o teor de umidade por meio do método da frigideira (Figura 32). Estes dados foram utilizados para calcular o grau de compactação de cada segmento.

Também foram realizados levantamentos deflectométricos utilizando-se Viga Benkelman e um caminhão com eixo traseiro simples de rodas duplas e carga de 8,2

toneladas (Figura 33). Foram verificadas as deflexões D_0 e D_{25} a cada 10 metros, no bordo interno e externo da faixa.



Figura 32 - Métodos do frasco de areia e da frigideira empregados na camada reciclada



Figura 33 - Levantamento deflectométrico da camada reciclada após compactação

Para posterior liberação ao tráfego, executava-se tratamento superficial simples (TSS) sobre a camada reciclada empregando-se emulsão RR2C polimérica a uma taxa de 0,8 kg/m² a 1,2 kg/m² e agregados (pó de pedra + pedrisco) a uma taxa de 5 kg/m² a 9 kg/m² (Figura 34). O controle da taxa de ambos era realizado utilizando-se bandeja com dimensões de 50 cm x 50 cm.

Após sete dias da reciclagem, foram realizadas novas leituras deflectométricas a cada 20 metros, no bordo externo da faixa direita.



Figura 34 - Execução do TSS sobre a camada reciclada

A Tabela 15 apresenta os horários aproximados de início e fim de cada serviço. Destaca-se que para os primeiros três segmentos executados (5, 4 e 3) os serviços foram realizados individualmente, pois a necessidade de se modificar algumas características inerentes dos mesmos não possibilitava que os serviços fossem realizados de forma contínua. A partir do Segmento 1b e até o Segmento 1a, os serviços passaram a ser realizados de forma contínua, já que a única modificação entre estes segmentos era o aumento da espessura reciclada no Segmento 2.

Tabela 15 - Horários de início e fim de cada etapa da execução do trecho experimental

Etapas	5		4		3		1b, 2 e 1a	
	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim
Distribuição de agregados	-	-		9:00	-	-	-	-
Distribuição de cimento	9:05	9:10	10:13	10:15	12:54	13:45	15:13	16:25
Reciclagem	9:26	10:30	10:33	11:09	13:07	14:39	15:23	17:07
Compactação inicial	9:32	10:45	10:35	11:18	13:10	14:50	15:25	17:10
Conformação geométrica	10:45	11:19	11:17	11:46	14:52	15:18	16:30	17:30
Compactação final	11:19	11:37	11:45	12:05	15:17	15:50	17:00	18:00
Pintura de cura	14:40	14:48	14:40	14:48	16:40	17:23	18:20	19:00
Salgamento	14:48	14:58	14:48	14:58	16:40	17:23	18:20	19:00
Liberação ao tráfego	19:00		19:00		19:00		19:00	

Por fim, realizou-se a execução do revestimento em concreto asfáltico contendo asfalto modificado por borracha de pneus no dia 19 de novembro. O atraso em demasia aconteceu devido a problemas com a vibroacabadora da empresa contratada e tal indefinição também impossibilitou que a equipe de pesquisadores do LAPAV/UFRGS pudesse acompanhar esta etapa da restauração.

Foi aplicada emulsão RR2C polimérica para realização da pintura de ligação a uma taxa de 0,5 litros/m². A mistura asfáltica foi distribuída com uso de vibroacabadora e compactada por um rolo liso vibratório (Dynapac CC 424HF de 10,5 toneladas) e outro pneumático (Dynapac CP224 com carga máxima de 21 toneladas) realizando entre 8 e 10 fechas (Figura 35).

Durante a execução do revestimento, foram coletadas amostras da mistura asfáltica visando à determinação do teor de ligante e da granulometria da mesma em laboratório. No dia 30 de novembro foram realizadas novas leituras deflectométricas a cada 20 metros, no bordo externo da faixa direita. Também foram extraídos 3 testemunhos por segmento do trecho experimental para determinação da resistência à tração e do módulo de resiliência da camada asfáltica, ambos ensaios realizados por compressão diametral.



Figura 35 - Conformação e compactação da camada asfáltica

4.5.3 Apresentação dos resultados do controle tecnológico

A Tabela 16 apresenta os resultados dos ensaios tecnológicos realizados para cada segmento do trecho experimental (com exceção para as deflexões e resistências). Abaixo são apresentadas considerações acerca da execução dos segmentos:

- No Segmento 4, km 53+660, foi necessária correção da distribuição de cimento, o que pode ter ocasionado maior quantidade de cimento neste local;
- O distribuidor de cimento apresentou problemas no Segmento 3, próximo ao km 53+380. Foi realizada a retirada do cimento neste local e aplicada nova distribuição. Entretanto, destaca-se que o local pode apresentar comportamento distinto do restante do segmento, por possível erro na taxa de aplicação do cimento;
- Foi verificada a presença de torrões de concreto asfáltico no Segmento 1a e estes foram retirados da mistura reciclada. Algumas possíveis causas poderiam ser: *bits* (ferramentas de corte da recicladora) gastos, aumento na velocidade de operação da recicladora, maior espessura de CA, revestimento asfáltico não aderido à base.

Tabela 16 – Resultados do controle tecnológico realizado no trecho experimental

	5	4	3	1b	2	1a
Taxa de distribuição de agregados	-	145,02	-	-	-	-
Taxa média de distribuição de cimento (kg/m^2)	19,99	12,05	12,08	11,80	13,13	11,63
Teor médio de cimento (%)	4,5	2,8	2,6	2,6	2,3	2,7
km onde foi realizado o frasco de areia	53+720	53+640	53+500	53+400	52+240	53+050
Peso específico aparente seco in situ (kN/m^3)	22,20	21,77	22,9	22,95	23,18	21,85
Teor de umidade (%)	5,0	5,9	5,1	5,3	5,1	5,0
Grau de compactação (%)	98,3	96,0	101,4	101,6	102,7	96,8
Espessura da camada reciclada (cm)	20	20	20	20	25	20
Taxa da pintura de cura (kg/m^2)	1,01	1,04	1,00	1,02	1,01	1,00
Taxa do agregado para salgamento (kg/m^2)	7,90	8,20	8,00	8,00	8,30	8,50

A Figura 36 apresenta as deflexões máximas (D_0) obtidas para cada etapa de execução do trecho experimental. Verifica-se que, como esperado, as maiores D_0 foram apresentadas pela camada logo após a reciclagem, devido a esta estar trabalho essencialmente como uma camada granular, com baixíssimo nível de cimentação. Destaca-se que tais deflexões foram superiores, inclusive, às levantadas anteriormente aos serviços de reciclagem.

Após 7 dias de cura da camada reciclada e já com TSS, observa-se que as D_0 se encontram abaixo da deflexão admissível (D_{adm}) calculada através do método PRO 11 do DNIT e levando em consideração o número N obtido nos estudos de tráfego realizados pela empresa contratada para restauração do pavimento da SC-453 (igual a $8,55 \times 10^6$). Por sua vez, a execução do revestimento asfáltico reduziu ainda mais as deflexões máximas.

A Tabela 17 apresenta as deflexões características (D_c) dos segmentos para cada etapa de execução do trecho experimental. Verifica-se a mesma tendência observada na análise das deflexões máximas, com a D_c aumentando logo após a reciclagem e passando a reduzir após 7 dias de cura (e aplicação de TSS), sendo que, a partir deste momento, os valores obtidos já são inferiores à D_{adm} ($63,66 \times 10^{-2}$ mm).

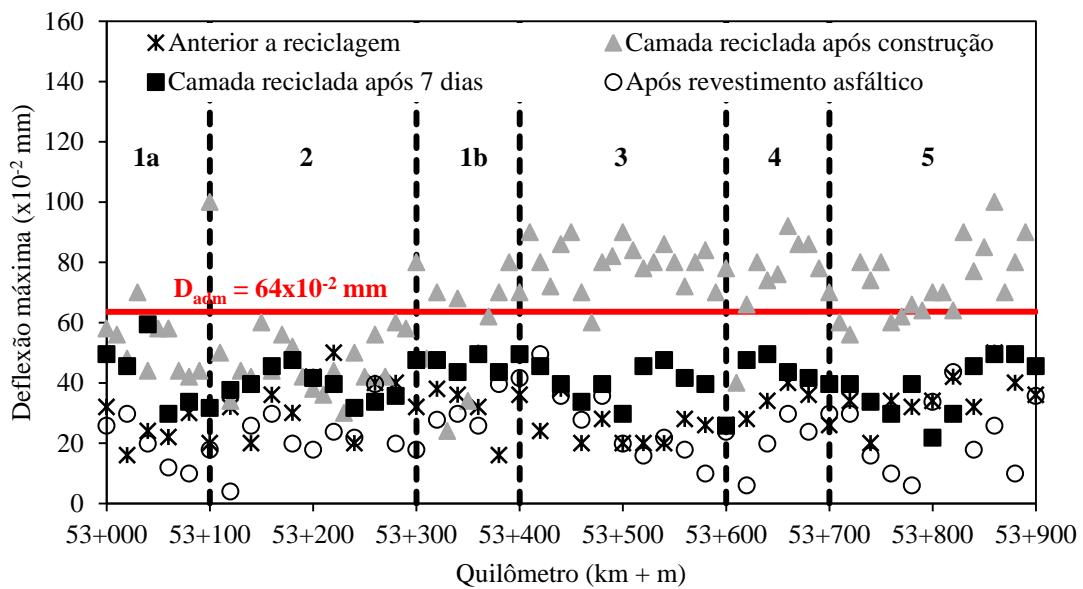


Figura 36 - Deflexões máximas para diversas etapas da execução do trecho experimental

Tabela 17 - Deflexões características dos segmentos para diversas etapas de execução

	1a	2	1b	3	4	5
Anterior à reciclagem	D_0 média ($\times 10^{-2}$ mm)	26	26	38	30	23
	D_0 desvio ($\times 10^{-2}$ mm)	6	7	11	8	4
	D_c ($\times 10^{-2}$ mm)	31	33	49	38	27
Camada reciclada após construção	D_0 média ($\times 10^{-2}$ mm)	52	49	59	79	76
	D_0 desvio ($\times 10^{-2}$ mm)	9	15	19	8	14
	D_c ($\times 10^{-2}$ mm)	61	64	78	87	90
Camada reciclada após 7 dias	D_0 média ($\times 10^{-2}$ mm)	39	42	41	46	38
	D_0 desvio ($\times 10^{-2}$ mm)	9	9	6	3	5
	D_c ($\times 10^{-2}$ mm)	47	51	47	49	44
Após revestimento asfáltico	D_0 média ($\times 10^{-2}$ mm)	19	22	28	28	21
	D_0 desvio ($\times 10^{-2}$ mm)	9	9	8	13	9
	D_c ($\times 10^{-2}$ mm)	28	31	36	40	30

As Figuras 37 e 38 apresentam, respectivamente, os resultados de resistência à compressão simples (RCS) e de resistência à tração por compressão diametral (RCD) aos 7 dias de cura apresentados pelos corpos de prova moldados quando da execução de cada segmento do trecho experimental.

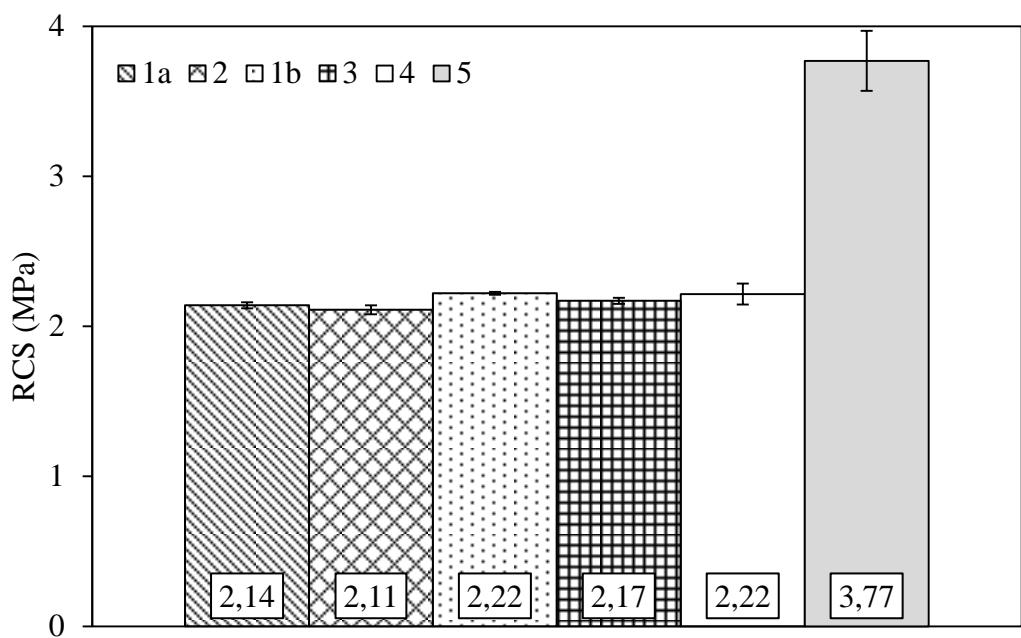


Figura 37 - RCS aos 7 dias para cada um dos segmentos do trecho experimental

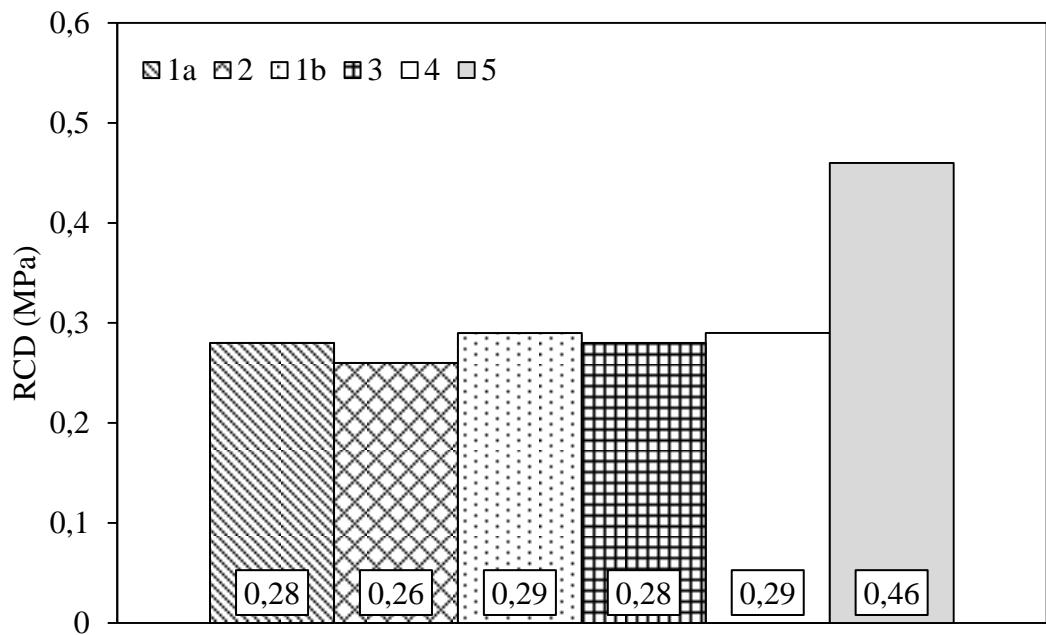


Figura 38 - RCD aos 7 dias para cada um dos segmentos do trecho experimental

Verifica-se através das barras de erro que os resultados de RCS de cada segmento não apresentaram grande variação (foram ensaios dois CPs por segmento). Também pode-se

observar que os segmentos nos quais foi adicionado 2,5% de cimento apresentando resistências (RCS e RCD) bastante próximas e dentro dos limites propostos pelo DEINFRA/SC.

O Segmento 5, no qual adicionou-se 4% de cimento, apresentou RCS superior em 70% à média das RCS dos outros segmentos. Considerando-se a RCD, esse aumento foi próximo a 65%. Tais valores de resistência encontram-se acima do limite superior proposto pelo DEINFRA/SC.

Em média, os valores de RCD atingiram 13% dos obtidos para RCS. A Figura 39 apresenta a relação entre a RCD e a RCS, sendo possível definir-se o valor de RCD a partir de ensaios de RCS. Destaca-se que o modelo apresentado na Figura 39 é válido apenas para as condições impostas na execução do trecho experimental e para o intervalo de valores de resistência obtidos.

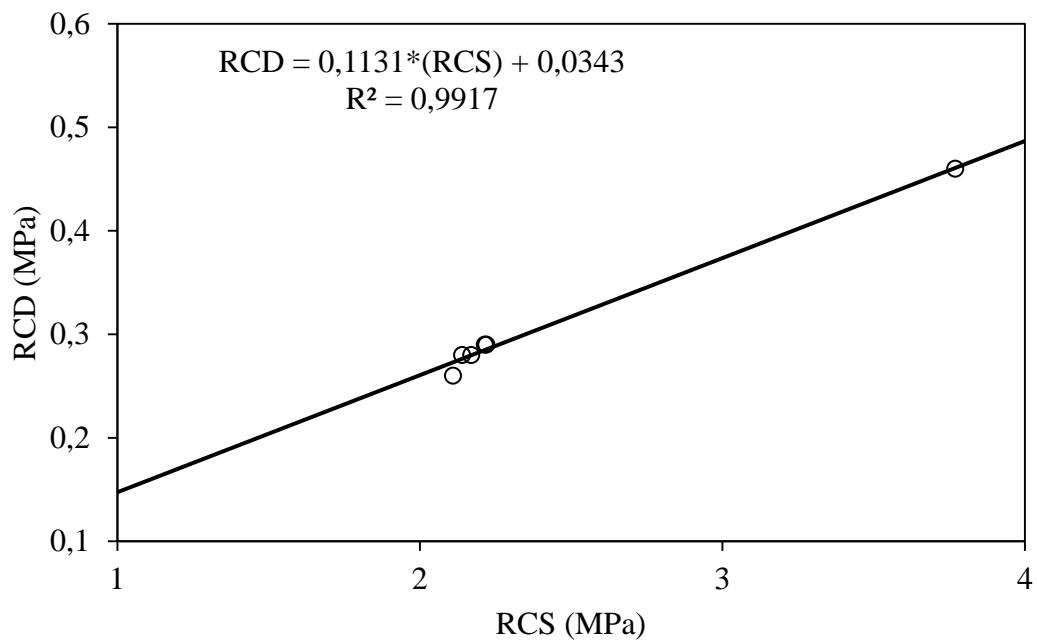


Figura 39 - Relação entre a RCD e a RCS

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste 5º Relatório Semestral de Pesquisa apresentaram-se e comentaram-se as atividades desenvolvidas no período compreendido entre 01/07/2016 e 31/12/2016.

Foram apresentados e analisados resultados de ensaios de módulo de resiliência determinados por compressão diametral para misturas recicladas com cimento contendo solo laterítico como material de base.

Também se apresentaram novos modelos de fadiga (com base na abordagem da energia dissipada) e análises bastante detalhadas acerca destes dados e dos apresentados no 4º Relatório.

A equipe de pesquisadores do LAPAV/UFRGS acompanhou a execução do trecho experimental localizado na SC-453, em Santa Catarina, e, neste relatório, foram apresentados os dados referentes às análises anteriores a construção do trecho, bem os procedimentos construtivos e os resultados obtidos a partir dos ensaios de controle tecnológico realizados.

No próximo relatório planeja-se apresentar resultados de módulo de resiliência por compressão diametral aos 14 dias de cura de misturas contendo solo laterítico como material de base. Espera-se também apresentar novos resultados do comportamento flexural de misturas recicladas com três diferentes materiais de base (BGTC, BGS e solo laterítico).

Tenciona-se realizar novos levantamentos no trecho experimental nos próximos meses, nos quais serão realizados levantamentos os defeitos superficiais para possibilitar o cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG), bem como levantamentos deflectométricos (tem-se a intenção de que em tais levantamentos sejam determinadas bacias deflectométricas para determinação dos módulos elásticos das camadas por meio de retroanálise).

Caso seja possível, também serão extraídos testemunhos da camada reciclada empregando-se sonda rotativa com 10 cm de diâmetro interno, tais amostras serão

utilizadas para determinação da resistência à tração por compressão diametral da camada reciclada com cimento. Também se espera realizar ensaios laboratoriais com os materiais coletados no trecho experimental, reproduzindo as condições utilizadas em campo.

Observa-se, finalmente, que a pesquisa se desenvolve em ritmo adequado, atendendo o cronograma aprovado pela ANTT.

Porto Alegre, 13 de setembro de 2017

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

ASSOCIATION OF AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES. **Cost effective structural treatments for rural highways: cemented materials:** *Austroads Publication AP-T168*. Sydney, 188p. 2010.

ASSOCIATION OF AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES. **Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life of Cemented Materials:** *Austroads Publication AP-T198*. Sydney, 65p. 2012.

BOCK, A. **Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado.** 2012. 143p. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DANIEL, J.S.; BISIRRI, W. Characterizing Fatigue in Pavement Materials Using a Dissipated Energy Parameter. **Advances in Pavement Engineering**, 2005

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRA-ESTRUTURA DO ESTADO DE SANTA CATARINA. **Pavimentação – Especificação de Serviço: Reciclagem profunda de pavimento com adição de cimento Portland:** DEINFRA-SC-ES-P09/12. Florianópolis, 14 p. 2012.

KLEINERT, T. R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

KOLIAS, S; KATSAKOU, M; KALIODAS, V. Mechanical properties of flexible pavement materials recycled with cement. In: 1er Simposio Internacional sobre estabilización de explanadas y reciclado in situ de firmes con cemento, 2001, Salamanca, España. **Anais...** Salamanca: IECA, 2001. p. 659-674.

LOPEZ, M. A. C. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PLANATERRA TERRAPLENAGEM E PAVIMENTAÇÃO LTDA. **Projeto de base reciclada com adição de cimento SC453: trecho Tangará SC – Luzerna SC.** 2013.

PORLTAND CEMENT ASSOCIATION. **Design of Full-Depth Reclamation with Portland Cement (FDR-PC) Pavements.** Annual Conference of the Transportation Association of Canada Halifax, Nova Scotia, Canada, 2010.

RAMOS, M. L. **Fatores que afetam a resistência à compressão simples de misturas de fresado asfáltico, solo laterítico e cimento portland.** 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), UFRGS, Porto Alegre.

SHEN, S; LU, XI. Energy based laboratory fatigue failure criteria for asphalt materials. **Journal of Testing and Evaluation**, Washington, D.C., v. 39, n. 3, novembro 2010. Disponível em <www.astm.org>. Acesso em 10 fev. 2016.

SOCIEDADE TÉCNICA DE ESTUDOS, PROJETOS E ASSESSORIA LTDA. **Projeto de engenharia rodoviária para obras de reabilitação e melhoramentos com aumento de capacidade - Volume 3: Memória Justificativa TOMO I.** 2013a.

SOCIEDADE TÉCNICA DE ESTUDOS, PROJETOS E ASSESSORIA LTDA. **Projeto de engenharia rodoviária para obras de reabilitação e melhoramentos com aumento de capacidade - Volume 3: Memória Justificativa TOMO II.** 2013b.

WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

XIAO, F. **Development of fatigue predictive models of rubberized asphalt concrete (RAC) containing reclaimed asphalt pavement (RAP).** 2006. 213p. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Clemson University, Clemson.

**APÊNDICE I - PLANO DE ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO
E MONITORAMENTO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS
COM CAMADAS RECICLADAS COM CIMENTO**



LAPAV
LABORATÓRIO DE PAVIMENTAÇÃO
ESCOLA DE ENGENHARIA - UFRGS

PLANO DE ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO E MONITORAMENTO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS COM CAMADAS RECICLADAS COM CIMENTO

APRESENTAÇÃO

Este documento apresenta as atividades a serem desenvolvidas ao longo do acompanhamento de execução e do monitoramento de trechos experimentais de pavimentos reciclados com cimento.

1 INTRODUÇÃO

Na pesquisa sobre reciclagem de pavimentos com adição de cimento, o monitoramento de desempenho de pavimentos experimentais é de vital importância, uma vez que permitirá:

- a) Validar resultados laboratoriais;
- b) Esclarecer dúvidas sobre procedimentos construtivos; e
- c) Em médio e longo prazo definir fatores laboratório-campo para análise de vida de fadiga das camadas recicladas com cimento.

Com a finalidade de uniformizar procedimentos e, dessa maneira, otimizar resultados, propõe-se neste documento um plano de ação que comporta três momentos:

- I) A análise prévia do projeto de reciclagem, com a realização eventual de ensaios complementares;
- II) O acompanhamento de execução do pavimento experimental; e
- III) O monitoramento de desempenho ao longo de um período definido.

Observa-se que esta é uma primeira versão do Plano, que será aperfeiçoada a partir de sua aplicação, contando com os comentários e críticas daqueles que virem a adotá-lo.

Agradecem-se o envio de comentários a William Fedrigo, através do e-mail

wiliam.fedrigo@ufrgs.br

2 ANÁLISE PRÉVIA DO PROJETO DE RECICLAGEM

Os pesquisadores que acompanharão a execução e monitorarão o desempenho de pavimentos experimentais deverão previamente obter a autorização e, na medida do possível, a colaboração do contratante da obra (isto é, do Departamento de Estradas de Rodagem ou da concessionária de rodovia), bem como esclarecer os objetivos do estudo à empresa contratada e demais agentes intervenientes.

Em comum acordo, será definido o(s) local(ais) do(s) trecho(s) experimental(ais), que deverá(ão) ter, sempre que possível, extensão mínima de 300 metros.

2.1 Visita ao trecho e estabelecimento de contatos

Recomenda-se enfaticamente uma visita ao trecho, semanas antes do início da obra, com os objetivos de:

- a) Estabelecer contatos com a contratante e a executora (e, eventualmente, com a fiscalização);
- b) Conhecer o local e seu entorno, identificando o tipo de seção transversal (corte, aterro ou seção mista); analisar a condição das estruturas de drenagem e avaliar visualmente as bacias de contribuição;
- c) Obter dados do projeto global de restauração (características do clima da região, características geométricas, dados de tráfego, tipos e espessuras das camadas existentes do pavimento, dimensionamento do novo pavimento, especificações a serem adotadas, etc.) e, especialmente, do projeto de reciclagem (camadas a serem recicladas, teor de cimento a ser acrescentado, composição da mistura fresado-base, correção da granulometria com aporte de agregados, etc.);
- d) Verificar a homogeneidade das espessuras das camadas do pavimento, considerando-se um espaçamento máximo de 100 m. Aconselha-se, para tal, o emprego do cone de penetração africana, ou, na impossibilidade, abrir valas no acostamento, rente à faixa de rolamento;

- e) Registrar o estado de umidade das camadas de base, sub-base e subleito; e
- f) Coletar materiais para ensaios laboratoriais complementares em amostras de materiais subjacentes à camada a ser reciclada(até 40 cm abaixo do topo do subleito), na quantidade mínima de 100 kg por camada.

Observação: Se no trecho experimental for adotado um (ou mais) teor(es) de cimento diferentes do estabelecido no projeto de reciclagem, deverão ser coletadas amostras do fresado asfáltico e das camadas de base (e de sub-base se esta também será reciclada) para a realização de ensaios de compactação na energia Modificada, na quantidade de 50 kg por material.

2.2 Análise do Projeto de Restauração

Esta atividade consiste na apreciação do projeto de restauração do pavimento, sem propor alterações. Busca-se apenas entender a concepção do projeto como um todo e, especialmente, do projeto de reciclagem.

2.3 Ensaios laboratoriais complementares

Com as amostras coletadas nas camadas subjacentes à que será reciclada, serão realizados ensaios de:

- a) Caracterização e classificação de solos e caracterização de agregados;
- b) Compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC), com medida de expansão, na energia indicada pelo Manual de Pavimentação do DNIT;
- c) Módulo de Resiliência na Compressão Triaxial, em corpos-de-prova compactados no teor de umidade ótimo e GC de 100%¹.

¹ É aconselhável avaliar-se a sensibilidade à umidade do comportamento elástico do solo de subleito, através da realização de ensaios de módulo de resiliência em amostras compactadas com teores de umidade acima e abaixo da ótima, seguindo trajetórias de umedecimento e secagem.

3 ACOMPANHAMENTO DE EXECUÇÃO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL

Salienta-se que o objetivo desta etapa NÃO é fiscalizar os procedimentos construtivos (isto deverá ser repetidamente dito aos demais intervenientes), e sim ter pleno conhecimento de como a obra foi executada.

Recomenda-se que a equipe que acompanhará a execução esteja no local com pelo menos um dia de antecedência.

Durante a execução da reciclagem, deverão ser:

- a) Registrar em via escrita, digital e gráfica (fotografias) todos os detalhes da execução, incluindo data e horário de início e conclusão dos trabalhos, identificando-se os horários por atividades (isto é, a que horas começou e terminou de operar a recicladora, a que horas iniciou e conclui-se a compactação); tipo e modelo da recicladora, do distribuidor de cimento e do caminhão cisterna; número, tipos e modelos dos rolos compactadores; características de outros equipamentos empregados (distribuidor de agregados, motoniveladora, etc);
- b) Avaliar e registrar as condições do clima (temperaturas do ar, insolação, umidade ambiente) durante o período de execução do trecho; registrar eventuais interrupções devido a chuvas;
- c) No caso de ser corrigida a granulometria, determinar a taxa de distribuição de agregados, com emprego de bandeja (com dimensões 50 cm x 50 cm), a cada 100 m, eliminando as duas extremidades
- d) Verificar a taxa de distribuição de cimento, com emprego de bandeja (com dimensões 50 cm x 50 cm), a cada 100 m, eliminando as duas extremidades;
- e) Coletar amostras da mistura reciclada solta para verificação do teor de umidade, a cada 50 metros, alternando-se bordo externo- eixo, bordo interno;
- f) Registrar o número de passagens dos rolos compactadores;
- g) Determinar a massa específica aparente seca in situ, com emprego do frasco de areia, a cada 100 metros, alternando-se bordo externo- eixo, bordo interno; calcular o Grau de Compactação;

- h) Verificar a espessura da camada reciclada nos locais onde se determinou a massa específica aparente seca;
- i) Registrar os procedimentos empregados para cura e proteção mecânica da camada reciclada, incluindo os materiais, taxas e formas de aplicação, etc.;
- j) Num prazo de até 24 horas depois de encerrada a compactação, deverão ser medidas deflexões cada 10 m, nas trilhas externa e interna, com emprego de viga Benkelman ou outro equipamento (FWD, LWD, Deflectógrafo Lacroix, etc.);
- k) Registrar a data e hora de abertura da camada reciclada ao tráfego e se eventualmente se executou algum tipo de proteção (por exemplo: tratamento superficial);
- l) Verificar a taxa de aplicação da pintura de ligação e registrar as condições climáticas;
- m) Coletar amostras da mistura asfáltica na vibroacabadora para realização de ensaios de determinação de teor de ligante e granulometria dos agregados;
- n) Registar o número, tipo e modelo de rolos compactadores; bem como o número de passagens dos rolos;
- o) Registrar a data e o horário de abertura do trecho concluído ao tráfego comercial;
- p) Num prazo de até uma semana após concluir a compactação, retirar amostras da mistura asfáltica, com sonda rotativa (diâmetro de 10 cm), para determinação do módulo de resiliência na compressão diametral, da massa específica aparente e do volume de vazios da mistura compactada. O espaçamento entre os locais amostrados não deve superar 100 m.
- q) No mesmo prazo, deverão ser medidas deflexões cada 10 m, nas trilhas externa e interna, com emprego de viga Benkelman ou outro equipamento registrando-se a temperatura do pavimento durante o levantamento.

Sugere-se que transcorrido um período não inferior a 28 dias, sejam retiradas amostras da camada reciclada, com sonda rotativa (diâmetro de 10 cm), para a realização de ensaios de resistência à tração na compressão diametral.

4 MONITORAMENTO DE DESEMPENHO DO TRECHO EXPERIMENTAL

Para monitoramento de desempenho do trecho experimental, serão realizados levantamentos:

- I) Seis meses após a abertura do pavimento a tráfego;
- II) Um ano após a abertura ao tráfego;
- III) A cada ano, após os 12 meses.

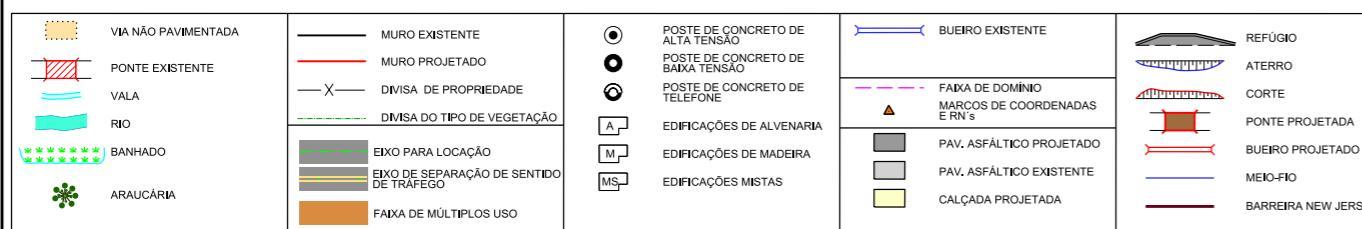
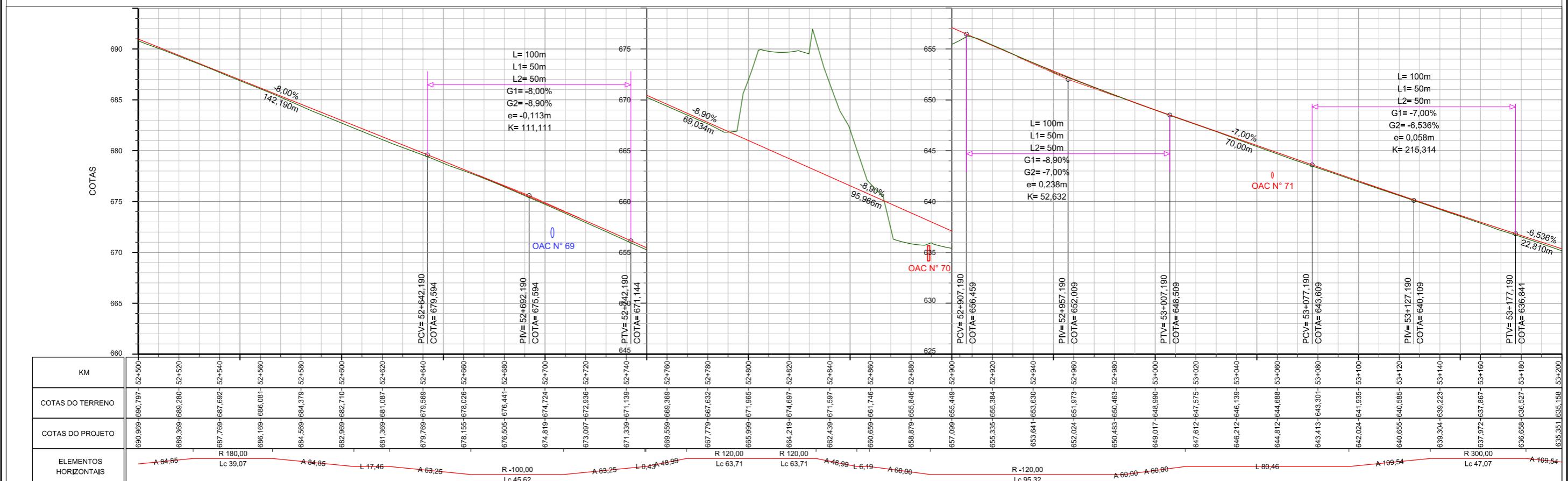
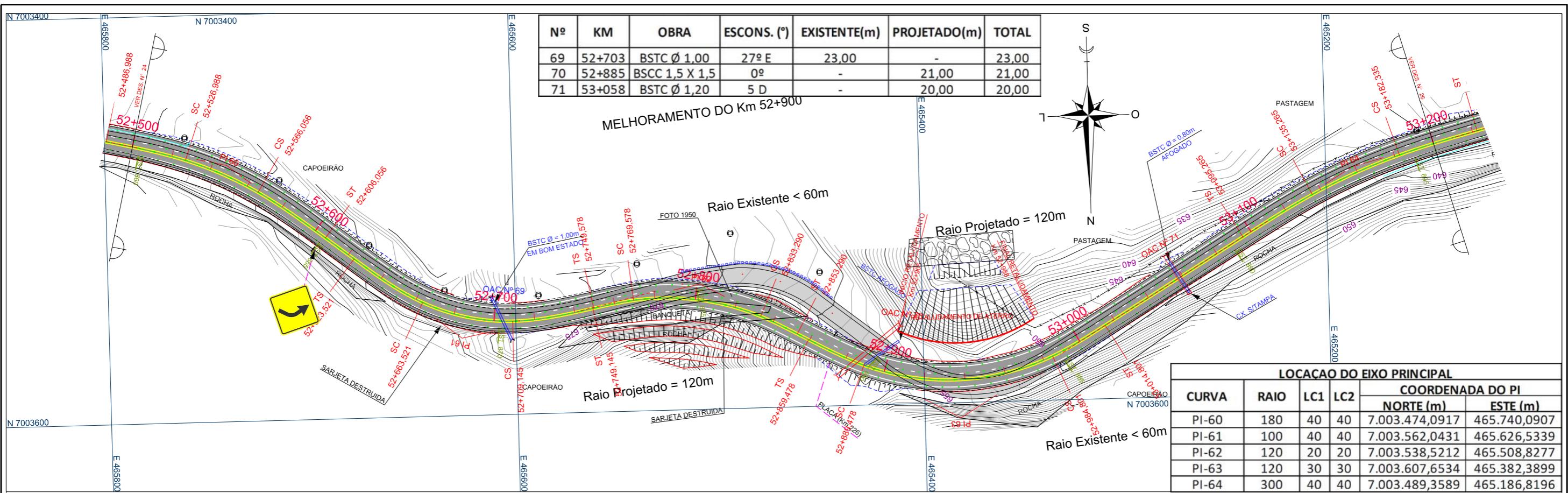
Serão avaliados os seguintes parâmetros:

- a) Defeitos superficiais, com cálculo de IGG; e
- b) Deflexões superficiais, com emprego de equipamento semelhante ao usado durante o processo construtivo, registrando-se a temperatura do pavimento durante o levantamento.

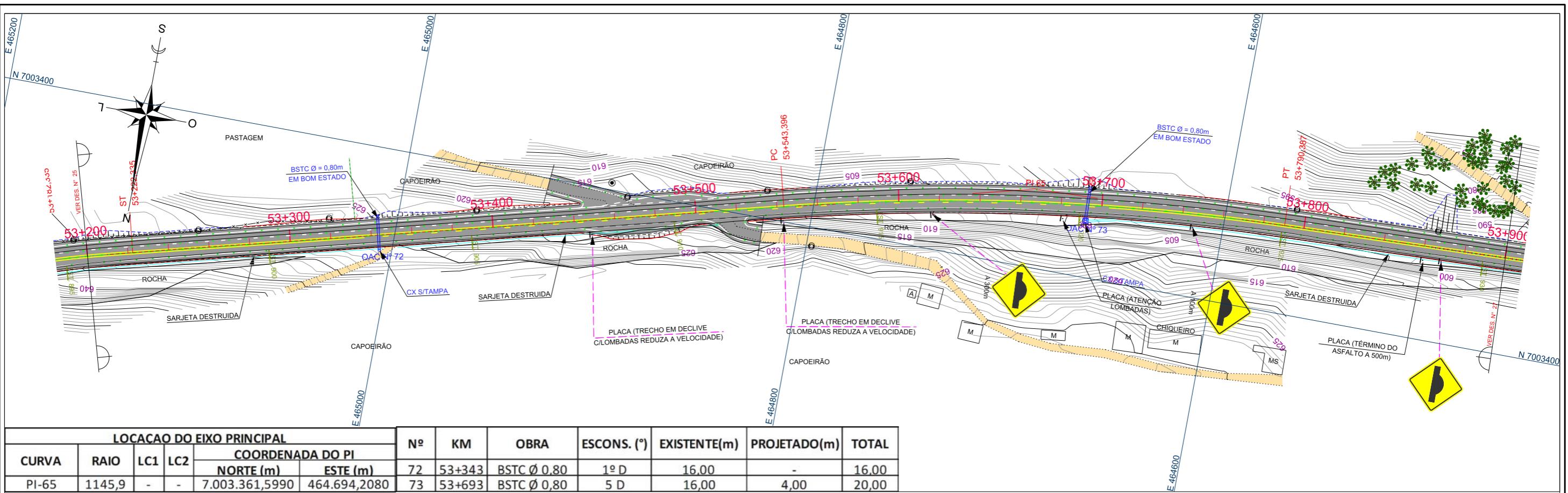
Recomenda-se no final de cada ano reavaliar-se o tráfego que solicita o pavimento e as condições climáticas registradas no período.

É aconselhável, se autorizado pelo órgão que detém a jurisdição da rodovia, a extração, anualmente, de amostras da camada reciclada, com sonda rotativa (com diâmetro de 10 cm), para a realização de ensaios de resistências à compressão simples e à tração na compressão diametral.

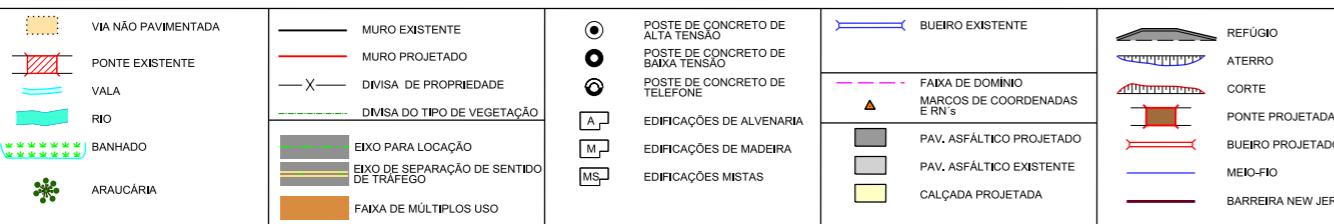
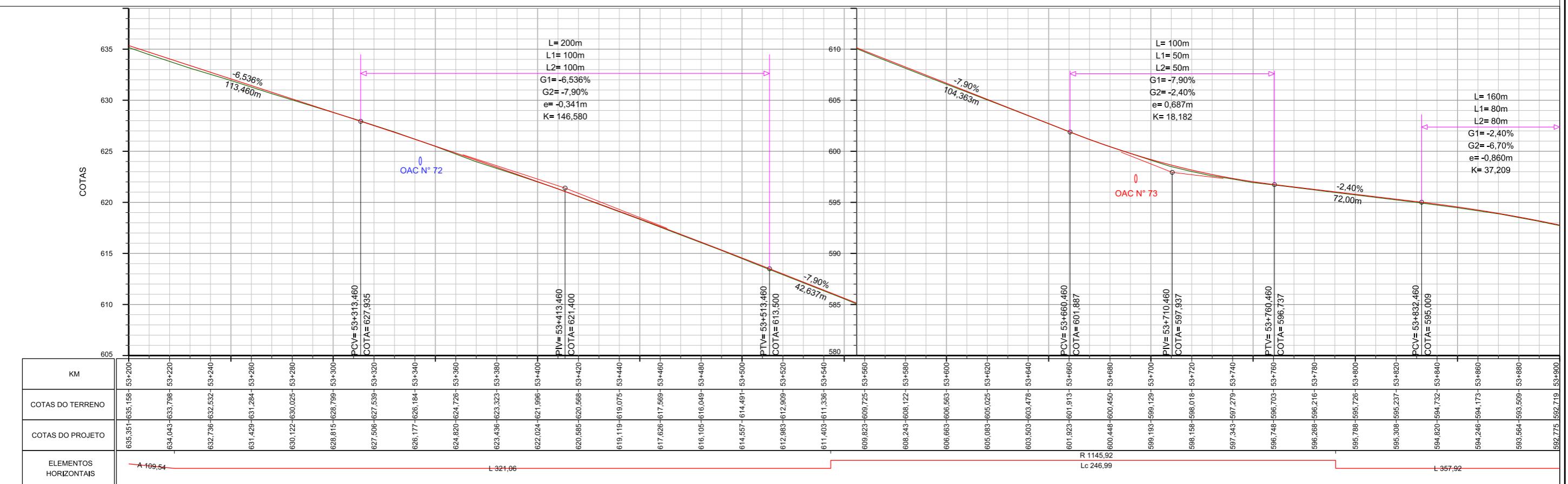
**ANEXO I – PRANCHAS DO PROJETO GEOMÉTRICO NA
LOCALIDADE DO TRECHO EXPERIMENTAL**



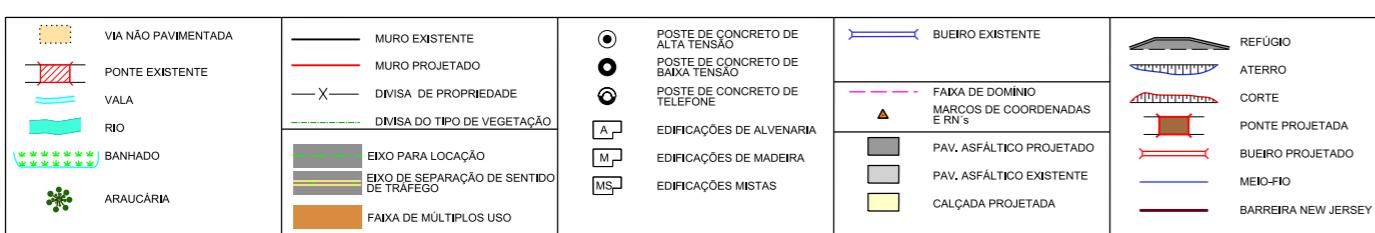
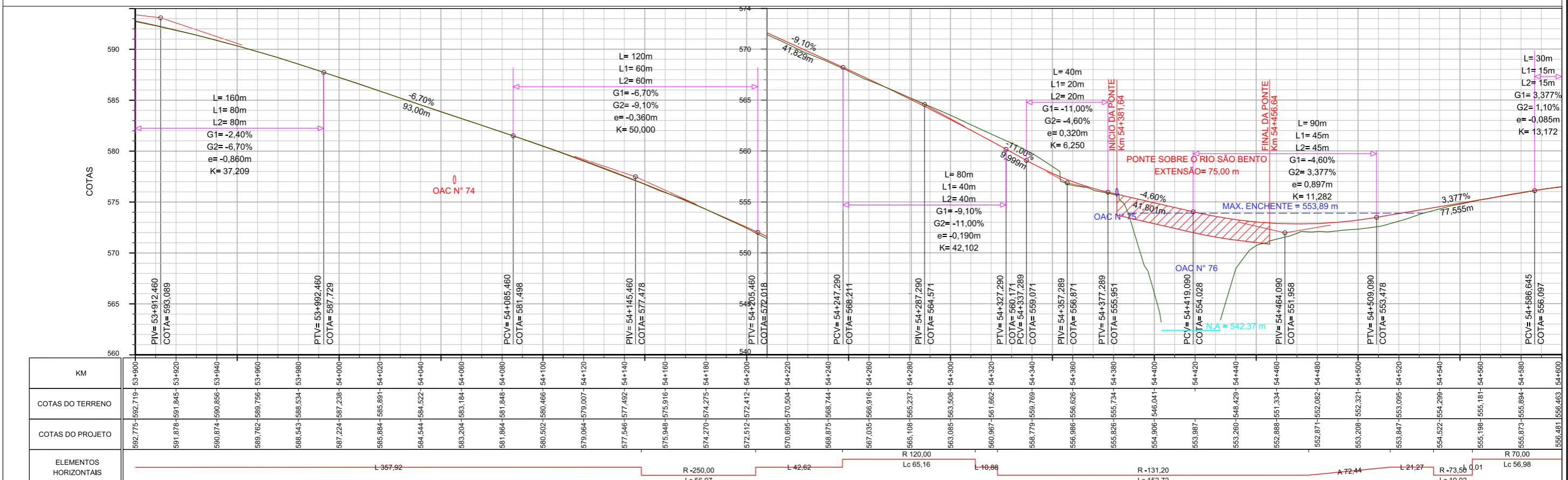
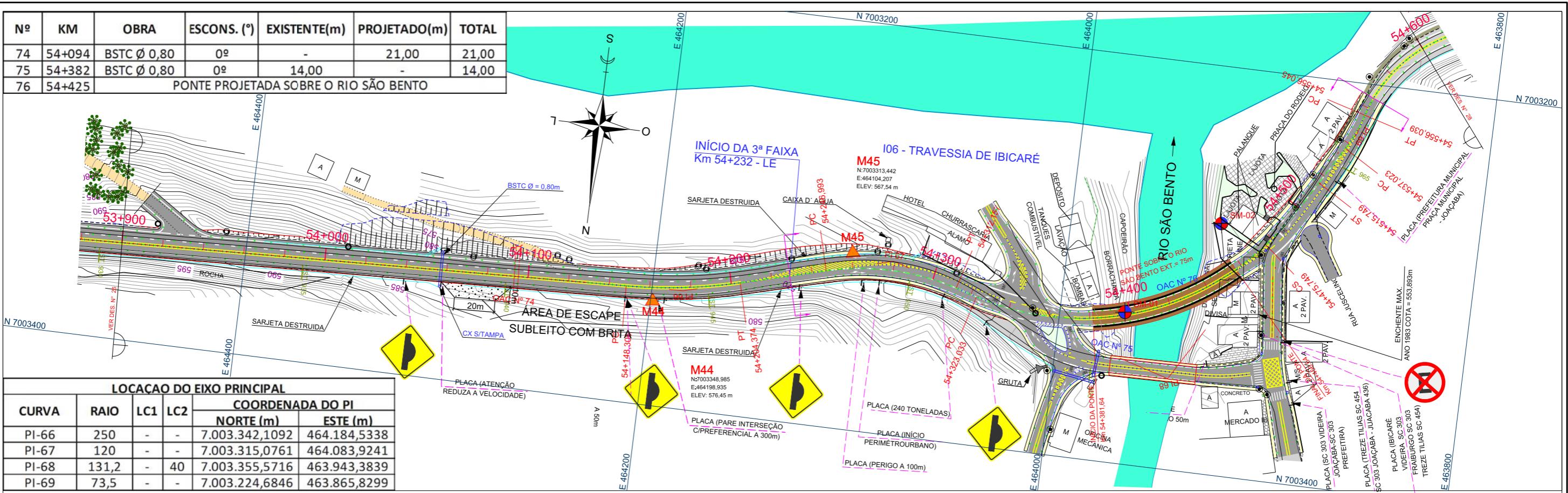
Nº	TIPO DE MODIFICAÇÃO	DATA	SANTA CATARINA	DENFRA	SIE	DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA SOTEPA - Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda	SC
ESCALA HORIZONTAL: 1/2000 ESCALA VERTICAL: 1/400			 SOTEPA Síônimo de Credibilidade		PROJETO GEOMÉTRICO		PROJETO DE REABILITAÇÃO E MELHORAMENTOS
			DATA: JANEIRO/ 2013	RODOVIA : SC 453 TRECHO : TANGARÁ (ENTR. SC 135) - LUZERNA (ENTR. SC 150) EXTENSÃO : 33,35Km			FOLHA: 25/54



LOCACAO DO EIXO PRINCIPAL					Nº	KM	OBRA	ESCONS. (º)	EXISTENTE(m)	PROJETADO(m)	TOTAL	
CURVA	RAIO	LC1	LC2	COORDENADA DO PI		72	53+343	BSTC Ø 0,80	1º D	16,00	-	16,00
				NORTE (m)	ESTE (m)							
PI-65	1145,9	-	-	7.003.361,5990	464.694,2080	73	53+693	BSTC Ø 0,80	5 D	16,00	4,00	20,00



Nº	TIPO DE MODIFICAÇÃO	DATA			SIE	DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA SOTEPA - Sociedade Técnica de Estudos, Projetos e Assessoria Ltda	SC
ESCALA HORIZONTAL: 1/2000 ESCALA VERTICAL: 1/400		 SOTEPA Síônimo de Credibilidade		PROJETO GEOMÉTRICO		PROJETO DE REabilitação e MELHORAMENTOS	
		DATA: JANEIRO/ 2013	RODOWIA : SC 453 TRECHO : TANGARÁ (ENTR. SC 135) - LUZERNA (ENTR. SC 150) EXTENSÃO : 33,35Km				FOLHA: 26/54



APÊNDICE F

 	1. Relatório Número: CCR-ND-FRES- 2. Data do Relatório: dezembro de 2016		3. Folhas: 63
4. Título da Pesquisa: "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos"			
5. Responsável pela coordenação da pesquisa: Centro de Pesquisas Rodoviárias (CPR) da Concessionária NovaDutra, do Grupo CCR	6. Relatório Elaborado para: Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)		
7. Relatório preparado por: Prof. Dr. Washington Peres Núñez, Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti Engº Me. William Fedrigo, Doutorando Engº Me. Mario Alexander Castañeda López Engª Me. Thaís Radünz Kleinert, Doutoranda	Universidade Federal do Rio Grande do Sul		
8. Resumo: Este Relatório apresenta as atividades desenvolvidas dentro da pesquisa "Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos", nos meses de janeiro a junho de 2017. Destacam-se:	a) Caracterização mais detalhada do material de base solo laterítico; b) Complementação dos resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base; c) Realização de ensaios de resistência à tração na flexão de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base; d) Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base; e) Realização dos primeiros levantamentos no trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453; f) Descrição dos procedimentos construtivos empregados na França.		
9. Palavras Chave: Pavimentos, reciclagem com cimento, dimensionamento, procedimentos construtivos.			

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	3
2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LATERÍTICO E DO FRESADO ASFÁLTICO	4
2.1	Determinação do peso específico real dos grãos	4
2.2	Determinação dos limites de consistência	4
2.3	Classificação MCT.....	5
2.4	Análise granulométrica	7
2.5	Determinação do teor de ligante do fresado asfáltico.....	9
3	ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD).....	11
4	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (RTF).....	17
4.1	CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIAS À TRAÇÃO NA FLEXÃO E POR COMPRESSAO DIAMETRAL	22
4.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE FLEXURAL (MEF)	23
5	ENSAIOS DE FADIGA.....	28
5.1	MÓDULO DE RESILIÊNCIA FLEXURAL (MRF)	30
5.2	MODELOS DE FADIGA.....	32
5.2.1	Tensão inicial.....	32
5.2.2	Deformação inicial	34
5.2.3	Relação de tensões.....	35
5.2.4	Relação de deformações	37
5.2.5	Comparação entre os modelos	38
6	LEVANTAMENTOS NO TRECHO EXPERIMENTAL (SC-453)	40
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	46
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS	47
	APÊNDICE I – PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS EMPREGADOS NA FRANÇA	49

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do ano de 2014, o Grupo CCR e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), através de seu Laboratório de Pavimentação (LAPAV), elaboraram um Projeto de Pesquisa intitulado “Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland – Desenvolvimento de Método de Dimensionamento e Avaliação de Procedimentos Construtivos”, que foi aprovado pela ANTT através do ofício Nº 81/2014 do GEROR/SUINF.

Este sexto Relatório de Andamento da Pesquisa descreve as atividades realizadas no período de janeiro a junho de 2017, incluindo:

- a. Caracterização mais detalhada do material de base solo laterítico e do fresado asfáltico utilizado em conjunto com este para confeccionar as misturas recicladas;
- b. Complementação dos resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base;
- c. Realização de ensaios de resistência à tração na flexão de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base;
- d. Realização de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base;
- e. Realização dos primeiros levantamentos no trecho experimental com camada reciclada com cimento na rodovia SC-453;
- f. Descrição dos procedimentos construtivos empregados na França, apresentados no Apêndice I.

Salienta-se que um relatório final, apresentando uma proposição preliminar de método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos reciclados com cimento, é enviado juntamente com este relatório.

2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LATERÍTICO E DO FRESADO ASFÁLTICO

Visando-se uma caracterização mais detalhada do material de base solo laterítico e do fresado asfáltico utilizado em conjunto com este para confeccionar as misturas recicladas, foram realizados os ensaios descritos a seguir. Tais ensaios foram realizados durante a realização do Trabalho de Conclusão de Curso de Gabriel Grassioli, defendido em 2017.

2.1 DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS

O ensaio por meio de picnômetro, conforme a metodologia definida pela norma rodoviária DNER-ME 093/94 (DNER, 1994). O peso específico real dos grãos obtido para o solo laterítico em estudo, calculado a partir da média de oito resultados, foi de 26,84 kN/m³.

2.2 DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Os limites de consistência (Atterberg) indicam a influência dos finos no comportamento do solo e baseiam-se na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem distintos conforme seu teor de umidade, podendo apresentar comportamento líquido, plástico ou sólido (PINTO, 2006).

O limite de liquidez (LL) é o teor de umidade correspondente à transição entre o estado de consistência plástica e o estado de consistência líquida e foi obtido a partir do ensaio padronizado pela NBR 6459 (ABNT, 2016). Nesse ensaio, o limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha metálica. O processo foi realizado com diferentes umidades, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura e obteve-se o limite pela interpolação dos resultados.

O limite de plasticidade (LP) é o teor de umidade correspondente à transição entre o estado de consistência sólida e o estado de consistência plástica e foi encontrado por meio do ensaio padronizado pela NBR 7180 (ABNT, 2016). Nesse ensaio, o limite de plasticidade é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se com a palma da mão. O resultado foi obtido a partir da média dos teores de umidade encontrados em cinco amostras.

A partir dos resultados obtidos, calculou-se também o índice de plasticidade (IP), que é definido pela diferença entre os limites de liquidez e plasticidade.

Os resultados encontrados para os limites de consistência, assim como o índice de plasticidade correspondente, são indicados na Tabela 1. Os valores obtidos, segundo Pinto (2006), são típicos de argilas e areais argilosas variegadas do estado de São Paulo, algo esperado visto à origem e as características apresentadas pelo solo nos demais ensaios.

Tabela 1: Limites de consistência e índice de plasticidade do solo laterítico empregado no estudo

Índice	Teor de umidade (%)
Limite de liquidez	44,3
Limite de plasticidade	31,9
Índice de plasticidade	12,4

2.3 CLASSIFICAÇÃO MCT

A classificação MCT, elaborada pelos professores e engenheiros Nogami e Villibor (1981), tem como principal objetivo a caracterização e hierarquização de solos tropicais, visando a aplicabilidade desses em obras viárias, a partir da determinação de parâmetros relacionados a propriedades mecânicas e hidráulicas.

Nesse contexto, com a finalidade de enquadrar o solo estudado nessa classificação e poder confirmar suas propriedades de natureza laterítica, foram realizados os ensaios de compactação mini-MCV (do inglês *moisture condition value*) e de perda de massa por imersão em água, normalizados pelas normas rodoviárias DNER-ME 258/94 (DNER, 1994) e DNER-ME 256/94 (DNER, 1994), respectivamente.

Esses ensaios são realizados com material passante na peneira de 2 mm, em cinco corpos de prova compactados com diferentes umidades em dimensão miniatura (50 mm de diâmetro) e os resultados são necessários para a obtenção dos parâmetros c' e e' , calculados conforme especificado pela DNER-CLA 259/96 (DNER, 1996). Os equipamentos utilizados no ensaio de compactação mini-MCV e a realização do ensaio de perda de massa por imersão são apresentados na Figura 1.



Figura 1: Equipamentos do ensaio de compactação mini-MCV e corpos de prova durante o ensaio de perda de massa por imersão

A partir dos parâmetros encontrados e da inserção desses no gráfico mostrado na Figura 2, obtém-se a identificação do solo de acordo com a metodologia MCT. A classificação é constituída de 7 grupos, sendo três de comportamento laterítico L e quatro de comportamento não-laterítico.

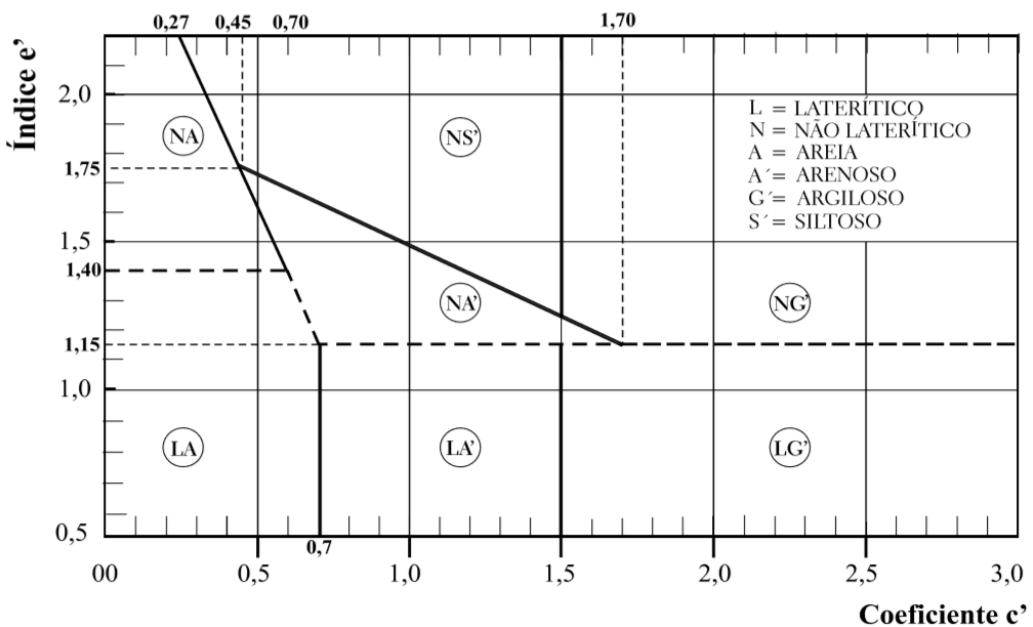


Figura 2: Gráfico de classificação MCT (fonte: VILLIBOR e NOGAMI, 2009)

O solo em estudo foi classificado, a partir dos coeficientes c' e e' encontrados (2,4 e 0,654, respectivamente) e da inserção desses no gráfico apresentado na Figura 2, como um solo laterítico argiloso (LG') segundo a metodologia MCT, confirmando suas propriedades de natureza laterítica.

2.4 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Depois de realizados os ensaios de classificação MCT, observou-se que o solo em estudo se trata de uma argila laterítica. Desse modo, foi constatado que o mesmo deveria ter um teor de argila maior do que o que foi verificado nos ensaios de análise granulométrica por peneiramento (apresentada no 5º Relatório). Tal fato também foi corroborado pelos resultados dos ensaios de consistência, nos quais os valores de LL, LP e IP apresentados pelo solo são típicos de solos argilosos, segundo Pinto (2006).

Logo, a fim de se obter uma granulometria mais apurada quanto aos finos presentes no solo, decidiu-se pela realização dos ensaios de análise granulométrica por sedimentação com emprego de defloculante, conforme especificado pela DNER-ME 051/94 (DNER, 1994), elaborada para solos.

A Figura 3 apresenta a curva granulométrica obtida por sedimentação e peneiramento com emprego de defloculante para o solo laterítico utilizado neste trabalho.

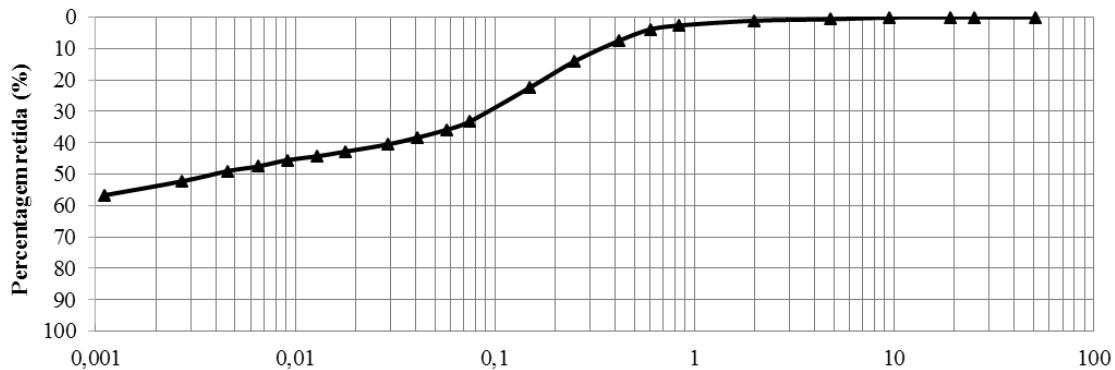


Figura 3: Curva granulométrica do solo laterítico obtida por sedimentação e peneiramento

Verificou-se que o solo apresenta uma grande porcentagem de finos, diferente do observado na curva granulométrica apresentada no 5º Relatório, obtida apenas por peneiramento e sem emprego de defloculante. Deste modo, foi realizada uma nova estimativa da granulometria das misturas estudadas. As curvas das misturas são apresentadas na Figura 4, bem como as faixas granulométricas estipuladas pela Wirtgen (2012). Em tais curvas já consta a adição de 10% de material passante na peneira de abertura de 1,2 mm. Destaca-se que apenas as misturas com 80% ou mais de fresado se enquadram totalmente na faixa sugerida para reciclagem com cimento.

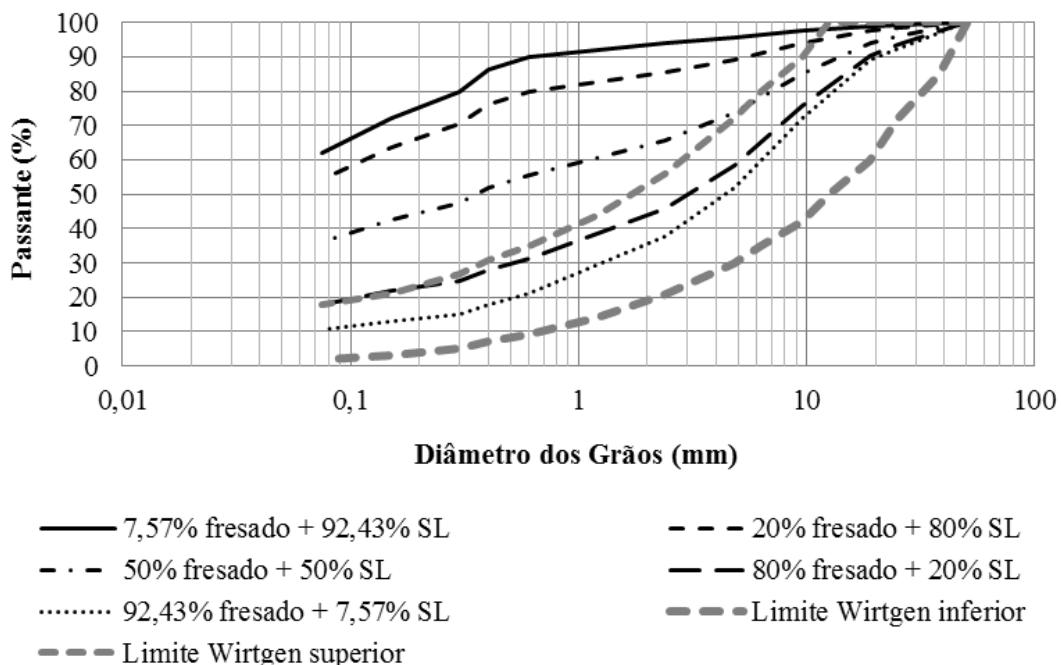


Figura 4: Curvas granulométricas das misturas corrigidas e limites definidos pela Wirtgen

Salienta-se a importância, no processo de dosagem de misturas recicladas contendo solo laterítico, da realização de uma análise granulométrica completa do material, por meio de ensaios de peneiramento e também de sedimentação com emprego de defloculante, com o intuito de garantir uma composição bem graduada.

2.5 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE DO FRESADO ASFÁLTICO

Com o objetivo de caracterizar o material fresado empregado nas misturas, realizou-se o ensaio de determinação do teor de ligante asfáltico pelo método da queima no forno de ignição (modelo Troxler), seguindo-se os procedimentos recomendados pela norma ASTM D6307-16 (ASTM, 2011). O processo de queima foi realizado em duas amostras, com aproximadamente 600 g cada, obtendo-se o teor em massa de ligante pela média dos resultados.

A partir da realização do ensaio de determinação do teor de ligante pelo método da queima no forno de ignição, constatou-se que o material fresado empregado apresenta

5,71 % de ligante asfáltico em sua composição, obtido pela média dos teores de duas amostras.

3 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MRD)

Neste capítulo, complementam-se os resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento contendo solo laterítico como material de base (objeto de estudo do Trabalho de Conclusão de Curso de Gabriel Grassioli, 2017). São adicionados resultados de MRD aos 14 dias de cura, que não haviam sido realizados quando da apresentação do 5º Relatório. Tais dados são analisados em conjunto com os dados já apresentados no relatório anterior.

A metodologia empregada para realização dos ensaios não é apresentada, pois já foi descrita no 2º Relatório. Contudo, a Figura 5 apresentada a configuração do ensaio de MRD. Os códigos para identificação das misturas são idênticos aos apresentados no 5º Relatório.



Figura 5: Configuração do ensaio de MRD

Os ensaios de MRD também foram realizados na sequência determinada pelo *Minitab*, tendo-se os cuidados necessários com a moldagem, a cura e a execução dos

experimentos. Para a realização da análise estatística, optou-se por utilizar os valores correspondentes às seis leituras representativas de cada amostra, totalizando 252 valores analisados.

Os dados foram então fornecidos ao *Minitab*, que gerou um relatório com os resultados estatísticos, contendo o modelo de regressão e a significância (valor-p) dos termos (lineares, quadráticos e interações). Após a exclusão dos termos considerados não significativos, chegou-se a um modelo de regressão para previsão do módulo de resiliência diametral das misturas estudadas. A Equação 1 representa matematicamente tal modelo em unidades não codificadas.

$$\begin{aligned} \text{MRD} = & 8802 - 126,8*\text{fr} - 408*\text{ci} - 664*\text{tc} + 1,107*\text{fr}*\text{fr} + 16,49*\text{fr}*\text{ci} + 4,76*\text{fr}*\text{tc} \\ & + 72,5*\text{ci}*\text{tc} \end{aligned} \quad (1)$$

Onde:

MRD – módulo de resiliência diametral, em MPa;

ci – teor de cimento, em %;

fr – porcentagem de fresado, em %;

tc – tempo de cura, em dias.

Tal modelo alcançou um R^2 de 62%, resultado não muito significativo, mas considerado aceitável em decorrência do tamanho da amostra e da variabilidade de dados encontrados nesse tipo de ensaio, principalmente nos casos de corpos de prova muito rígidos, já que quanto mais elevada é a rigidez do material, maior a possibilidade de erro na leitura de deslocamento pelo LVDT. Além disso, optou-se por não retirar os valores atípicos apontados pelo *software* do modelo, o que interfere no ajuste do mesmo.

Na Tabela 2 são apresentados os coeficientes do modelo de regressão em nível codificado, assim como o valor-p referente a cada efeito analisado.

Tabela 2: Coeficientes e valores-p do modelo de regressão para MRD

Termo	Coeficiente	Valor-p
Constante	5739	0,000
Porcentagem de fresado (%)	3831	0,000
Teor de cimento (%)	2920	0,000
Tempo de cura (dias)	-748	0,000
Porcentagem de fresado (%) * Porcentagem de fresado (%)	1993	0,000
Porcentagem de fresado (%) * Teor de cimento (%)	1978	0,000
Porcentagem de fresado (%) * Tempo de cura (dias)	1110	0,001
Teor de cimento (%) * Tempo de cura (dias)	1128	0,001

Os termos não considerados no modelo foram os efeitos quadráticos do teor de cimento e do tempo de cura, já que esses apresentaram valor-p de 0,451 e 0,227, respectivamente, muito superiores ao nível de significância considerado (0,05).

Na Figura 6 são apresentados os efeitos das variáveis independentes (porcentagem de fresado e teor de cimento) no módulo de resiliência diametral. O tempo de cura novamente não demonstrou importância significativa no modelo, não sendo apresentado.

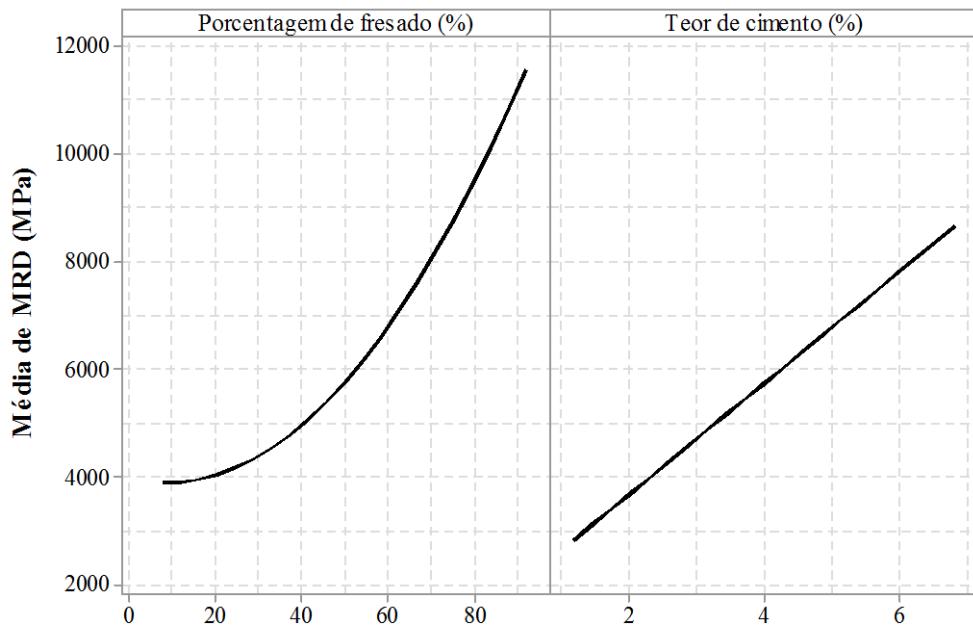


Figura 6: Gráfico de efeitos principais para MRD: avaliação da influência da porcentagem de fresado e do teor de cimento

A partir dos gráficos, nota-se que a rigidez aumenta tanto com a elevação do teor de cimento quanto com a elevação da porcentagem de fresado, sendo que as duas variáveis também apresentam grande influência na determinação do MRD.

Para fins de quantificação, os resultados para o ensaio de módulo de resiliência estão expostos na Tabela 3. Ressalta-se que os valores correspondem à média das seis leituras para cada CP ensaiado, com exceção dos pontos centrais, os quais correspondem à média de seis CPs.

Tabela 3: Resultados de MRD das misturas analisadas

Mistura	MRD		
	3 dias	7 dias	14 dias
SL 1,17-50	3105	2670	860
SL 2-20	2946	4036	2928
SL 2-80	7285	5996	11118
SL 4-7,57	6647	5390	1725
SL 4-50	7272	7584	2292
SL 4-92,43	8343	10893	10399
SL 6-20	2577	3015	8294
SL 6-80	13233	10084	16927
SL 6,83-50	8884	6936	10614

Na Tabela 3, observa-se que os resultados obtidos apresentaram uma amplitude de variação bastante elevada, com módulos de resiliência diametral entre 860 MPa (SL 1,17-50 – 14 dias) e 16.927 MPa (SL 6-80 – 14 dias).

Mesmo que o modelo não tenha se mostrado significativo, com um coeficiente de determinação R^2 de 62%, optou-se por expressar o efeito das variáveis a partir do gráfico de contorno, apresentado na Figura 7, na qual se variam o teor de cimento e a porcentagem de fresado, para misturas ensaiadas após 7 dias de cura.

A partir desse gráfico, pode-se relacionar uma determinada porcentagem de fresado com um dado teor de cimento e encontrar o módulo de resiliência aproximado que a mistura pode atingir. Ressalta-se que esses gráficos de contorno podem ser gerados pelo *Minitab* para qualquer tempo de cura entre 3 e 14 dias, considerados na análise, e que esses apresentaram a mesma tendência apresentada com 7 dias de cura.

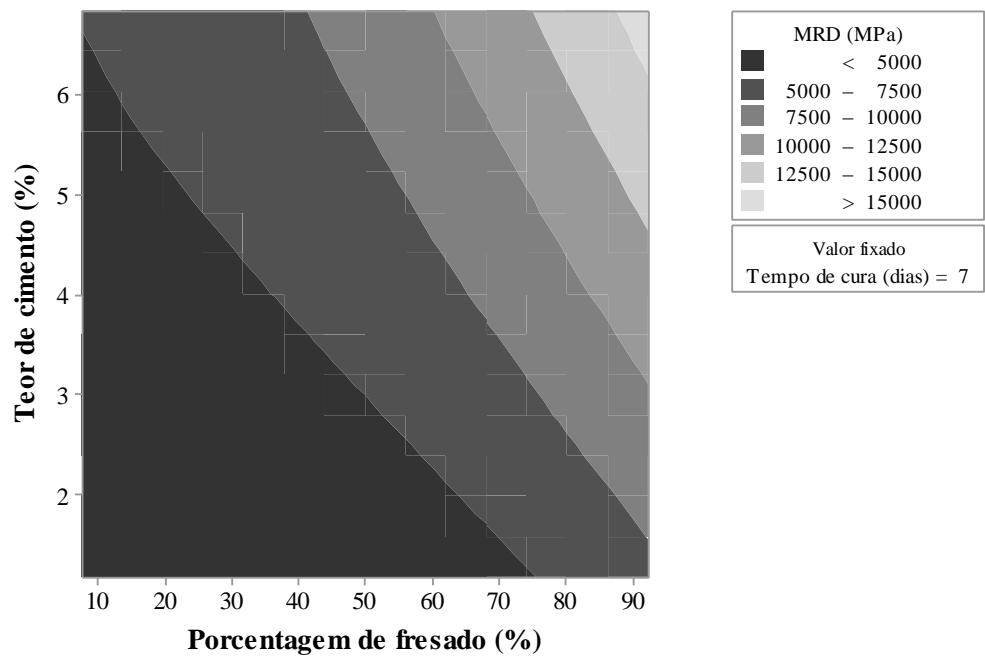


Figura 7: Gráfico de superfície de MRD aos 7 dias de cura

4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (RTF)

Neste capítulo, apresentam-se os resultados de ensaios de resistência à tração na flexão (RTF) de misturas recicladas com cimento contendo solo laterítico como material de base (objeto de estudo do Trabalho de Conclusão de Curso de Gabriel Grassioli, 2017). Também são apresentados resultados de deformação de tração na ruptura (ϵ_b) e módulo de elasticidade flexural (MEF) das misturas estudadas.

Destaca-se que foi empregado um projeto experimental diferente para tais ensaios, conforme o empregado por Castañeda López (2016) e por D'Avila (2015) para outros materiais de base (tais resultados foram apresentados nos relatórios anteriores). Assim, a identificação das misturas e os parâmetros de compactação são apresentados na Tabela 4, já as curvas granulométricas são apresentadas na Figura 8.

Tabela 4: Descrição das misturas analisadas nos ensaios de RTF

Teor de cimento (%)	Porcentagem de fresado (%)	Nomenclatura	Teor de umidade ótimo (%)	Peso específico seco máximo (kN/m ³)
2	20	SL 2-20	14,2	17,10
2	50	SL 2-50	8,6	19,30
2	70	SL 2-70	7,1	20,73
4	20	SL 4-20	14,2	17,41
4	50	SL 4-50	10,9	19,59
4	70	SL 4-70	10,1	20,10
6	20	SL 6-20	12,7	18,11
6	50	SL 6-50	12,8	19,43
6	70	SL 6-70	8,2	21,03

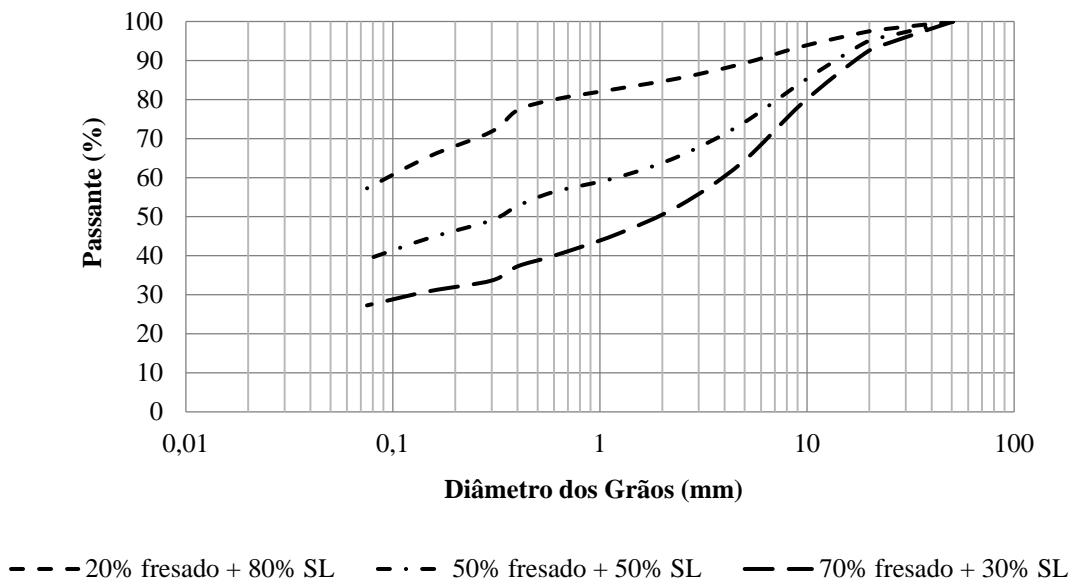


Figura 8: Curvas granulométricas das misturas utilizadas nos ensaio de RTF

A metodologia empregada para realização dos ensaios não é apresentada, pois já foi descrita no 3º Relatório. Contudo, a Figura 9 apresenta a configuração do ensaio de RTF.



Figura 9: Configuração do ensaio de RTF

A partir da Tabela 5, observa-se que as médias dos resultados de RTF variaram entre 0,28 MPa (SL 2-20) e 1,43 MPa (SL 6-70), apresentando coeficientes de variação

aceitáveis. Já as médias de deformação na ruptura (95%) variaram entre 273 $\mu\epsilon$ (SL 4-20) e 1059 $\mu\epsilon$ (SL 2-70), mas apresentaram coeficientes de variação mais elevados, chegando a atingir 80% na mistura SL 2-20.

Tabela 5: Resultados dos ensaios de RTF

Mistura	CP	RTF (MPa)	Média (MPa)	CV (%)	Deformação na ruptura (ϵ_b) 95% ($\mu\epsilon$)	Média ($\mu\epsilon$)	CV (%)
2-20	1	0,312			797		
	2*	-	0,28	18	-	508	80
	3	0,243			219		
2-50	1	0,452			478		
	2	0,516	0,49	7	485	467	6
	3	0,501			437		
2-70	1*	-			-		
	2	0,610	0,75	27	724	1059	45
	3	0,894			1394		
4-20	1*	-			-		
	2	0,606	0,65	10	238	273	18
	3	0,697			307		
4-50	1	0,992			589		
	2	0,921	0,96	5	450	519	19
	3*	-			-		
4-70	1	0,919			646		
	2	0,853	0,93	10	486	596	16
	3	1,031			657		
6-20	1	0,658	0,61	12	604	463	43

	2	0,556		321			
	3*	-		-			
	1	1,013		468			
6-50	2	0,874	0,90	12	156	328	48
	3	0,799			360		
	1	1,435		557			
6-70	2*	-	1,43	-	-	557	-
	3*	-		-	-		

*Corpos de prova que apresentaram problemas na moldagem ou na aquisição de dados durante o ensaio.

Os resultados dos ensaios foram cruzados com as variáveis de dosagem com o intuito de verificar a influência de cada material na mistura reciclada. As Figuras 10 a 13 apresentam essas relações por meio de gráficos.

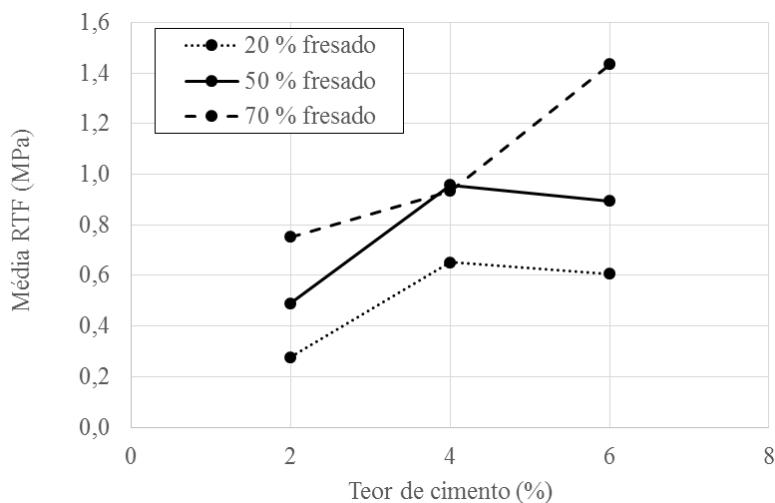


Figura 10: Relação entre o teor de cimento e a resistência à tração na flexão

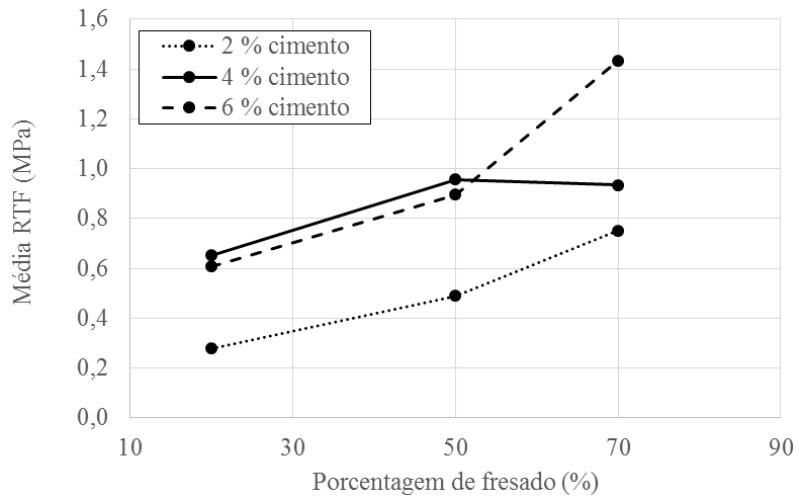


Figura 11: Relação entre a porcentagem de fresado e a resistência à tração na flexão

A partir dos gráficos das Figuras 10 e 11, observa-se que os resultados de resistência à tração na flexão apresentaram uma tendência de aumento tanto com o acréscimo do teor de cimento quanto com a elevação da porcentagem de fresado. Esse comportamento foi também observado para a rigidez das misturas, nos ensaios de MRD.

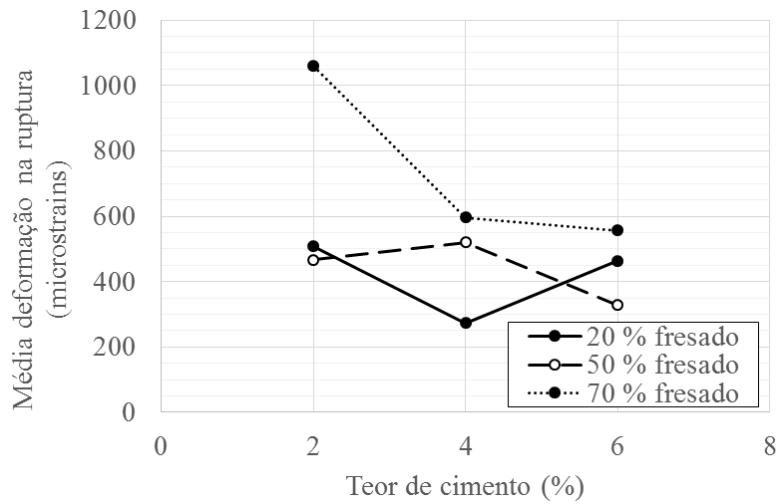


Figura 12: Relação entre o teor de cimento e a deformação na ruptura

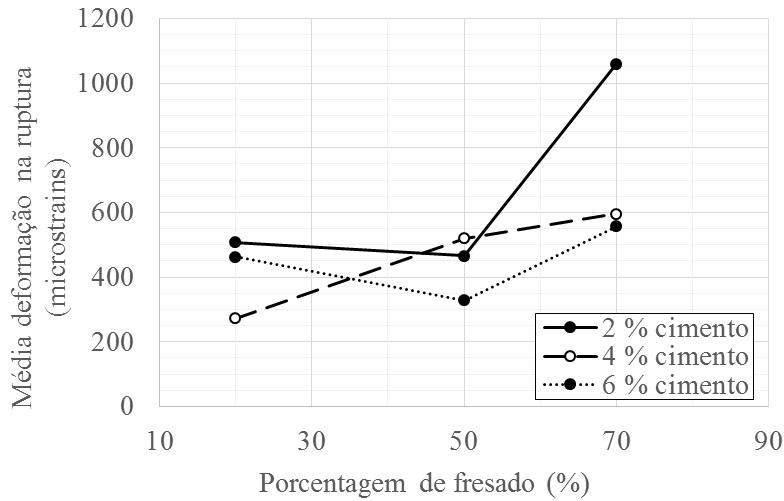


Figura 13: Relação entre a porcentagem de fresado e a deformação na ruptura

Os valores de deformação na ruptura, por outro lado, apresentaram um comportamento bastante variado, mas com uma tendência de diminuição das deformações com o acréscimo do teor de cimento (Figura 12), fato justificável pelo aumento da rigidez das misturas. Já para o material fresado (Figura 13) observou-se o inverso, ou seja, uma propensão de elevação das deformações na ruptura com o acréscimo das porcentagens.

4.1 CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIAS À TRAÇÃO NA FLEXÃO E POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Com o objetivo de comparar os resultados de resistência à tração obtidos na flexão (RTF) e por compressão diametral (RCD), foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

A Figura 14 apresenta a correlação entre os resultados de RCD e RTF aos 28 dias de cura, assim como a respectiva linha de tendência. Conforme o esperado observa-se que a correlação entre as resistências à tração obtidas pelos dois métodos é significativa, alcançando um coeficiente de determinação R^2 igual a 84%.

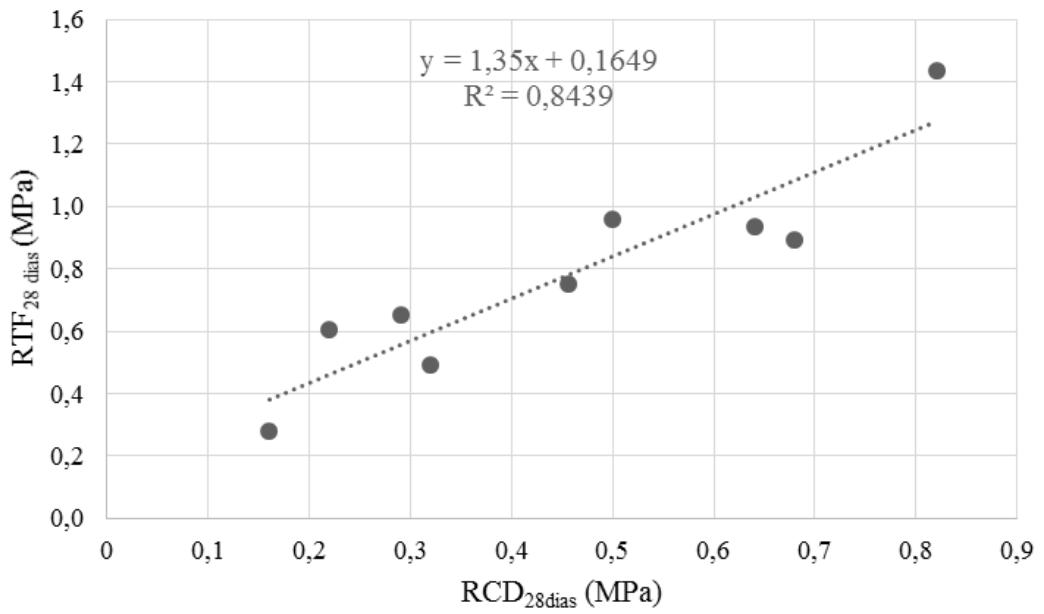


Figura 14: Correlação entre RTF e RCD aos 28 dias de cura

4.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE FLEXURAL (MEF)

A Tabela 6 apresenta os resultados de módulo de elasticidade flexural (MEF). Destaca-se que o MEF foi determinado para a condição de tensão-deformação equivalente a 40% da RTF, conforme as curvas tensão-deformação apresentadas nas Figuras 15, 16 e 17. Em tais figuras, a tensão (eixo y) é apresentada normalizada em função da RTF. As Figuras 18 e 19 apresentam o efeito do teor de cimento e da porcentagem de fresado no MEF.

Tabela 6: Resultados de módulo de elasticidade flexural

Mistura	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
2-20*	983	920	93,6
2-50	1459	217	14,9
2-70	1401	286	20,4
4-20	2908	544	18,7
4-50	2454	103	4,20
4-70	2366	124	5,30
6-20	2553	873	34,2
6-50*	4701	3383	72,0
6-70**	3808	-	-

*Grande variabilidade em função da variabilidade nas leituras de deslocamento.

**Apenas um corpo de prova foi considerado, devido problemas na aquisição de dados.

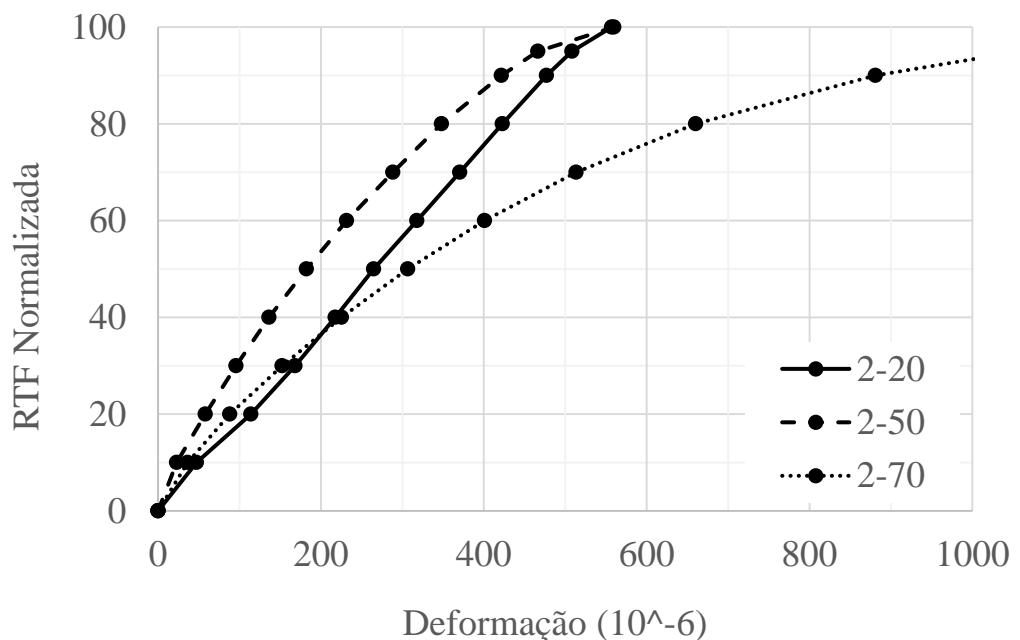


Figura 15: Curvas tensão-deformação para misturas com 2% de cimento

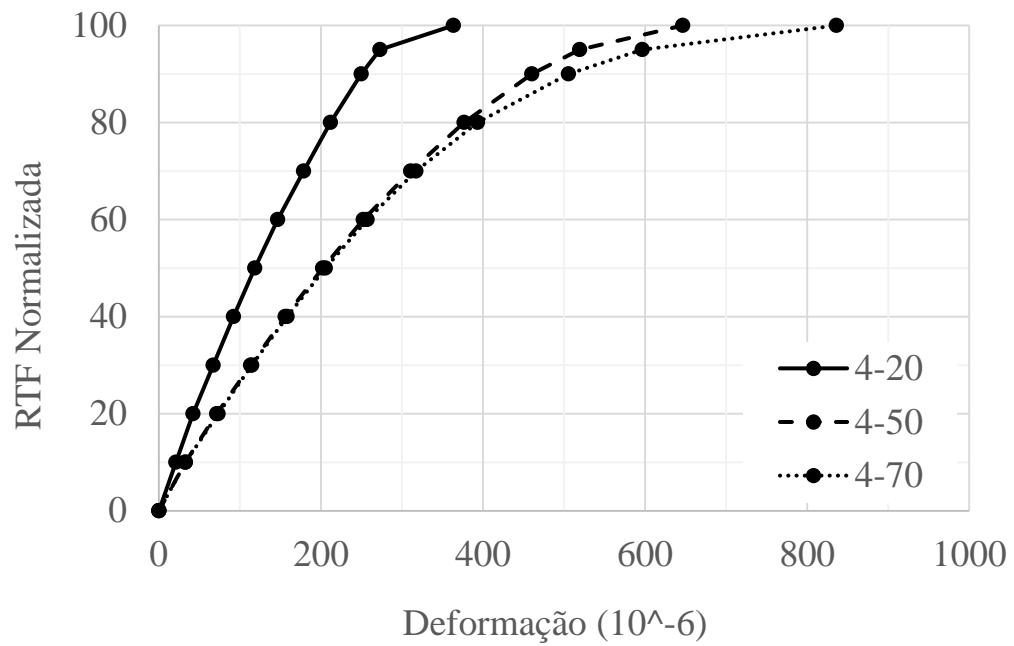


Figura 16: Curvas tensão-deformação para misturas com 4% de cimento

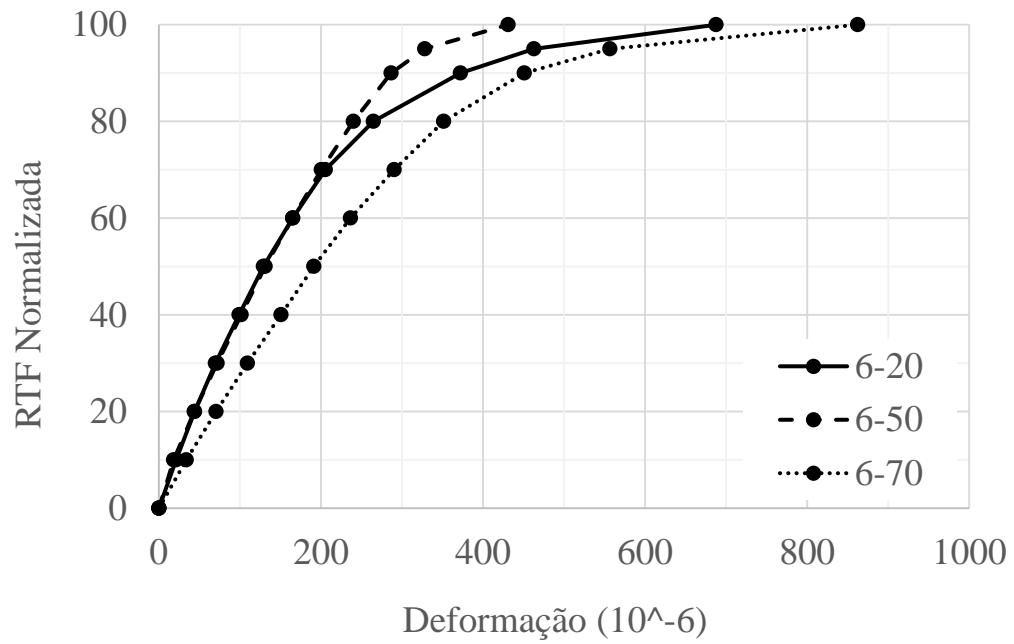


Figura 17: Curvas tensão-deformação para misturas com 6% de cimento

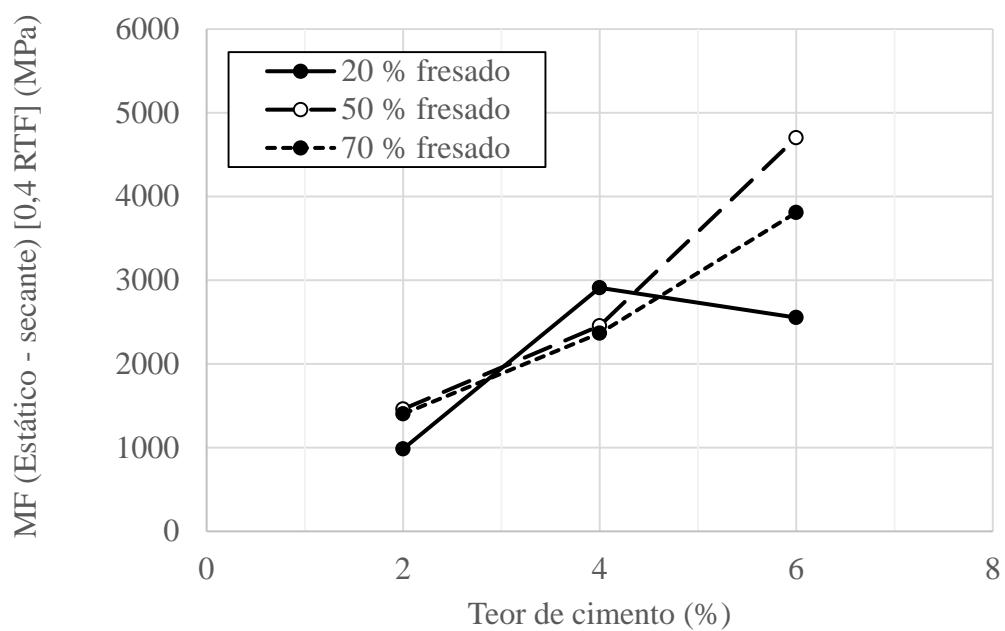


Figura 18: Efeito do teor de cimento no MEF

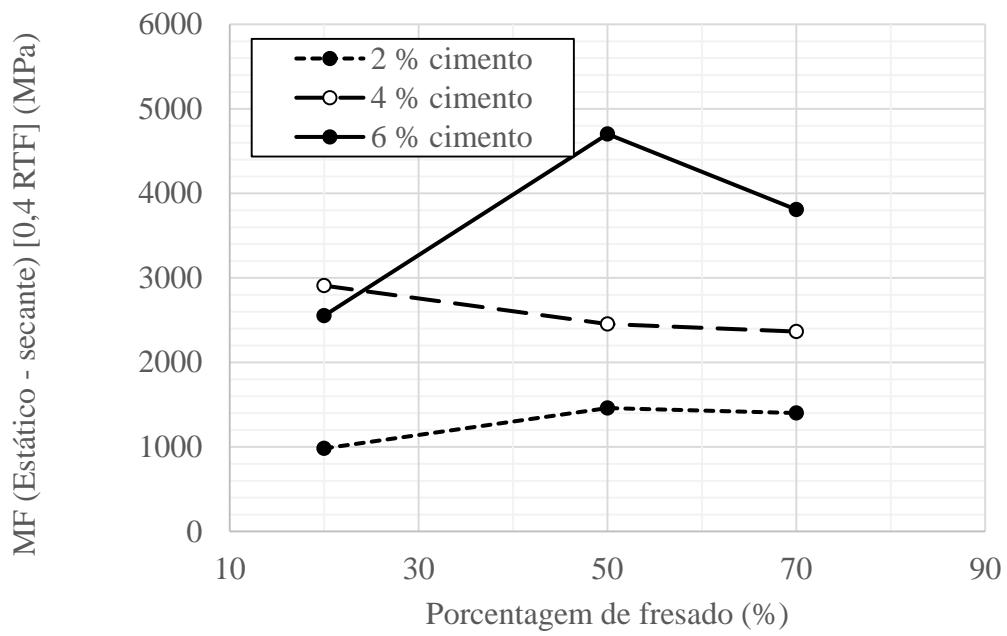


Figura 19: Efeito da porcentagem de fresado no MEF

Analizando-se os dados apresentados, percebe-se que existe a tendência das misturas tornarem-se mais rígidas conforme se aumenta o teor de cimento. Destaca-se que tal fato também foi verificado nos ensaios de MRD. A porcentagem de fresado não parece apresentar grande influência no MEF, uma vez que os resultados tendem a se manter bastante próximos independentemente da porcentagem empregada.

De uma forma geral, destaca-se a grande diferença entre os resultados de MEF e MRD, o primeiro sempre se apresentando inferior, mesmo que os dados tenham sido determinados para idades mais avançadas de cura. Indica-se que, quando do dimensionamento de pavimentos reciclados com cimento, sempre que possível, utilize-se o MEF, uma vez que representa melhor as condições de campo e que, geralmente, se aproxima mais dos valores obtidos através de retroanálise de bacias deflectométricas.

5 ENSAIOS DE FADIGA

Nesta seção, apresentam-se os resultados de ensaios de fadiga de misturas recicladas com cimento contendo solo laterítico (SL) como material de base. Tais ensaios são parte da tese de doutorado de William Fedrigo, com previsão para defesa em 2019.

Destaca-se que são mantidas as mesmas nomenclaturas e siglas empregadas nos ensaios de RTF. A metodologia empregada para realização dos ensaios não é apresentada, pois já foi descrita no 4º Relatório. Ainda, não foram realizados ensaios de fadiga para as misturas com 6% de cimento e a mistura 4-20 tem previsão para ser ensaiada na primeira semana de agosto, não integrando este relatório. A Tabela 7 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de fadiga.

Tabela 7: Resumo dos resultados dos ensaios de fadiga

Mistura (viga)	Carga aplicada (% da carga máxima)	Deformação inicial (microstrain)	Módulo de resiliência inicial (MPa)	Número de ciclos	Ruptura (S/N)
2-20 (1)*	25	-	-	<100	S
2-20 (2)*	20	-	-	<100	S
2-20 (3)	19	53	1010	299	S
2-20 (4)	15	29	1496	1000000	N
2-20 (5)	17	33	1508	376799	S
2-20 (6)	20	63	862	99	S
2-20 (7)	22	43	1451	6399	S
2-20 (8)	25	77	898	99	S
2-20 (9)	18	38	1358	575199	S
2-50 (1)	20	52	1878	399	S
2-50 (2)	25	99	1190	99	S
2-50 (3)	10	25	2010	1000000	N
2-50 (4)	15	67	1111	999	S
2-50 (5)	40	82	1745	99	S

2-50 (6)	17	68	1209	599	S
2-50 (7)*	40	-	-	<100	S
2-50 (8)*	30	-	-	<100	S
2-70 (1)	25	83	2058	99	S
2-70 (2)	20	43	3382	399	S
2-70 (3)	17	50	2531	1199	S
2-70 (4)	12	65	1714	199	S
2-70 (5)	13	43	2313	9599	S
2-70 (6)	15	44	2323	999	S
2-70 (7)	15	40	2769	2699	S
2-70 (8)	13	41	2327	204099	S
2-70 (9)	10	34	2218	325299	S
4-50 (1)	17	50	3083	299	S
4-50 (2)	18	45	3492	399	S
4-50 (3)	18	49	3363	1099	S
4-50 (4)	16	38	3752	799	S
4-50 (5)	10	23	4143	1000000	N
4-50 (6)	14	36	3661	645299	S
4-50 (7)	20	55	3244	199	S
4-50 (8)	16	45	3306	1099	S
4-70 (1)	15	36	3779	174299	S
4-70 (2)	13	29	3979	407299	S
4-70 (3)	20	38	4510	999	S
4-70 (4)	25	43	5054	299	S
4-70 (5)	22	38	4542	299	S
4-70 (6)	17	39	3732	299	S
4-70 (7)	17	37	4091	3199	S
4-70 (8)	14	35	3620	46499	S

*A aquisição de dados só acontecia para corpos de prova que atingissem 100 ciclos de carregamento.

5.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA FLEXURAL (MRF)

Durante os primeiros estágios do ensaio de fadiga, determinava-se o módulo de resiliência flexural inicial das misturas estudadas. A Tabela 8 apresenta os valores médios e a variação dos resultados de MRF. Nas Figuras 20 e 21, são apresentados os efeitos do teor de cimento e da porcentagem de fresado no MRF, respectivamente.

Tabela 8: Resultados de módulo de resiliência flexural

Mistura	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
2-20	1226	291	24
2-50	1524	398	26
2-70	2404	469	19
4-50	3505	338	10
4-70	4163	496	12

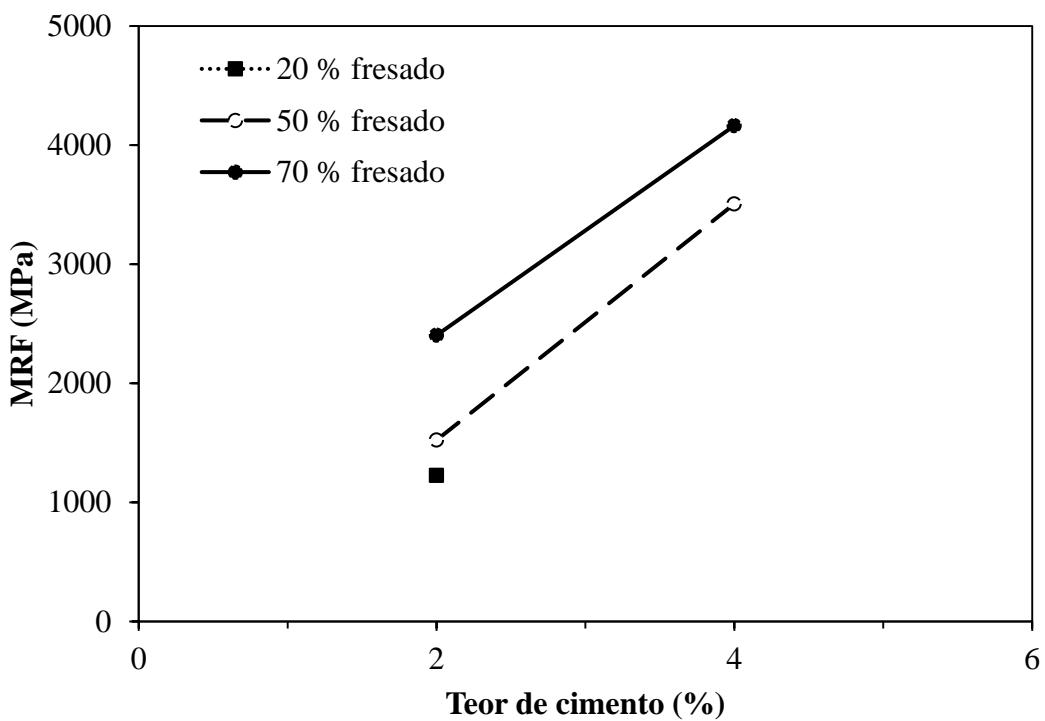


Figura 20: Efeito do teor de cimento no MRF

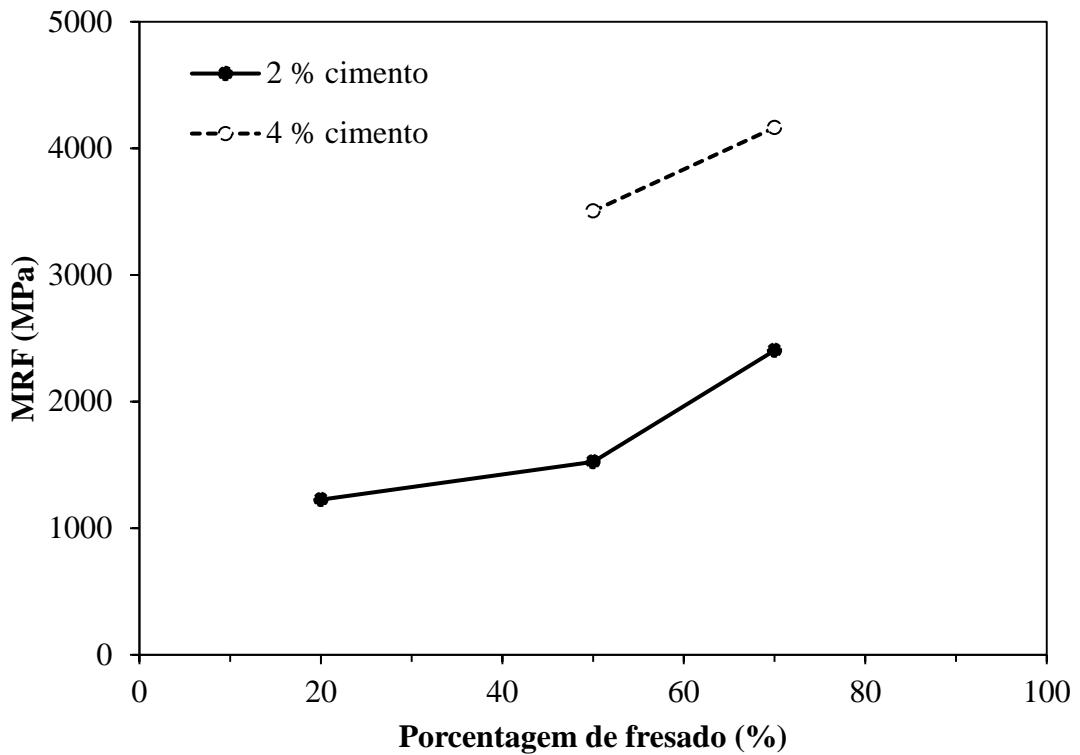


Figura 21: Efeito da porcentagem de fresado no MRF

Quanto ao teor de cimento, a mesma tendência verificada para o MEF e para o MRD é observada, ou seja, aumento da rigidez com o aumento da quantidade de cimento na mistura. Diferentemente do que aconteceu com o MEF, verifica-se que o MRF aumenta também com a porcentagem de fresado. Destaca-se que tal fato também foi observado para o MRD.

A Figura 22 apresenta a correlação entre os valores de MRF e MEF. A partir da equação apresentada, seria possível determinar o módulo de resiliência a partir de resultados de ensaios estáticos, que são de mais simples execução. Tal fato é de grande auxílio quando do dimensionamento de pavimentos reciclados com cimento.

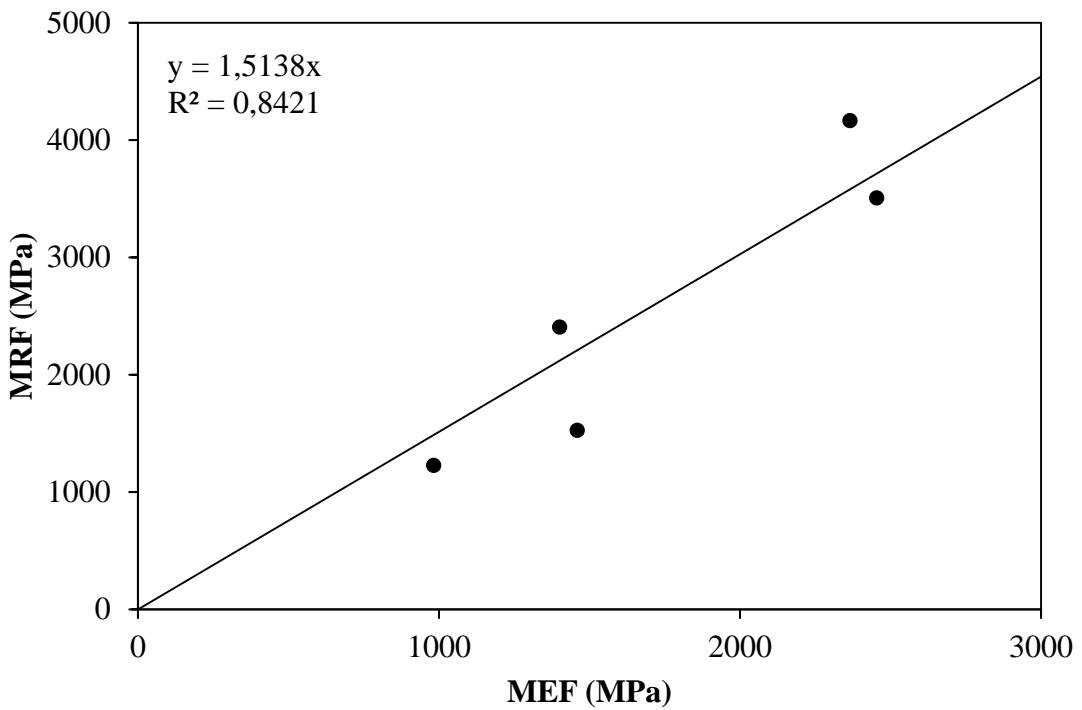


Figura 22: Relação entre MRF e MEF

5.2 MODELOS DE FADIGA

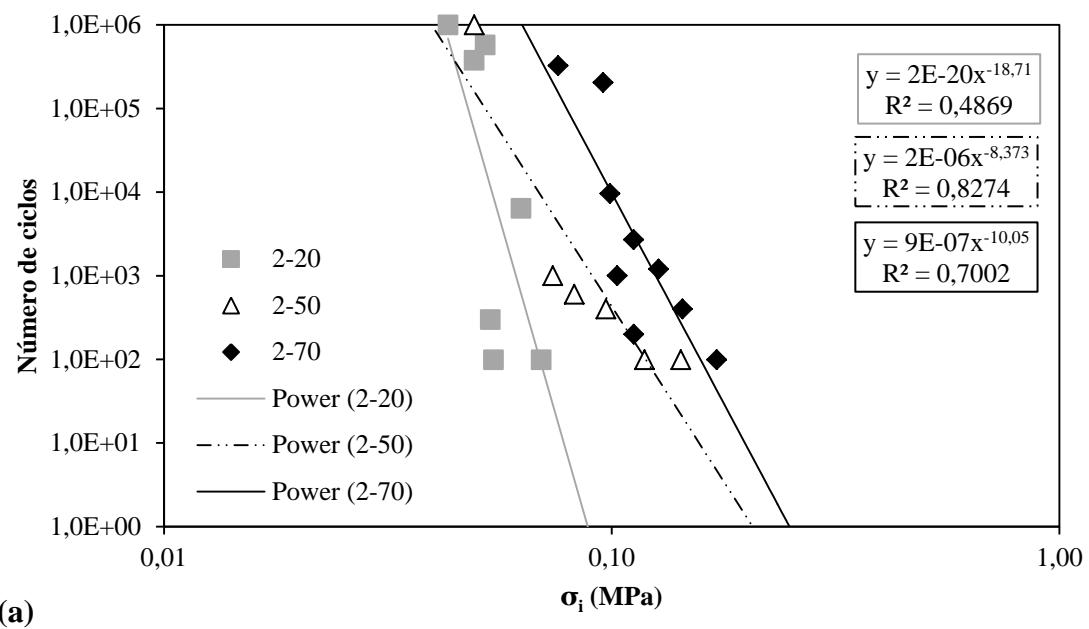
Nesta seção são apresentados os modelos de fadiga obtidos a partir dos ensaios realizados. Para cada mistura estudada, foram obtidos quatro modelos diferentes, em função da tensão inicial, da deformação inicial, da relação de tensões (tensão inicial pela tensão de ruptura) e relação de deformações (deformação inicial pela deformação de ruptura).

5.2.1 Tensão inicial

Os parâmetros obtidos para os modelos de fadiga das misturas estudadas em função da tensão de tração inicial (σ_i) são apresentados na Tabela 9. O modelo genérico é apresentado na mesma tabela, em tal modelo, LDE (*Load Damage Exponent*) é o expoente de dano devido à tensão (carga) aplicada e a é o coeficiente obtido através de regressão. As curvas de fadiga são apresentadas na Figura 23 para 2 % (a) e 4 % (b) de cimento.

Tabela 9: Parâmetros dos modelos de fadiga em função da tensão inicial

Misturas	$N = a\sigma_i^{-LDE}$				
	2-20	2-50	2-70	4-50	4-70
a	2E-20	2E-06	9E-07	3E-10	6E-07
LDE	18,71	8,373	10,05	15,44	12,08
R^2	0,48	0,82	0,70	0,71	0,65



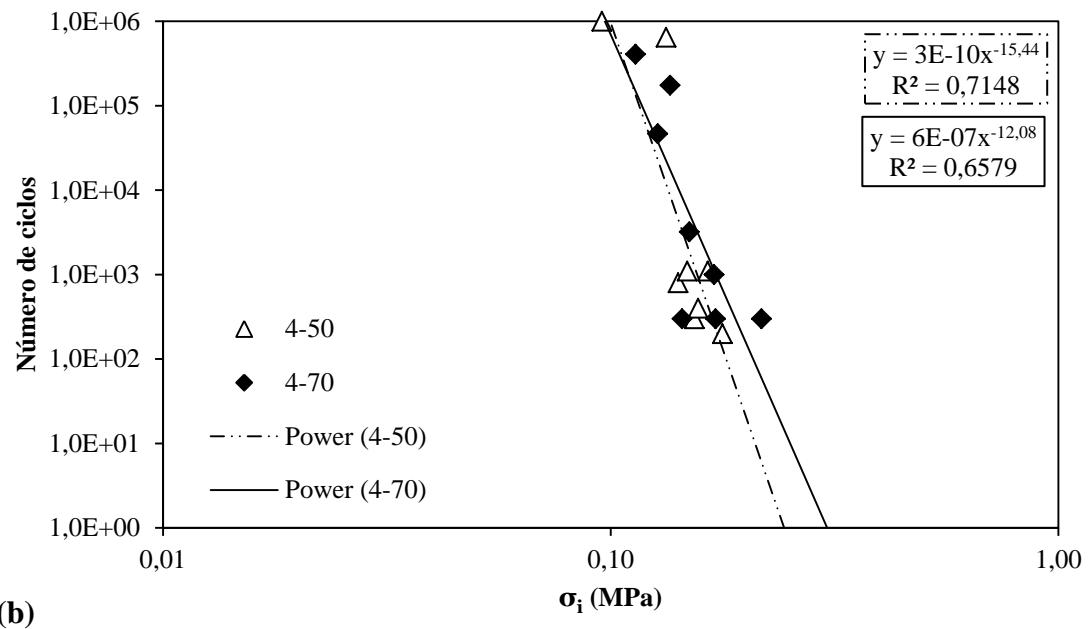


Figura 23: Curvas de fadiga em função da tensão inicial para misturas com 2% (a) e 4% (b) de cimento

5.2.2 Deformação inicial

Os parâmetros obtidos para os modelos de fadiga das misturas estudadas em função da deformação de tração inicial (ϵ_i) são apresentados na Tabela 10. O modelo genérico é apresentado na mesma tabela, em tal modelo, SDE (*Strain Damage Exponent*) é o expoente de dano devido à deformação sofrida e a é o coeficiente obtido através de regressão. As curvas de fadiga são apresentadas na Figura 24 para 2 % (a) e 4 % (b) de cimento.

Tabela 10: Parâmetros dos modelos de fadiga em função da deformação inicial

Misturas	$N = a\epsilon_i^{-SDE}$				
	2-20	2-50	2-70	4-50	4-70
a	2E+22	8E+14	6E+16	6E+20	5E+36
SDE	11,09	6,659	7,928	10,69	21,16
R^2	0,88	0,89	0,57	0,71	0,66

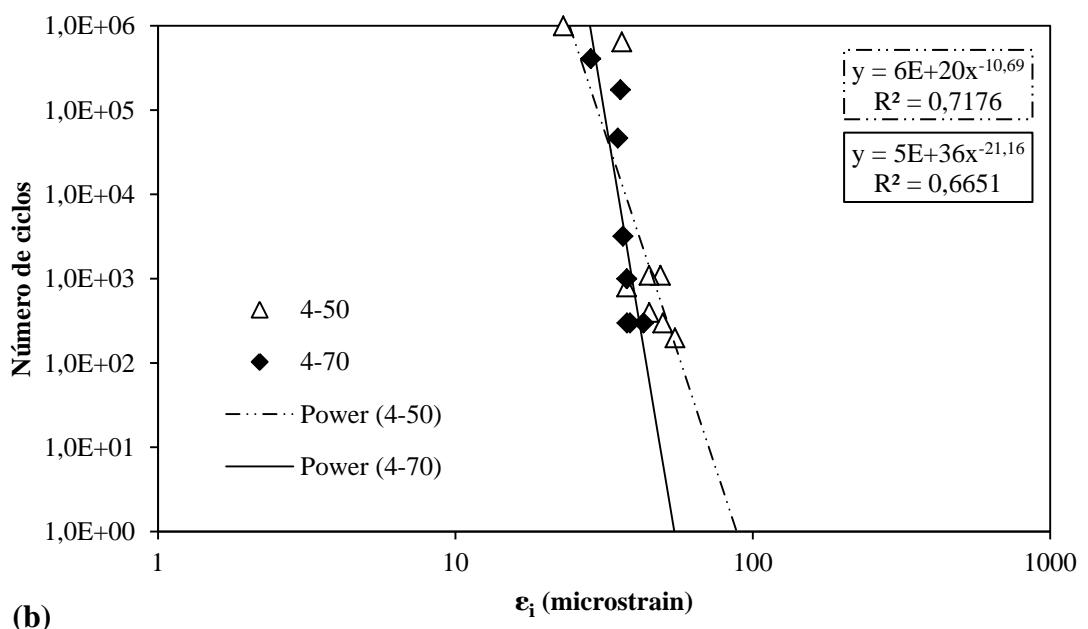
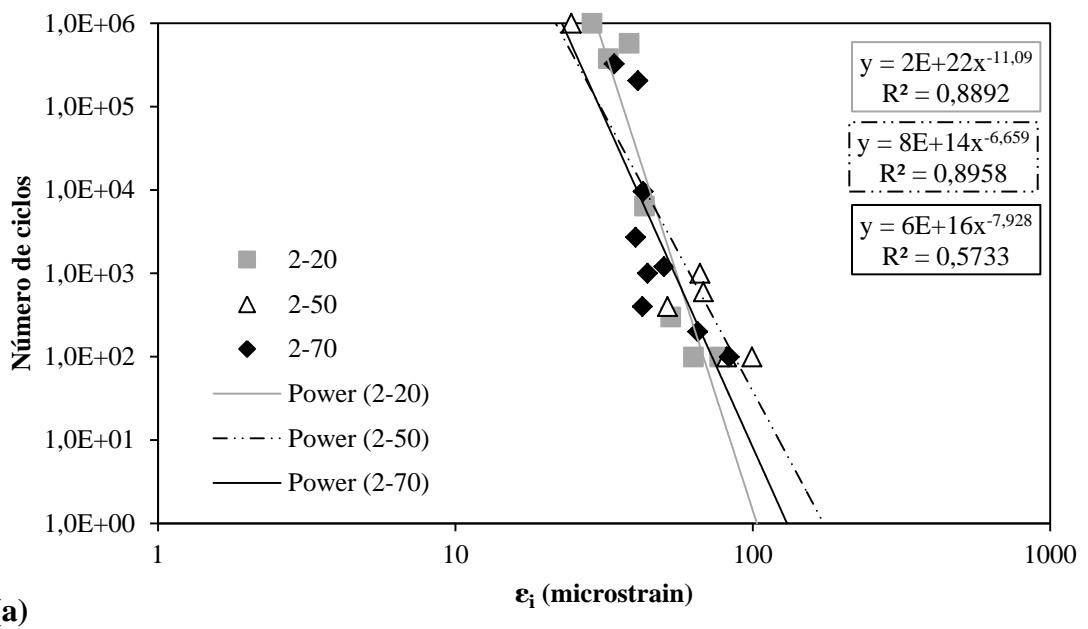


Figura 24: Curvas de fadiga em função da deformação inicial para misturas com 2% (a) e 4% (b) de cimento

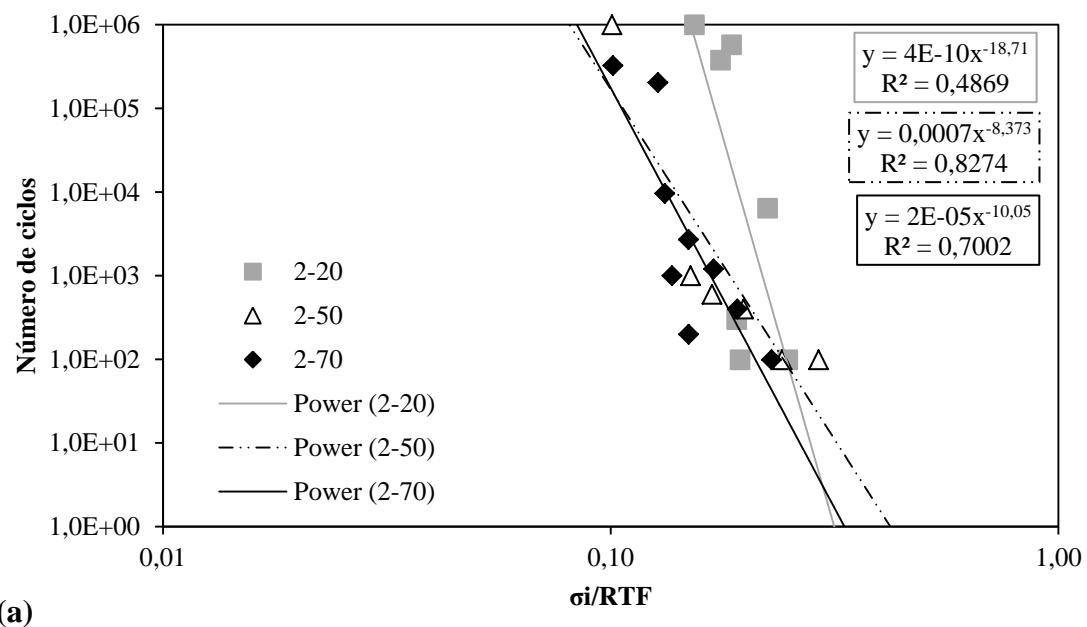
5.2.3 Relação de tensões

Os parâmetros obtidos para os modelos de fadiga das misturas estudadas em função da relação de tensões (σ_i/RTF) são apresentados na Tabela 11. O modelo genérico é apresentado na mesma tabela, em tal modelo, LDE (*Load Damage Exponent*) é o

expoente de dano devido à tensão (carga) aplicada e a é o coeficiente obtido através de regressão. As curvas de fadiga são apresentadas na Figura 25 para 2 % (a) e 4 % (b) de cimento.

Tabela 11: Parâmetros dos modelos de fadiga em função da relação de tensões

Misturas	2-20	2-50	2-70	4-50	4-70
a	4E-10	0,0007	2E-05	7E-10	1E-06
LDE	18,71	8,373	10,05	15,44	12,08
R^2	0,48	0,82	0,70	0,71	0,65



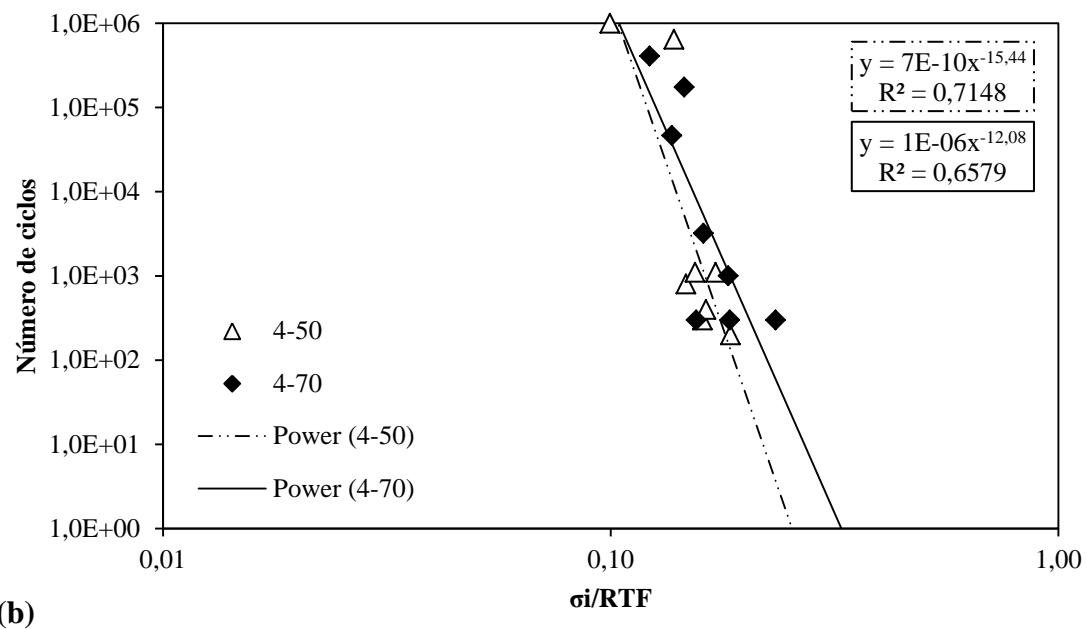


Figura 25: Curvas de fadiga em função da relação de tensões para misturas com 2% (a) e 4% (b) de cimento

5.2.4 Relação de deformações

Os parâmetros obtidos para os modelos de fadiga das misturas estudadas em função da relação de deformações ($\varepsilon_i/\varepsilon_b$) são apresentados na Tabela 12. O modelo genérico é apresentado na mesma tabela, em tal modelo, SDE (*Strain Damage Exponent*) é o expoente de dano devido à deformação sofrida e a é o coeficiente obtido através de regressão. As curvas de fadiga são apresentadas na Figura 26 para 2 % (a) e 4 % (b) de cimento.

Tabela 12: Parâmetros dos modelos de fadiga em função da relação de deformações

Misturas	2-20	2-50	2-70	4-50	4-70
a	2E+22	8E+14	6E+16	6E+20	5E+36
SDE	11,09	6,659	7,928	10,69	21,16
R ²	0,88	0,89	0,57	0,71	0,66

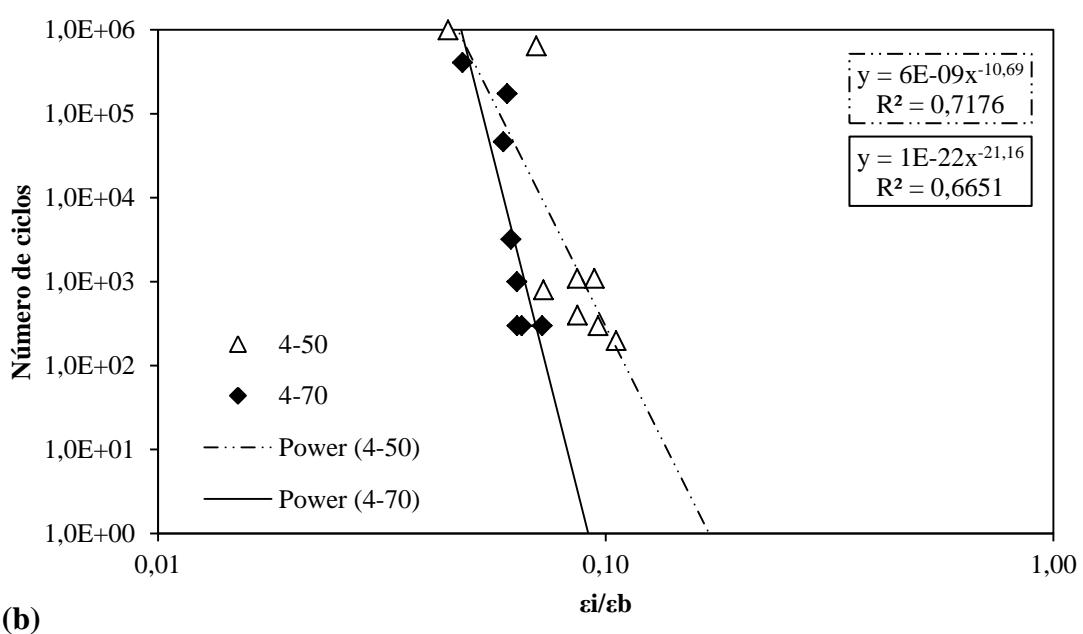
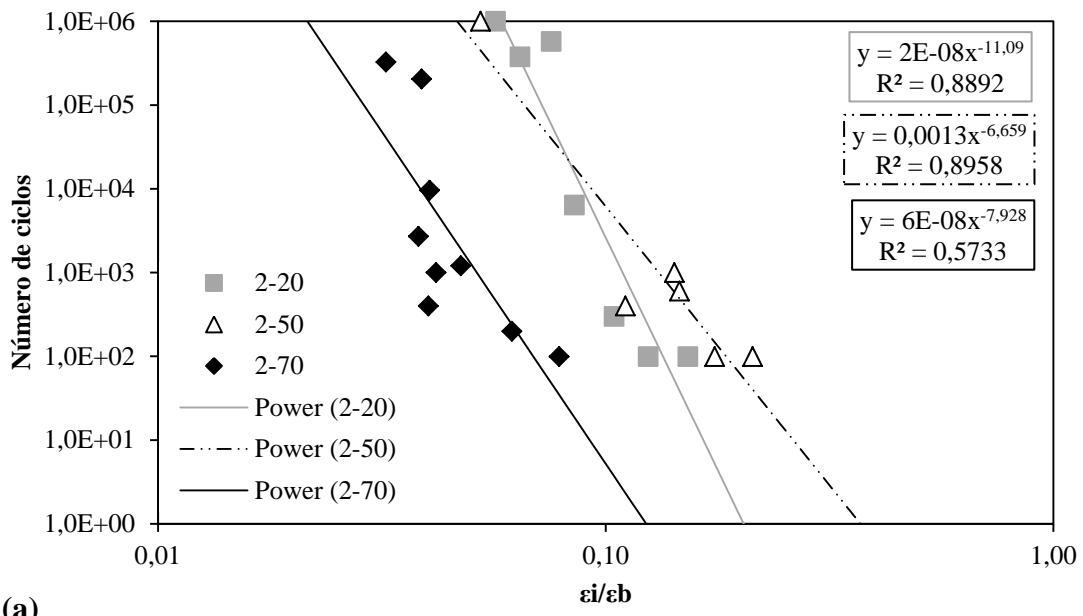


Figura 26: Curvas de fadiga em função da relação de deformações para misturas com 2% (a) e 4% (b) de cimento

5.2.5 Comparação entre os modelos

Os expoentes de dano (SDE e LDE) e coeficientes de determinação obtidos para os modelos apresentados anteriormente são comparados na Tabela 13. Verifica-se que os modelos em função da deformação inicial e da relação de deformações têm os mesmos

SDE e R^2 . Este fato também ocorre para os modelos em função da tensão inicial e da relação de tensões.

Tabela 13: Parâmetros dos modelos de fadiga em função da relação de deformações

Misturas	2-20	2-50	2-70	4-50	4-70
LDE	18,71	8,373	10,05	15,44	12,08
R^2	0,48	0,82	0,70	0,71	0,65
SDE	11,09	6,659	7,928	10,69	21,16
R^2	0,88	0,89	0,57	0,71	0,66

Verifica-se que os coeficientes de determinação para os modelos em função da deformação são superiores aos apresentados pelos modelos em função da tensão (com exceção para a mistura 2-70), o que mostra que tais modelos seriam mais adequados para previsão da vida de fadiga das misturas recicladas.

Os expoentes de dano para os modelos em função da tensão se apresentam maiores do que os obtidos pela modelagem em função da deformação (com exceção para a mistura 4-70). Contudo, de forma geral, os valores obtidos, que variam de 6,659 a 21,16 têm ordem de grandeza bastante semelhante aos apresentados pela Austroads, que, em seus guias de dimensionamento de camadas cimentadas, já adotou expoentes de dano variando de 8 a 22 (AUSTROADS, 2010).

6 LEVANTAMENTOS NO TRECHO EXPERIMENTAL (SC-453)

Os procedimentos empregados nesta etapa da pesquisa foram baseados no “Plano de acompanhamento de execução e monitoramento de desempenho de pavimentos com camadas recicladas com cimento”, desenvolvido pelo LAPAV/UFRGS e apresentado no Apêndice I do 5º Relatório.

Foram realizados dois levantamentos no período compreendido entre janeiro de junho deste ano. No primeiro, realizado no dia 28 de março (5 meses após a reciclagem), foram determinadas as deflexões máximas (D_0) e a 25 cm do ponto de aplicação da carga (D_{25}). No segundo, realizado no dia 26 de junho (8 meses após a reciclagem e logo após a execução da segunda camada de revestimento asfáltico), além de tais deflexões, também foram determinadas duas bacias deflectométricas por segmento do trecho experimental. As bacias foram determinadas no ponto intermediário dos segmentos, sendo aferidas as deflexões máximas (D_0) e a 25, 60 e 90 cm do ponto de aplicação da carga (D_{25} , D_{60} e D_{90} , respectivamente). Em ambos os levantamentos não foram encontrados defeitos superficiais no pavimento.

Destaca-se que a execução da segunda camada asfáltica ocorreu no dia 15 de junho de 2017. A espessura dessa camada (5 cm) somada à da primeira (4,5 cm), totalizaram uma espessura total de revestimento de 9,5 cm. A mistura asfáltica (modificada por borracha de pneus), bem como os equipamentos e a metodologia de construção empregados foram os mesmos utilizados na execução da primeira camada (conforme apresentado no 5º Relatório).

De modo a auxiliar na apresentação dos resultados, na Tabela 14 são apresentadas as características das camadas recicladas utilizadas nos diferentes segmentos do trecho experimental.

A Figura 27 apresenta as deflexões máximas obtidas ao longo do trecho experimental nos dois levantamentos. Também são apresentadas as deflexões obtidas após a execução da primeira camada asfáltica, como referência para a evolução das D_0 . A deflexão

admissível (D_{adm}), calculada pelo método DNIT PRO-011, também é apresentada, bem como a deflexão admissível para pavimentos semirrígidos ($D_{adm}/2$).

Tabela 14: Resumo das características dos segmentos do trecho experimental

Segmento	km inicial	km final	Extensão (m)	Cimento (%)	Fresado (%)	Espessura (cm)	Adição de agregado
1a	53 + 000	53 + 100	100	2,5	30	20	Não
2	53 + 100	53 + 300	200	2,5	30	25	Não
1b	53 + 300	53 + 400	100	2,5	30	20	Não
3	53 + 400	53 + 600	200	2,5	50	20	Não
4	53 + 600	53 + 700	100	2,5	40	20	Sim
5	53 + 700	53 + 900	200	4	50	20	Não

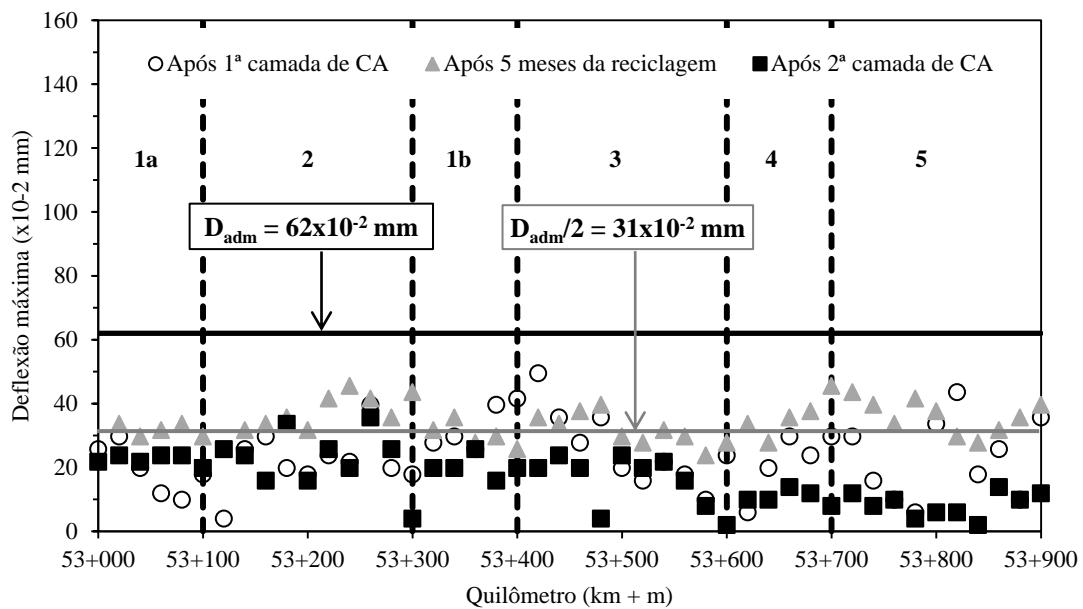


Figura 27: Deflexões máximas observadas nos dois levantamentos de 2017

Verifica-se que, devido ao efeito do tráfego, as deflexões aumentaram após 5 meses da reciclagem. Após a execução da segunda camada de revestimento, percebe-se que as deflexões sofreram redução, sendo esta redução bastante acentuada para os segmentos 4 e 5. Todas as deflexões se apresentam inferiores à D_{adm} , porém, apenas após a execução da segunda camada asfáltica as deflexões se apresentam inferiores à $D_{adm}/2$. Isto se dá

por dois possíveis motivos: (a) o contínuo processo de cura da camada reciclada com cimento, o que a tornou mais rígida ao longo do tempo, e; (b) o aumento da espessura do revestimento, fato que elevou a capacidade estrutural do pavimento.

Destaca-se que, analisando-se apenas a camada reciclada, dois fatos podem ter contribuído para as deflexões dos segmentos 4 e 5 serem bastante inferiores às dos demais segmentos. No processo de reciclagem, foi incorporado agregado virgem à mistura do segmento 4, o que pode ter aumentado a rigidez da camada reciclada, devido a uma possível melhoria da granulometria da mistura. No segmento 5, o teor de cimento aplicado foi mais elevado (4%), aumentando a rigidez da camada. Além disso, ambos os fatos também podem ter contribuído no ganho de resistência ao longo do tempo. Contudo, em levantamentos anteriores, esse comportamento diferenciado em tais segmentos não foi observado.

A Figura 28 apresenta as deflexões máximas médias para cada segmento do trecho experimental obtidas nos dois levantamentos de 2017. O desvio padrão é apresentado na forma de barras de erro, representando também a deflexão característica de cada segmento. As deflexões admissíveis para pavimentos flexíveis (D_{adm}) e semirrígidos ($D_{adm}/2$) também são apresentadas na figura.

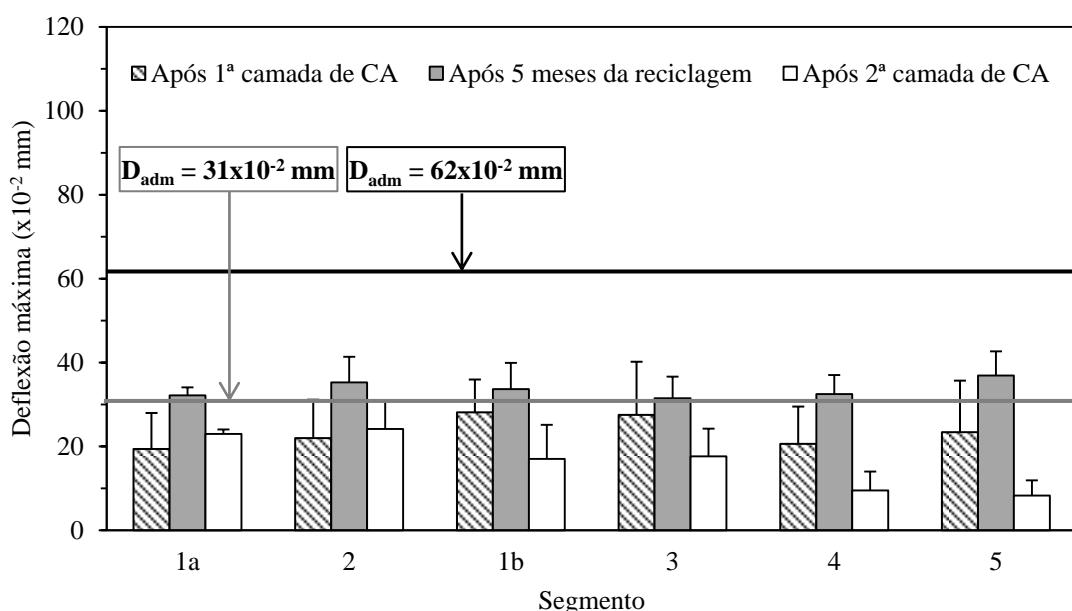


Figura 28: Deflexões máximas médias e deflexões características observadas nos dois levantamentos de 2017

Para o levantamento após 5 meses da reciclagem, verifica-se a mesma tendência observada na Figura 27, ou seja, aumento da deflexão (máxima média e característica), possivelmente devido ao efeito do tráfego. Novamente observa-se pouca variabilidade nos valores de deflexão ao longo do trecho experimental. Após a execução da segunda camada de revestimento, novamente percebe-se que as deflexões são reduzidas e que essas reduções são maiores para os segmentos 4 e 5.

Verifica-se que todos os valores de deflexões máximas médias e características se encontram abaixo do valor admissível para pavimentos flexíveis. Contudo, quando a mesma análise é realizada utilizando-se o valor admissível para pavimentos semirrígidos, percebe-se que as deflexões de todos os segmentos se apresentaram superiores a $D_{adm}/2$. A partir da execução da segunda camada asfáltica, ambas as deflexões admissíveis voltam a ser respeitadas.

A Figura 29 apresenta os raios de curvatura obtidos logo após a reciclagem (referência) e 5 meses após a reciclagem. As D_{25} obtidas logo após a execução da segunda camada asfáltica foram bastante próximas às D_0 , resultando em raios de curvatura muito elevados, não sendo apresentados na Figura 29.

Destaca-se a grande variabilidade nos resultados obtidos, fato que pode ser observado pelo elevado desvio padrão (barras de erro apresentadas na figura). Mesmo que prejudicados por tal variabilidade, a seguir são tecidos breves comentários acerca dos resultados.

Verifica-se que todos os segmentos apresentaram raios de curvatura médios superiores a 100 metros (limite mínimo recomendado pelo DNIT), independentemente do momento em que os dados foram levantados. Nos segmentos 1a e 2, o raio de curvatura médio aumentou entre os dois levantamentos, possivelmente em decorrência da execução da primeira camada asfáltica. Contudo, isso não pode ser confirmado, pois não foram obtidas D_{25} no levantamento após a execução da primeira camada asfáltica (apresentado no Relatório 5).

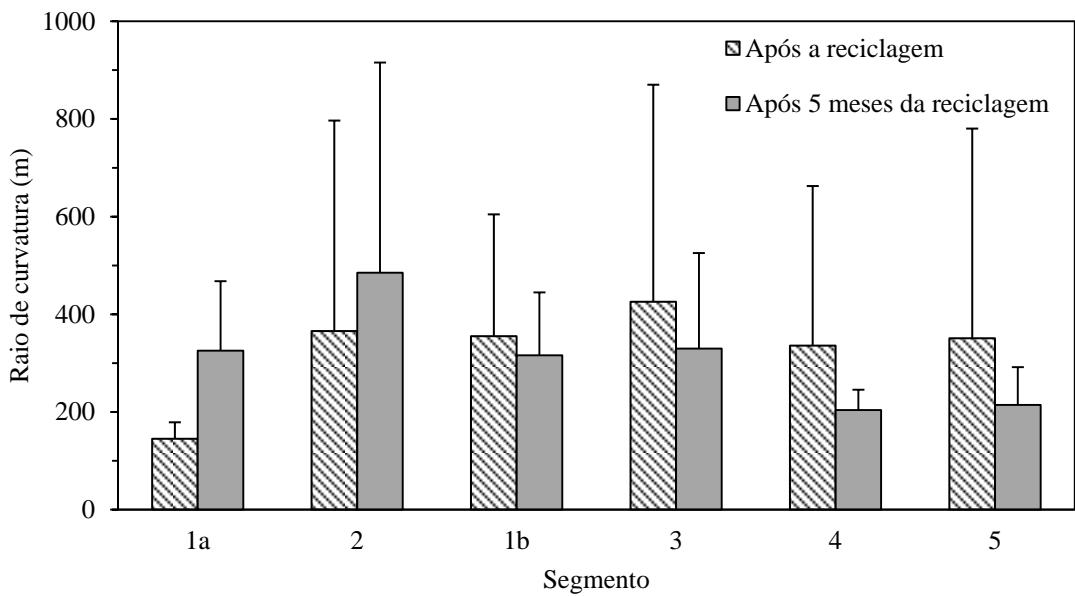


Figura 29: Raios de curvatura observados no levantamento após 5 meses da reciclagem

O restante dos segmentos apresentaram raios de curvatura médio inferiores após 5 meses da reciclagem, quando comparados aos valores obtidos logo após a mesma. Isto ocorreu possivelmente em função da ação do tráfego. Novamente, é salientado que, após a execução da primeira camada asfáltica, os valores possivelmente tenham aumentado.

A Figura 30 apresenta as bacias deflectométricas obtidas para cada segmento do trecho experimental. Como comentado anteriormente, tais bacias foram determinadas após a execução da segunda camada asfáltica, ou seja, após a efetiva finalização da restauração do pavimento. As deflexões que formam as bacias são a média de duas leituras, uma na trilha de roda interna e outra na trilha de roda externa.

Observa-se que os diferentes segmentos do trecho experimental apresentaram deflexões bastante baixas para todas as distâncias do ponto de aplicação da carga. Deste modo, o formato das bacias deflectométricas se assemelha bastante, todas apresentando-se pouco arqueadas. Destaca-se que tal comportamento é típico de pavimentos semirrígidos.

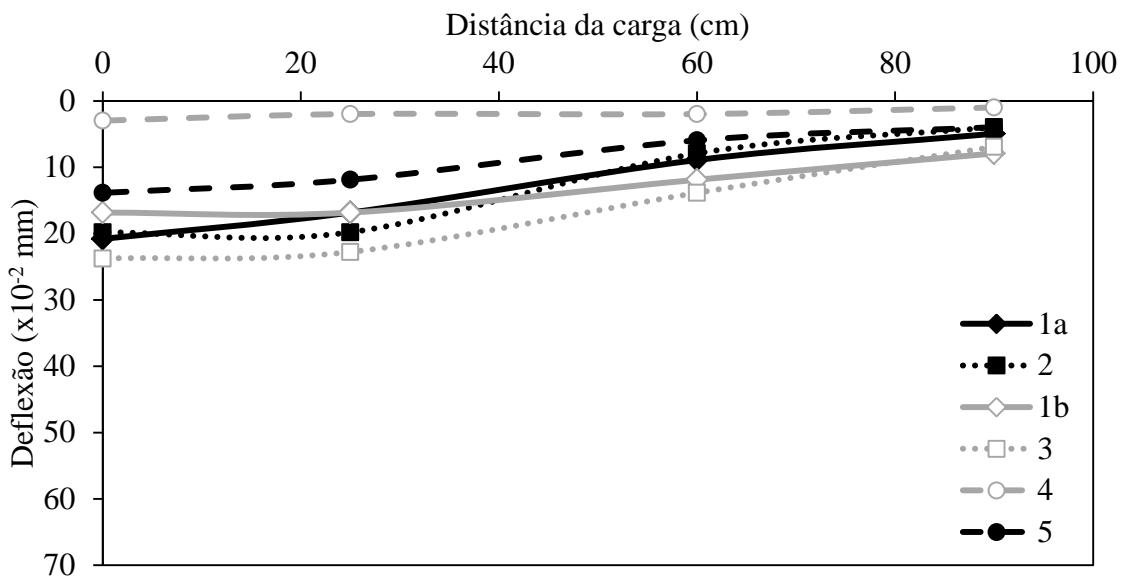


Figura 30: Bacias deflectométricas dos segmentos após a execução da segunda camada asfáltica

Também é possível observar que o segmento 4 apresentou as menores deflexões e, por conseguinte, a bacia com o menor arqueamento. Tal fato corrobora com os comentários tecidos anteriormente acerca das deflexões máximas e características, ou seja, a incorporação de agregado virgem à mistura pode ter deixado a camada reciclada deste segmento mais rígida do que as camadas dos outros segmentos.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste 6º Relatório Semestral de Pesquisa apresentaram-se e comentaram-se as atividades desenvolvidas no período compreendido entre 01/01/2017 e 30/06/2017.

Foram apresentados resultados de uma caracterização mais detalhada do material de base solo laterítico e do fresado asfáltico utilizado em conjunto com este para confeccionar as misturas recicladas estudadas.

Também foram complementados os resultados de ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base. Incluíram-se os resultados de tais ensaios aos 14 dias de cura e os resultados para todos os tempos de cura foram reanalisados estatisticamente.

Apresentaram-se e analisaram-se os resultados de ensaios de resistência à tração na flexão de misturas recicladas com cimento, envolvendo solo laterítico como material de base. No mesmo capítulo também se analisaram os valores de deformação de tração na ruptura e de módulo de elasticidade flexural para tais misturas recicladas.

Diversos modelos de fadiga para misturas recicladas com cimento com solo laterítico como material de base foram apresentados e resultados de módulo de resiliência flexural foram analisados. Destaca-se que tais parâmetros são de grande importância para o correto dimensionamento de pavimentos reciclados com cimento.

Na etapa de campo da pesquisa, foram realizados dois novos levantamentos no trecho experimental com camada reciclada com cimento implantado na rodovia SC-453. Os resultados obtidos foram analisados neste relatório, bem como comparados com dados apresentados no 5º Relatório.

Juntamente com este 6º Relatório semestral, envia-se um relatório final que apresenta uma proposição preliminar de método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos reciclados com cimento.

Porto Alegre, 13 de setembro de 2017

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D6307-16: Standard Test Method for Asphalt Content of Asphalt Mixture by Ignition Method. West Conshohocken, PA, 2016.

AUSTROADS. **Cost effective structural treatments for rural highways: cemented materials:** Austroads Publication AP-T168. Sydney, 188p. 2010.

D'AVILA, V. E. Reciclagem de pavimentos com adição de cimento: comportamento à flexão de misturas contendo BGTC e fresado asfáltico. 2015. 82 p. Trabalho de diplomação (Engenharia Civil) – UFRGS, Porto Alegre.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNER-ME 051/94: solos – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 093/94: solos – determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 256/94: solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 258/94: solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 259/96: classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996.

FEDRIGO, W. **Dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos com camadas recicladas com cimento.** Tese em andamento (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GRASSIOLI, G. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento: Comportamento mecânico de misturas contendo fresado asfáltico e solo laterítico.** 2017. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) – UFRGS, Porto Alegre.

LOPEZ, M. A. C. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006

VILLIBOR, D. F. et al. Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas. 2. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI J. S. Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

WIRTGEN. **Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen.** Windhagen, Alemanha, 2012.

APÊNDICE I – PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS EMPREGADOS NA FRANÇA

A reciclagem de pavimentos com cimento é uma técnica destinada a recriar, a partir de um pavimento degradado, uma estrutura homogênea e adequada ao tráfego que receberá.

Obtém-se assim após o acabamento e a compactação, uma nova camada de pavimento sobre a qual se aplicará uma ou mais camadas asfálticas, conforme as solicitações previstas do tráfego.

1.1 Quatro operações essenciais

São realizadas por um ou mais equipamentos.

1.1.1 A fragmentação

O objetivo desta operação é transformar a camada de pavimento a ser reciclada em fragmentos com dimensão máxima de 63 mm (2,5").

Se a camada a ser reciclada é do tipo brita graduada, ou ainda em brita tratada com cimento ou emulsão, emprega-se, preferentemente, uma fresadora que apresenta a vantagem de produzir um material de granulometria mais miúda (tamanho máximo de 20 e 31,5 mm), com as quais as recicadoras trabalham sem dificuldades.



Figura 1 Fresadora e aspecto do material fresado.

Para camadas tipo macadame (ou rachão), procede-se em duas etapas:

- Desagregação da camada com emprego de um escarificador (*ripper*) ou duma pá mecânica, ou ainda de um martelete, que geram uma mistura de placas de tamanhos variáveis e pó, com dimensão máxima de 80 mm.



Figura 2 Um escarificador em operação.

- Britagem da mistura produzida pelo escarificador em um britador móvel que reduzirá os elementos constituintes da mesma, de forma a ter-se um tamanho máximo de partícula de 63 mm.



Figura 3 Um britador móvel em operação.

1.1.2 A distribuição do cimento

O objetivo desta operação é distribuir o cimento sobre a superfície do antigo pavimento, de forma homogênea (transversal e longitudinalmente) e em quantidade precisa. De forma que a quantidade de cimento distribuída por metro quadrado de pavimento corresponda adequadamente daquela definida no projeto de dosagem. A distribuição é realizada, preferentemente com auxílio de um distribuidor mecanizado.



Figura 4 Distribuição automatizada do cimento.

1.1.3 A reciclagem propriamente dita

O objetivo desta operação é a mistura íntima in situ dos materiais obtidos por fragmentação das antigas camadas, eventualmente modificadas com o acréscimo de materiais granulares, com o cimento distribuído anteriormente, de forma a se obter, após a pega e o endurecimento, uma mistura homogênea apresentando características mecânicas elevadas. Quando o material de base (sub-base ou subleito) apresenta elevado teor de argila, a reciclagem com cimento é precedida por uma estabilização com cal.

Tanto a operação de reciclagem, quanto, se necessária, a estabilização, é realizada com emprego de uma recicladora.



Figura 5 Equipamento para reciclagem ou estabilização em ação

1.1.4 A compactação, a cura e a pré-fissuração

Esta operação consiste no acabamento e na compactação do material reciclado até se obter um nível de compactação adequado. Para controlar a retração do material e limitar a abertura de fissuras, aconselha-se a proceder à pré-fissuração da camada reciclada antes da compactação final da mesma.



Figura 6 Rolo compactador vibratório e equipamento para pré-fissuração

Com relação à compactação, empregam-se, geralmente, três diferentes rolos para realizar corretamente esta operação. Inicialmente um rolo pesado (liso ou pé-de-carneiro) trabalhará em grande amplitude de vibração para assegurar a compactação adequada da parte inferior da camada reciclada.



Figura 7 O rolo pesado garante a compactação na parte inferior da camada.

Uma vez obtida uma compactação suficiente e regular no fundo (dois terços inferiores da camada reciclada), emprega-se uma motoniveladora para nivelar a camada na altura definitiva exigida. A seguir, um rolo liso compactará, com baixa amplitude de vibração, a parte superior da camada reciclada.



Figura 8 O rolo liso garante a compactação na parte superior da camada.

Uma vez alcançada a compactação, emprega-se um rolo pneumático a fim de executar o acabamento e obter uma bom fechamento da superfície.



Figura 9 Compactação final com rolo pneumático

Para espessuras superiores a 25 cm, exige-se uma compactação suplementar. Para tal, emprega-se um rolo pneumático, com massa de pelo menos 2,7 toneladas por pneu. A última compactação é feita com um rolo liso, sem vibração, para evitar a desintegração da superfície. O resultado da compactação é avaliado através da massa específica aparente seca, que deve ser no mínimo 95% do valor máximo obtido em laboratório (ou seja, Grau de Compactação mínimo de 95%), na energia Modificada.

Proteção da superfície contra a secagem - Cura

A proteção da camada reciclada é assegurada por um tratamento de cura, destinado a evitar ou minimizar danos que possam ser causados pela intempérie, pela evaporação d'água e pelo tráfego. O tratamento deve ser feito o mais cedo possível após o fim do acabamento da superfície. Também deverá ser feito no final de cada jornada de trabalho. Em caso de calor intenso, se aconselha realizar o tratamento ao final de cada turno (meia jornada) de trabalho.

No caso de necessidade de abertura imediata ao tráfego, deve executar-se uma camada de rolamento provisória.

É imperativo proteger, o mais rapidamente possível, a camada reciclada contra a secagem, após a compactação. Esta operação se desenvolve em duas etapas:

- a) 1^a fase: molhagem moderada da superfície, com água, após a passagem do último rolo;
- b) 2^a fase: aplicação de emulsão catiônica na taxa de 0,7 l/m², seguida de distribuição de areia na taxa de 3 kg/m².



Figura 10 Molhagem com barra espargidora.



Figura 11 Proteção da camada reciclada mediante aplicação de emulsão e areia.



Figura 12 Distribuição de areia após aplicação de emulsão.

A emulsão e a areia distribuídas podem cumprir a função de camada de rolamento temporária, se o tráfego for leve (veículos com massa < 3,5 toneladas), enquanto se espera a execução da camada de desgaste definitiva. Entretanto, neste caso, é preferível prever-se a realização de um tratamento superficial ou, se o nível de tráfego exigir, uma camada em mistura asfáltica.

Pré-fissuração

Para as rodovias de elevado volume de tráfego, recomenda-se a realização de juntas na camada reciclada a fim de canalizar a retração hidráulica. Ao invés de serrar as juntas na

camada endurecida, é possível criar ranhuras ou descontinuidades no material recentemente reciclado (ainda fresco). A distância entre as juntas varia de 2 a 3 m.

Para executar estas juntas, vários equipamentos foram desenvolvidos, permitindo realizá-las de forma rápida e econômica:

- a) O primeiro equipamento é uma simples placa vibratória munida, em sua face inferior, de uma lâmina, acionada manual ou mecanicamente. A profundidade da junta deve ser superior à metade da espessura da camada. As ranhuras são criadas antes da compactação final.
- b) O sistema CRAFT (Criação Automática de Fissuras Transversais) é um equipamento instalado em uma pá-carregadeira, compreendendo um braço articulado, na sua extremidade, um instrumento de corte, bem como um reservatório para emulsão. A ferramenta de corte, composta de uma lâmina dupla, cria a junta e injeta em seguida a emulsão.
- c) O sistema OLIVIA consiste em introduzir na camada reciclada uma banda de plástico que impede que as bordas das juntas assim formadas se colem, permitindo que a fissura se propague até o fundo da camada.
- d) O sistema “Junta Ativa” prevê a realização, na camada reciclada, de cortes nos quais são introduzidos perfis ondulados em plástico rígido. A profundidade da junta corresponde à espessura da camada reciclada. Entretanto, a altura dos perfis corresponde em média a 2/3 desta espessura, de tal forma que os perfis se encontrarão a, pelo menos, 5 cm da superfície. A forma ondulada dos perfis possibilita a transferência de carga entre as bordas das juntas.



Figura 13 A máquina CRAFT em operação.



Figura 14 A máquina OLIVIA em operacão.



Figura 15 Sistema “Junta Ativa”: realização de um corte ao longo da espessura da camada reciclada.



Figura 16 Sistema “Junta Ativa”: Introdução do perfil ondulado.



Figura 17 Sistema “Junta Ativa”: juntas instaladas nos cortes, preste a serem fechadas



Figura 18 Compactação após a pré-fissuração.

1.2 O acabamento

Sobre a nova camada reciclada se aplica:

- uma camada de revestimento se a estrutura obtida for estruturalmente adequada para suportar o tráfego previsto. Quando os agregados da camada reciclada tiverem dimensão superior a 50 mm, a execução deste revestimento é precedida por uma camada de nivelamento,

- mais de uma camada asfáltica (ou de outro material cimentado), caso a camada reciclada não tenha capacidade estrutural para suportar as solicitações do tráfego.



Figura 19 Compactação do novo revestimento asfáltico

1.3 Classe de reciclagem

A reciclagem in situ com cimento é uma reciclagem de classe 4, segundo a classificação do documento CFTR “*Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*” – SETRA / CFTR, 2003. Aplica-se a pavimentos antigos constituídos por camadas estabilizadas ou não. **A espessura total da camada reciclada está compreendida entre 20 e 42 cm**, incluindo toda ou parte da camada de revestimento existente.

1.4 Como ter sucesso na reciclagem

O sucesso da implantação de um projeto de reciclagem com cimento depende significativamente dos seguintes fatores:

- **A qualidade dos estudos prévios** (reconhecimento preciso do trecho, um estudo

laboratorial adaptado às especificidades das camadas do pavimento a reciclar e um projeto bem desenvolvido);

- A **qualidade dos materiais a serem fornecidos por terceiros** (o cimento e, eventualmente, os agregados empregados para correção granulométrica);
- A **qualidade dos equipamentos** (distribuidores de cimento, misturadoras, recicladoras e rolos compactadores);
- A **definição de um plano de Controle de Qualidade** adequado para garantir o nível de qualidade desejado; e
- A **realização de ensaios para Garantia de Qualidade** durante a realização da obra.

Salienta-se que a gerência da qualidade deve ter início muito antes do começo da obra; já nos levantamentos de reconhecimento do trecho e na concepção do projeto.

1.5 Conclusões

Já faz várias décadas que a comunidade técnica francesa (projetistas, fornecedores de materiais, fabricantes de equipamentos, empresas, rede científica e técnica do Governo) tem trabalhado de forma incessante e eficiente no desenvolvimento da técnica de reciclagem in situ com ligantes hidráulicos (principalmente o cimento). Esta comunidade tem tido sucesso no melhoramento das técnicas e procedimentos, na elaboração de novos produtos, na elaboração de normas e em sua divulgação, com uma preocupação clarividente de racionalizar, preservando a biodiversidade e os recursos.

Hoje, a técnica de reciclagem in situ com ligantes hidráulicos está perfeitamente dominada. Por ser uma técnica a frio, consome pouca energia, baseando-se na exploração ótima dos materiais do pavimento a reciclar e em seu tratamento in situ. Portanto, apresenta numerosos atrativos na manutenção de pavimentos.

Do ponto de vista ambiental

- Redução da emissão de gases de efeito estufa

- Economia de energia e combustível
- Preservação de recursos não renováveis

Do ponto de vista social

- Redução dos incômodos relacionados ao transporte de materiais
- Redução de atrasos devido a interrupções no fluxo dos veículos
- Possibilidade de abertura ao tráfego de trechos recém executados
- Aumento da segurança
- Menos incômodos aos usuários

Do ponto de vista técnico

- Maior durabilidade que outras técnicas de manutenção
- Maior resistência aos ciclos de congelamento e degelo (inexistentes no Brasil, mas importantes em algumas regiões da França)
- Manutenção de gabaritos em obras urbanas (calçadas, etc.)

Do ponto de vista econômico

- Custo extremamente competitivo (especialmente ao longo do ciclo de vida)

Com todas essas vantagens, esta técnica tende a ser desenvolvida em toda a rede rodoviária francesa, assegurando, assim, sua preservação frente às solicitações do tráfego e das condições climáticas, e garantindo sua durabilidade e perenidade.