

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO LABORATORIAL DE BASES
GRANULARES RECICLADAS *IN SITU***

VALDEMAR MARTINS DA SILVA JUNIOR

D0106G15
GOIÂNIA
2015

VALDEMAR MARTINS DA SILVA JUNIOR

**ESTUDO LABORATORIAL DE BASES
GRANULARES RECICLADAS *IN SITU***

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientadora: Prof^a. Lilian Ribeiro de Rezende, DSc.

Co-orientador: Prof. Renato Resende Angelim, DSc.

D0106G15
GOIÂNIA
2015

Ficha catalográfica elaborada automaticamente
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a), sob orientação do Sibi/UFG.

Silva Junior, Valdemar Martins da
Estudo Laboratorial de Bases Granulares Recicladas In Situ
[manuscrito] / Valdemar Martins da Silva Junior. - 2015.
cxxxix, 139 f.

Orientador: Prof. Dr. Lilian Ribeiro de Rezende; co-orientador Dr.
Renato Resende Angelim.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de
Engenharia Civil (EEC) , Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 2015.
Bibliografia.
Inclui siglas, fotografias, abreviaturas, tabelas.

1. Pavimento asfáltico. 2. Reciclagem profunda. 3. Ensaios
laboratoriais. 4. Estudo de dosagem. 5. Análise mecanística. I.
Rezende, Lilian Ribeiro de, orient. II. Angelim, Renato Resende, co
orient. III. Título.

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS (TEDE) NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: **Dissertação** **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor (a):	Valdemar Martins da Silva Junior		
CPF:	023.270.371.52		
E-mail:	valdemarm@gmail.com		
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página?	<input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não		
Vínculo empregatício do autor:	Tropical Urbanismo e Incorporação		
Agência de fomento: Controladoria Geral do Estado de Goiás / Fundação de Apoio à Pesquisa	Sigla:	CGE-GO / Funape	
País:	Brasil	UF:	Go
CNPJ:	00.799.205/0001-89		
Título:	Estudo Laboratorial de Bases Granulares Recicladas In Situ		
Palavras-chave:	Pavimento asfáltico. Reciclagem profunda. Ensaios Laboratoriais. Estudo de dosagem. Análise mecanística.		
Título em outra língua:	Laboratory Study of Recycled Granular Bases In Situ		
Palavras-chave em outra língua:	Asphalt pavement. Full depth reclamation. Laboratory tests. Study of dosage. Mechanistic analysis.		
Área de concentração:	Geotecnia		
Data defesa: (dd/mm/aaaa)	24/03/2015		
Programa de Pós-Graduação:	Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil		
Orientador (a):	Lilian Ribeiro de Rezende		
E-mail:	rezende.lilian@gmail.com		
Co-orientador (a):	Renato Resende Angelim		
E-mail:	tecnoeng@gmail.com		

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização?¹ total parcial

Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:

Capítulos. Especifique: _____

Outras restrições: _____

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação.

O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.

Valdemar M. da S. Junior
Assinatura do (a) autor(a)

Data: 04 / 12 / 2015

¹ Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.



Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Estudo Laboratorial de Bases Granulares Recicladas In Situ

Valdemar Martins da Silva Junior

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:

Lilian R. de Rezende

Prof.^a Dr.^a Lilian Ribeiro Rezende (GECON/UFG)

Márcia Mascarenha

Prof.^a Dr.^a Márcia Maria dos Anjos Mascarenha (GECON/UFG)

João Carlos de Oliveira

Prof. Dr João Carlos de Oliveira (IFG)

Goiânia, 24 de março de 2015

*Dedico este trabalho à minha irmã Juliana Martins (in memoriam),
aos meus pais Valdemar e Laura e a todos os familiares
e amigos que torceram pelo sucesso deste trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente quero agradecer a Deus pelo dom da vida e pela família maravilhosa que Ele me concedeu.

A mais imensa gratidão aos meus pais Valdemar e Laura, que nunca mediram esforços pela minha felicidade e que sempre me estimularam a seguir em frente com os estudos mesmo nos momentos de desânimos e que souberam entender a minha ausência quando o que mais queríamos era estar juntos.

Agradeço imensamente a minha irmã Juliana (*in memoriam*), que tanto me incentivou na vida e na engenharia. Apesar de não estar ao meu lado fisicamente, sei que me acompanha onde quer que eu esteja e tenho a certeza que está vibrando comigo esta conquista, assim como já fizemos tantas vezes juntos.

Ao programa de Pós-Graduação GECON da Universidade Federal de Goiás por ter me aceitado na vaga do mestrado e a todos os professores e técnicos por compartilhar seus conhecimentos ao longo das disciplinas e dos ensaios realizados no laboratório e ter me acolhido ao longo desses anos.

Agradeço a minha orientadora. Dr^a Lilian Ribeiro de Rezende, pelos ensinamentos, pela confiança, pela paciência e ajuda contínua ao longo da pesquisa.

Também agradeço ao Prof. Renato Resende Angelim, co-orientador, quem deu grandes sugestões à dissertação, pela disposição e atenção sempre que precisei.

Agradeço a meu técnico Mateus Mendonça e ao meu estagiário Guilherme Dall'Agnol pelo apoio na execução dos ensaios laboratoriais. Mesmo as realizações dos ensaios às vezes sendo pela madrugada a fora não mediram esforços para fazer os ensaios da melhor maneira possível. Foram dias difíceis, mas nos divertimos! Agradeço também aos técnicos João Junior e Clayton pelas ajudas e pela alegria de sempre.

À Controladoria Geral do Estado de Goiás e à FUNAPE, pela parceria e apoio financeiro para a execução dos ensaios.

Meus agradecimentos a todos os colegas do GECON, com os que compartilhamos aulas, estudos para as provas nos mais diversos horários e pelas ajudas na dissertação, em especial quero agradecer aos colegas: Francielle, Glacielle, Jorge, Mauro, Mônica, Vinícius.

Enfim, agradeço a todos os familiares e amigos que de alguma forma contribuíram e torceram para que esse sonho fosse alcançado. Muito obrigado a todos!

RESUMO

A técnica de reciclagem profunda de pavimentos consiste na reutilização dos materiais granulares das camadas existentes, bem como dos materiais granulares e betuminosos que compõem o revestimento deteriorado, podendo ainda adicionar agregados ou estabilizantes químicos, dando origem a uma nova base que irá receber um novo revestimento asfáltico. Além de eliminar a necessidade de áreas destinadas ao bota fora do material proveniente do revestimento asfáltico deteriorado, essa técnica confere maior agilidade à obra e uma redução nos custos. A realização desta pesquisa foi motivada pelo convênio firmado entre a Universidade Federal de Goiás (UFG) e a Controladoria Geral do Estado de Goiás (CGE-GO) e tem como objetivo principal avaliar laboratorialmente se as soluções especificadas em projeto são adequadas tecnicamente para o pavimento oferecer um desempenho satisfatório. A pesquisa tem como objetivos específicos: verificar se a quantidade de brita adicionada à reciclagem é a especificada em projeto e, se de fato, esse percentual é o que apresenta o melhor resultado mecânico e verificar se houve ou não a quebra de agregados durante o processo de compactação. Inicialmente, foram coletadas em campo amostras deformadas do material proveniente da reciclagem do pavimento de quatro rodovias e a partir da realização de ensaios laboratoriais convencionais (caracterização, compactação, expansão e *California Bearing Ratio*) e de ensaios triaxiais dinâmicos suas características e propriedades foram determinadas e analisadas. Além disso, um estudo de dosagem referente à quantidade de brita adicionada à mistura também foi realizado para verificar qual teor proporcionaria um melhor desempenho ao pavimento. A análise de tensões foi realizada através do programa computacional Sigma/W e a partir das tensões atuantes nas bases das rodovias obteve-se os valores de módulo resiliente de cada material de base utilizado nas reconstruções e os resultados encontrados foram comparados com valores obtidos em estudos similares existentes. Dentre os materiais de base utilizados nas reconstruções das quatro rodovias estudadas, três apresentaram módulo resiliente em laboratório superior a 400 MPa. A partir da análise dos resultados, verifica-se que a base reciclada com adição de brita tem potencial de aplicação na região de estudo. No entanto, para ter sucesso no emprego da prática e a melhor relação custo benefício, é importante realizar estudo preliminar de dosagem, definir a energia de compactação adequada, realizar controle executivo na obra e avaliar a técnica com base em especificações que considerem parâmetros mecânicos, ainda pouco existentes no Brasil.

Palavras-chave: Pavimento asfáltico. Reciclagem profunda. Ensaios laboratoriais. Estudo de dosagem. Análise mecânica.

ABSTRACT

The full depth reclamation technique of pavements consists in the reuse of granular materials of existing layers as well as the granular and bituminous materials that compose the deteriorated asphalt layer may also add aggregates or chemical stabilizers, giving rise to a new base that will receive a new asphalt layer. Besides eliminating the need of spoil area of material from asphalt layer deteriorated, this technique gives greater agility to the site and a reduction in costs. This research was motivated by the agreement between the university (Universidade Federal de Goiás) and the government inspection agency (Controladoria Geral do Estado de Goiás – CGE-GO) and its main objective to evaluate laboratory if the solutions specified in the project are technically suitable for the pavements offer a satisfactory performance. The research has the specific objectives: to determine if the amount of gravel added to recycling is the amount specified in the project and, if indeed, this percentage is the one submitting the best mechanical results and check whether there was or not the breaking of aggregates during the compaction. Initially, a deformed sample of recycling material of four roads were collected in the field and from the accomplishment of conventional laboratory tests (characterization, compaction, expansion and California Bearing Ratio) and dynamic triaxial tests their characteristics and properties were determined and analyzed. Furthermore, a dosage study related to the amount of gravel added to the mixture was also carried out to check which content would provide a better performance to the pavement. The stress analysis was performed using the computer program Sigma / W and from the stresses acting in the bases of the roads was obtained the resilient modulus values of each base material used in the reconstructions and the results were compared with values obtained in existing similar studies. Among the base materials used in the reconstructions of the four roads studied, three showed resilient modulus in the laboratory higher to 400 MPa. From the analysis of the results, it appears that the recycled base with the addition of gravel has potential of application in the region of study. However, to be successful in the practice and the best relation for money, it is important to make a preliminary study of dosage, set the adequate compaction power, perform executive control on the site and evaluate the technical basis of specifications which they consider mechanistic parameters, still little existing in Brazil.

KEYWORDS: Asphalt pavement. Full depth reclamation. Laboratory tests. Study of dosage. Mechanistic analysis.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Sequência de tensões para a fase de condicionamento. (DNER, 2010a)	35
Tabela 2.2- Sequência de tensões para determinação do Módulo Resiliente. (DNER, 2010a)	36
Tabela 3.1 - Resumo das extensões e bases recicladas.....	58
Tabela 3.2 - Informações relacionaas às coletas.....	60
Tabela 3.3 - Energias de compactação utilizadas nas reconstruções das rodovias estudadas. .	64
Tabela 4.1 - Resultados das composições das amostras de base reciclada das rodovias.	71
Tabela 4.2 - Resultados das frações de solo obtidas nas amostras das rodovias analisadas, com e sem defloculante antes e depois da compactação.	75
Tabela 4.3 - Resultados Limites Atterberg.....	77
Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de massa específica dos grãos do material contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm.....	78
Tabela 4.5 - Resultados de compactação, expansão e CBR obtidos para as amostras retiradas das pistas.....	79
Tabela 4.6 - Resultados dos parâmetros obtidos durante a preparação dos corpos de prova...	89
Tabela 4.7 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d) aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-413.....	90
Tabela 4.8 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d)aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-156.....	91
Tabela 4.9 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d)aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-147.....	92
Tabela 4.10 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d)aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-215. ...	93
Tabela 4.11 - Resultados obtidos a partir dos módulos de resiliência encontrados.	99
Tabela 4.12 - Tensões calculadas a partir do programa Sigma/W.	102
Tabela 4.13 - Valores do MR segundo o Modelo Composto e valores de CBR nas respectivas wot.	103
Tabela 4.14 - Espessura mínima de revestimento betuminoso (DNIT, 2006b).	105

Tabela 4.15 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-413.....	107
Tabela 4.16 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-156.....	109
Tabela 4.17 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-147.....	112
Tabela 4.18 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-215.....	114
Tabela 4.19 - Valores de MR segundo o Modelo Composto, valores de CBR nas respectivas w_{ot} e condições de CBR nas normas ES-141 (DNIT, 2010), ES-098 (DNIT, 2007) e ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006).	126
Tabela 4.20 - Resultados das frações de solo obtidas nas amostras das rodovias analisadas no presente estudo e das frações de solo estudadas por Costa (2013), com defloculante.....	127
Tabela 4.21 - Resultados Limites de Atterberg para as amostras do presente estudo e das rodovias analisadas por Costa (2013).....	127
Tabela 4.22 - Resultados dos ensaios de massa específica dos grãos do solo contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm para as amostras do presente estudo e para as amostras analisadas por Costa (2013).....	128
Tabela 4.23 - Resultados de compactação, expansão e CBR obtidos das amostras do presente estudo e das rodovias analisadas por Costa (2013).	128
Tabela 4.24 - Valores de MR em campo através de retroanálise e valores obtidos em laboratório através do ensaio triaxial dinâmico.....	130

LISTA DE FIGURA

Figura 2.1 - Possíveis defeitos de um pavimento: (a) trinca; (b) afundamento; (c) ondulação; (d) escorregamento; (e) desgaste e (f) panela.	30
Figura 2.2 - Esquema ilustrativo do Equipamento de Ensaio Triaxiais Dinâmicos (MEDINA; MOTTA, 2005).....	34
Figura 2.3 - Aterro de bota fora as margens da BR-060 (09/11/2013).....	47
Figura 2.4- Depósito temporário às margens da BR-153 (04/02/2015).	47
Figura 2.5 -Etapas executivas da reciclagem profunda com adição de brita: (a) Lançamento da brita, (b) Regularização da camada de brita, (c) Pulverização e umedecimento dos materiais e (d) Compactação.....	53
Figura 3.1- Imagem com a localização das quatro rodovias estudadas (Google Earth, 2015).	58
Figura 3.2- Recicladora em operação na GO-147.	60
Figura 3.3- Fresado, cascalho e brita retidos na peneira 4,8 mm.	62
Figura 3.4 - Procedimentos de preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial de carga repetida: (a) compactação do corpo de prova, (b) colocação de gesso na base, (c) centralização do corpo de prova sobre o gesso na base, (d) colocação de gesso sobre o topo,(e) colocação do top-cap, (f) envolvimento do corpo de prova com a membrana, (g) fixação dos LVDTs e teste dos mesmos, (h) colocação célula triaxial e (i) centralização do pistão sobre o top-cap.	67
Figura 3.5 - Armazenamento dos corpos e provas após moldagem.	68
Figura 4.1 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-413.	73
Figura 4.2 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-156.	73
Figura 4.3 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-147.	74
Figura 4.4 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-215.	74
Figura 4.5 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-413.	76
Figura 4.6 - Curva granulométrica do da brita utilizada GO-156.	76
Figura 4.7 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-147.	77
Figura 4.8 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-215.	77
Figura 4.9 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-413.	81

Figura 4.10 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-156.....	81
Figura 4.11 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-147.....	82
Figura 4.12 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-215.....	83
Figura 4.13 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-413.	83
Figura 4.14 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-156.	84
Figura 4.15 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-147.	85
Figura 4.16 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-215.	85
Figura 4.17 - Gráfico da variação do γ_{dmax} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.....	87
Figura 4.18 - Gráfico da variação da w_{ot} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.....	88
Figura 4.19 - Gráfico da variação do CBR w_{ot} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.....	88
Figura 4.20 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-413 com 12,13% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.....	94
Figura 4.21 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-413 com 25% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	95
Figura 4.22 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-156 com 6,2% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	95
Figura 4.23 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-156 com 20% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	96
Figura 4.24 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 0% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	96

Figura 4.25 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 6,09% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.....	97
Figura 4.26 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 25% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	97
Figura 4.27 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-215 com 11,95% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.....	98
Figura 4.28 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-215 com 20% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.	98
Figura 4.29 - Sistema com três camadas utilizado para o cálculo das tensões atuantes nas bases das rodovias GO-413 e GO-156.	101
Figura 4.30 - Sistema com quatro camadas utilizado para o cálculo das tensões atuantes nas bases das rodovias GO-147 e GO-215.	102
Figura 4.31 - Granulometria do material de base da GO-413 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	105
Figura 4.32 - Granulometria do material de base da GO-413 com 12,13% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	106
Figura 4.33 - Granulometria do material de base da GO-413 com 20% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	106
Figura 4.34 - Granulometria do material de base da GO-413 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	106
Figura 4.35 - Granulometria do material de base da GO-156 com 0% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	107
Figura 4.36 - Granulometria do material de base da GO-156 com 6,20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	108
Figura 4.37 - Granulometria do material de base da GO-156 com 20% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	108

Figura 4.38 - Granulometria do material de base da GO-156 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	108
Figura 4.39 - Granulometria do material de base da GO-147 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	110
Figura 4.40 - Granulometria do material de base da GO-147 com 6,09% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	110
Figura 4.41 - Granulometria do material de base da GO-147 com 20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	111
Figura 4.42 - Granulometria do material de base da GO-147 com 25% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	111
Figura 4.43 - Granulometria do material de base da GO-147 com 35% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	111
Figura 4.44 - Granulometria do material de base da GO-215 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	112
Figura 4.45 - Granulometria do material de base da GO-215 com 11,95% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	112
Figura 4.46 - Granulometria do material de base da GO-215 com 20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).	113
Figura 4.47 - Granulometria do material de base da GO-215 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	113
Figura 4.48 - Granulometria do material de base da GO-215 com 35% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).	113
Figura 4.49 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-413 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).	116
Figura 4.50 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-156 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).	116
Figura 4.51 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-147 – Faixa B, ES 098 (DNIT, 2007).	116

Figura 4.52 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-215 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).....	117
Figura 4.53 - Granulometria do material de base da GO-413 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	118
Figura 4.54 - Granulometria do material de base da GO-413 com 12,13% de brita – Faixa B, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	119
Figura 4.55 - Granulometria do material de base da GO-413 com 20% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	119
Figura 4.56 - Granulometria do material de base da GO-413 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	119
Figura 4.57 - Granulometria do material de base da GO-156 com 0% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	120
Figura 4.58 - Granulometria do material de base da GO-156 com 6,20% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	120
Figura 4.59 - Granulometria do material de base da GO-156 com 20% de brita – Faixa B, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	121
Figura 4.60 - Granulometria do material de base da GO-156 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	121
Figura 4.61 - Granulometria do material de base da GO-147 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	122
Figura 4.62 - Granulometria do material de base da GO-147 com 6,09% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	122
Figura 4.63 - Granulometria do material de base da GO-147 com 20% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	122
Figura 4.64 - Granulometria do material de base da GO-147 com 25% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	123
Figura 4.65 - Granulometria do material de base da GO-147 com 35% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	123

Figura 4.66 - Granulometria do material de base da GO-215 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	124
Figura 4.67 - Granulometria do material de base da GO-215 com 11,95% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	124
Figura 4.68 - Granulometria do material de base da GO-215 com 20% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	124
Figura 4.69 - Granulometria do material de base da GO-215 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	125
Figura 4.70 - Granulometria do material de base da GO-215 com 35% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).....	125
Figura 4.71 - Relação entre os valores de MR obtidos a partir de dados de campo com valores determinados em laboratório.	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AGETOP	Agência Goiana de Transportes e Obras
ARRA	“Asphalt Recycling and Reclamation Association”
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	“California Bearing Ratio”
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CGE-GO	Controladoria Geral do Estado de Goiás
CNT	Confederação Nacional do Transporte
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
DCP	Penetrômetro Dinâmico de Cone
DER-SP	Departamento de Estradas de Rodagem – São Paulo
DER-PR	Departamento de Estradas de Rodagem – Paraná
Detran-GO	Departamento Estadual de Trânsito do Estado de Goiás
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes
FHWA	“Federal Highway Administration”
IGG	Índice de Gravidade Global
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
JULEA	“Jacob Uzan Layered Elastic Analysis”
LTP-EPUSP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

LVDT	“Linear Variable Differential Transformers”
MEDG	“Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide”
MR	Módulo Resiliente
PETROBRAS	Petróleo Brasileiro S. A.
PVC	Poli Cloreto de Vinila
Rodovida	Programa de Reconstrução de Rodovias Estaduais
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
SEGPLAN-GO	Secretaria de Gestão e Planejamento do Estado de Goiás
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TRB	“Transportation Research Board”
UFG	Universidade Federal de Goiás

LISTA DE SÍMBOLOS

h_0	Altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico
CO ₂	Dióxido de Carbono
cm	Centímetro
ϵ_p	Deformação de natureza plástica ou permanente
ϵ_r	Deformação resiliente axial
ϵ_t	Deformação axial total
ρ	Massa específica dos grãos de solos contendo frações passante e retida na peneira de 4,8 mm
IA	Índice de atividade
IP	Índice de plasticidade
km	Quilômetro
km ²	Quilômetro quadrado
kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico
k_1, k_2, k_3	Constantes experimentais
MPa	Megapascal
N	Número de operações do eixo padrão
R ²	Coefficiente de determinação
σ_d	Tensão desvio
σ_3	Tensão confinante
w _{ot}	Umidade ótima
w _L	Limite de Liquidez
w _p	Limite de plasticidade
γ_d	Peso específico aparente seco
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	Peso específico aparente seco máximo
Δh	Deslocamento vertical máximo
Θ	Primeiro invariante de tensões
ν	Coefficiente de Poisson

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	21
1.1. JUSTIFICATIVA	22
1.2. OBJETIVOS	23
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	23
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1. O PAVIMENTO ASFÁLTICO E SUA DETERIORAÇÃO.....	25
2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	30
2.3. CONTEXTO RODOVIÁRIO BRASILEIRO	38
2.4. TÉCNICAS DE RECICLAGEM DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	42
2.4.1. Fresagem a frio	48
2.4.2. Reciclagem a quente.....	48
2.4.3. Reciclagem a quente <i>in situ</i>.....	49
2.4.4. Reciclagem a frio	50
2.4.5. Reciclagem profunda	50
2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS E ESPECIFICAÇÕES BRASILEIRAS PARA RECICLAGEM PROFUNDA.....	54
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA	57
3.1. SELEÇÃO DOS TRECHOS	57
3.2. COLETAS DE AMOSTRAS.....	59
3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS	61
3.3.1. Ensaios de caracterização física	61
3.3.2. Estudo de dosagem	63
3.3.3. Ensaios de compactação e propriedades mecânicas.....	64
3.3.3.1. Compactação, expansão e <i>California Bearing Ratio</i>(CBR).....	64
3.3.3.2. Ensaios triaxiais dinâmicos.....	65

3.4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	68
	CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	70
4.1.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	70
4.1.1.	Composição das misturas	70
4.1.2.	Análise granulométrica	72
4.1.3.	Limites de Atterberg	77
4.1.4.	Massa específica dos grãos.....	78
4.2.	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS	79
4.2.1.	Compactação, expansão e <i>California Bearing Ratio</i> (CBR).....	79
4.2.2.	Ensaio triaxiais dinâmicos.....	89
4.3.	ANÁLISE DAS DOSAGENS EM FUNÇÃO DE NORMAS VIGENTES.....	104
4.3.1.	Análise conforme especificação de serviço ES-141 (DNIT, 2010b).....	104
4.3.2.	Análise conforme especificação de serviço ES-098 (DNIT, 2007)	114
4.3.3.	Análise conforme especificação de serviço ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) ..	117
4.4.	ANÁLISE COMPARATIVA COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO POR COSTA (2013).....	126
4.5.	ANÁLISE COMPARATIVA COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM CAMPO POR COSTA (2013) E HÓMEZ (2014).....	129
	CAPÍTULO 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	131
5.1.	CONCLUSÕES	131
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	133

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

No Brasil, a malha rodoviária ainda é predominante tanto para o transporte de passageiros quanto para o transporte de cargas, ligando as regiões mais remotas aos grandes centros urbanos. Segundo a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2014), de 2002 à 2014 o total pago acumulado de investimento federal em infraestrutura rodoviária foi de R\$ 76,5 bilhões. Na última década, a malha rodoviária vem recebendo grandes investimentos que estão possibilitando sua expansão, mas ainda há muito a ser feito para interligar os pequenos centros urbanos até as cidades mais desenvolvidas com pavimentos de qualidade.

Antes mesmo de concluir a interligação de todos os centros urbanos brasileiros, é de fundamental importância que a manutenção preventiva e corretiva dos pavimentos já executados sejam realizadas e que as técnicas construtivas sejam melhoradas, buscando sempre a adoção de métodos que produzam obras de melhor qualidade e ao mesmo tempo mais econômicas e que agredam menos o meio ambiente.

De acordo com a CNT (2014), do total de rodovias brasileiras, 12,0% são pavimentadas (203.599 km), 80,4% são rodovias não pavimentadas (1.358.829 km) e 7,6% são rodovias planejadas (129.094 km). A partir destes dados fica nítido que o cenário rodoviário brasileiro não é dos melhores, pois além de apresentar pequenas extensões pavimentadas em relação à extensão total da malha rodoviária, grande parte desses pavimentos se encontra danificado.

Dada à importância da malha rodoviária brasileira no transporte de cargas e passageiros, é imprescindível que os investimentos em pesquisas, implantações, manutenções e em reconstruções das rodovias aumentem, buscando sempre o aperfeiçoamento das técnicas já aplicadas, o desenvolvimento e aplicação de novas técnicas e o estudo de materiais alternativos que possam ser utilizados nessas obras, tornando possível a construção de pavimentos com uma melhor relação custo-benefício.

Segundo a CNT (2013), dos 5.357 quilômetros de rodovias avaliados em Goiás referente ao item pavimento, 50,3% foram classificados em estado deficiente, ou seja, o pavimento foi considerado como péssimo, ruim ou regular. Já em 2014 a CNT verificou que 48,6% dos

5.384 km avaliados nesse ano ainda foram classificados como péssimo, ruim ou regular, demonstrando pouca mudança de um ano para o outro. Vale ressaltar que foram avaliados trechos de rodovias estaduais e federais que cortam o estado de Goiás.

Como grande parte dos pavimentos já implantados se encontra deteriorada devido a diversos fatores como a ausência de manutenção, falhas de execução, excesso de cargas, entre outros agravantes, uma opção de restauração que vem sendo utilizada é a reciclagem profunda. Essa técnica consiste na reutilização dos materiais granulares das camadas existente, bem como dos materiais granulares e betuminosos que compõem o revestimento deteriorado, podendo ainda adicionar agregados ou estabilizantes químicos, dando origem a uma nova base que irá receber um novo revestimento.

Diante da situação que se encontrava grande parte das rodovias estaduais goianas, a Agência Goiana de Transportes e Obras (AGETOP) lançou no ano de 2011 o Programa Rodovida, que tem como principais objetivos oferecer maior segurança e comodidades aos usuários e estimular o escoamento dos produtos produzidos no estado. De acordo com a Secretaria de Infraestrutura do Estado de Goiás (ESTADO DE GOIÁS, 2013), algumas das metas do Programa Rodovida eram reconstruir 5.430 km de rodovias estaduais e construir aproximadamente 1.700 km de rodovias até final do ano de 2014. A técnica adotada na maioria das obras de reconstrução foi a reciclagem profunda.

1.1. JUSTIFICATIVA

A realização desta pesquisa foi motivada pela renovação do convênio firmado entre a Universidade Federal de Goiás (UFG) e a Controladoria Geral do Estado de Goiás (CGE-GO) para o período de 2013 a 2014. Neste convênio, os estudos foram realizados por diferentes grupos de professores, alunos de mestrado, alunos de graduação da UFG e do Instituto Federal de Goiás (IFG).

Os estudos foram divididos em três tópicos:

- ◆ Avaliação das tabelas oficiais existentes para a composição de custos rodoviários;
- ◆ Avaliação de projetos;
- ◆ Controle tecnológico de materiais e serviços.

Esta pesquisa foca a parte do convênio relacionada ao controle tecnológico de materiais e serviços de quatro rodovias contempladas com a reconstrução do Programa Rodovida em que a técnica adotada foi a reciclagem profunda do pavimento com a adição de brita, buscando obter um pavimento de qualidade e mais econômico, aproveitando de forma parcial ou integral os materiais constituintes do pavimento deteriorado.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar laboratorialmente se as soluções de restauração especificadas em projeto são adequadas tecnicamente para o pavimento oferecer um desempenho satisfatório.

Como objetivos mais específicos para cada uma das quatro rodovias em análise tem-se:

- ◆ Determinar se a quantidade de agregado adicionado em campo está de acordo com a quantidade especificada no projeto;
- ◆ Verificar se a quantidade de brita a ser adicionada especificada no projeto, de fato é a que apresenta o melhor resultado mecânico;
- ◆ Avaliar se a energia de compactação utilizada nas obras está provocando a quebra dos agregados presentes na mistura;
- ◆ Comparar os resultados encontrados com estudos existentes.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos:

- ◆ O Capítulo 1 aborda a introdução ao tema da pesquisa, sua justificativa e os objetivos gerais e específicos;
- ◆ O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica relacionada à deterioração de pavimentos asfálticos e às propriedades mecânicas dos materiais e, em seguida, faz-se uma contextualização do cenário rodoviário brasileiro. Na revisão ainda são apresentadas algumas técnicas de reciclagem de pavimentos asfálticos dando mais ênfase à reciclagem profunda, e por fim, fazem-se algumas considerações sobre a importância de especificações brasileiras para reciclagem profunda.

- ◆ O Capítulo 3 apresenta as rodovias selecionadas para o estudo, bem como todos os procedimentos envolvendo a coleta dos materiais de base na obra, a preparação e a execução dos ensaios laboratoriais.
- ◆ O Capítulo 4 apresenta os resultados dos ensaios laboratoriais obtidos para as amostras estudadas bem como as principais análises baseadas em especificações técnicas vigentes no meio rodoviário e em dados obtidos em pesquisas similares.
- ◆ O Capítulo 5 apresenta as conclusões da pesquisa baseadas nos resultados obtidos e são feitas sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção é apresentado o embasamento teórico para o desenvolvimento da pesquisa, compreendendo os aspectos gerais com relação à deterioração dos pavimentos asfálticos e à reciclagem profunda de suas bases.

2.1. O PAVIMENTO ASFÁLTICO E SUA DETERIORAÇÃO

Bernucci *et al.* (2010) definem pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, executado sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a oferecer aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

O pavimento rodoviário pode ser classificado em dois tipos básicos: rígidos e flexíveis, mas recentemente há uma tendência de usar-se a nomenclatura pavimentos de concreto de cimento *Portland* para os pavimentos rígidos e pavimentos asfálticos para os pavimentos flexíveis, para indicar o tipo de revestimento do pavimento.

Para Bernucci *et al.* (2010), os pavimentos rígidos são aqueles em que o revestimento é uma placa de concreto *Portland* e sua espessura é fixada em função da resistência á flexão das placas e das resistências das camadas subjacentes. Já os pavimentos flexíveis são aqueles em que o revestimento é composto por uma mistura constituída basicamente de agregados e ligantes asfálticos e são formados por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito.

Para Balbo (2007), o pavimento tem como principal função suportar os esforços oriundos das cargas e das ações climáticas sem que apresentem processos de deterioração de modo prematuro. Segundo Bernucci *et al.* (2010), os gastos com manutenção e reconstrução precoce dos pavimentos brasileiros são altos e esses gastos são inaceitáveis uma vez que pode-se dispor de equipamentos de laboratório e de campo que permitam um melhor entendimento dos materiais e dos métodos de projeto. Os autores ainda ressaltam que a existência de uma

infraestrutura laboratorial e a formação de recursos humanos capacitados na área torna possível a investigação de materiais alternativos e novas tecnologias para as camadas do pavimento.

Para Bernucci *et al.* (2010), o revestimento asfáltico é a camada superior destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas subjacentes, além de impermeabilizar o pavimento e melhorar as condições de rolamento. As tensões e deformações induzidas na camada asfáltica pelas cargas do tráfego estão associadas ao trincamento por fadiga dessa camada. Ela ainda pode apresentar trincamento por envelhecimento do ligante asfáltico, ação climática etc. Parte de problemas relacionados à deformação permanente e outros defeitos podem ser atribuídos ao revestimento asfáltico. Nos pavimentos asfálticos, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito são de grande importância estrutural, quando essas camadas por alguma razão não desempenham suas funções de forma eficiente, várias patologias surgem e o desempenho funcional e estrutural do pavimento são afetados.

O IPR 720 (DNIT, 2006a) define como desempenho funcional de um pavimento a capacidade do mesmo satisfazer sua função principal, que é a de fornecer uma superfície com serventia adequada em termos de qualidade de rolamento. Define também o desempenho estrutural como sendo a capacidade de um pavimento em manter sua integridade estrutural, sem apresentar falhas significativas.

Segundo Balbo (2007), a atuação diária do clima não implica em apenas alterações momentâneas na resposta estrutural dos pavimentos, implica também em modificações das características dos materiais, o que resulta na degradação mais acelerada das estruturas do pavimento, sob ação combinada do clima e das cargas atuantes. Para Silva (2003), o clima é um dos fatores mais relevantes na previsão de desempenho de um pavimento, não basta esgotar as classificações e estudos comportamentais dos solos, o fator climático pode embutir grande variação naquilo que se espera de desempenho para os solos.

Para Bernucci *et al.* (2010), o desafio de projetar um pavimento reside no fato de conceber uma obra de engenharia que cumpra as demandas estruturais e funcionais. Aliado a esses dois objetivos, o pavimento deve ainda ser projetado da forma mais econômica possível, atendendo as restrições orçamentárias.

Os pavimentos devem ser restaurados quando atingirem determinado grau de trincamento, deformação ou desagregação. Para Balbo (2007), a perda da serventia dos pavimentos esta associada a processos de degradação dos mesmos, que ocorrem de maneira progressiva em função de infiltração de água, bombeamento de finos, perda de resistência, aparecimento de fissuras e, por fim, da degradação do revestimento asfáltico. Para o IPR 720 (DNIT, 2006a), a deterioração do pavimento é o decréscimo da condição ou da serventia do pavimento ao longo do tempo.

De acordo com Paula Filho (2003), um dos procedimentos eficazes para se iniciar a análise das condições funcionais e estruturais dos pavimentos é a observação da natureza e severidade das trincas existentes no revestimento, pois, entre as fases de degradação de uma estrutura o trincamento é a mais importante causa de sua instabilidade, pois modifica rapidamente os estados de tensões e deformações das camadas e do conjunto.

Segundo o IPR 720 (DNIT, 2006a), existem três tipos de mecanismo de deterioração que levam a análise do desempenho estrutural do pavimento que são:

- ◆ Mecanismos do trincamento: A trinca é um defeito na superfície que enfraquece o revestimento e permite a entrada de água, provocando um enfraquecimento adicional da estrutura. Uma vez iniciado, o trincamento tende a aumentar sua extensão e severidade conduzindo eventualmente a desintegração do revestimento. Existem três tipos principais de trincas. O trincamento dos materiais devido à fadiga resulta dos efeitos cumulativos do carregamento sucessivo. O trincamento por envelhecimento ocorre quando o ligante betuminoso torna-se suscetível a rompimentos devido a sua exposição ao ar não suportando assim as deformações provenientes das mudanças de temperatura. O trincamento por reflexão ocorre quando uma trinca existente em uma camada inferior propaga-se em direção á superfície, atingindo o revestimento asfáltico. Assim sendo, ele pode apresentar-se sob a forma de qualquer tipo de trinca.
- ◆ Mecanismo das deformações: Entre as deformações permanentes em pavimentos, incluem-se os afundamentos nas trilhas de rodas, as deformações plásticas no revestimento e depressões. Esses defeitos causam acréscimos nas irregularidades longitudinais afetando a dinâmica das cargas, a qualidade de rolamento e conseqüentemente a segurança dos usuários. As causas das deformações permanentes podem estar associadas ao tráfego ou não, por exemplo, tanto o excesso de carregamento quanto a presença de solos compressíveis na fundação do pavimento podem causar

deformações permanentes. Os materiais utilizados na execução dos pavimentos também têm papel importante no aparecimento ou não das deformações.

- ◆ Mecanismo da desagregação: A desagregação pode ser definida como a perda do agregado superficial devido à fratura mecânica do filme de ligante ou pela perda de adesão entre o ligante e o agregado. A fratura mecânica do filme de ligante que envolve o agregado ocorre quando o ligante torna-se muito endurecido ou o filme muito esbelto, para fazer frente aos esforços gerados na área de contato pneu-pavimento. Os pneus dos veículos geram forças que podem causar a fratura do filme de ligante. A perda de adesão entre o filme e a partícula de agregado deve-se geralmente pela presença de água ou contaminação do agregado.

Os defeitos podem aparecer nos pavimentos por diversos fatores: ação das cargas e das intempéries ao longo dos anos, erros de projeto, falha na escolha dos materiais ou na dosagem dos mesmos, erros de execução e devido às falhas ou à ausência de manutenção.

Um levantamento geral de todos os defeitos presentes em um determinado pavimento e a compreensão de suas prováveis causas é de grande importância para a elaboração de projetos de manutenção ou de restauração do mesmo. As condições do estado geral da superfície de um pavimento asfáltico podem ser levantadas utilizando-se o método da norma PRO 006 (DNIT, 2003a) obtendo assim o valor do Índice de Gravidade Geral (IGG) que poderá ser utilizado nos possíveis projetos de restauração.

Segundo o IPR 720 (DNIT, 2006a), o IGG permite classificar o estado geral de um determinado trecho homogêneo de pavimento, em função da incidência de defeitos de superfície. O IGG é um indicador das condições do pavimento, muito útil para a tomada de decisões quanto às intervenções de restauração necessárias.

A norma TER 005 (DNIT, 2003b) apresenta as seguintes definições para os possíveis defeitos de um pavimento:

- ◆ Trinca (Figura 2.1 (a)): é um tipo de fenda, ou seja, uma descontinuidade existente no revestimento do pavimento, facilmente visível e pode apresentar-se isoladamente ou interligada a outras trincas;
- ◆ Afundamento (Figura 2.1 (b)): deformação permanente caracterizada por depressão na superfície do pavimento, acompanhada ou não de solevamento;

- ◆ Ondulação ou Corrugação (Figura 2.1 (c)): deformação caracterizada por ondulações ou corrugações transversais na superfície do pavimento;
- ◆ Escorregamento (Figura 2.1 (d)): deslocamento do revestimento em relação á camada subjacente;
- ◆ Desgaste (Figura 2.1 (e)): efeito do arrancamento progressivo do agregado do pavimento, caracterizado por aspereza superficial do revestimento e provocado por esforços tangenciais causados pelo tráfego.
- ◆ Buraco ou Panela (Figura 2.1 (f)): cavidade que se forma no revestimento por diversas causas, podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento provocando a desagregação dessas camadas.

De acordo com Balbo (2007), não se pode estabelecer o processo de degradação de um dado pavimento, ou ainda, dos materiais empregados em sua construção, pois existem diversos sítios geológicos, diferentes condições climáticas e morfológicas, políticas de cargas para diferentes veículos comerciais em diversos países, utilização de materiais peculiares em cada região do mundo, além de tradições construtivas e de projetos muito variadas. Portanto, o autor ressalta que há razões de sobra para que não exista um critério universalmente aceito por todos os técnicos de como se dá a ruptura de um pavimento, nem mesmo uma combinação de vários critérios mundialmente aceita.

Segundo a CNT (2013), entre 2002 e setembro de 2013 foram gastos R\$ 19,5 bilhões com manutenção de trechos rodoviários. De acordo com Balbo (2007), os custos com manutenção crescem exponencialmente com o aumento da degradação dos pavimentos e ressalta que a restauração por recapeamento é admitida até determinada condição e na ausência de manutenção, o pavimento irá se degradar muito rapidamente tornando inevitável sua reconstrução parcial ou total.

Para Castro (2003), a técnica de promover a melhoria da condição do pavimento simplesmente com coberturas asfálticas sucessivas torna-se naturalmente inadequada e ineficiente, podendo causar além de acidentes, desconforto para os usuários.

Figura 2.1 - Possíveis defeitos de um pavimento: (a) trinca; (b) afundamento; (c) ondulação; (d) escorregamento; (e) desgaste e (f) panela.



2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Para Castro (2002), a metodologia de dimensionamento de pavimentos usualmente empregada no Brasil caracteriza-se por focar a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica sob carregamento estático, retratada através do ensaio de *California Bearing Ratio* (CBR). A observação constante de que grande parte da malha rodoviária de pavimentos flexíveis vem apresentando fadiga gerada pela contínua solitação dinâmica do tráfego

atuante contribuiu e ainda contribui para a introdução, no país, de estudos da resiliência dos materiais de pavimentação.

De acordo com Hómez (2014), o método de dimensionamento ainda utilizado pelos engenheiros brasileiros se baseia no CBR, considerado obsoleto e ultrapassado, pois se baseia em parâmetros que não representam o comportamento mecânico real dos materiais, e não avaliam o desempenho da estrutura ao longo do tempo sob a ação do tráfego e do clima. Segundo o autor, a não utilização de parâmetros que consideram a relação tensão-deformação do pavimento sob o efeito de carregamento dinâmico e a não adoção de métodos de dimensionamento mecanísticos podem contribuir muito com a baixa durabilidade das vias.

Segundo Medina e Motta (2005), Hveem durante o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos entendeu que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Decidiu então usar o termo resiliência ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos que o engenheiro costuma trabalhar. Portanto, o termo resiliência significa energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Para Costa (2013), o avanço das pesquisas no estudo da mecânica do pavimento está relacionado à análise das propriedades, comportamento e resistência dos materiais que compõem um pavimento e também nas modificações em relação aos métodos de dimensionamento de um pavimento, que estão fundamentados na teoria da elasticidade, análise numérica e mecânica.

Segundo Silva (2003), os métodos mecanísticos analisam o pavimento como composto por várias camadas que sofrem deslocamentos ao serem solicitadas por uma carga e devido às características resilientes dos materiais constituintes dessas camadas e do subleito; por intermédio de programas computacionais, podem-se calcular as tensões e as deformações em qualquer ponto da estrutura.

Um exemplo de método mecanístico é o *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)*. Segundo Baus e Stires (2010), esse método foi criado com o objetivo de desenvolver uma metodologia de projeto que utilizasse modelos mecanístico do estado da arte

e um relevante banco de dados para conhecer o desempenho dos pavimentos rodoviários. A metodologia MEPDG é baseada nas respostas do pavimento geradas pelo software (tensões, deformações e deflexões) calculadas usando carregamento detalhado do tráfego, propriedades dos materiais e dados ambientais. As respostas são usadas para calcular os danos ao longo do tempo.

Para prever o desempenho de um pavimento ao longo de uma vida de projeto, o MEPDG usa mais de 100 entradas para modelar o carregamento do tráfego, as propriedades dos materiais e os fatores ambientais. Dados climáticos detalhados, incluindo a temperatura de hora em hora, precipitação, velocidade do vento, umidade relativa e cobertura de nuvens, de 851 estações meteorológicas em todos os Estados Unidos estão embutidos no software MEPDG.

De acordo com Baus e Stires (2010), os procedimentos do MEPDG representam uma grande mudança na forma de se projetar pavimentos, em vez de se produzir uma estrutura de pavimento necessário, o MEPDG utiliza um pressuposto inicial de uma estrutura de pavimento de projeto para produzir as previsões de desempenho. Os autores ressaltam que devido à variedade dos dados de entradas e das capacidades computacionais do MEPDG é possível escolher diversas técnicas de construção de pavimentos.

Dados de entradas especificando a geometria de uma suposta estrutura de pavimento são necessários junto com o tráfego, clima e propriedades dos materiais. O software MEPDG calcula respostas do pavimento para o carregamento imposto, sendo que essas repostas são usadas para calcular danos ao longo do tempo. A partir dos dados climáticos, o software simula mudanças nas propriedades dos materiais causados pelos fatores ambientais. A análise é realizada em um processo iterativo.

O MEPDG usa o *Jacob Uzan Layered Elastic Analysis* (JULEA), programa computacional de múltiplas camadas elásticas para calcular as respostas do pavimento necessárias para as previsões de falha estrutural. As respostas do pavimento são convertidas em previsões de falhas através de funções de transferência do software. Estas previsões são calibradas usando dados de bancos de dados de pavimentos existentes, sendo que a maior parte das informações são provenientes do banco de dados de desempenho dos pavimentos a longo prazo. Esse banco de dados proporciona a análise dos dados a longo prazo para uma ampla gama de estruturas que contêm uma variedade de materiais, tráfego e para as condições ambientais em todo o país.

A partir da análise mecânica de um pavimento, tem-se noção do funcionamento do pavimento como um todo, tornando possível evitar que uma camada seja mais solicitada que outra, controlando e evitando sua ruptura precoce. Para Silva (2003), o método da resiliência pode ser aplicado tanto em restauração quanto em implantação de rodovias e visa determinar a melhor configuração possível da estrutura do pavimento, analisando compatibilidades entre camadas, suas espessuras, o tráfego previsto, as consequentes tensões e deformações e a capacidade resistente de cada material da estrutura.

“As vantagens dos métodos mecânicos consistem em proporcionar uma maior confiabilidade ao projeto, melhor utilização dos materiais devido as suas características e previsão de defeitos específicos para a estrutura dimensionada” (MATTOS, 2014, p.43).

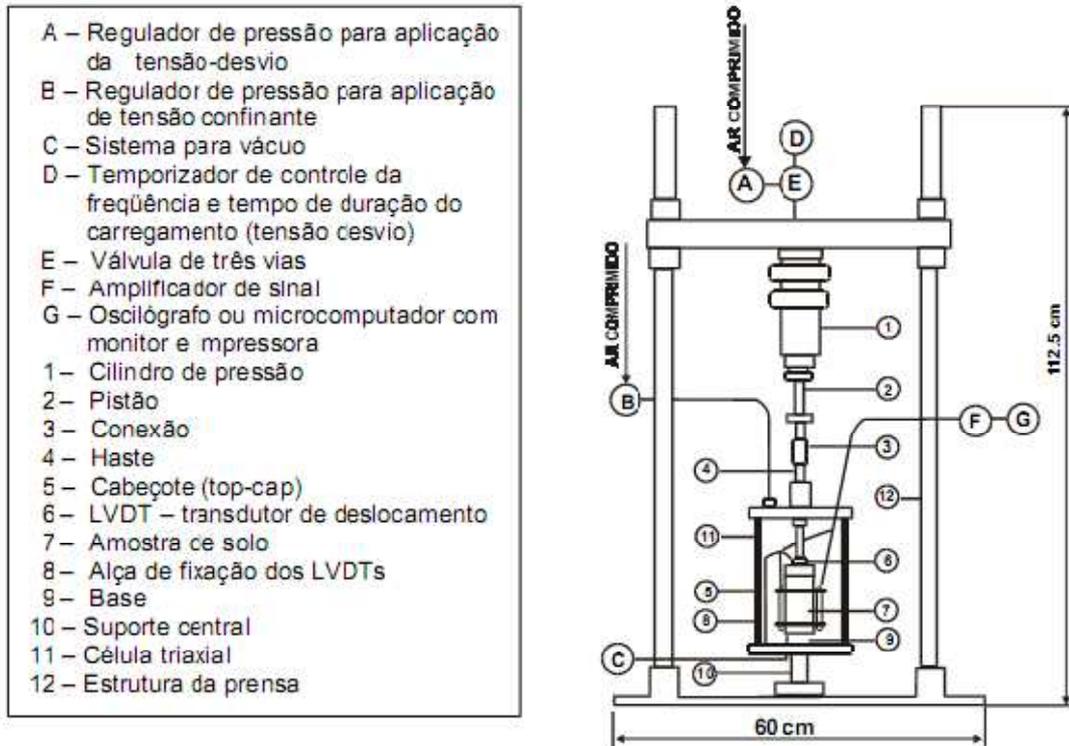
Enquanto o ensaio triaxial dinâmico simula a solicitação dinâmica dos pavimentos e procura reproduzir as condições de campo, o ensaio de CBR não passa de um ensaio empírico que não reproduz as condições de campo impostas ao pavimento. Segundo Motta (1991), a utilização de ensaios dinâmicos na caracterização de materiais granulares, misturas asfálticas e solo estabilizado, juntamente com análise de tensões e deformações de caráter não linear dos sistemas em camadas é o melhor caminho para o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos.

Segundo Araújo (2004), o ensaio de CBR não é o tipo de ensaio laboratorial mais indicado para se prever o comportamento de misturas recicladas com adição de material fresado de revestimento asfáltico.

Como os solos e as britas não são materiais elásticos lineares, portanto, não se aplicam a lei de Hooke generalizada, obrigando assim a busca de relações experimentais entre o módulo resiliente (MR) e os estados de tensões.

A norma ME 134 (DNIT, 2010a) descreve o modo pelo qual se obtém os valores do MR de solos para várias tensões aplicadas. O ensaio triaxial dinâmico prevê o comportamento mecânico do solo em termos de deformabilidade resiliente. A Figura 2.2 ilustra o equipamento no qual o ensaio é realizado.

Figura 2.2 - Esquema ilustrativo do Equipamento de Ensaio Triaxiais Dinâmicos (MEDINA; MOTTA, 2005).



Segundo a norma ME 134 (DNER, 2010a), o MR é a relação entre a tensão desvio (σ_d) aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação específica vertical recuperável (ϵ_r), conforme Equação (2.1):

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.1)$$

A deformação específica vertical recuperável ou deformação resiliente axial (vertical) (ϵ_r) é definida pela Equação (2.2):

$$\epsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.2)$$

Onde Δh é o deslocamento vertical máximo e h_0 é a altura inicial de referência do corpo de prova cilíndrico.

A cada aplicação da σ_d , a deformação axial total (ϵ_t) tem uma parcela pequena de natureza plástica ou permanente (ϵ_p), conforme mostra a Equação (2.3), mas é somente a primeira parcela (ϵ_r), que se considera na determinação do MR.

$$\epsilon_t = \epsilon_r + \epsilon_p \quad (2.3)$$

O ensaio é composto por três fases propriamente dita: preparação do corpo de prova, condicionamento e determinação do MR.

O condicionamento consiste na aplicação de 200 repetições para cada σ_d , na sequência constante na Tabela 2.1, com o intuito de eliminar grandes deformações permanentes nas primeiras aplicações da σ_d durante a determinação do MR.

Tabela 2.1 - Sequência de tensões para a fase de condicionamento. (DNER, 2010a)

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (kPa)	Razão de Tensões σ_1/σ_3
68,9	68,9	2
68,9	206,8	4
102,9	309,0	4

O procedimento para a determinação do MR tem início logo após o condicionamento e consiste na obtenção das leituras das deformações específicas após 10 repetições de carga para cada par de tensões indicadas na Tabela 2.2.

O que se procura determinar nos ensaios triaxiais dinâmicos é o MR em função da tensão confinante (σ_3) e σ_d , como mostra a Equação (2.4), para as condições de densidade, umidade e grau de compactação que o solo se apresenta.

$$\text{MR} = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (2.4)$$

Segundo Medina e Motta (2005), o MR depende da natureza do solo, umidade, densidade, estado de tensões, além das características do próprio ensaio. Geralmente os ensaios drenados são adotados por simularem as condições de campo que devem ocorrer num pavimento bem executado.

Nos solos arenosos o MR depende principalmente da σ_3 , como mostra a Equação (2.5), ou da soma das tensões principais (Θ), como mostra a Equação (2.6). No caso de compressão triaxial: $\Theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$. Já os solos argilosos são mais sensíveis a σ_d , conforme mostra a Equação (2.7).

$$\text{MR} = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.5)$$

$$\text{MR} = k_1 \cdot \Theta^{k_2} \quad (2.6)$$

$$\text{MR} = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (2.7)$$

Onde k_1 e k_2 são constantes experimentais e $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, sendo o primeiro invariante de tensões.

Tabela 2.2- Sequência de tensões para determinação do Módulo Resiliente. (DNER, 2010a)

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (kPa)	Razão de Tensões σ_1/σ_3
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309,0	4
137,9	137,9	2
	274,7	3
	412,0	4

De acordo com Medina e Motta (2005), o modelo que se tornou preferido foi o modelo composto, Equação (2.8), por ser influenciado tanto pela σ_d quanto pela σ_3 .

$$\text{MR} = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.8)$$

Macêdo (1996) em um estudo com solos de subleito, sub-base e base do pavimento de um trecho da BR-418/MG obteve coeficiente de determinação (R^2) da ordem de 0,96, para o modelo composto enquanto que para as expressões (2.5) e (2.7) foram obtidos R^2 da ordem de 0,70.

Costa (2013), em estudo com bases recicladas de três rodovias goianas (GO-050, GO-154 e GO-222) obteve R^2 da ordem de 0,86, para o modelo composto enquanto que para a expressão (2.5) os valores de R^2 ficaram no intervalo de 0,64 a 0,90 e para expressão (2.7) os valores de

R^2 foram bem inferiores, ficando no intervalo de 0,15 a 0,48. Vale ressaltar que os valores de R^2 dependem do tipo de material.

Quanto maior o valor do MR, maior capacidade de carga terá o material quanto à influência das cargas repetidas impostas pelo tráfego, em outras palavras, maior será a capacidade do pavimento em resistir às deformações resilientes, evitando assim a fadiga do pavimento.

“Na execução da camada reciclada granular, recomenda-se que os módulos de elasticidade medidos *in situ* sejam superiores a 500 MPa” (PAULA FILHO, 2003). Para Costa (2013), materiais com MR superior a 400 MPa apresentarão bom desempenho.

O ensaio de CBR foi muito utilizado em todo o mundo e ainda continua sendo parâmetro para dimensionar pavimentos em algumas regiões, mas sabe-se que atualmente ele é limitado. Diversos materiais vêm sendo utilizados na execução dos pavimentos e com o avanço tecnológico, suas propriedades vêm sendo cada vez mais pesquisadas e melhoradas. Vários equipamentos para conhecer as propriedades e a forma de aplicação desses materiais foram desenvolvidos com o intuito de controlar de modo mais eficaz os materiais utilizados, buscando sempre executar obras de melhor qualidade e ao mesmo tempo mais econômicas.

Portanto, é importante reconhecer que o método de dimensionamento baseado no CBR foi muito importante para o desenvolvimento dos pavimentos em todo o mundo, mas que atualmente existem métodos mais sofisticados e precisos que devem ser seguidos ou que devem ser base para a criação de um método que melhor represente a necessidade de dimensionamento de pavimentos de uma determinada região. Já algum tempo os centros acadêmicos e parte dos profissionais brasileiros sentem a necessidade de avançar e melhorar o método de dimensionamento brasileiro, prova disso é que várias pesquisas já foram e ainda vêm sendo desenvolvidas em todo o país nessa área e o método da resiliência vem sendo bastante discutido e utilizado no Brasil, espera-se que os órgãos rodoviários brasileiros em breve normatizem esse método de dimensionamento de pavimentos para a realidade brasileira.

Segundo Mattos (2014), a prática tem mostrado que pavimentos asfálticos dimensionados através do método baseado no CBR, não atendem as solicitações impostas pelo tráfego e o clima. De acordo com o autor, para superar o desafio de desenvolver um método empírico-mecânico foi implantado em 2009, com o apoio da Petróleo Brasileiro S. A. (PETROBRAS), o Projeto de Rede Temática de Asfalto. O Projeto visa conhecer melhor os

materiais empregados e o desempenho de pavimentos em diversas regiões do Brasil, criando assim, um banco de dados com abrangência nacional e, posteriormente, desenvolver um Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos.

O Projeto teve origem em 2006 em parceria com o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), mas atualmente o projeto tem uma abrangência nacional, envolvendo a parceria da empresa PETROBRAS com diversas universidades e instituições de pesquisas e desenvolvimento. O Projeto vem sendo desenvolvido em 19 estados brasileiros e a Universidade Federal de Goiás é uma entre as 30 instituições envolvidas.

Em dezembro de 2014 foi firmado um convênio entre o IPR e o COPPE/UFRJ para o desenvolvimento do novo método de dimensionamento brasileiro baseado na mecânica dos pavimentos. Este convênio tem como objetivo desenvolver metodologias e procedimentos visando à implantação no DNIT de um novo método de dimensionamento tanto para pavimentos novos quanto para restauração, atualizando a capacitação institucional para realizar projetos de estruturas de pavimentos mais adequadas às condições de solicitação do tráfego e do clima, com melhoria dos processos de avaliação dos projetos contratados e confiabilidade de estimativa da vida útil.

2.3. CONTEXTO RODOVIÁRIO BRASILEIRO

Para Costa (2013), os investimentos em infraestrutura são de grande importância estratégica, pois elevam a competitividade e as taxas de crescimento em longo prazo da economia e é através da melhoria das condições de logística do transporte que a produção interna é escoada de maneira mais eficiente para atender aos consumidores domésticos e aos mercados internacionais. Segundo os dados da CNT (2014), a malha rodoviária brasileira tem atualmente uma extensão de 1.691.522 km, com apenas 12% de pistas pavimentadas. Desse total de rodovias pavimentadas 32,4% são rodovias federais, 54,4% rodovias estaduais e 13,2% rodovias municipais, sendo que do total de rodovias federais apenas 8,3% são duplicadas (CNT, 2014).

Segundo a CNT (2014), nos últimos dez anos a malha rodoviária federal pavimentada cresceu 13,9%. Esse crescimento é considerado pequeno pela CNT, pois na última década a frota de veículo cresceu 122,00% e o número de acidentes em rodovias federais aumentou 77,9%.

De acordo com os dados do Departamento Estadual de Trânsito do Estado de Goiás (Detran-GO) publicados pela Secretaria de Gestão e Planejamento do Estado de Goiás - SEGPLAN (2014) a frota de veículos em Goiás já atingiu 3.358.762.

Em uma comparação feita pela CNT (2014) entre o Brasil e outros países, o Brasil foi o que apresentou menor densidade de malha rodoviária pavimentada, tendo 23,9 km de infraestrutura para cada 1.000 km². A densidade da malha rodoviária pavimentada foi obtida pela divisão das rodovias (em km) pela área total do país (em km²).

Seguindo o mesmo raciocínio para calcular a densidade, dentre os estados da região Centro-Oeste o estado de Goiás apresentou densidade de 32,8 km de infraestrutura para cada 1.000 km², sendo a segunda maior densidade da região, perdendo apenas para o Distrito Federal que apresentou densidade igual a 143,6 km, enquanto Mato Grosso apresentou densidade igual a 8,4 e Mato Grosso do Sul 22,4.

Na região Norte, com exceção do estado de Tocantins e de Rondônia que apresentaram respectivamente densidades iguais a 24,2 e 11,4, todos os demais estados apresentaram densidades inferiores a 10 km de infraestrutura para cada 1.000 km². No Nordeste, o estado que apresentou a maior densidade foi Sergipe (98,6) e Maranhão com densidade igual a 20,5 ficou na última colocação entre os estados nordestinos. No Sudeste as maiores densidades foram para os estados de Rio de Janeiro e para São Paulo que apresentaram respectivamente densidades iguais a 158,0 e 117,8. No Sul do país o estado que apresentou maior densidade foi o Paraná (97,2) seguido do estado de Santa Catarina (73,0) e por fim o Rio Grande do Sul com densidade igual a 39,2 km de infraestrutura para cada 1.000 km².

Além da reduzida extensão da malha rodoviária, a CNT (2014) destaca a má qualidade das rodovias brasileiras. Segundo o índice de competitividade global do Fórum Econômico Mundial, divulgado em setembro de 2014, dentre 144 países analisados a qualidade das rodovias brasileiras encontra-se na 122^a posição, atrás de Chile (31^a), Suriname (70^a), Uruguai (90^a), Bolívia (95^a), Peru (102^a) e Argentina (110^a), todos situados na América do Sul.

Dos 95.707 km de rodovias brasileiras avaliadas no item pavimento pela CNT no ano de 2012, apenas 54% dos pavimentos foram considerados em estado satisfatório (CNT, 2012). Em 2013 foram avaliados 96.714 km sendo que 53,1% dos pavimentos avaliados foram classificados em estado satisfatório. Já em 2014 a CNT avaliou 98.475 km e em 50,1% da extensão total avaliada o pavimento foi classificado em ótimo ou bom, sendo que 13,2%

foram classificados em estado crítico. As rodovias pesquisadas abrangem toda a malha rodoviária federal pavimentada, os principais trechos de rodovias estaduais e concedidas pavimentadas. Dos 98.475 km avaliados 80,7% estão sob gestão pública e 19,3% estão concedidos.

Segundo os dados obtidos pela CNT (2014), na análise do estado geral das rodovias 29,3% da extensão administrada pelo governo foram classificadas como ótimo ou bom e o restante, 70,7% apresentaram algum tipo de deficiência. Já a análise do estado geral das rodovias concedidas apresentou melhor resultado, 74,1% foram classificadas como ótimo ou bom e 25,9% como regular, ruim ou péssimo. Quanto ao item pavimento, 20,5% das rodovias concedidas foram classificadas como regular, ruim ou péssimo enquanto que nas rodovias sob gestão pública esse índice foi de 56,9%.

Segundo a CNT (2013), 85% das rodovias concedidas brasileiras foram classificadas como satisfatórias no item pavimento. Em 2014 esse índice caiu para 79,5%, o que pode estar associado à avaliação de trechos transferidos à iniciativa privada entre 2013 a 2014 já com a categorização de gestão privada (CNT, 2014).

A partir das análises da CNT (2013) em relação às variáveis que compõem cada característica avaliada, verificou que a maioria da extensão pesquisada apresentou a condição da superfície de pavimento desgastada, com 43,0% dos 96.714 km avaliados. Foi verificado também que em 34,9% da extensão avaliada a superfície do pavimento estava perfeita. Em 2014 a CNT verificou que o desgaste da superfície do pavimento estava presente em 44,7% dos 98.475 km avaliados e que 32,4% da extensão avaliada encontrava-se em perfeito estado.

Além do desgaste da superfície do pavimento em 2013, a CNT detectou a presença de trinca em malha ou remendo em 18,4%. Foram encontrados também afundamentos, ondulações ou buracos em 3,1% da extensão avaliada. Já em 2014 foram identificados trinca em malha ou remendo em 19,1% da extensão avaliada e verificou-se a presença de afundamentos, ondulações ou buracos em 3,3%. Comparando as avaliações de 2013 e 2014 percebe-se que não houve grandes variações na condição da superfície do pavimento.

Segundo dados da AGETOP publicados pela SEGPLAN (2014), o total de rodovias que cortam o estado de Goiás é de 27.903,6 km, deste total, 8.223,2 encontram-se não pavimentadas, 13.795,8 estão pavimentadas, 2.097,6 km estão em obras e 3.787 estão

planejadas. Vale ressaltar, que estão inclusas nesses quantitativos rodovias federais, estaduais e estaduais coincidentes.

De acordo com a CNT (2013), dos 5.357 km de rodovias avaliadas em 2013 no estado de Goiás, 27,6% foram consideradas em estado satisfatório, levando em consideração a avaliação conjunta do estado do pavimento, da geometria da via e da sinalização. Quanto ao item pavimento, 44,2% das rodovias no estado de Goiás foram classificadas como ótimas, 5,5% consideradas boas, 42,1% regulares, 3,8% ruins e 4,4% péssimas.

Em 2014, a CNT avaliou 5.384 km de rodovias que cruzam o estado de Goiás. Quanto ao estado geral, 36,9% foram consideradas em estado satisfatório. Quanto ao item pavimento, 46,3% das rodovias avaliadas no estado de Goiás foram classificadas como ótimas, 5,1% consideradas boas, 43,6% regulares, 2,9% ruins e 2,1% péssimas. A partir dos dados de 2013 e 2014 percebe-se uma melhoria mais expressiva na avaliação do estado geral das rodovias no estado de Goiás se comparada com a melhoria obtida em 2014 no item pavimento (CNT, 2014).

Conforme dados da AGETOP publicados pela SEGPLAN (2014), já foram reconstruídos 6.048,3 km de rodovias estaduais goianas contempladas pelo programa Rodovida. Rodovias que apresentam algum comprometimento do pavimento aumentam o consumo de combustível dos veículos e conseqüentemente aumentam a emissão de gases poluentes. De acordo com a CNT (2013), se o pavimento de todas as rodovias tivesse sido classificado como bom ou ótimo em 2013 a economia com combustível seria de R\$ 1,39 bilhão e a redução da emissão de CO_2 seria de 1,77 megatonelada.

Na avaliação do estado geral das rodovias no ano de 2012 a região sul se encontrava na primeira posição com 51,7% de suas rodovias classificadas em estado satisfatório, a região Sudeste na segunda posição com 49,9%, na terceira posição encontravam-se a região Centro-Oeste e a Nordeste com 30,3% e na última posição a região Norte, com apenas 8,5% de suas rodovias consideradas em estado satisfatório (CNT, 2012).

Em 2013, na avaliação quanto ao estado geral das rodovias a região Sul se manteve na primeira colocação com 54,7% de suas rodovias classificadas em estado satisfatório, a região Sudeste na segunda posição com 51,4%, a região Nordeste na terceira posição com 25,1%, a região Centro-Oeste passou para a quarta colocação com 24,8% e apesar da pequena melhora a região Norte ainda permaneceu na última posição com apenas 12,2% (CNT, 2013).

Já em 2014, houve uma reviravolta nas posições das regiões do Brasil levando em consideração a avaliação quanto ao estado geral das rodovias, mas nada muito significativo, pois, a região melhor conceituada quanto ao estado geral de suas rodovias apresentou pouco mais da metade da extensão avaliada como satisfatória. A região Sudeste assumiu a primeira colocação com 51,8% de suas rodovias classificadas em estado satisfatório, a região Sul caiu para a segunda posição com 39,6%, a região Nordeste apesar da melhoria no estado geral de suas rodovias permaneceu na terceira posição com 34,6%, a região Centro-Oeste também apresentou melhoria, mas se manteve na quarta posição com 30,7% e a região Norte ainda permaneceu na última posição com 17,7% (CNT, 2014).

A partir dos índices da avaliação da CNT, fica evidente que o Brasil ainda tem muito a fazer e a melhorar no transporte rodoviário, pois além de ter um percentual baixo de rodovias pavimentadas, grande parte dessas rodovias encontram-se deterioradas. Segundo a CNT (2014), dado a importância do transporte rodoviário na movimentação de bens e pessoas no Brasil, são necessários investimentos contínuos visando à manutenção, à recuperação e à ampliação da malha rodoviária pavimentada no Brasil.

2.4. TÉCNICAS DE RECICLAGEM DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

“Reciclar pavimentos de rodovias para restaurá-las consiste em um ciclo que se autoalimenta, otimizando tempo, recursos e minimizando os impactos ao meio ambiente” (CIBER; WIRTGEN, 2010, p. 10).

Segundo o IPR 720 (DNIT, 2006a), a reciclagem de pavimentos asfálticos apresenta-se como solução para muitos problemas e oferece muitas vantagens em relação à utilização convencional de materiais virgens, como: preservação do meio ambiente, restauração das condições geométricas existentes e conservação de agregados, de ligantes e de energia.

Para Trichês e Santos (2013), as alternativas de reciclagem se apresentam com um grande potencial para melhorar a capacidade estrutural do pavimento deteriorado e ao mesmo tempo aproveitar os materiais existentes, com todos os benefícios econômicos e ambientais decorrentes.

“O reaproveitamento dos materiais de pavimentação teve seu grande impulso na década de 70, quando as preocupações ambientais passaram a ser tratadas com mais

rigor, principalmente após a primeira crise do petróleo, quando reciclar ganhou importância estratégica” (PAULA FILHO, 2003, p. 1).

Nas últimas décadas, a aplicação da técnica de reciclagem de pavimentos asfálticos que já é bastante utilizada em países europeus e nos Estados Unidos vem sendo aplicada nas reconstruções dos pavimentos brasileiros deteriorados e a tendência é que essa técnica reconstrutiva seja difundida em todo o país, por produzir obras de qualidade, por ser mais econômica, pela escassez de materiais granulares, por poupar o meio ambiente da extração de grandes quantidades de materiais virgens e a deposição dos materiais antes rejeitados no método tradicional.

Para Specht *et al.* (2013), o emprego das técnicas de reciclagem de pavimento no Brasil se deu a partir da década de 1980 e muitas obras já foram executadas utilizando tais processos, todavia não é possível afirmar que é uma técnica corrente e disseminada no meio profissional.

São vários os materiais que vem sendo incorporados às misturas recicladas originadas dos pavimentos deteriorados com o objetivo de melhorar o seu desempenho, produzindo assim, um novo material de base. Os materiais mais comumente adicionados são: brita, cimento, fresado e resíduos da construção civil, mas outros materiais vem sendo pesquisados.

Segundo Specht *et al.* (2013), no contexto da pavimentação, novas técnicas têm surgido nos últimos anos de forma a reduzir os impactos causados pela construção e reabilitação de algumas rodovias, sendo que estas novas técnicas vêm incorporando resíduos em camadas de pavimentos, como escórias, resíduos de construção e demolição, borracha de pneu, resíduos industriais entre outros.

Um estudo desenvolvido por Silva (2009) avaliou o comportamento de agregados reciclados provenientes de resíduos sólidos da construção civil aplicados à produção de misturas betuminosas do tipo Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ) e concluiu que em razão das propriedades físicas e mecânicas dos agregados associados aos ligantes (CAP 30/45 e CAP 50/70) o resíduo é adequado para substituir os agregados virgens em camadas betuminosas de vias urbanas em condição de tráfego leve, apesar de apresentarem elevados teores de asfalto absorvido.

As cinzas subproduto da incineração de resíduo sólido urbano (RSU) são rejeitos que já vem sendo utilizados de várias formas em outros países desenvolvidos, como por exemplo, a Suécia, Dinamarca, França, Estados Unidos, dentre outros. (VIZCARRA, 2010)

No estudo de Vizcarra (2010), a adição de cinza volante proveniente da incineração do RSU oriundo de um aterro sanitário carioca em um solo procedente de uma jazida localizada no bairro Campo Grande – Rio de Janeiro proporcionou ao solo um comportamento mecânico compatível com as exigências para base de um pavimento de baixo volume de tráfego, sendo que este comportamento não foi obtido para o solo puro, mostrando assim, ser possível minimizar problemas de disposição de resíduos em lixões e aterros sanitários, dando um fim mais nobre a estes materiais.

Segundo Sachet e Gonçalves (2008), a reciclagem de pavimentos asfálticos, a exemplo da reciclagem de qualquer outro material tem se mostrado uma exigência mundial, sobretudo em termos de uma consciência ambiental, além de trazer repercussões econômicas e sociais.

De acordo com a *Federal Highway Administration* (2014), os agregados compõem a maior parte da massa e do volume em uma estrutura de pavimento, seja utilizado sem material de ligação (por exemplo, sub-base não ligada ou material de base), ou como parte de um revestimento asfáltico. Segundo Akbulut e Gürer (2006), mais de 95% em peso dos materiais utilizados nos pavimentos asfálticos são agregados.

Embora agregados sejam de custo relativamente baixo e ter relativamente baixo impacto ambiental por unidade de massa, eles têm um impacto significativo sobre a sustentabilidade do pavimento porque são consumidos em grandes quantidades e é um recurso natural não renovável, e cada vez mais não pode ser extraído perto da obra onde será utilizado, pois, as jazidas de agregados estão muitas vezes localizadas a grande distância de áreas urbanizadas.

Segundo Dong e Huang (2014), a prática de reciclagem predominante nos Estados Unidos é a mistura de fresado em novas misturas asfálticas, mas existe uma quantidade significativa de fresado que não podem ser aproveitadas em novas misturas. Portanto, faz se necessário encontrar alternativas para utilização deste material evitando o descarte do mesmo em áreas de bota fora.

O fresado deve ser utilizado preferencialmente em novas misturas asfálticas dado o valor dos ligantes que o compõem, mas caso os ligantes não apresentem propriedades apropriadas para esta aplicação, o fresado pode ser utilizado na execução de bases de pavimentos.

No estudo de Dong e Huang (2014), foram analisados os seguintes materiais: fresado, calcário moído e brita, com a mesma granulometria e compactados na mesma energia. Os resultados deste estudo indicaram que o fresado apresentou viscosidade significativa dependente da

temperatura e deformação permanente maior do que as apresentadas pelo calcário e pela brita. Em geral, nenhuma base constituída de fresado puro foi recomendada para pavimentos asfálticos.

Segundo Arulrajah, Piratheepan e Disfani (2014), nos últimos anos tem se estimulado a incorporar o fresado oriundo de revestimentos asfálticos danificados nas camadas de base e sub-base dos pavimentos fazendo a estabilização com cimento, mas essa não é a alternativa mais sustentável dado a quantidade de carbono que é liberado na produção do cimento. Segundo a FHWA (2014), o consumo de energia e as emissões geradas por meio da aquisição, processamento e transporte de materiais utilizados na construção, manutenção e reabilitação dos pavimentos impactam na sustentabilidade global do sistema.

Arulrajah, Piratheepan e Disfani (2014) pesquisaram uma solução mais sustentável na qual, diversas misturas de fresado com agregados de concreto reciclado coletados em Victoria (Austrália) foram ensaiadas. Os seguintes percentuais de fresado foram acrescentados aos agregados de concreto reciclado: 50%, 30% e 15%, além de ensaiarem amostras com 100% de fresado e com 100% de agregados de concreto.

A partir dos ensaios de CBR realizados para as diversas dosagens notou-se que os valores obtidos aumentaram com a diminuição do percentual de fresado nas misturas, mas nenhum dos valores de CBR encontrados para as diferentes dosagens de fresado e agregado de concreto atingiram o valor mínimo de 80% requerido na norma australiana para aplicação em camadas de sub-base. Já o CBR obtido para a amostra com 100% de agregado de concreto foi de 118% e para a amostra com 100% de fresado foi de 35%.

Arulrajah, Piratheepan e Disfani (2014) ressaltaram que esses resultados justificam o porquê de várias entidades rodoviárias de diversos países possuírem especificações para utilização de 100% de agregados de concreto reciclado na execução de sub-base de pavimentos, mas não possuírem para a utilização de 100% de fresado. Os resultados demonstraram que o fresado só pode ser usado como um aditivo em proporções limitadas na mistura com os agregados de concreto.

Araújo (2004) também observou uma queda significativa no valor do CBR quando o teor de fresado adicionado ao cascalho laterítico de Brasília aumentava e associou esse fato a presença da película de betume que envolve os agregados do material fresado. Segundo

Araújo (2004), a presença do betume tende a diminuir o ângulo de atrito entre as partículas do material fresado e, conseqüentemente, o valor de CBR.

Quando Araújo (2004) analisou a mistura do cascalho laterítico com 25% de fresado estabilizado quimicamente em uma amostra com 2% de cal e em outra amostra com 2% de cimento, os valores de CBR obtidos apresentaram melhoras significativas.

A partir de análises mecânicas e econômicas, Araújo (2004) concluiu que a reciclagem de material fresado de revestimento asfáltico e cascalho laterítico de base estabilizado quimicamente com cal ou cimento é uma solução técnica e economicamente bastante viável para pavimentação.

Já Specht *et al.* (2013), analisaram em laboratório a utilização de fresado oriundo da BR 290, nas proximidades da cidade de Cachoeirinha, Rio Grande do Sul em camadas de base e sub-base de pavimento. O material fresado puro apresentou um CBR de 56%, enquanto, o material fresado estabilizado granulometricamente (70% fresado, 15% de brita ¾” e 15% de pó de brita) apresentou CBR igual a 95%. Os autores ressaltam o potencial de utilização dessa mistura (70% fresado / 30% agregados virgens) em camada de base de pavimentos.

Costa, Bradshaw e Snyder (2014), verificaram em estudo realizado com material de base reciclada da rodovia 165, executada na década de 80, localizada no estado americano de Rhode Island com teor de fresado variando de 15% a 40% que o MR aumentou em 15%.

De acordo com Costa (2013), um fator que influencia o desenvolvimento da reciclagem de pavimentos é o econômico, devido aos baixos custos do processo de reciclagem quando comparados com os processos de pavimentação convencionais.

A técnica de reciclagem dos pavimentos deteriorados além de preservar o meio ambiente, aproveitando em partes ou de forma integral os materiais constituintes do pavimento antigo, elimina a necessidade de aterros de bota fora e diminui muito o transporte de materiais, uma vez que grande parte do material que será utilizado já se encontra no local. Com isso, o gasto referente ao transporte que é um dos itens que mais onera o custo de execução diminui drasticamente e o tempo necessário para construção do novo pavimento ainda é bem menor. Paula Filho (2003) constatou através da análise de custos de serviços de pavimentação, que o transporte tem um valor significativo em relação ao valor global da obra, sendo superior a 20% do valor final nas tradicionais obras de reconstrução.

A Figura 2.3 ilustra um aterro de bota fora de materiais oriundos do revestimento asfáltico deteriorado da BR-060 próximo a cidade de Guapó-GO, onde o trecho foi totalmente reconstruído e o fresado descartado. Já a Figura 2.4 mostra um depósito temporário de material fresado às margens da BR-153 próximo a cidade de Goiânia-GO, que provavelmente será reciclado e aplicado em outro trecho.

Figura 2.3 - Aterro de bota fora as margens da BR-060 (09/11/2013).



Figura 2.4- Depósito temporário às margens da BR-153 (04/02/2015).



São várias as técnicas existentes de reciclagem de pavimento asfálticos, mas de acordo com IPR 720 (DNIT, 2006), a seleção da técnica que será utilizada na restauração do pavimento

depende de diversos fatores como: tráfego, fatores ambientais, observação dos defeitos do pavimento, custos, histórico do desempenho do pavimento, restrições quanto à geometria da rodovia, informações de projeto, histórico das intervenções de conservação e a determinação das prováveis causas de defeitos baseada em estudos de laboratório e de campo.

Para Paula Filho (2003), a necessidade de se restaurar o pavimento danificado por procedimentos de reciclagem caracteriza-se, basicamente, por uma ou mais das seguintes razões:

- ◆ Excessivos defeitos no pavimento;
- ◆ Reduzida condição de atrito;
- ◆ Excessiva necessidade de conservação (muito frequente);
- ◆ Inadequada capacidade estrutural para suportar o tráfego planejado.

A Associação de Recuperação e Reciclagem Asfáltica dos Estados Unidos (ARRA, 2001) destaca e define cinco grandes categorias que descrevem os vários métodos de reciclagem de asfalto, conforme descrito nos próximos subitens.

2.4.1. Fresagem a frio

É a remoção controlada de um revestimento asfáltico existente para uma desejada profundidade, utilizando equipamentos específicos. A superfície rugosa resultante pode ser imediatamente utilizada como uma superfície de condução pode ser adicionalmente tratada com um dos outros métodos de reciclagem de asfalto ou, depois de limpa, revestida com uma mistura asfáltica a quente ou com uma mistura reciclada. Além disso, a fresagem a frio pode ser usada para aumentar o atrito da pista com os pneus. O resíduo de asfalto gerado durante a operação pode ser reciclado em outra categoria de reciclagem ou pode ser reutilizado em construções de bases.

2.4.2. Reciclagem a quente

É o processo que mistura o resíduo de asfalto extraído do pavimento deteriorado com agregados e ligantes asfálticos novos. A reciclagem a quente utiliza o método de transferência de calor para amolecer os resíduos de asfaltos, permitindo assim, sua mistura com os novos materiais. Esse tipo de reciclagem ocorre em usina fixa.

A quantidade de resíduo de asfalto utilizado na reciclagem a quente tem algumas limitações práticas que está relacionada com a tecnologia das centrais, a granulometria dos agregados presentes no resíduo, as propriedades físicas do material asfáltico e os regulamentos de emissões gasosas. Depois da mistura produzida ela é transportada, espalhada e compactada com equipamentos convencionais, mas sua temperatura é ligeiramente mais baixa que de uma mistura produzida com materiais novos, reduzindo assim o tempo disponível para a compactação.

2.4.3. Reciclagem a quente *in situ*

Esse processo consiste em aquecer e amolecer o revestimento asfáltico existente, permitindo que ele seja escarificado ou fresado com uma rotativa quente a uma profundidade especificada. O revestimento asfáltico escarificado ou fresado é então bem misturado e, posteriormente, espalhado e compactado com equipamento de pavimentação convencional.

Agregados virgens, novo ligante asfáltico ou uma mistura proveniente de reciclagem podem ser adicionados em uma nova aplicação. Esse processo utiliza uma série de equipamentos, incluindo pré-aquecedores, aquecedores, aquecedores-escarificadores, misturadores, pavimentadoras e rolos.

Existem três subcategorias dentro desta técnica:

- ◆ **Reciclagem da superfície:** É o processo em que o amolecimento da superfície do pavimento asfáltico é alcançado com aplicação de calor e em seguida, escarificada, espalhada, homogeneizada e finalmente compactada. Nenhum material betuminoso novo ou agregados virgens são adicionados durante o processo de reciclagem da superfície de modo que a espessura total do pavimento permanece essencialmente a mesma. A reciclagem da superfície é frequentemente usada em preparação para uma posterior sobreposição de uma camada de CBUQ.
- ◆ **Remixing:** Essa técnica é geralmente utilizada quando as propriedades do pavimento existente requerer modificação significativa através da adição de agregados virgens, novo ligante asfáltico ou material proveniente de reciclagem. A mistura reciclada é frequentemente deixada como a superfície de rolamento, mas ela pode ser coberta com novo revestimento asfáltico do tipo CBUQ.

- ◆ **Repaiving:** Esse processo combina a reciclagem da superfície ou o remixing com a adição simultânea de um novo revestimento asfáltico. A superfície reciclada ou a camada proveniente do remixing e o novo revestimento são compactados juntos. A espessura do novo revestimento pode ser inferior a uma camada convencional, uma vez que há uma ligação térmica entre as duas camadas e ao fato das mesmas serem compactadas juntas.

2.4.4. Reciclagem a frio

Essa técnica consiste em reciclar o pavimento asfáltico sem a aplicação de calor durante o processo de reciclagem para a produção de um novo pavimento. Existem duas subcategorias dentro deste processo construtivo:

- ◆ **Reciclagem a frio *in situ*:** É realizada no local e geralmente, utiliza todo o material asfáltico do pavimento recuperado durante o processo. A profundidade do tratamento é geralmente de 50 a 100 mm quando se adiciona apenas uma emulsão asfáltica ou material asfáltico proveniente de reciclagem. Tratamento em profundidades de 125 mm a 150 mm são possíveis quando aditivos químicos, tais como cimento *Portland*, cal, cinzas volantes são utilizados para melhorar o ganho de resistência inicial e a resistência a danos por umidade.
- ◆ **Reciclagem a frio em usina:** Essa técnica faz a reciclagem do asfalto em uma usina fixa. O material asfáltico utilizado neste tipo de reciclagem é obtido a partir da fresagem a frio e pode ser utilizado imediatamente após o processo ou pode ser estocado para utilização futura. Geralmente, emulsões asfálticas são utilizadas como aditivos e se necessário, novos agregados também são adicionados, tanto as emulsões quanto os agregados são armazenados em silos e o controle da quantidade de emulsão adicionada à mistura é bem rigoroso. Depois da mistura pronta ela é transportada por caminhões até o local da aplicação, espalhada e compactada. Após a compactação, geralmente é revestida com uma camada de CBUQ.

2.4.5. Reciclagem profunda

É a técnica de recuperação em que a espessura total do revestimento asfáltico e de uma porção predeterminada dos materiais das camadas subjacentes são pulverizados e misturados uniformemente para proporcionar um material de base homogêneo e eficiente. A reciclagem profunda é realizada sem a adição de calor e as profundidades de tratamento variam

dependendo da espessura da estrutura do pavimento existente, mas geralmente variam entre 10 cm e 30 cm.

Vários aditivos de estabilização podem ser utilizados como: o cloreto de cálcio, cloreto de magnésio, cal viva ou hidratada, cinzas volantes, cimento *Portland*, emulsão asfáltica, espuma de asfalto ou combinações de dois ou mais destes aditivos. Na maioria das vezes, além de água é necessário adicionar materiais granulares ou aditivos químicos para melhorar a qualidade e a capacidade da base. Existem quatro subcategorias dentro desta técnica de reciclagem: pulverização, estabilização mecânica, estabilização betuminosa e estabilização química.

Essa técnica de reciclagem geralmente é indicada para estruturas que apresentam elevado grau de trincamento e afundamentos nas trilhas de rodas visíveis, ou seja, por se tratar de uma técnica de reciclagem que abrange uma profundidade maior é especialmente recomendada para pavimentos com problemas nas bases.

Ao longo dos anos, muitos métodos de recuperação foram testados, incluindo o uso de escarificadores, misturadores e pulverizadores, máquinas de trituração e os aditivos estabilizantes para recuperar a superfície existente e os materiais subjacentes. No entanto, o desenvolvimento de grandes máquinas denominadas de recicladoras tem aumentado a adoção da reciclagem profunda, devido ao aumento da profundidade de tratamento, maior produtividade e sistemas de medição mais sofisticados para o controle dos aditivos estabilizantes.

As etapas da reciclagem profunda com adição de brita que geralmente vem sendo adotadas no Brasil são descritas a seguir:

- ◆ Lançamento da brita: A primeira etapa consiste em lançar a quantidade de brita desejada (geralmente calculada em peso) sobre o trecho de pavimento deteriorado que será reconstruído (Figura 2.5 (a)), geralmente o transporte da brita é feito com a utilização de caminhões basculantes. A granulometria da brita utilizada deve ser determinada previamente mediante estudo laboratorial visando sempre o melhor arranjo dos grãos presentes nas misturas.
- ◆ Regularização da camada de brita: Após o lançamento da camada de brita sobre o pavimento é necessário que esta camada tenha uma espessura homogênea ao longo do trecho a ser recuperado, evitando que um determinado local do trecho fique com excesso

ou falta de brita. A regularização geralmente é feita com o auxílio de uma motoniveladora, conforme ilustra a Figura 2.5 (b).

- ◆ Pulverização e umedecimento dos materiais: Logo após a regularização da camada de brita entra em operação a recicladora já acoplada a um caminhão pipa, conforme ilustrado na Figura 2.5 (c). A recicladora tem como função pulverizar a camada de base e o revestimento asfáltico deteriorados misturando os materiais que compõem essas camadas com a brita adicionada. Simultaneamente ao corte e a homogeneização de todos os materiais a recicladora já adiciona água à mistura deixando a mesma $n_{w_{ot}}$ estabelecida. A profundidade do corte nas camadas do pavimento e a quantidade de água acrescentada são controladas pela recicladora.

Na ausência da recicladora o corte e a mistura dos materiais podem também ser realizados com a utilização de uma motoniveladora, de um trator com grade e de um caminhão pipa, mas o uso destes equipamentos não produz uma mistura tão homogênea quanto à produzida com a utilização da recicladora juntamente com o caminhão pipa, principalmente se o revestimento a ser reciclado for do tipo CBUQ.

- ◆ Compactação: Depois da mistura preparada tem-se início a compactação da nova camada de base que é realizada pelos rolos compactadores, conforme ilustrado na Figura 2.5 (d). A compactação é realizada imediatamente após a passagem da recicladora, tentando minimizar ao máximo a perda de umidade da mistura para o ambiente. Devido a este cuidado com a umidade, deve-se atentar a extensão dos trechos reciclados, levando em consideração a quantidade de rolos compactadores disponíveis na obra, uma vez que a mistura já preparada não deverá aguardar por muito tempo o início de sua compactação.

Após a execução das etapas mencionadas acima, a nova base estará pronta para receber a imprimação e, por fim, o novo revestimento asfáltico. Estes serviços são executados da forma convencional.

Segundo Sachet e Gonçalves (2008), a reciclagem profunda incorpora o revestimento asfáltico e suas camadas subjacentes com ou sem adição de novos materiais, produzindo assim uma nova camada de base estabilizada e conta com a vantagem de poder corrigir os defeitos existentes nas camadas abaixo do revestimento asfáltico.

Diefenderfer e Apeageyi (2011) analisaram três seções experimentais construídas pelo Departamento de Transporte de Virginia em que a técnica utilizada na reconstrução foi a

reciclagem profunda. O estudo mostrou que os pavimentos podem ser reconstruídos com sucesso usando o método da reciclagem profunda e que a capacidade estrutural das seções foi dependente tanto do agente estabilizante quanto do tempo. Duas das seções tiveram o cimento *Portland* como agente estabilizador e na outra seção os agentes estabilizantes foram a emulsão asfáltica e a espuma asfáltica.

Figura 2.5 -Etapas executivas da reciclagem profunda com adição de brita: (a) Lançamento da brita, (b) Regularização da camada de brita, (c) Pulverização e umedecimento dos materiais e (d) Compactação.



(a)



(b)



(c)



(d)

Trichês e Santos (2013) avaliaram o desempenho da rodovia SC 150, Trecho BR 282 - Capinzal (SC) que foi reconstruída a partir da reciclagem profunda com adição de cimento e agregados virgens, executada entre os anos de 2006 e 2007, constituindo-se na primeira aplicação desta técnica para a recuperação da capacidade estrutural de rodovias no Estado de Santa Catarina. O trecho, com 30 km de extensão, apresentava total comprometimento estrutural do revestimento. A reciclagem contemplou: adição de 15% de agregado virgem para composição da granulometria; adição de 3% em peso de cimento; trituração do revestimento (8,0cm) junto com parte da camada de base (12,0cm); execução de uma camada de tratamento superficial; execução de camada de revestimento em asfalto-borracha com 4,0cm de espessura. Com base nos levantamentos realizados em campo ao longo de 6 anos,

Trichês e Santos (2013) concluíram que a camada de base reciclada não apresentava sinais de trincamento por fadiga.

De acordo com Diefenderfer e Apeageyi (2011), a reciclagem profunda tornou-se uma tecnologia cada vez mais comum nos Estados Unidos para restaurar as estruturas de pavimentos que requerem reabilitação profunda além de ser uma técnica econômica. Segundo os autores, a adoção da reciclagem profunda resultou em uma redução de custos da ordem de centenas de milhões de dólares quando comparada com os processos tradicionais de reconstrução. Segundo Costa, Bradshaw e Snyder (2014), a técnica além de econômica é sustentável, pois reduz o transporte de materiais na obra e evita a necessidade de dispor do asfalto existente.

Segundo Paula Filho (2003), a reconstrução da pavimentação do Aeroporto de Pouso Alegre no estado de Minas Gerais por procedimentos de reciclagem da base com uma espessura de 20 cm composta de fresado, material granular da antiga base e agregados minerais virgens proporcionou uma economia de R\$ 319.724,54 equivalentes a \$ 351.696,99 (preços de novembro de 1997).

No Brasil, a reciclagem profunda ainda não é amplamente adotada na reconstrução dos pavimentos deteriorados, mas nos últimos anos sua aplicação vem sendo ampliada. Um exemplo da aplicação da reciclagem profunda no Brasil é a sua utilização na reconstrução de grande parte das rodovias estaduais goianas contempladas pelo Programa Rodovida e que será o tema abordado nesta pesquisa.

2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS E ESPECIFICAÇÕES BRASILEIRAS PARA RECICLAGEM PROFUNDA

Para a caracterização e classificação dos solos utilizados em obras geotécnicas, mas especificamente em pavimentação, torna-se necessário a execução de vários ensaios laboratoriais. A partir destes ensaios, as propriedades e o comportamento do solo em análise podem ser conhecidos ou previstos, portanto, um estudo mais detalhado para caracterizar o comportamento mecânico de um determinado solo poderá contribuir para um dimensionamento mais adequado das obras geotécnicas.

Os ensaios convencionais executados para a caracterização física de um solo são: limites de Atterberg, análise granulométrica ME 051 (DNER, 1994a) limite de plasticidade ME 082

(DNER, 1994b), limite de liquidez ME 122 (DNER, 1994c) e massa específica dos grãos NBR 6458 (ABNT, 1984a) e NBR 6508 (ABNT, 1984b), além destes ensaios, quando o solo será aplicado em obras de pavimentação executa-se também ensaios laboratoriais de compactação ME 129 (DNER 129, 1994d), expansão e CBR ME 049 (DNER, 1994e) e ensaios triaxiais dinâmicos ou de carga repetida ME 134 (DNIT, 2010a). Cada um dos ensaios citados anteriormente possui normas técnicas, as quais descrevem os equipamentos utilizados, a amostragem e os requisitos necessários para execução dos ensaios e a obtenção dos resultados.

O ensaio para obtenção do CBR trata-se de um método de ensaio empírico desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, Estados Unidos, que é utilizado no Brasil e no mundo por órgãos rodoviários.

Há algumas décadas a adoção do ensaio triaxial dinâmico vem conquistando seu espaço. Em diversos países europeus e nos Estados Unidos já é bastante adotado, isso se justifica pelo fato do ensaio triaxial de cargas repetidas simular a sollicitação dinâmica dos pavimentos e do subleito procurando reproduzir as condições de campo enquanto o CBR não representa as condições de campo, mas segundo Medina e Motta (2005), a sollicitação dinâmica dos pavimentos e do subleito, sujeitos a cargas de diferentes intensidades e frequências variáveis ao longo do dia e do ano, é de difícil simulação.

Enquanto as normas referentes aos ensaios se encontram bem definidas e são utilizadas no meio geotécnico, as normas referentes às reciclagens de pavimento começaram a serem elaboradas em um passado bem próximo.

De acordo com a relação de normas vigentes e substituídas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2014), atualmente se dispões de apenas duas normas de reciclagem de pavimentos “*in situ*”, sendo elas: ES 166 Pavimentação- Reciclagem de pavimento a frio “*in situ*” com adição de espuma de asfalto (DNIT, 2013a) e a ES 167 Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “*in situ*” com adição de cimento *Portland*(DNIT, 2013b).

Alguns órgãos rodoviários estaduais já desenvolveram algumas especificações próprias como, por exemplo, o Departamento de Estradas de Rodagem do estado do Paraná (DER/PR) que desenvolveu a norma ES-P 33 Pavimentação – Reciclagem de pavimento “*in situ*” com adição de cimento (DER/PR, 2005) e o Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São

Paulo (DER/SP) que desenvolveu a norma ET-DE-P00/035 Reciclagem de pavimento asfáltico “*in situ*” com cimento e brita (DER/SP, 2006a) e a norma ET-DE-P00/036 Reciclagem de pavimento asfáltico “*in situ*” com brita (DER/SP, 2006b).

De acordo com Sachet e Gonçalves (2008), a inexistência de especificações técnicas no Brasil para a execução de serviços de restauração de pavimentos contemplando a reciclagem *in situ* da base granular tem impedido a elaboração de projetos que adotem essa técnica.

No estado de Goiás, a técnica de reciclagem profunda com adição de brita vem sendo bastante aplicada, mas a AGETOP não possui uma especificação de serviço própria para esta técnica, o que traz dificuldade na fiscalização e na execução das obras que adotam esta técnica, pois a falta de procedimentos e métodos padrões a serem seguidos deixa as portas abertas para o empirismo. O ideal é que cada estado possua suas normas específicas, pois, pelo fato do Brasil ser um país continental, parâmetros aceitáveis para um determinado tipo de solo pode não serem aceitáveis para outro, principalmente se tratando de um país de grandes extensões e de clima tropical como o Brasil.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentadas as rodovias selecionadas para o estudo, bem como todos os procedimentos envolvendo a coleta dos materiais na obra, a preparação e a execução dos ensaios laboratoriais.

3.1. SELEÇÃO DOS TRECHOS

As quatro rodovias estaduais goianas pesquisadas foram selecionadas pela Controladoria Geral do Estado de Goiás (CGE-GO) e fazem parte do Programa Rodovida. O critério de escolha das rodovias foi em função do tipo da técnica de reconstrução e do estágio da obra durante o período de vigência do convênio. As quatro rodovias estudadas estavam em fase de execução de suas respectivas bases, nas quais a técnica de reconstrução adotada foi a reciclagem profunda com adição de brita.

Segundo a Agência Goiana de Transportes e Obras (AGETOP, 2012), a definição dos serviços a serem executados se deu por base do agrupamento de serviços em segmentos homogêneos de soluções. A definição desses segmentos foi em função de levantamentos da condição do pavimento, da experiência da equipe técnica da AGETOP responsável pela execução dos projetos e de várias vistorias nos locais das obras. Os fatores considerados na definição desses segmentos foram: condição visual da superfície de rolamento, condição do tráfego e a disponibilidade de materiais.

A Tabela 3.1 mostra as extensões totais de bases recicladas em cada uma das quatro rodovias selecionadas. Vale ressaltar que a escolha dos subtrechos analisados foi função dos segmentos que estavam com as obras em desenvolvimento e que todos os trechos escolhidos foram de reciclagem profunda com adição de 25% brita. O teor de brita foi adotado sem a realização de estudos de dosagem.

As britas adicionadas nas reciclagens das quatro rodovias foram do tipo brita 1 de origem do micaxisto. Os revestimentos asfálticos anteriores às reconstruções de todas as rodovias

3.2. COLETAS DE AMOSTRAS

As coletas das amostras deformadas de cada trecho foram realizadas em campo entre os meses de julho e agosto de 2013. Em cada trecho foram coletados aproximadamente 150 kg do material de base reciclada antes de adicionar a brita, contendo apenas o material do revestimento asfáltico danificado e da base antiga; aproximadamente 200 kg do material de base reciclada com adição de brita; e aproximadamente 50 kg de brita.

Geralmente, as equipes executoras das obras espalhavam a brita sobre o pavimento deteriorado e a recicladora se locomovia por cima, incorporando a brita, o revestimento e a base antiga e, simultaneamente, adicionava-se água, transformando tudo em uma mistura visualmente homogênea, como ilustrado na Figura 3.2. Devido a esse método executivo, foi solicitado às equipes construtoras que não espalhassem brita sobre o pavimento em uma pequena extensão para que as coletas das misturas sem a adição de brita fossem realizadas.

No caso da execução da reciclagem da base da GO-413, foi utilizada uma motoniveladora e um trator com grade para fazer a mistura dos materiais ao invés de uma recicladora. Portanto, os equipamentos misturaram primeiramente o revestimento e a base antiga e logo após a homogeneização dessa mistura, foram coletados 150 kg do material sem a brita. Em seguida, incorporou-se a brita com a utilização dos equipamentos já citados e coletou-se 200 kg do material de base reciclada. É importante ressaltar que em todas as rodovias a motoniveladora foi utilizada para espalhar a brita sobre o pavimento, mas apenas na GO-413 esse equipamento também foi utilizado para fazer a homogeneização devido à ausência da recicladora. Esse método pode dar origem a uma mistura menos homogênea se comparada com a mistura produzida pela recicladora, pois a recicladora é um equipamento que dispõe de dispositivos específicos para produzir uma mistura de forma mais eficiente.

A coleta dos 200 kg do material de base reciclada foi feita ao longo do trecho que se encontrava aberto no dia da visita. Para o controle do material e inspeção do trecho como um todo seria necessário, de acordo com a especificação de serviço ES 141 (DNIT, 2007b), coletar uma amostra por camada para cada 200m de pista ou por jornada de 8 horas de trabalho. No caso de emprego de materiais homogêneos, pode-se reduzir para uma amostra por camada para cada 400m de extensão. Nesta pesquisa, a amostra de cada rodovia foi coletada ao longo do trecho que estava aberto no dia da visita, os trechos que estavam abertos

estão citados na Tabela 3.2. As visitas foram marcadas com antecedência com todas as equipes construtoras e com a fiscalização da AGETOP.

As amostras de cada rodovia foram coletadas ao longo do trecho aberto, coletando sempre material no eixo e nos bordos do trecho em execução. Todo o material foi coletado e armazenado em sacos plásticos, sendo que durante a secagem todo o material foi misturado se transformando em uma amostra total bem representativa do trecho em análise e não de todos os trechos reconstruídos com a adoção da reciclagem profunda com a adição de brita em cada rodovia.

Figura 3.2- Recicladora em operação na GO-147.



Tabela 3.2 - Informações relacionaas às coletas.

RODOVIA	TRECHO	DATA (COLETA)	ESTACA INICIAL	ESTACA FINAL	% EM RELAÇÃO AO TRECHO TOTAL RECICLADO
GO-413	Varjão / BR-060	26/07/2013	371 + 0,00	395 + 0,00	4,0%
GO-156	BR-060 / Palmeiras	31/07/2013	573 + 0,00	593 + 0,00	5,6%
GO-147	GO-020 / Piracanjuba	01/08/2013	1024 + 0,00	1058 + 0,00	5,0%
GO-215	Edéia / Edealina	15/08/2013	706 + 0,00	736 + 0,00	7,0%

3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS

Primeiramente, foram realizados os ensaios de caracterização física dos materiais, uma vez que o comportamento mecânico está associado às propriedades físicas do mesmo. Em seguida, os ensaios de compactação e os mecânicos também foram executados. A seguir tem-se o detalhamento dos ensaios.

3.3.1. Ensaio de caracterização física

Após a coleta das amostras em campo e seu armazenamento em sacos plásticos, as amostras foram preparadas para execução dos ensaios. A preparação das amostras foi realizada conforme os métodos tradicionais: secagem da mistura, desagregação dos torrões com o auxílio do almofariz com mão de gral, seguida do quarteamento das amostras. Após essa preparação, as amostras foram armazenadas novamente em sacos plásticos com aproximadamente 10 kg, para facilitar o manuseio e o armazenamento das mesmas. Antes da execução dos ensaios, alguns procedimentos específicos de cada ensaio ainda foram executados.

Os seguintes ensaios foram executados para a caracterização geotécnica dos materiais coletados: granulometria, limites de Atterberg e massa específica. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás e para a realização dos mesmos os seguintes métodos foram utilizados:

- ◆ Preparação de amostras para ensaios de caracterização, ME 041 (DNER, 1994f);
- ◆ Análise granulométrica de solos, ME 051 (DNER, 1994a);
- ◆ Limite de plasticidade de solo, ME 082 (DNER, 1994b);
- ◆ Limite de liquidez de solo, ME 122 (DNER, 1994c);
- ◆ Massa específica e absorção de pedregulhos retidos na peneira de 4,8 mm, NBR 6458 (ABNT, 1984a).
- ◆ Massa específica de grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm, NBR 6508 (ABNT, 1984b).

Como os materiais estudados são misturas, é de grande importância conhecer as composições das mesmas. A determinação dos percentuais de cada componente foi baseada na escolha aleatória de um saco plástico com aproximadamente 10 kg de material. Passando o mesmo na

peneira de 4,8 mm, a quantidade retida foi lavada, seca em estufa e separada visualmente em fresado, cascalho e brita como ilustrado na Figura 3.3, obtendo assim, a composição de cada mistura pesquisada. Esse método foi utilizado por Leite (2007) para a determinação da composição de um resíduo sólido da construção civil utilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos.

Vale ressaltar que todos os ensaios de granulometria por sedimentação foram realizados com e sem o uso de defloculante e que a partir do material de base reciclada utilizado para moldagem de um corpo de prova no ensaio de compactação mais próximo da w_{ot} foi realizado novamente o ensaio de granulometria para verificar se a energia utilizada na compactação provocou ou não a quebra dos agregados. Essa verificação foi feita para todas as amostras de base utilizadas nas reconstruções das rodovias para conferir se houve ou não quebra dos agregados em função da energia aplicada.

Figura 3.3- Fresado, cascalho e brita retidos na peneira 4,8 mm.



Como as amostras em estudo não são compostas apenas por partículas menores que 4,8 mm, sua massa específica não pode ser determinada seguindo apenas as orientações da norma NBR 6508 (ABNT, 1984b).

Quando a amostra é composta por partículas menores que 4,8 mm e pedregulhos com dimensões maiores que 4,8 mm além da NBR 6508 (ABNT, 1984b), a norma NBR 6458 (ABNT, 1984a) que especifica a obtenção da massa específica para grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm também deve ser seguida, ou seja, a massa específica das

partículas menores que 4,8 mm e a massa específica dos pedregulhos devem ser determinadas separadamente. Após a execução dos dois ensaios chega-se no valor da massa específica dos grãos do solo contendo frações passantes e retidas na peneira de 4,8 mm (ρ). Esse foi o procedimento adotado para a determinação das massas específicas de cada amostra em estudo.

3.3.2. Estudo de dosagem

No estudo de dosagem foram moldados corpos de provas com diferentes teores de brita para obtenção da curva de compactação e, posteriormente, também foram realizados os ensaios de expansão e CBR para verificar se o teor de 25% de brita em peso adotado aleatoriamente nos projetos das rodovias estudadas seria o teor que apresentaria o melhor desempenho ou não.

Durante o processo de preparação das dosagens, primeiro os materiais foram pesados separadamente (material reciclado sem brita e a brita), e em seguida, foram lançados ambos numa bandeja para homogeneização, conforme executado por Araújo (2004).

Segundo a norma NBR 12053 (ABNT, 1992), os percentuais de solo em misturas adotadas para execução dos ensaios de compactação e CBR para verificar qual dosagem proporcionará melhor desempenho do pavimento devem ser: 0%, 10%, 20%, 30% e 40% em peso. Como os materiais em análises são solos granulares, optou-se por fazer o estudo de dosagem com os seguintes percentuais de brita: 0%, 20%, 25% e 35% em peso, além do percentual utilizado nas obras.

As dosagens foram adotadas após a análise do teor de brita que foi adicionado em cada reconstrução estudada. Como foi verificado que os teores adicionados nas obras ficaram próximos de 10% de brita desprezou-se a dosagem com esse teor de brita e adotou-se as demais dosagens estudadas. O material com 0% de brita foi ensaiado com o intuito de conhecer o desempenho da mistura composta apenas com os materiais que já se encontravam na obra (cascalho e materiais do revestimento asfáltico deteriorado), a mistura com 25% foi dosada, pois foi a dosagem especificada em projeto. Já as dosagens com 20% e 35% de brita foram escolhidas por se tratarem de teores próximos do especificado em projeto sendo um inferior e o outro superior.

3.3.3. Ensaios de compactação e propriedades mecânicas

Nesta seção são apresentadas as normas e os procedimentos seguidos para realização dos ensaios de compactação e propriedades mecânicas bem como os teores de brita adotados no estudo de dosagem de cada rodovia.

3.3.3.1. Compactação, expansão e *California Bearing Ratio*(CBR)

A compactação de um determinado material visa aumentar sua massa específica e conseqüentemente, melhorar algumas de suas propriedades, como por exemplo, diminuir sua deformabilidade e aumentar sua resistência ao cisalhamento.

Como as amostras estudadas são amostras deformadas, a norma ME 129 (DNER, 1994d) foi utilizada para execução dos ensaios de compactação. Foram preparadas cinco amostras de 7kg para cada rodovia estudada. É importante ressaltar que pedregulhos retidos na peneira de 19,0 mm devem ser substituídos pela mesma quantidade em peso por material passante na peneira 19,0 mm e retidos na peneira de 4,8 mm, como indica a norma.

De acordo com a norma ME 129 (DNER, 1994e), a energia de compactação utilizada pode ser a normal (12 golpes por camada), a intermediária (26 golpes por camada) e a modificada (55 golpes por camada). A Tabela 3.3 mostra as energias adotadas e utilizadas pelas construtoras nas reconstruções das rodovias estudadas.

Tabela 3.3 - Energias de compactação utilizadas nas reconstruções das rodovias estudadas.

RODOVIA	TRECHO	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO
		UTILIZADA (golpes)
GO-413	Varjão / BR-060	Intermediária
GO-050	BR-060 / Palmeiras	Intermediária
GO-147	GO-020 / Piracanjuba	Modificada
GO-215	Edéia / Edealina	Modificada

A partir dos corpos de provas utilizados nos ensaios de compactação, foram executados também os ensaios de expansão e de CBR conforme recomendações da norma ME 049 (DNER, 1994e). Os ensaios de compactação, expansão e CBR também foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás com o objetivo de determinar o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\text{ máx}}$), w_{ot} , a expansão e o CBR para cada mistura de solo, brita e fresagem utilizada na execução da nova base de cada uma das quatro rodovias pesquisadas. As amostras utilizadas para execução desses ensaios foram as amostras coletadas na obra já com a brita adicionada. O ensaio de CBR foi realizado por ainda ser o parâmetro utilizado no dimensionamento de pavimentos na região de estudo.

3.3.3.2. Ensaios triaxiais dinâmicos

Os ensaios triaxiais de carga repetida ou ensaios triaxiais dinâmicos para obtenção do MR foram realizados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP-EPUSP) e os procedimentos adotados para execução dos ensaios foram os da norma ME134 (DNIT, 2010a). As amostras ensaiadas foram compactadas próximas da w_{ot} .

Os corpos de prova foram compactados em um cilindro com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A energia de compactação utilizada para cada dosagem ensaiada foi a mesma energia utilizada na obra e, conseqüentemente, a mesma energia utilizada na compactação dos corpos de provas utilizados nos ensaios de compactação, expansão e CBR.

Devido ao fato do ensaio triaxial de carga repetida não se tratar de um ensaio rápido, pois existe a fase de preparação do corpo de prova e a fase do ensaio propriamente dito, optou-se por realizar esse ensaio apenas com as dosagens utilizadas nas reconstruções das rodovias e com as dosagens que apresentaram o maior CBR para cada uma das quatro rodovias estudadas.

A Figura 3.4 mostra algumas das fases de preparação do corpo de prova que antecede ao ensaio triaxial de carga repetida: (a) compactação do corpo de prova, (b) colocação de gesso na base, (c) centralização do corpo de prova sobre o gesso na base, (d) colocação de gesso sobre o topo, (e) colocação do top-cap (cabecote) sobre o gesso na base do corpo de prova, (f) envolvimento do corpo de prova com a membrana, (g) fixação dos transdutores “*Linear*

Variable Differential Transformers” (LVDTs) e teste dos mesmos, (h) colocação da célula triaxial e (i) centralização do pistão sobre o top-cap.

O objetivo de colocar gesso tanto na base quanto no topo do corpo de prova é corrigir as possíveis irregularidades comuns quando se trata de materiais mais granulares, eliminando a presença de pontos mais frágeis e tornando possível uma distribuição mais uniforme da carga aplicada sobre a seção do mesmo.

Antes de iniciar o ensaio propriamente dito, executa-se o condicionamento do corpo de prova que tem como objetivo eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem durante as primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do MR.

Conforme a norma ME134 (DNER, 2010a), a frequência das cargas repetidas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 segundos. No condicionamento, aplica-se 3 pares de tensões especificados pela norma, sendo 200 aplicações para cada par. Nesta fase nenhuma leitura é realizada.

Após a fase denominada condicionamento, inicia-se o ensaio para obtenção do MR. Aplica-se então uma sequência de 18 pares de tensões especificadas pela norma ME34 (DNER, 2010a) e fazem-se as leituras das deformações específicas após 10 repetições de carga.

O cálculo da tensão confinante (σ_3) e da tensão desvio (σ_d) atuantes na base do pavimento foi realizado pelo programa computacional Sigma/W (GEOSTUDIO, 2007), onde o pavimento com o revestimento do tipo TSD foi considerado um sistema de 3 camadas (base, sub-base e subleito) e o pavimento com o revestimento do tipo CBUQ foi considerado um sistema de 4 camadas (revestimento, base, sub-base e subleito). A função da camada em TSD é apenas de impermeabilizar a base, não tem função estrutural como no caso do revestimento em CBUQ. As tensões foram calculadas exatamente no meio da base.

Alguns corpos de prova que não foram ensaiados logo após sua compactação foram envolvidos com molde de Poli Cloreto de Vinila (PVC) e armazenados em sacos plásticos, conforme mostra a Figura 3.5, com o intuito de não perderem umidade.

Figura 3.4 - Procedimentos de preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial de carga repetida: (a) compactação do corpo de prova, (b) colocação de gesso na base, (c) centralização do corpo de prova sobre o gesso na base, (d) colocação de gesso sobre o topo, (e) colocação do top-cap, (f) envolvimento do corpo de prova com a membrana, (g) fixação dos LVDTs e teste dos mesmos, (h) colocação célula triaxial e (i) centralização do pistão sobre o top-cap.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)

Figura 3.5 - Armazenamento dos corpos e provas após moldagem.



3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos resultados obtidos após a realização dos ensaios com as amostras das quatro rodovias estaduais goianas os mesmos foram analisados e comparados com os parâmetros especificados pelas normas: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente ES 141(DNIT, 2010b), Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico ES 098 (DNIT, 2007) e Reciclagem de pavimento asfáltico in situ com brita ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

Além do ensaio de granulometria realizado com o material de base reciclada utilizado nas reconstruções das rodovias foi realizado também o ensaio de granulometria com o mesmo material de base utilizado para moldagem de um corpo de prova no ensaio de compactação mais próximo da w_{ot} para verificar se a energia utilizada no ensaio de compactação provocou ou não a quebra dos agregados.

Os resultados dos ensaios de caracterização, compactação, expansão e CBR também foram analisados e comparados levando em consideração resultados obtidos por Costa (2013) para amostras similares utilizadas nas reconstruções de outras rodovias estaduais goianas que também foram reconstruídas adotando a técnica de reciclagem profunda com adição de brita.

Os valores do MRs obtidos em laboratório para as amostras utilizadas nas reconstruções das rodovias GO-413, GO-156 e GO-215 também foram analisados e comparados com os resultados estimados por Hómez (2014) através de retroanálise iterativa realizada pelo

programa computacional KENLAYER (HUANG, 2004) utilizando as bacias de deformação médias obtidas para os trechos, a partir da realização do ensaio de Viga Benkelman nos trechos em análise. Os valores dos MRs também foram comparados com os valores encontrados por Costa (2013).

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os dados obtidos através da realização dos ensaios laboratoriais, tanto nos ensaios de caracterização e nos de compactação, expansão e *California Bearing Ratio* (CBR), como nos ensaios realizados para as dosagens. Vale ressaltar, que os materiais utilizados nas reconstruções das rodovias são misturas (cascalho laterítico da base antiga, brita 1 e o fresado do revestimento deteriorado); portanto, suas composições também foram determinadas. Ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados para a dosagem efetivamente utilizada na reconstrução e para a dosagem que apresentou maior CBR entre todas as dosagens de cada rodovia. Esses dados foram utilizados para avaliar se de fato as reconstruções das rodovias atenderam as especificações de projeto e se os materiais utilizados na execução das novas bases são adequados para obter pavimentos com bons desempenhos.

4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Os ensaios de caracterização física dos materiais foram realizados com o intuito de obter os parâmetros que permitem identificar a natureza dos materiais estudados e relacionar os parâmetros obtidos com suas propriedades mecânicas.

4.1.1. Composição das misturas

A partir do método proposto por Leite (2007) para avaliar a composição das misturas utilizadas nas camadas dos pavimentos, foi verificado que durante o processo de reconstrução das rodovias em análise não foi adicionado os 25% de brita inicialmente especificados nos projetos.

Conforme demonstrado na Tabela 4.1, nas misturas de base reciclada da GO-413 e da GO-215 foram adicionados aproximadamente 12% de brita em peso. Já nas misturas da GO-156 e da GO-147 foram adicionados aproximadamente 6% de brita. No ensaio de composição de ambas as rodovias foram utilizadas amostras de 10 kg. A Tabela 4.1 também mostra os demais percentuais referente ao peso dos materiais constituintes de cada mistura utilizada na

reciclagem da base das rodovias, sendo que a quantidade de cascalho variou entre 20 e 30% e a de fresado entre 2 e 6%.

A mistura da GO-413 foi a que apresentou maior quantidade de fresado. Esse fato pode estar associado à não utilização da recicladora durante a execução da nova base dessa rodovia, pois a motoniveladora e o trator com grade não são capazes de quebrar o revestimento asfáltico com a mesma eficiência de uma recicladora. Nesse caso, o revestimento da GO-413 era do tipo tratamento superficial duplo (TSD).

Além disso, percebe-se que o material da GO-147 tem a maior quantidade de material passante na peneira de 4,8 mm. Sendo assim, a base reciclada dessa rodovia é composta de material mais fino que as demais.

Tabela 4.1 - Resultados das composições das amostras de base reciclada das rodovias.

MATERIAL	GO-413	GO-156	GO-147	GO-215
Brita	12,13%	6,20%	6,09%	11,95%
Cascalho	30,72%	29,71%	21,32%	28,29%
Fresado	5,37%	4,88%	3,84%	2,82%
Material Passante #4,8mm	51,79%	59,21%	68,75%	56,94%

A não concordância entre a quantidade de brita determinada em laboratório a partir de amostras coletadas na pista antes da compactação da base e a quantidade especificada em projeto e adotada na execução pode gerar questionamentos.

Com relação ao método utilizado para determinar as composições das misturas, foi adotado o procedimento utilizado por Leite (2007) em sua dissertação que trata do uso do agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos. Esse método foi utilizado na presente pesquisa por ser adotado em pesquisas científicas e pelo fato de não existir uma norma específica para determinação da composição de misturas.

Considerando então o método utilizado no laboratório para quantificação dos diferentes materiais que compõem as misturas estudadas, surgem algumas hipóteses para explicar a diferença de quantidade de brita identificada em laboratório e supostamente adicionada em campo:

- ◆ Após o espalhamento da brita, a passagem da recicladora pode ter provocado a quebra dos agregados. Esse fato não foi objeto de estudo nesta pesquisa, mas se isso ocorrer, será que as diferenças observadas na quantidade de brita seriam geradas

pela fragmentação da brita em partículas menores que 4,8 mm pela recicladora? É possível que ocorra a quebra, mas não se espera que ela seja tão significativa. Infelizmente, esse controle não foi realizado em campo e as empresas executoras não têm dados sobre isso.

- ◆ Podem ter ocorrido erros de cálculo ou falhas executivas, sendo que as espessuras da camada de brita espalhada na pista não corresponderam à porcentagem final desejada.

Sendo assim, verifica-se a importância de realizar um controle executivo adequado para checar se a quantidade de material adicionado corresponde ao valor especificado nos projetos de reciclagem. Ainda sobre o acréscimo de brita, é importante também realizar um estudo preliminar de dosagem, pois o valor de 25% inicialmente especificado nos projetos das rodovias em estudo pode não ser o ideal.

Com relação à quebra de materiais causada pela recicladora, supõe-se também que o cascalho laterítico pré-existente na pista seja fragmentado e que isso gere perda de qualidade do material. No entanto, também não existem estudos publicados sobre esse tema que possa quantificar essa alteração.

Assim, percebe-se que ao se usar um equipamento que quebra uma camada existente, torna-se muito importante conhecer o material que está sendo gerado por essa quebra para saber qual é a melhor forma de reutilizá-lo, sendo que para obter êxito nessa determinação torna-se imprescindível a realização de ensaios laboratoriais prévios e a implantação de controles executivos em campo.

4.1.2. Análise granulométrica

Para cada rodovia estudada foram realizados quatro ensaios de análise granulométrica, sendo dois com a utilização do defloculante hexametáfosfato de sódio e os outros dois sem o uso do defloculante.

O primeiro par de ensaios (com e sem defloculante) foi realizado com o material coletado em campo sem sofrer o processo de compactação; já o outro par de ensaios foi realizado a partir do material de base reciclada utilizado para moldagem do corpo de prova no ensaio de compactação mais próximo da w_{ot} para verificar se a energia utilizada na compactação provocou ou não a quebra dos agregados.

Após a realização de todos os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação com e sem a utilização do defloculante, as curvas granulométricas foram determinadas. As curvas foram obtidas seguindo as orientações da norma ME 051 (DNER, 1994b). Assim, foram obtidas quatro curvas granulométricas para cada material utilizado nas reciclagens das bases da GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215 que estão representadas nas Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, respectivamente.

A Tabela 4.2 mostra o percentual de cada fração constituinte das amostras ensaiadas (pedregulho, areia, silte e argila) para as quatro rodovias em análise.

Figura 4.1 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-413.

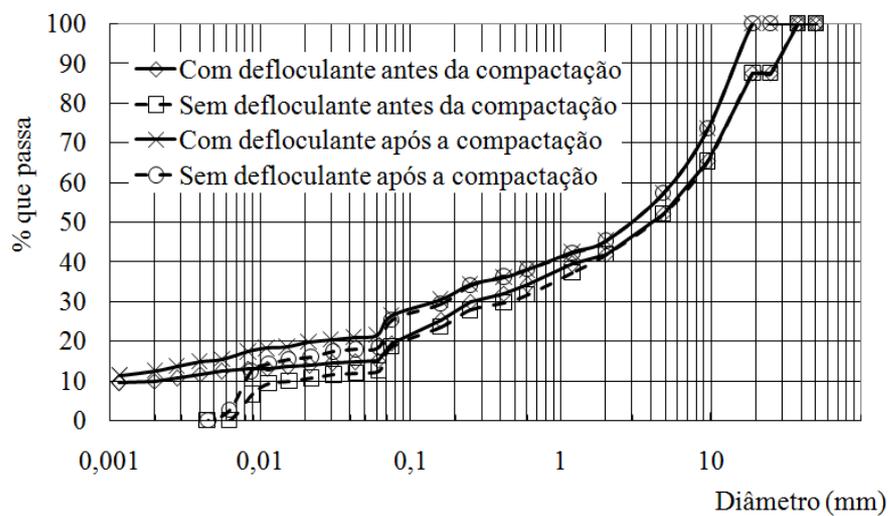


Figura 4.2 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-156.

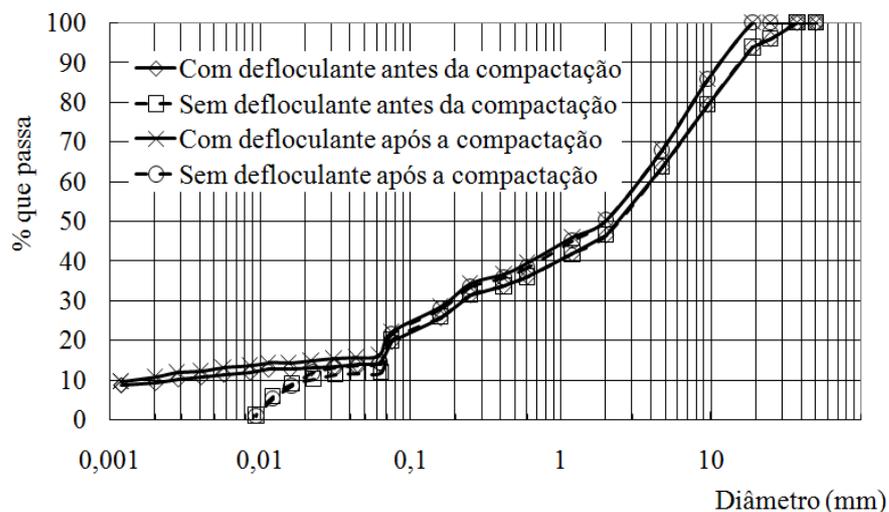


Figura 4.3 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-147.

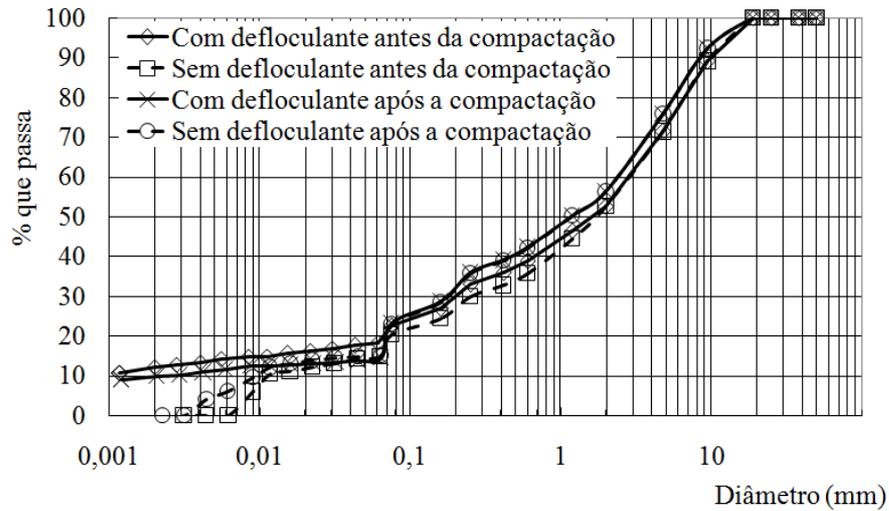
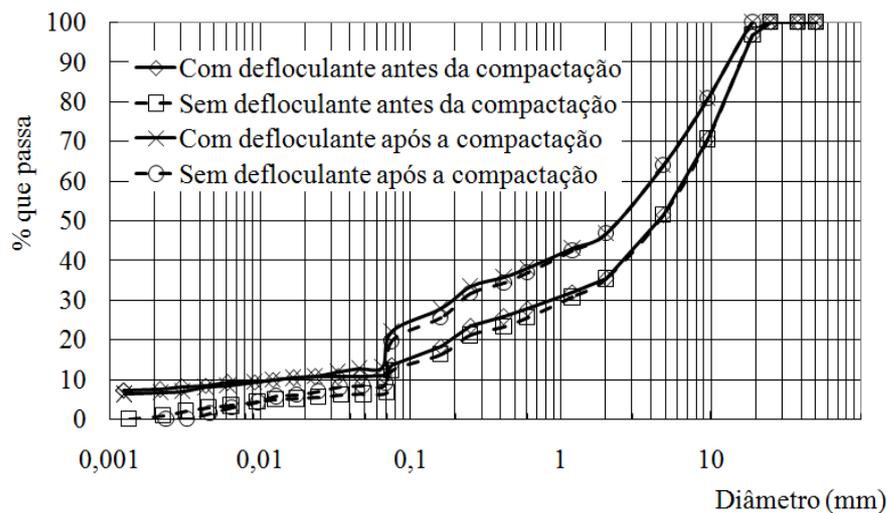


Figura 4.4 - Curva granulométrica do material utilizado na GO-215.



A utilização do defloculante mostrou que os materiais possuíam agregações de partículas, prova disso é que as curvas com a utilização do mesmo apresentaram um maior percentual de finos ocasionado pela quebra das ligações entre as partículas de solo que formavam as agregações diminuindo assim as dimensões das partículas ensaiadas. Esse comportamento é atribuído ao cascalho laterítico pré-existente na base reciclada.

Como mostra a Tabela 4.2, com a utilização do defloculante a fração argila do material da GO-215 aumentou aproximadamente 7%, a fração argila do material da GO-413 e da GO-156 passou de 0% para aproximadamente 9,5%, já o material de base da GO-147 se ensaiado sem

a utilização do defloculante nem apresentou fração argila, mas com a utilização do mesmo o percentual de argila obtido foi de aproximadamente 12%.

Tabela 4.2 - Resultados das frações de solo obtidas nas amostras das rodovias analisadas, com e sem defloculante antes e depois da compactação.

RODOVIAS	GO-413		GO-156		GO-147		GO-215	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Com defloculante								
% Pedregulho	58,18	54,71	53,45	49,72	47,44	43,81	64,68	53,10
% Areia	26,63	23,66	32,68	34,10	34,40	41,67	24,42	33,86
% Silte	5,35	9,11	4,63	5,44	5,99	4,48	3,49	6,38
% Argila	9,85	12,52	9,24	10,73	12,17	9,75	7,41	6,67
Sem defloculante								
% Pedregulho	58,18	54,71	53,45	49,72	47,44	43,81	64,68	53,10
% Areia	29,31	26,83	34,58	35,98	37,87	41,0	28,78	38,14
% Silte	12,51	18,46	11,97	14,29	14,69	14,99	5,93	8,77
% Argila	-	-	-	-	-	-	0,61	-

A partir desses resultados fica evidente a necessidade de efetuar os ensaios de sedimentação com a utilização de defloculante, pois quando se trata de solos tropicais a presença de agregações entre as partículas mais finas do solo devido aos óxidos de ferro e alumínio presentes nesse tipo de solo podem falsear os resultados.

Analisando as curvas granulométricas dos materiais e os dados da Tabela 4.2 com relação à quebra de grãos antes e após a compactação, verifica-se que o material que apresentou maior quebra de agregados após a compactação foi o material utilizado na GO-215, pois comparando as curvas tanto com, quanto sem o uso de defloculante, o percentual de pedregulho diminuiu aproximadamente 11% enquanto o de areia aumentou aproximadamente 10% e o de silte 3%. Já no teor de argila não houve alteração significativa. Já nas curvas granulométricas dos materiais da GO-413, GO-156 e GO-147 respectivamente ilustradas nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3, observou-se menor quebra dos agregados devido à compactação.

Vale ressaltar que a energia utilizada para a compactação dos materiais da GO-147 e da GO-215 foi a energia modificada, enquanto que a energia utilizada para os materiais da GO-413 e da GO-156 foi a intermediária.

Com esses resultados, é possível observar que dependendo dos materiais que irão compor a base reciclada, a escolha de uma energia de compactação elevada pode gerar quebra dos

grãos, sendo que essa quebra pode ter uma influência negativa no comportamento estrutural do pavimento.

Nos casos apresentados, observou-se que a quebra na base da GO-215 foi mais significativa do que a da GO-147, ambas compactadas na energia modificada. Considerando que a brita adicionada nas bases tem a mesma origem (britagem da rocha de micaxisto), essa diferença de comportamento pode estar associada ao tipo de cascalho que existia na base antiga e ao efeito que a passagem da recicladora pode ter gerado nos grãos. Outra explicação para essa diferença pode estar relacionada com a quantidade de brita incorporada, já que na GO-215 foi efetivamente adicionado o dobro de brita do que na GO-147, conforme apresentado na Tabela 4.1.

As Figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 ilustram, respectivamente, as curvas granulométricas das britas adicionadas aos materiais de base utilizados nas reconstruções das rodovias GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215. Comparando a granulometria das britas utilizadas nas quatro rodovias, pode-se afirmar que as britas são bastante similares.

Figura 4.5 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-413.

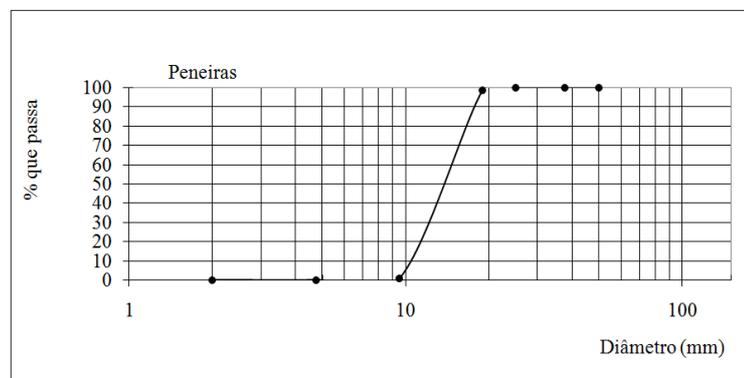


Figura 4.6 - Curva granulométrica do da brita utilizada GO-156.

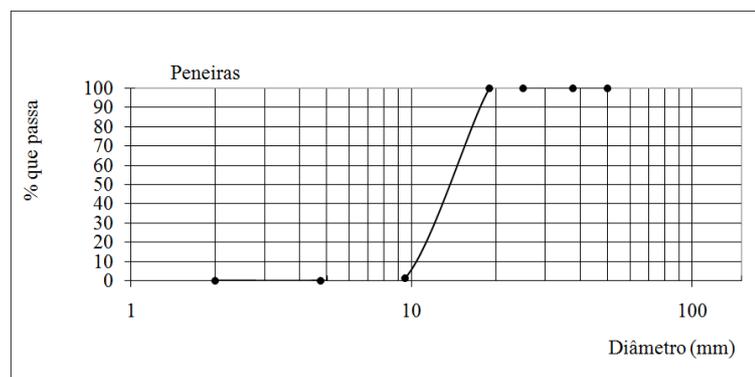


Figura 4.7 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-147.

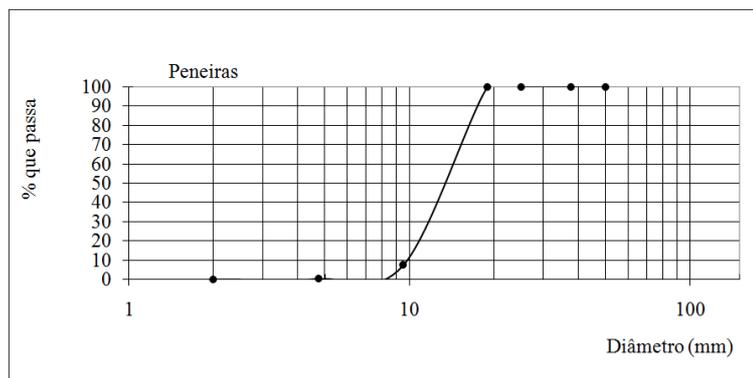
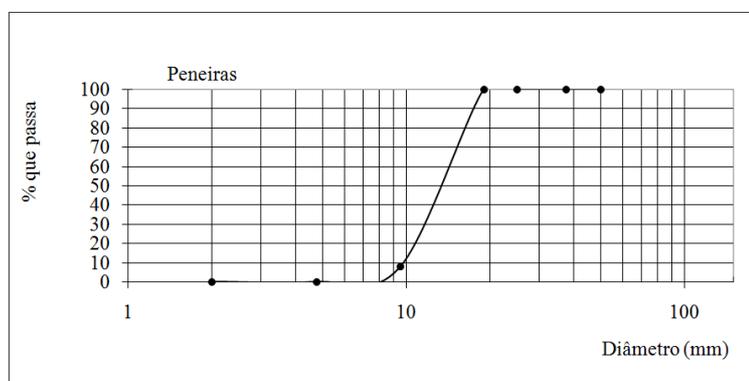


Figura 4.8 - Curva granulométrica da brita utilizada GO-215.



4.1.3. Limites de Atterberg

A Tabela 4.3 mostra os resultados referentes ao limite de liquidez (w_L), plasticidade (w_P), os índices de plasticidade (IP) e de atividade (IA) dos materiais utilizados na reconstrução das quatro rodovias.

Tabela 4.3 - Resultados Limites Atterberg.

PARÂMETROS	GO-413	GO-050	GO-147	GO-215
Limite de Liquidez (%)	36	29	31	26
Limite de Plasticidade (%)	21	17	21	17
Índice de Plasticidade (%)	15	12	10	9
Índice de Atividade (%)	1,52	1,30	0,82	1,21

Todas as amostras analisadas apresentaram valores de w_L e IP elevados se comparados a valores típicos de materiais utilizados em base de pavimentos. Dentre os valores obtidos, os valores da GO-413 foram os mais distantes dos especificados pela norma ES 141 (DNIT,

2010), que especifica que a fração passante na peneira n°40 deve apresentar $w_L \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$.

Em relação ao IP , todas as frações argilas dos materiais de base das rodovias estudadas são consideradas medianamente plásticas, pois seus respectivos valores ficaram no intervalo: $7 < IP < 15$. Quanto ao IA , as argilas das amostras da GO-147 e da GO-215 são consideradas normais, pois os valores encontrados situam-se entre 0,75 e 1,25. Já as argilas presentes nas amostras coletadas na GO-413 e GO-156 são classificadas como ativas, pois os valores de IA obtidos para essas amostras foram superiores a 1,25.

A partir da análise granulométrica e dos limites de Atterberg dos materiais é possível classificá-los no sistema de classificação da *Transportation Research Board (TRB)*. A classificação *TRB* tem sido aplicada no reconhecimento de solos empregados na pavimentação em todo o mundo. As amostras da GO-413 e da GO-156 foram classificadas no grupo A-2-6, já a amostra da GO-147 e da GO-215 foram classificadas no grupo A-2-4.

4.1.4. Massa específica dos grãos

Como as amostras em estudo são misturas com três tipos de materiais (solo, brita e fresado) e com diversas dimensões (maiores e menores que 4,8 mm), suas massas específicas foram determinadas seguindo as orientações da norma NBR 6508 (ABNT, 1984b) e da norma NBR 6458 (ABNT, 1984a), ou seja, a massa específica das partículas menores que 4,8 mm e a massa específica dos pedregulhos foram determinadas separadamente.

O cálculo da massa específica dos grãos do solo contendo frações passante e retida na peneira de 4,8 mm (ρ) leva em consideração o percentual de cada componente das misturas bem como o percentual geral da mistura que é passante e retido na peneira de malha 4,8 mm. Após a execução dos dois ensaios chega-se ao valor de ρ . A Tabela 4.4 mostra os valores de ρ encontrados para as amostras estudadas.

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de massa específica dos grãos do material contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm.

RODOVIAS	GO-413	GO-156	GO-215	GO-147
$\rho(\text{g/cm}^3)$	2,71	2,75	2,74	2,86

Obs.: ρ = massa específica dos grãos

4.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS

Esses ensaios foram realizados visando obter parâmetros de resistência e deformabilidade das amostras estudadas possibilitando assim, a análise conjunta das propriedades mecânicas e físicas dos solos utilizados nas reconstruções das rodovias.

4.2.1. Compactação, expansão e *California Bearing Ratio*(CBR)

Os ensaios de compactação, expansão e CBR foram realizados tanto nas amostras do material reciclado retirado da pista, como em amostras confeccionadas em laboratório para o estudo da dosagem de brita a ser adicionada. As curvas de compactação obtidas para todas as amostras estão apresentadas nas Figuras 4.9 a 4.12. As curvas de variação de CBR em função do teor de umidade estão apresentadas nas Figuras 4.13 a 4.16.

Na Tabela 4.5, tem-se os parâmetros obtidos para os materiais utilizados nas reconstruções das rodovias GO-413 (material com 12,13% de brita), GO-156 (material com 6,20% de brita), GO-147 (material com 6,09% de brita) e GO-215 (material com 11,95% de brita).

Tabela 4.5 - Resultados de compactação, expansão e CBR obtidos para as amostras retiradas das pistas.

PARÂMETROS	GO-413	GO-156	GO-147	GO-215
γ_{dmax} (kN/m ³)	20,8	22,2	21,5	22,8
w_{ot} (%)	8,4	6,8	9,5	6,20
Expansão (%)	0,02	0,01	0,02	0,05
CBR Máximo (%)	38	109	120	159
CBR w_{ot} (%)	37	70	105	100

Obs.: γ_{dmax} = peso específico aparente seco máximo, w_{ot} = umidade ótima, CBR = *California Bearing Ratio*.

Nos ensaios de expansão, verificou-se que os corpos-de-prova apresentaram expansão e contração. Esses resultados são devido ao comportamento do solo na presença de água. Grande parte dos corpos de provas teve o seguinte comportamento: no ramo seco, apresentaram expansão, enquanto que no ramo mais úmido, começaram a contrair. No entanto, os valores obtidos são pequenos e permitem afirmar que os materiais estudados não são expansivos.

Em relação ao ensaio de CBR, esperava-se que quanto mais próximo da w_{ot} maior seria o seu valor e, conseqüentemente, melhor seria o comportamento mecânico do material. No entanto, esse fato não se confirmou para todas as amostras estudadas, pois o CBR atingiu seu valor

máximo nas amostras da GO-156, GO-147 e da GO-215 para uma umidade abaixo da w_{ot} . Por se tratar de um material granular, esse fato pode estar associado à presença de agregados mais graúdos logo abaixo do pistão da prensa, obtendo assim uma resistência à penetração maior ou pode ser indicativo que materiais granulares como os estudados devem ser compactados um pouco abaixo da w_{ot} para obter uma melhor capacidade de suporte, esse fato pode estar associado à sucção.

Dentre as amostras analisadas e utilizadas na reconstrução das bases através do método da reciclagem profunda com adição de brita, apenas a amostra da GO-413 apresentou valor de CBR (37%) insatisfatório para base de pavimentos asfálticos. Nesse caso, talvez a simples elevação da energia do Proctor intermediário para o Proctor modificado poderia proporcionar um valor de CBR aceitável para a amostra ensaiada.

A partir das amostras sem a adição de brita e das amostras de brita pura coletadas em cada rodovia, foram realizados estudos de dosagens com 0%, 20%, 25% e 35% de brita para a GO-147 e para GO-215. Já para a GO-413 e GO-156 as dosagens realizadas foram com 0%, 20% e 25% de brita devido à quantidade de material disponível.

As dosagens foram realizadas para verificar se o teor de 25% de brita adotado de forma empírica nos projetos das rodovias estudadas seria de fato o teor que apresentaria os melhores resultados.

A Figura 4.9 mostra as curvas de compactação obtidas para as diversas dosagens de brita realizadas com o material de base reciclada da GO-413 na energia intermediária. Observa-se que não houve grande variação do γ_{dmax} das amostras com 12,13% (obra), 20% e 25% de brita (aproximadamente 21 kN/m³) para as respectivas w_{ot} (8,4%, 8,3%, e 8,4%). No entanto, a base reciclada sem adição de brita apresenta comportamento distinto das demais.

Analisando as curvas de compactação plotadas na Figura 4.10 para as diversas dosagens realizadas com o material de base reciclada da GO-156 na energia intermediária, observa-se que o γ_{dmax} das amostras aumentou à medida que o teor de brita adicionado aumentava, conforme esperado.

A Figura 4.11 mostra as curvas de compactação obtidas para as dosagens com o material de base reciclada da GO-147 na energia modificada. Observa-se aumento no valor do γ_{dmax} e redução de w_{ot} a medida que a quantidade de brita adicionada aumenta.

Figura 4.9 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-413.

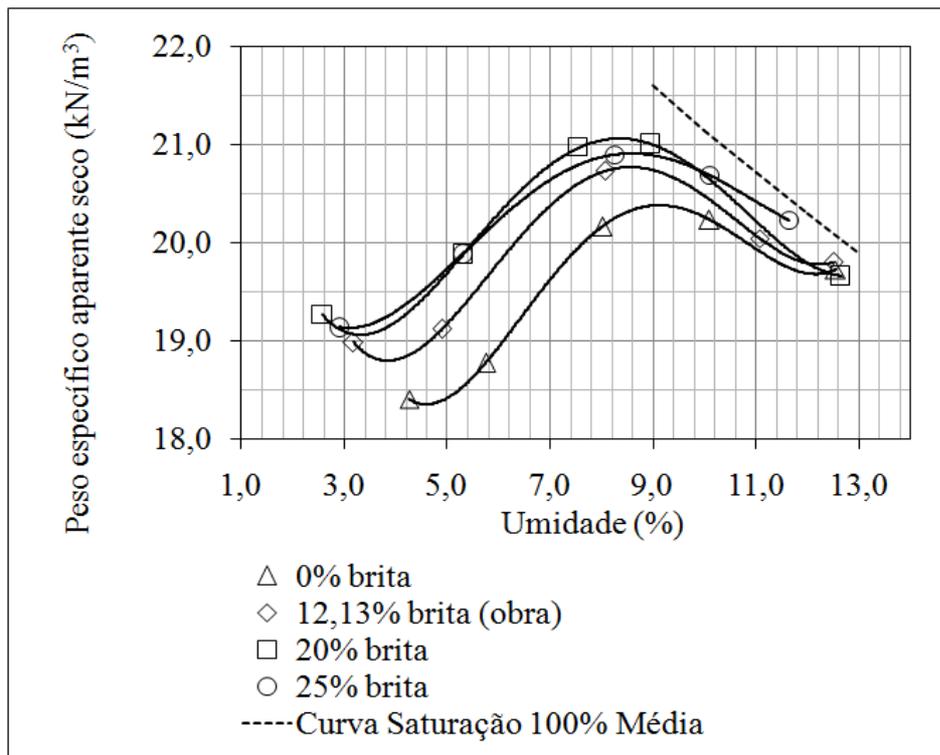


Figura 4.10 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-156.

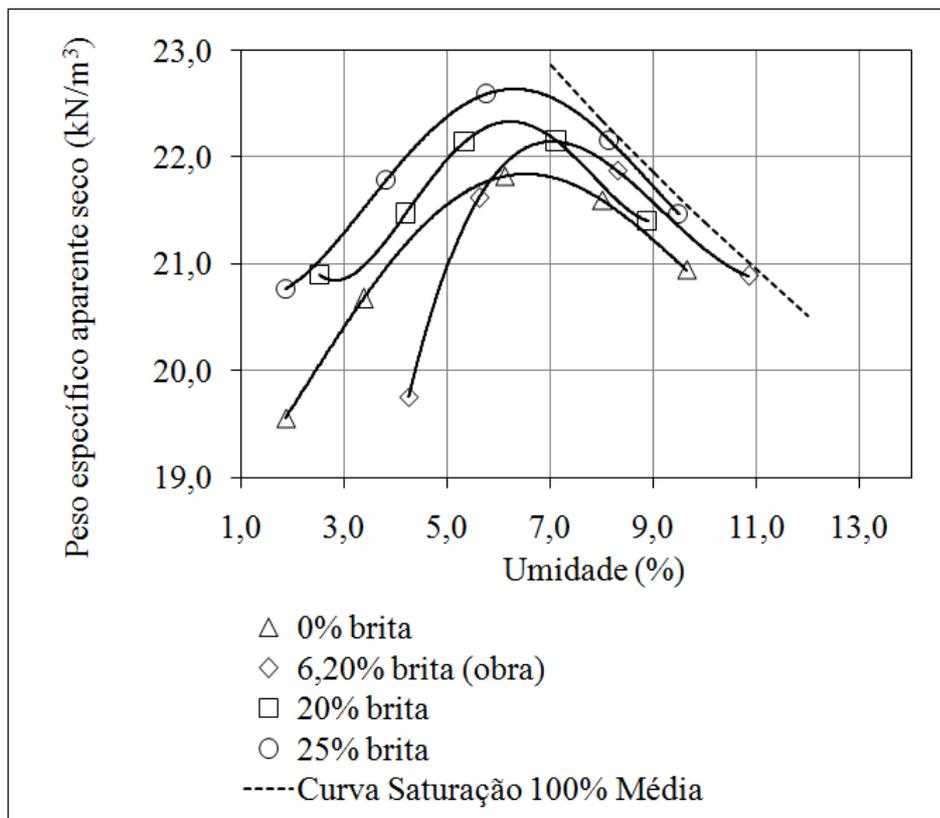
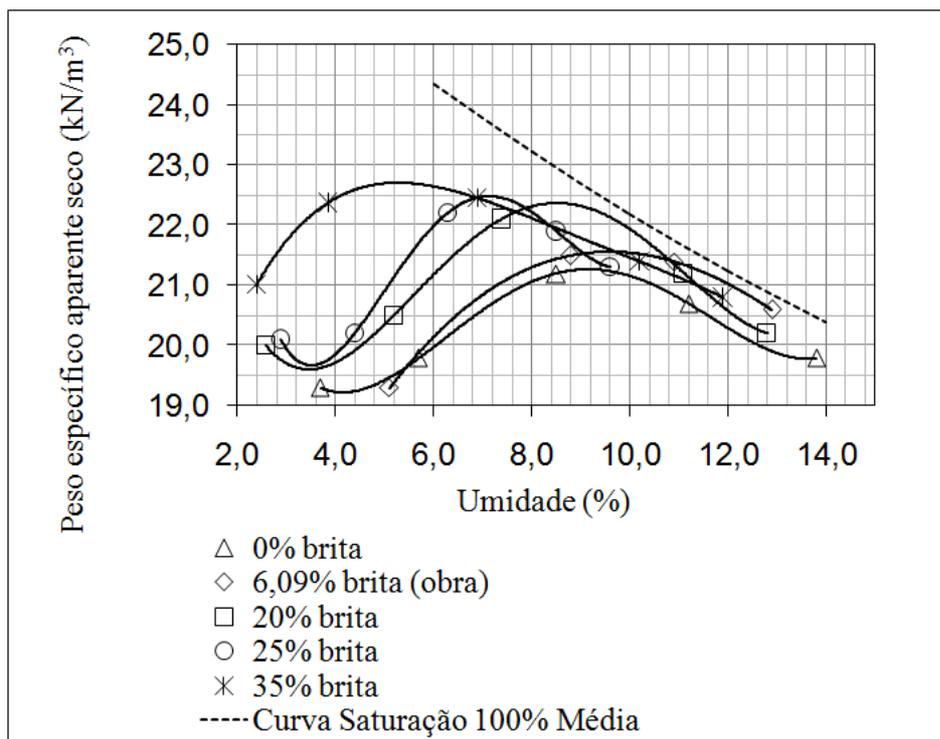


Figura 4.11 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-147.



A Figura 4.12 mostra as curvas de compactação obtidas para as diversas dosagens com o material da base reciclada da GO-215 na energia modificada. Observa-se que não houve grande variação do γ_{dmax} das amostras com 11,95%, 20%, 25% e 35% de brita (aproximadamente 22,80 kN/m³) para as respectivas w_{ot} (6,2%, 6,3%, 6,0% e 5,5%). No entanto, a base reciclada sem adição de brita apresentou comportamento distinto das demais.

Conforme as curvas de CBR das amostras ensaiadas da GO-413 ilustradas na Figura 4.13, o material com 25% de brita (valor especificado em projeto) foi o que apresentou o maior valor de CBR para a respectiva w_{ot} . A base reciclada sem brita apresentou CBR de 40% e a dosagem efetivamente utilizada na pista (12,13% de brita) gerou material com valor de CBR (37%) bem próximo da dosagem com 0% de brita, ou seja, os 12,13% de brita adicionada a mistura não foi suficiente para melhorar a capacidade de carga do material.

Nas curvas de CBR das amostras ensaiadas da GO-156 ilustradas na Figura 4.14, percebe-se que o material com 20% de brita foi o que apresentou o maior valor de CBR para a respectiva w_{ot} . A base reciclada sem brita apresentou CBR de 78%. A dosagem efetivamente utilizada na pista (6,20% de brita) gerou material com valor de CBR igual a 70%. Verifica-se ainda que o acréscimo de 20% de brita melhorou consideravelmente a capacidade de suporte do material (CBR = 108%).

Figura 4.12 - Curva de compactação das dosagens do material de base da GO-215.

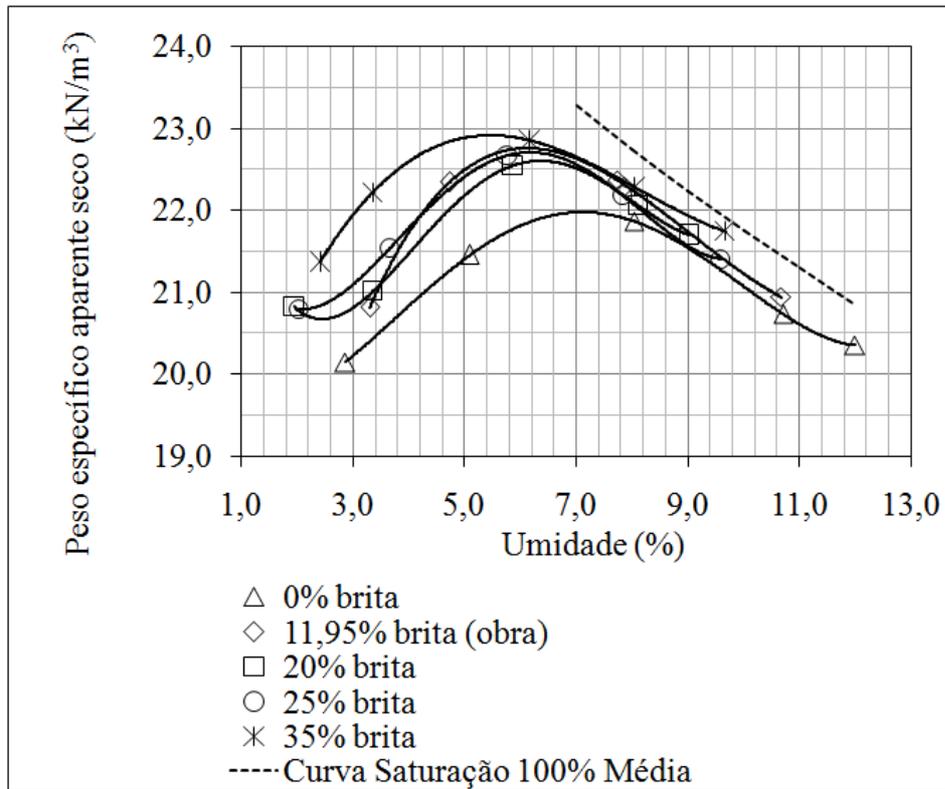


Figura 4.13 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-413.

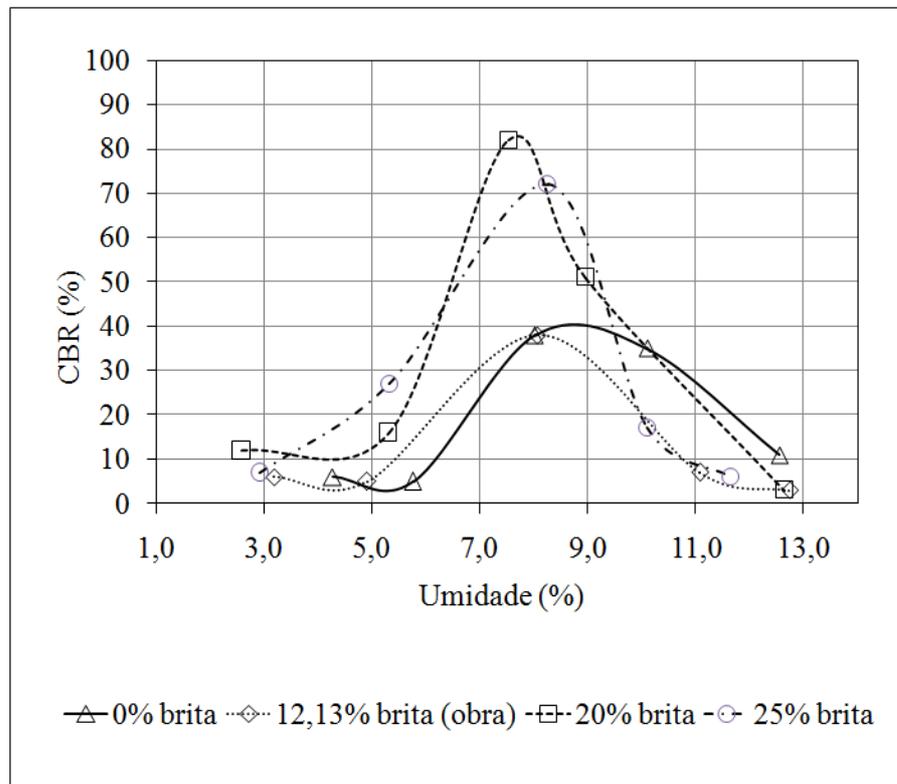
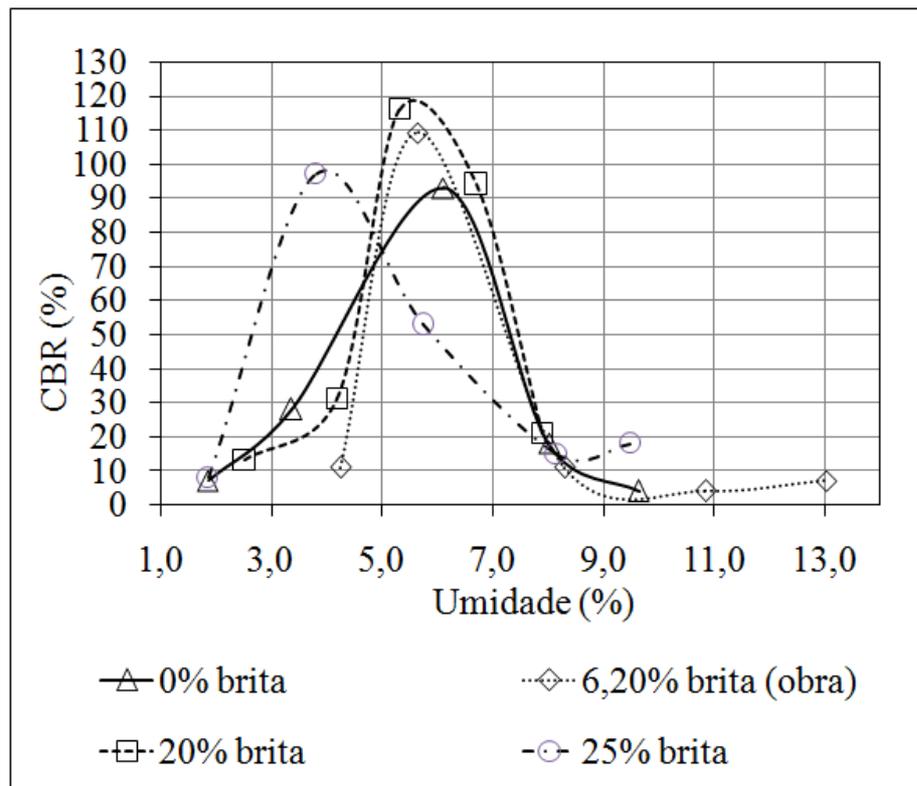


Figura 4.14 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-156.



A partir da análise das curvas de CBR para as diversas dosagens do material de base da GO-147 ilustradas na Figura 4.15, observa-se que os valores de CBR obtidos para as respectivas w_{ot} foram superiores a 100%, fato que pode implicar em boa capacidade de suporte. O material com 0%, 20% e 25% de brita apresentou valores do CBR próximos (167%, 152% e 168%) para as respectivas w_{ot} (9,4%, 8,5% e 7,0%). A dosagem efetivamente utilizada na pista (6,09% de brita) gerou material com valor de CBR igual a 105%. Verifica-se ainda que o acréscimo de 35% de brita reduziu a capacidade de suporte da mistura. Assim, com base nesses resultados, reutilizar o material de base existente nessa rodovia sem a adição de brita seria suficiente para gerar uma nova base com bom comportamento.

A Figura 4.16 mostra as curvas de CBR das amostras ensaiadas da GO-215. O material com 20% de brita foi o que apresentou o maior valor de CBR para a respectiva w_{ot} . A base reciclada sem brita apresentou CBR de 60%. A dosagem efetivamente utilizada na pista (11,95% de brita) gerou material com valor de CBR igual a 100%. Verifica-se ainda que o acréscimo de mais de 20% de brita reduz a capacidade de suporte da mistura. A partir dos resultados de CBR obtidos, adicionar 10% de brita à base existente nessa rodovia poderia ser suficiente para gerar uma nova base com bom comportamento em condições de tráfego elevado.

Figura 4.15 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-147.

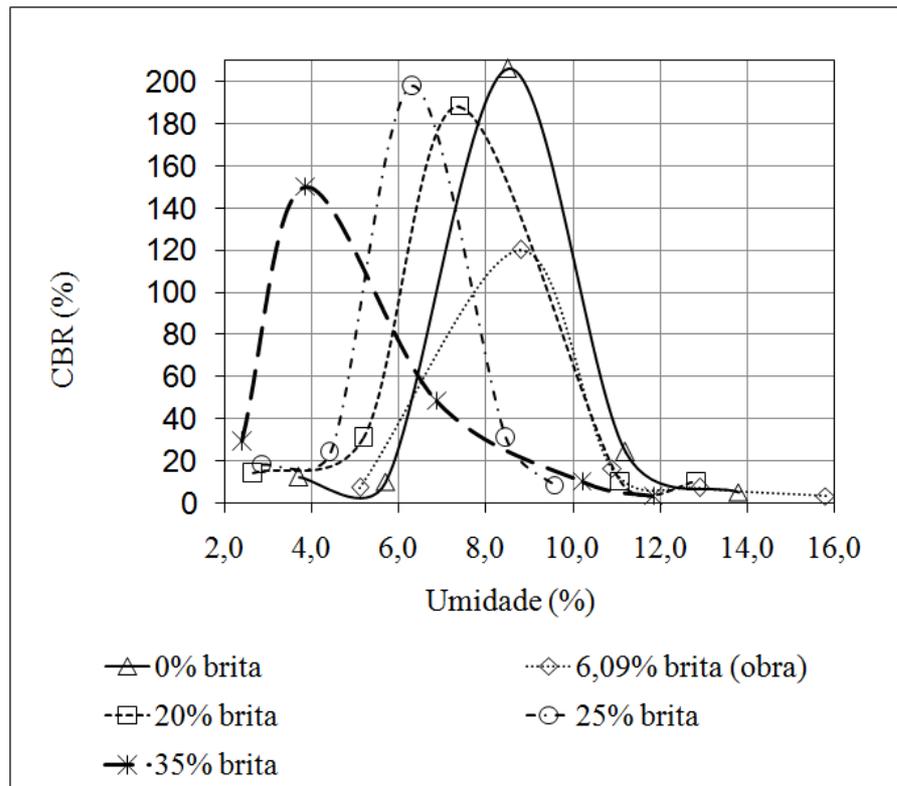
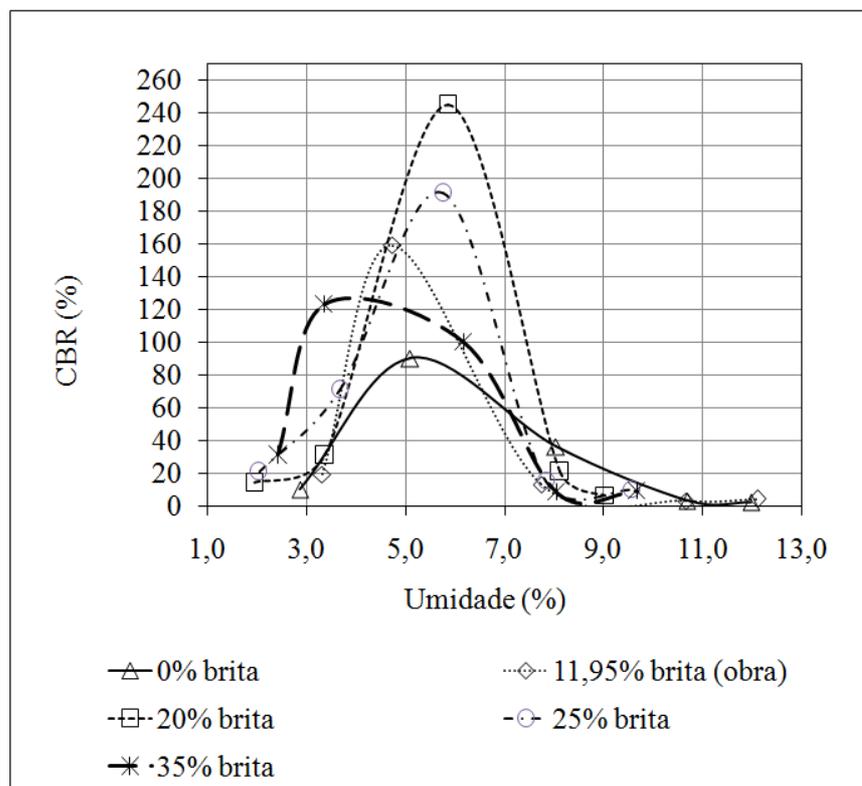


Figura 4.16 - Curvas de CBR das dosagens do material de base da GO-215.



Observou-se que os valores de CBR máximo obtidos para todas as dosagens da GO-156, GO-147 e GO-215 foram em umidades inferiores às respectivas w_{ot} . Quanto à expansão das amostras ensaiadas, todos os valores obtidos foram baixos e inferiores ao geralmente especificado para base de pavimentos.

A seguir são apresentados os gráficos com os parâmetros γ_{dmax} , w_{ot} e CBR plotados em função do percentual de brita de cada dosagem para melhor entendimento da influência causada nesses parâmetros pela quantidade de brita adicionada.

A partir das análises das Figuras 4.17, 4.18 e 4.19, é possível observar o comportamento das amostras das quatro rodovias estudadas em termos de γ_{dmax} , w_{ot} e CBR em função do teor de brita adicionada nas dosagens.

Analisando as dosagens da GO-413 o γ_{dmax} atingiu seu valor máximo quando se adicionou 20% de brita, a w_{ot} foi diminuindo à medida que o percentual de brita foi aumentando, tendo a w_{ot} um ligeiro aumento na dosagem com 25% de brita. Já o CBR na respectiva w_{ot} apresentou o valor máximo entre todas as dosagens da GO-413 quando se adicionou 25% de brita (CBR=72%), sendo que o CBR da amostra com 20% de brita na respectiva w_{ot} ficou bem próximo (CBR=70%).

Entre as dosagens da GO-156 a que apresentou maior γ_{dmax} foi a com 25% de brita, a w_{ot} foi diminuindo à medida que o percentual de brita foi aumentando, mas o CBR na respectiva w_{ot} para a dosagem com 25% de brita (CBR=47%) diminuiu consideravelmente se comparado com o CBR da amostra com 20% de brita (CBR=108%). Com base nos resultados obtidos verifica-se que a dosagem com 20% de brita seria a ideal para utilização na reconstrução da GO-156, pois apresentou γ_{dmax} satisfatório e maior valor de CBR entre as amostras. Nota-se que a dosagem com 25% de brita apresentou o menor valor de CBR entre as dosagens (CBR = 47%). Esse fato pode estar associado à quantidade insuficiente de material de menor granulometria para preencher os vazios entre os agregados maiores.

Entre as dosagens da GO-147 o γ_{dmax} atingiu seu valor máximo quando se adicionou 35% de brita, a w_{ot} foi diminuindo à medida que o percentual de brita foi aumentando, mas o CBR na respectiva w_{ot} para a dosagem com 25% de brita (CBR=168%) foi praticamente o mesmo apresentado pela amostra da GO-147 sem a adição de brita (CBR=167%). Todos os CBRs obtidos para as diversas dosagens do material de base da GO-147 foram superiores a 100%.

Já entre as dosagens da GO-215, nota-se que o γ_{dmax} atingiu seu valor máximo na dosagem com 35% de brita, a w_{ot} foi diminuindo à medida que o percentual de brita foi aumentando, mas observa-se que o CBR na respectiva w_{ot} para a dosagem com 20% de brita (CBR=225%) foi o maior valor obtido entre as dosagens e que com o incremento de brita a partir dessa dosagem os valores de CBR decresceram. Com base nos resultados obtidos verifica-se que a dosagem com 20% de brita seria a dosagem ideal para utilização na reconstrução da GO-215, mas a dosagem efetivamente utilizada na obra (11,95% de brita) também poderia ser aplicada trazendo ainda a vantagem econômica.

A partir da análise das curvas de compactação para as diversas dosagens realizadas em laboratório para as quatro rodovias estudadas, observa-se que, no geral, à medida que o teor de brita aumenta o γ_{dmax} também aumenta e a w_{ot} diminui, sendo esse comportamento mais evidente nas dosagens do material de base da GO-147. Quanto ao CBR, nota-se que seu valor aumenta com o incremento de brita na mistura, mas que a partir de um percentual de brita adicionada (entre 20% e 25%) seu valor passa a decrescer. Assim, com base nesse resultados, o teor de brita indicado para ser adicionado nos serviços de reciclagem de bases de cascalho laterítico e fresado de TSD seria entre 20% e 25%. No entanto, para confirmação dessa escolha torna-se necessário avaliar a relação tensão versus deformação para carregamento dinâmico da dosagem adotada, visando garantir a durabilidade da camada a ser executada.

Figura 4.17 - Gráfico da variação do γ_{dmax} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.

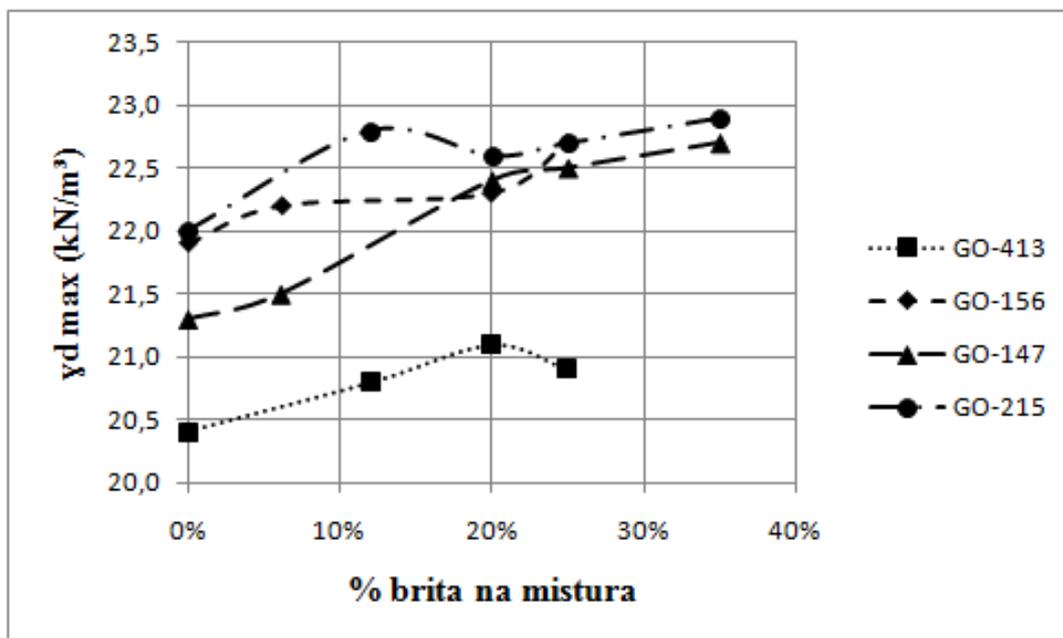
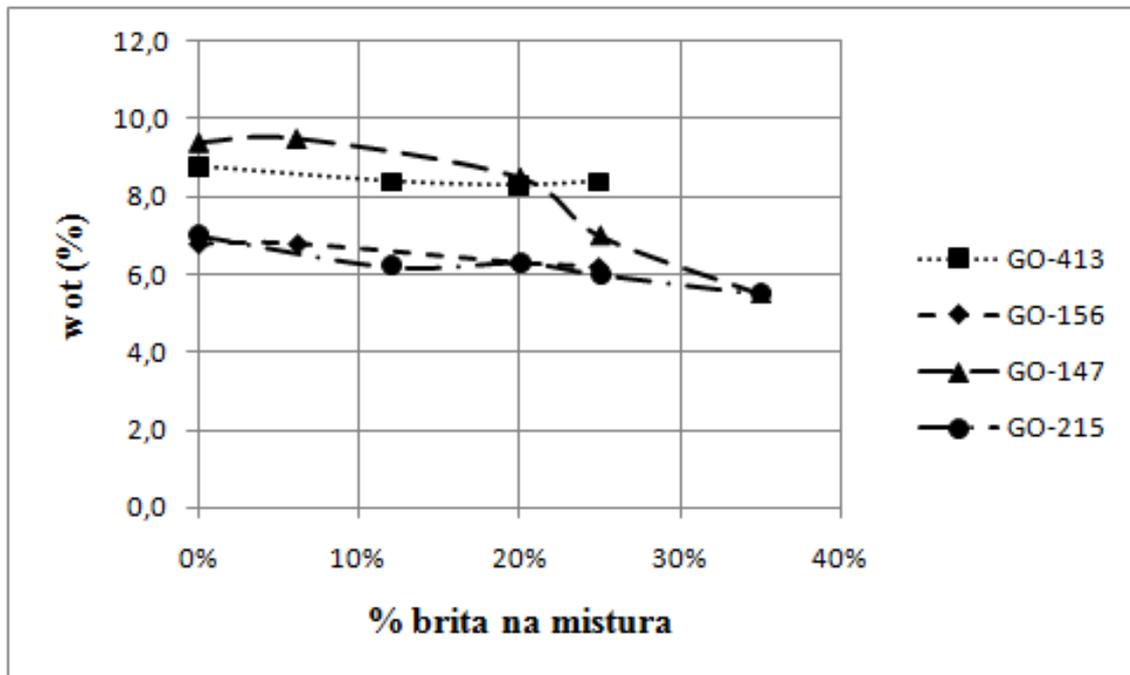
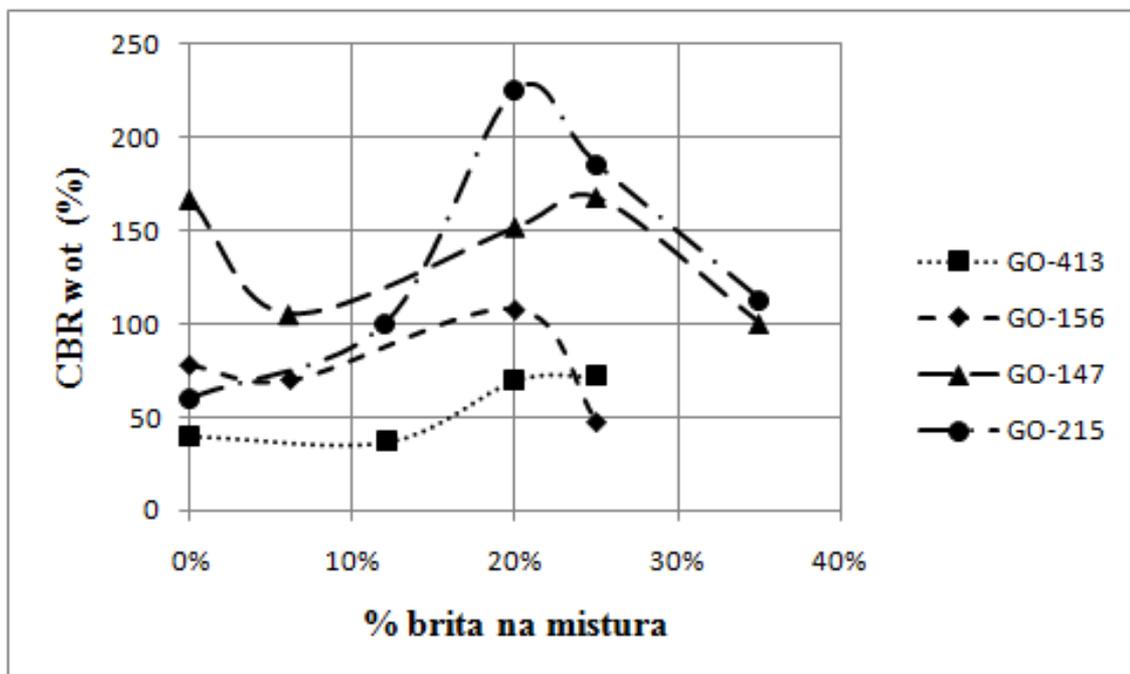


Figura 4.18 - Gráfico da variação da w_{ot} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.Figura 4.19 - Gráfico da variação do CBR w_{ot} em função do teor de brita nas amostras das rodovias estudadas.

4.2.2. Ensaios triaxiais dinâmicos

Os corpos de prova ensaiados para obtenção do módulo resiliente (MR) foram compactados em moldes de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, na mesma energia utilizada no ensaio de compactação e o mais próximo da w_{ot} obtida no ensaio de compactação. A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros obtidos durante a preparação dos corpos de prova para o ensaio triaxial dinâmico.

Por se tratar de várias dosagens, optou-se por realizar apenas dois ensaios triaxiais dinâmicos por rodovia: para a dosagem efetivamente utilizada na reconstrução e para a dosagem que obteve o maior valor de CBR. No caso da GO-147, foram realizados três ensaios, pois o CBR da mistura com 0% de brita foi praticamente o mesmo da mistura com 25% de brita, conforme apresentado na seção anterior.

Tabela 4.6 - Resultados dos parâmetros obtidos durante a preparação dos corpos de prova.

DOSAGENS	w_{ot} (%)	w (%)	Δw (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	GC (%)
GO-413 - 12,13% brita	8,4	7,9	-0,5	20,80	21,20	101,91
GO-413 - 25% brita	8,4	8,6	+0,2	20,90	20,89	99,95
GO-156 - 6,20% brita	6,8	6,3	-0,5	22,20	22,35	100,67
GO-156 - 20% brita	6,3	5,4	-0,9	22,30	22,40	100,43
GO-147 - 0% brita	9,4	9,1	-0,3	21,30	21,56	101,24
GO-147 - 6,09% brita	9,5	9,2	-0,3	21,50	21,98	102,25
GO-147 - 25% brita	7,0	6,9	-0,1	22,50	22,48	99,90
GO-215 - 11,95% brita	6,2	5,5	-0,7	22,80	23,02	100,97
GO-215 - 20% brita	6,3	5,1	-1,2	22,60	23,04	101,93

Obs.: w_{ot} = umidade ótima obtida, w = umidade de compactação da amostra no triaxial dinâmico, Δw = variação da umidade nos ensaios, $\gamma_{dm\acute{a}x}$ = peso específico aparente seco máximo, γ_d = peso específico aparente seco da amostra no triaxial dinâmico, CG = grau de compactação.

Os dezoito pares de tensões obtidos em cada ensaio triaxial dinâmico realizado bem como os respectivos valores do MR são apresentados nas Tabelas 4.7 a 4.10. A tensão desvio (σ_d) foi aplicada de forma manual a partir da regulagem de válvulas controladoras de pressão de ar comprimido, portanto, foi anotada a pressão de fato empregada, mesmo esses valores tendo como referência os tabelados pela norma ME 134 (DNIT, 2010a). Os valores empregados ficaram bem próximos dos valores tabelados.

Tabela 4.7 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d) aplicadas, somatório das tensões principais (Θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-413.

σ_3 (MPa)	GO-413 com 12,13% de brita			GO-413 com 25% de brita		
	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)
0,021	0,021	0,083	546	0,021	0,083	698
0,021	0,040	0,103	452	0,042	0,104	700
0,021	0,063	0,125	353	0,063	0,125	659
0,035	0,036	0,139	479	0,036	0,139	697
0,035	0,070	0,173	432	0,070	0,173	627
0,035	0,100	0,204	454	0,104	0,207	551
0,050	0,050	0,201	494	0,050	0,201	621
0,050	0,104	0,255	445	0,102	0,253	587
0,050	0,155	0,307	366	0,155	0,307	514
0,069	0,068	0,275	632	0,070	0,276	685
0,069	0,138	0,344	447	0,138	0,344	589
0,069	0,207	0,414	366	0,207	0,414	505
0,103	0,102	0,411	501	0,102	0,411	652
0,103	0,207	0,516	412	0,209	0,518	601
0,103	0,207	0,516	412	0,309	0,618	561
0,138	0,138	0,551	582	0,138	0,551	806
0,138	0,275	0,689	476	0,275	0,689	644
0,138	0,411	0,825	414	0,413	0,827	608

Obs.: MR = módulo resiliente, σ_3 = tensão confinante, σ_d = tensão desvio, $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

Tabela 4.8 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d) aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-156.

σ_3 (MPa)	GO-156 com 6,20% de brita			GO-156 com 20% de brita		
	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)
0,021	0,021	0,083	251	0,021	0,083	702
0,021	0,042	0,104	198	0,042	0,104	342
0,021	0,062	0,124	167	0,063	0,125	320
0,035	0,034	0,138	258	0,036	0,139	596
0,035	0,070	0,173	219	0,070	0,173	336
0,035	0,104	0,207	200	0,104	0,207	330
0,050	0,050	0,201	265	0,050	0,201	494
0,050	0,102	0,253	243	0,104	0,255	427
0,050	0,155	0,307	243	0,155	0,307	373
0,069	0,070	0,276	268	0,070	0,276	456
0,069	0,138	0,344	287	0,138	0,344	419
0,069	0,207	0,414	308	0,209	0,416	436
0,103	0,102	0,411	415	0,104	0,412	559
0,103	0,207	0,516	404	0,209	0,518	524
0,103	0,308	0,616	407	0,309	0,618	499
0,138	0,138	0,551	510	0,138	0,551	598
0,138	0,275	0,689	496	0,275	0,689	614
0,138	0,413	0,827	465	0,413	0,827	592

Obs.: MR = módulo resiliente, σ_3 = tensão confinante, σ_d = tensão desvio, $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

Tabela 4.9 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d) aplicadas, somatório das tensões principais (θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-147.

σ_3 (MPa)	GO-147 com 0% de brita			GO-147 com 6,09% de brita			GO-147 com 25% de brita		
	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)
0,021	0,021	0,083	1178	0,021	0,083	883	0,021	0,083	702
0,021	0,042	0,104	824	0,040	0,103	795	0,040	0,103	499
0,021	0,063	0,125	622	0,063	0,125	640	0,063	0,125	515
0,035	0,036	0,139	852	0,034	0,137	597	0,034	0,138	598
0,035	0,070	0,173	646	0,068	0,172	649	0,070	0,173	568
0,035	0,104	0,207	482	0,104	0,207	577	0,102	0,205	454
0,050	0,050	0,201	729	0,050	0,201	671	0,050	0,201	560
0,050	0,102	0,253	508	0,102	0,253	587	0,102	0,253	479
0,050	0,155	0,307	387	0,155	0,307	485	0,155	0,307	444
0,069	0,070	0,276	724	0,070	0,276	706	0,068	0,275	540
0,069	0,138	0,344	424	0,138	0,344	554	0,138	0,344	464
0,069	0,207	0,414	368	0,207	0,414	520	0,207	0,414	468
0,103	0,102	0,411	544	0,102	0,411	695	0,102	0,411	588
0,103	0,209	0,518	405	0,209	0,518	591	0,207	0,516	545
0,103	0,309	0,618	388	0,309	0,618	546	0,309	0,618	570
0,138	0,138	0,551	468	0,138	0,551	729	0,138	0,551	697
0,138	0,275	0,689	414	0,275	0,689	666	0,275	0,689	638
0,138	0,413	0,827	397	0,413	0,827	610	0,411	0,825	602

Obs.: MR = módulo resiliente, σ_3 = tensão confinante, σ_d = tensão desvio, $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

Tabela 4.10 - Tensões confinante (σ_3), desvio (σ_d) aplicadas, somatório das tensões principais (Θ) e valores de módulos resilientes (MR) obtidos para as dosagens da GO-215.

σ_3 (MPa)	GO-215 com 11,95% de brita			GO-215 com 20% de brita		
	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)	σ_d (MPa)	Θ (MPa)	MR (MPa)
0,021	0,021	0,083	442	0,021	0,083	282
0,021	0,042	0,104	320	0,042	0,104	230
0,021	0,062	0,124	271	0,063	0,125	237
0,035	0,034	0,138	422	0,036	0,139	314
0,035	0,068	0,171	344	0,068	0,171	255
0,035	0,102	0,206	313	0,102	0,206	275
0,050	0,050	0,201	430	0,050	0,201	305
0,050	0,102	0,253	334	0,102	0,253	321
0,050	0,154	0,305	378	0,155	0,307	320
0,069	0,070	0,276	542	0,070	0,276	431
0,069	0,138	0,344	442	0,138	0,344	371
0,069	0,207	0,414	436	0,207	0,414	410
0,103	0,102	0,411	578	0,102	0,411	516
0,103	0,207	0,516	499	0,207	0,516	494
0,103	0,309	0,618	545	0,309	0,618	535
0,138	0,138	0,551	755	0,138	0,551	621
0,138	0,274	0,687	640	0,274	0,687	598
0,138	0,413	0,827	639	0,411	0,825	592

Obs.: MR = módulo resiliente, σ_3 = tensão confinante, σ_d = tensão desvio, $\Theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.20 a 4.28 foram obtidos a partir da realização do ensaio triaxial dinâmico para cada uma das dosagens ensaiadas das quatro rodovias pesquisadas. As Figuras ainda mostram a equação do gráfico que relaciona as funções (σ_3 , MR), (σ_d , MR) e (Θ , MR), a função composta que relaciona σ_3 e σ_d com o MR e os respectivos valores do coeficiente de determinação (R^2). A superfície da função composta que relaciona σ_3 e σ_d com o MR para cada dosagem foi obtida a partir da utilização do programa Maple 15.

A partir da análise das Figuras 4.20 e 4.21 pode-se afirmar que o MR para as dosagens da GO-413 com 12,13% e com 25% de brita demonstrou não ser tão dependente de σ_3 e σ_d , pois a variação dos valores do MR em função de σ_3 e σ_d foi bastante pequena. Apesar da pequena variação, o MR de ambas as dosagens mostrou ser mais sensível à σ_d do que à σ_3 .

As Figuras 4.22 e 4.23 mostram que os MRs das dosagens da GO-156 com 6,20% e com 20% de brita são mais dependentes de σ_3 e σ_d se comparados às dosagens da GO-413, pois as variações dos valores do MR em função de σ_3 e σ_d foram mais significativas. O MR de ambas as dosagens da GO-156 mostrou ser mais sensível à σ_3 do que à σ_d , sendo que o MR da dosagem com 6,20% de brita demonstrou ainda ser mais sensível a variação da σ_3 .

Conforme mostra a Figura 4.24, o MR da dosagem da GO-147 com 0% de brita mostrou ser bastante dependente de σ_3 e σ_d . Já as Figuras 4.25 e 4.26 para as dosagens da GO-147 com 6,09% e 25% de brita mostraram que os respectivos MRs sofrem menos variações devido a alterações nos valores de σ_3 e σ_d , demonstrando assim uma menor dependência.

Figura 4.20 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-413 com 12,13% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

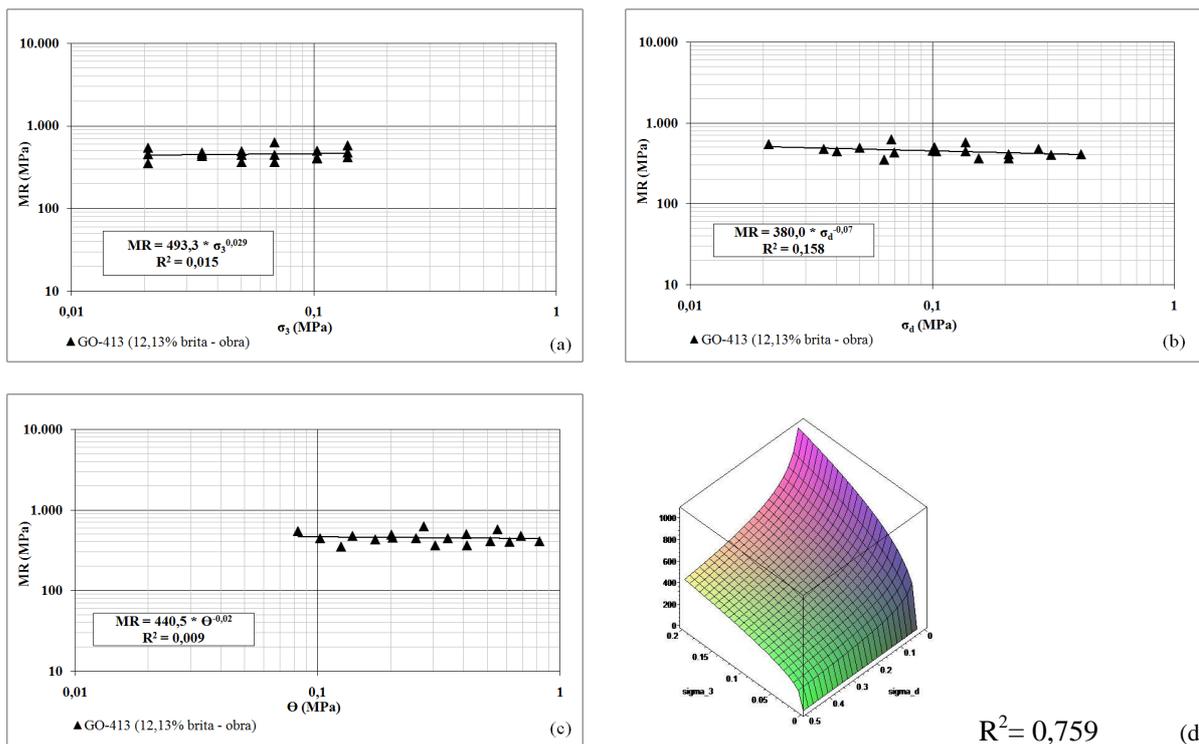


Figura 4.21 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-413 com 25% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

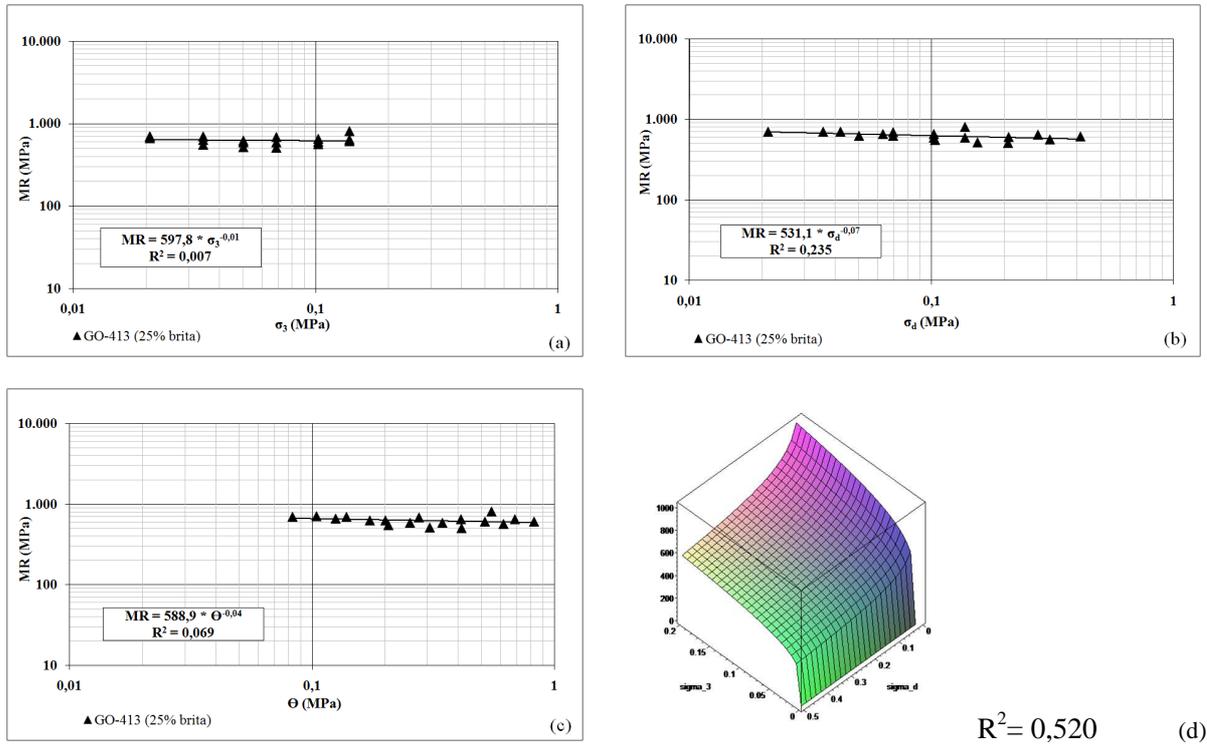


Figura 4.22 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-156 com 6,2% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

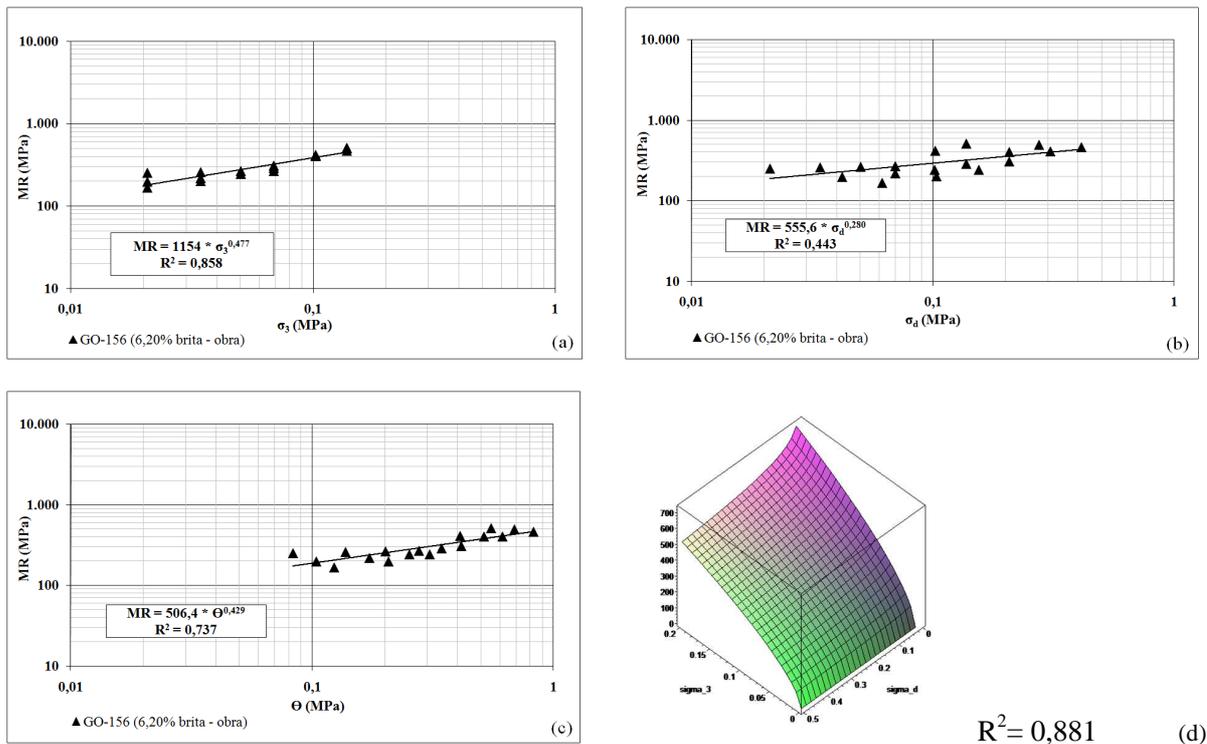


Figura 4.23 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-156 com 20% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

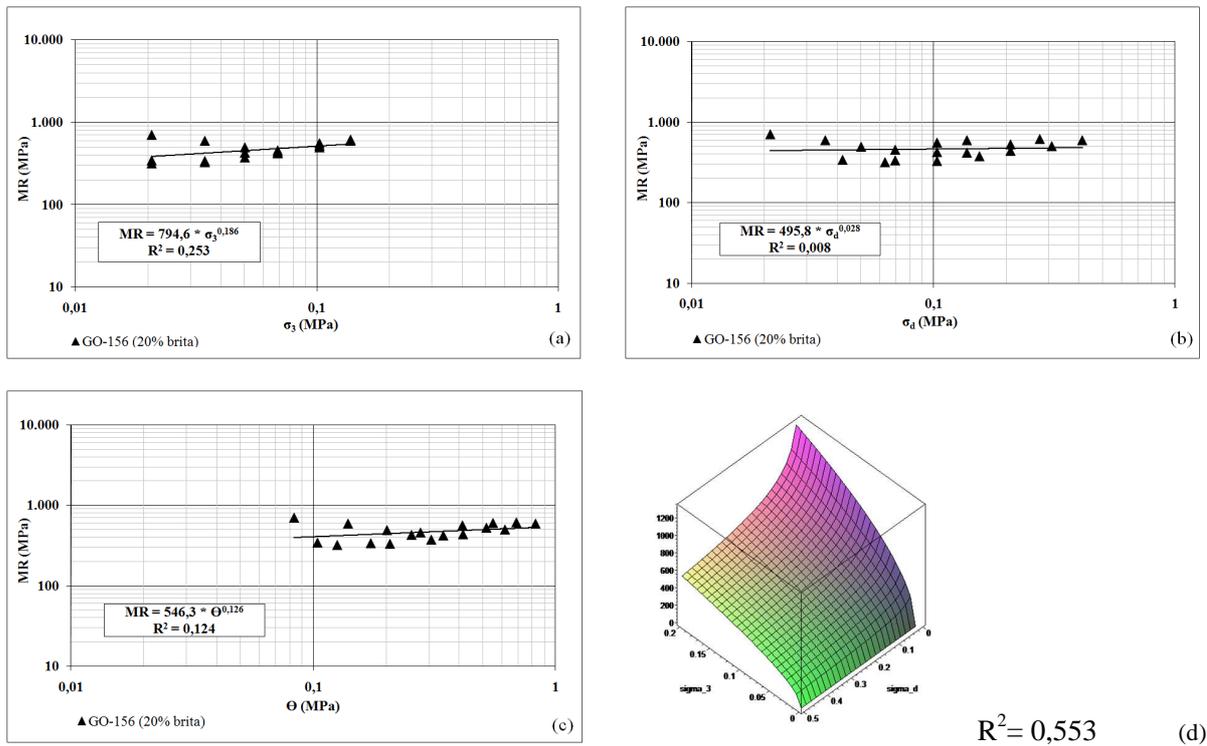


Figura 4.24 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 0% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

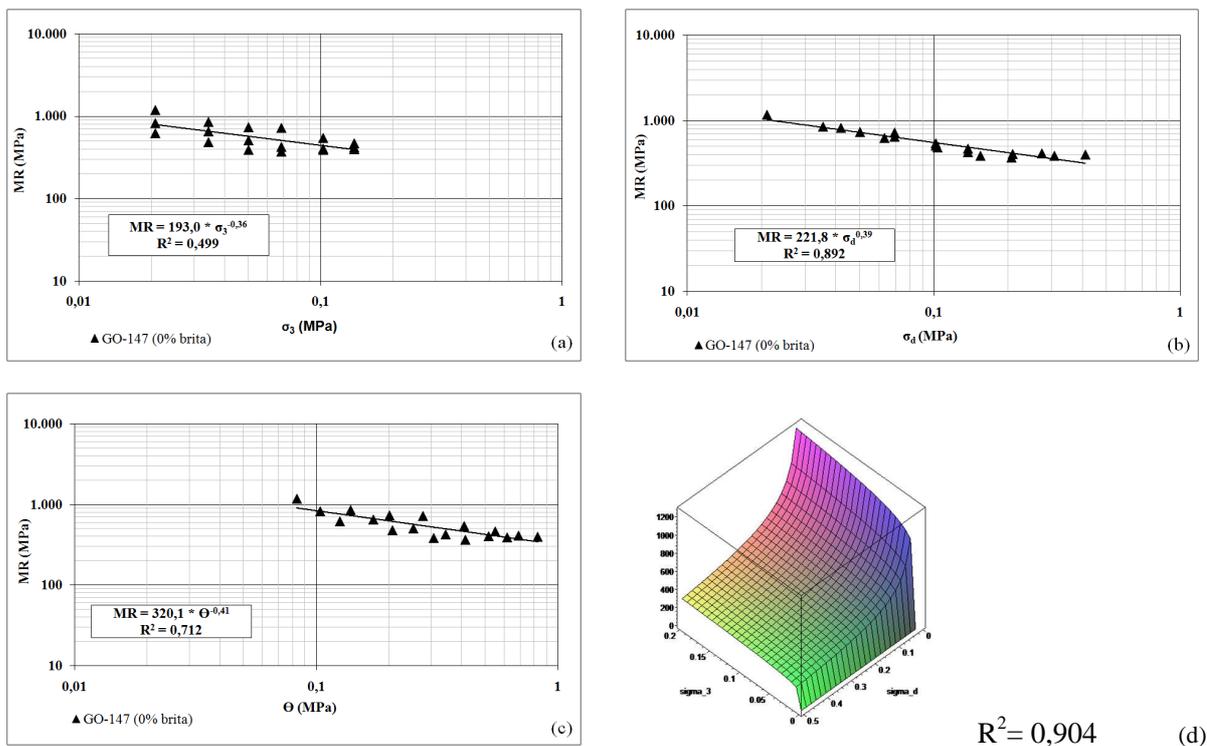


Figura 4.25 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 6,09% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

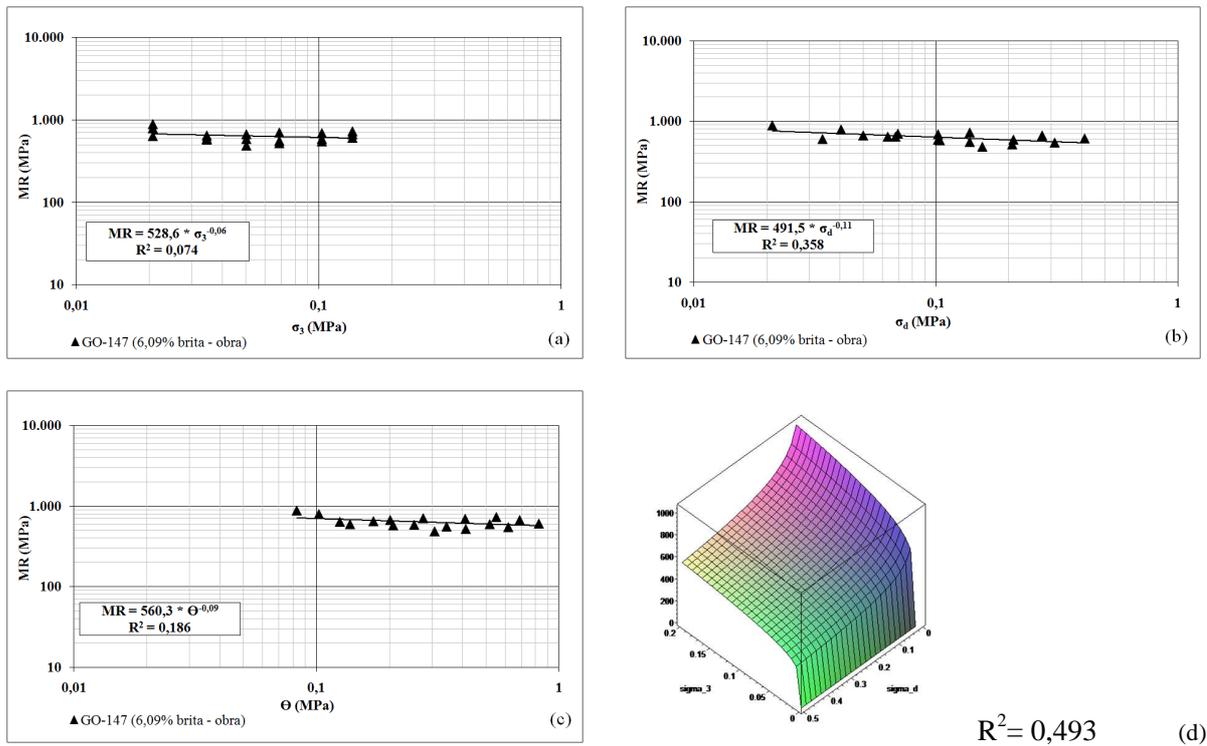


Figura 4.26 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-147 com 25% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

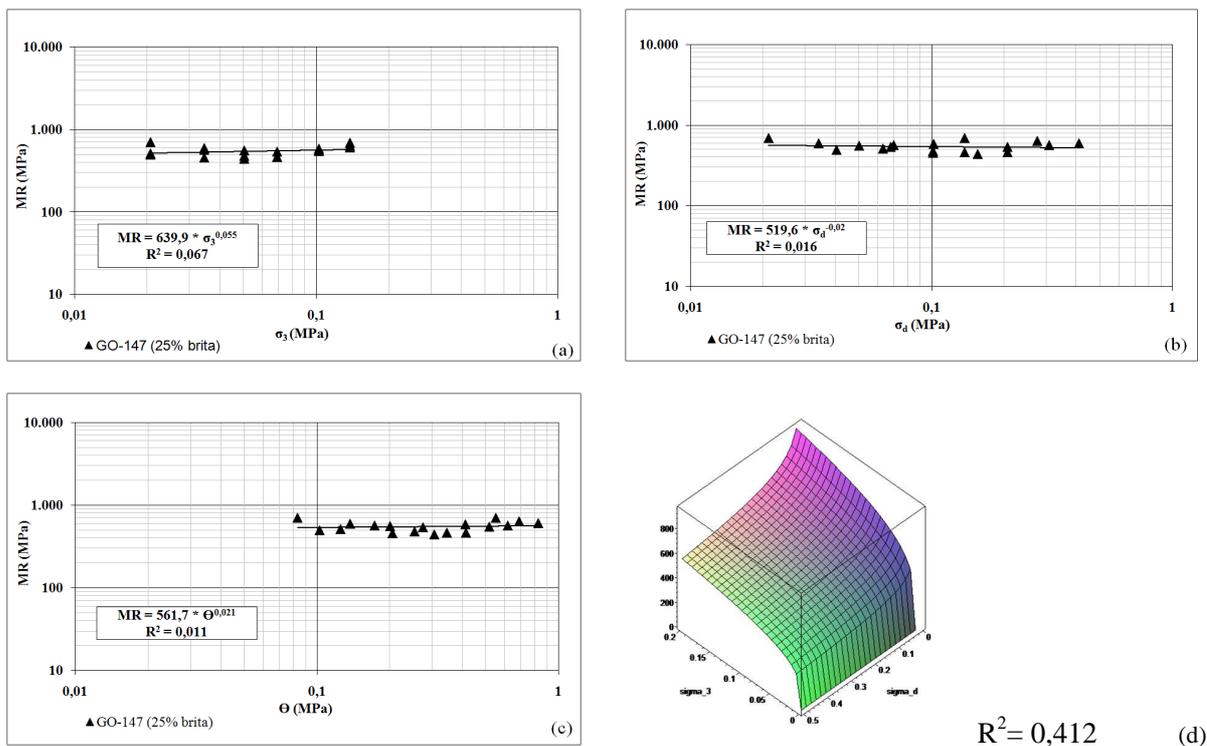


Figura 4.27 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-215 com 11,95% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.

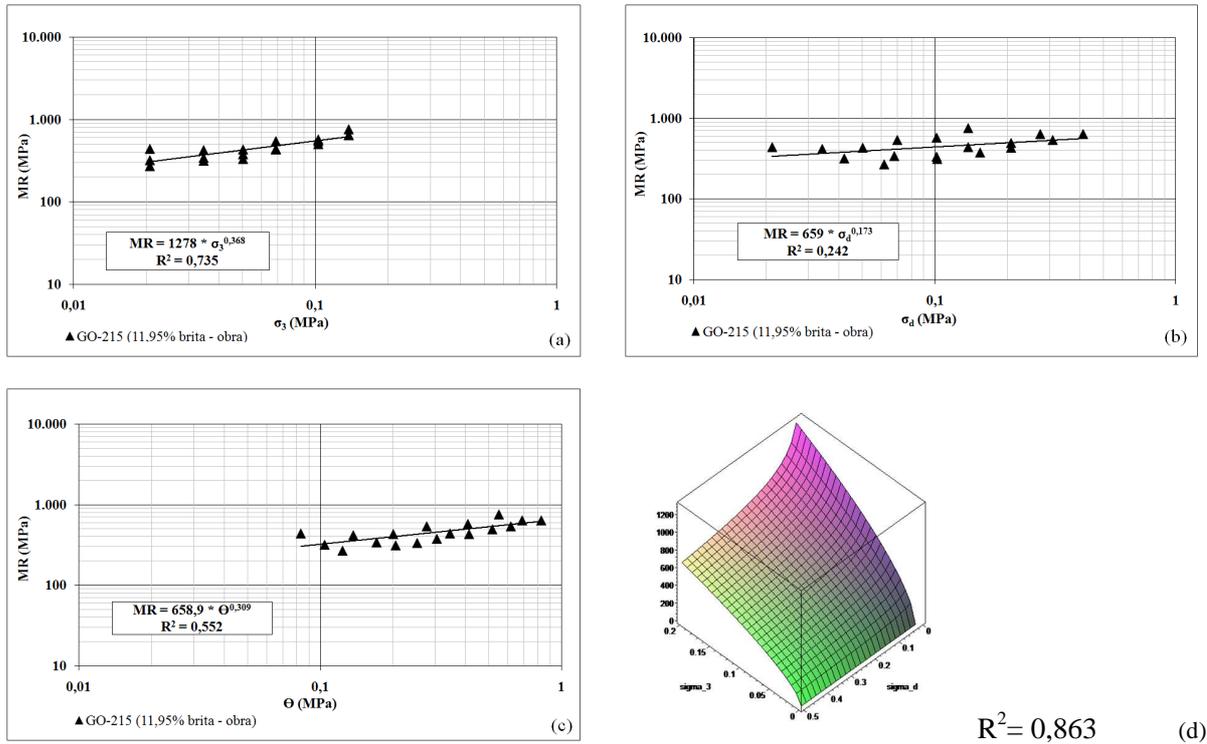
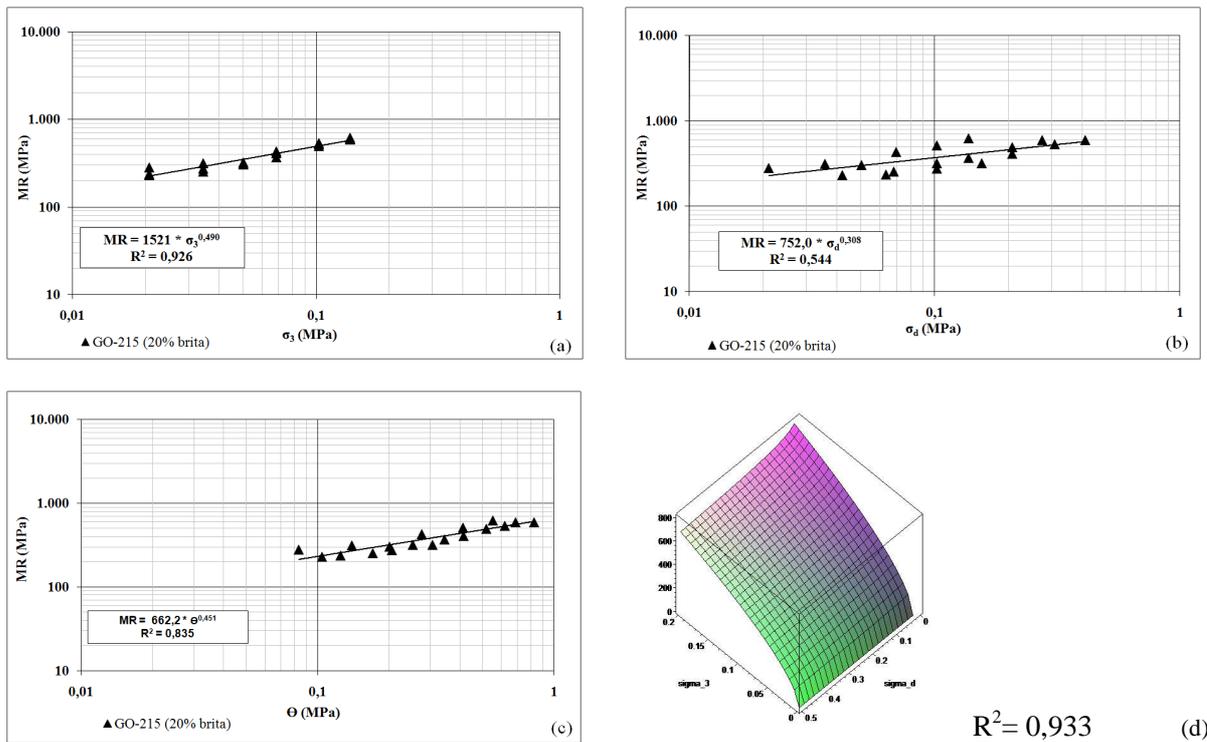


Figura 4.28 - Gráficos obtidos com os resultados do ensaio triaxial dinâmico para a mistura da GO-215 com 20% de brita a) Modelo σ_3 b) Modelo σ_d c) Modelo Θ d) Modelo Composto.



As Figuras 4.27 e 4.28 mostram que os MRs para as dosagens da GO-215, respectivamente, com 11,95% e com 20% de brita são dependentes de σ_3 e σ_d , sendo o MR da dosagem com 11,95% um pouco menos dependente se comparado ao da dosagem com 20% de brita.

A Tabela 4.11 mostra valores dos parâmetros (k_i), os valores de R^2 e as equações de cada um dos quatro modelos utilizados. Os parâmetros k_i sendo $i=1, 2$ ou 3 para o Modelo Composto foram obtidos a partir de regressão multilinear das equações que foram primeiramente linearizadas fazendo a transformação das mesmas nos respectivos logaritmos neperianos.

Os modelos utilizados foram: Modelo σ_3 , Modelo σ_d , Modelo Θ e o Modelo Composto. Dentre os quatro modelos, o que apresentou melhor valor de R^2 foi o Modelo Composto, mostrando ser o mais adequado para os materiais utilizados nas reconstruções das bases das rodovias pesquisadas.

Tabela 4.11 - Resultados obtidos a partir dos módulos de resiliência encontrados.

Modelo	Rodovia	%Brita	Parâmetros				Resultado
			k_1	k_2	k_3	R^2	
$MR = K_1\sigma_3^{k_2}$	GO-413	12,13%	493,30	0,029	-	0,015	$MR = 493,30\sigma_3^{0,029}$
	GO-413	25,00%	597,80	-0,010	-	0,007	$MR = 597,80\sigma_3^{-0,010}$
	GO-156	6,20%	1154,00	0,477	-	0,858	$MR = 1154,00\sigma_3^{0,477}$
	GO-156	20,00%	794,60	0,186	-	0,253	$MR = 794,60\sigma_3^{0,186}$
	GO-147	0,00%	193,00	-0,360	-	0,499	$MR = 193,00\sigma_3^{-0,360}$
	GO-147	6,09%	528,60	-0,060	-	0,074	$MR = 528,60\sigma_3^{-0,060}$
	GO-147	25,00%	639,90	0,055	-	0,067	$MR = 639,90\sigma_3^{0,055}$
	GO-215	11,95%	1278,00	0,368	-	0,735	$MR = 1278,00\sigma_3^{0,368}$
	GO-215	20,00%	1521,00	0,490	-	0,926	$MR = 1521,00\sigma_3^{0,490}$
$MR = K_1\sigma_d^{k_2}$	GO-413	12,13%	380,00	-0,070	-	0,158	$MR = 380,00\sigma_d^{-0,070}$
	GO-413	25,00%	531,10	-0,070	-	0,235	$MR = 531,10\sigma_d^{-0,070}$
	GO-156	6,20%	555,60	0,280	-	0,443	$MR = 555,60\sigma_d^{0,280}$
	GO-156	20,00%	495,80	0,028	-	0,008	$MR = 495,80\sigma_d^{0,028}$
	GO-147	0,00%	221,80	0,390	-	0,892	$MR = 221,80\sigma_d^{0,390}$
	GO-147	6,09%	491,50	-0,110	-	0,358	$MR = 491,50\sigma_d^{-0,110}$
	GO-147	25,00%	519,60	-0,020	-	0,016	$MR = 519,60\sigma_d^{-0,020}$
	GO-215	11,95%	659,00	0,173	-	0,242	$MR = 659,00\sigma_d^{0,173}$
	GO-215	20,00%	752,00	0,308	-	0,544	$MR = 752,00\sigma_d^{0,308}$

Tabela 4.11 – Resultados obtidos a partir dos módulos de resiliência encontrados - Continuação.

$MR = K_1 \theta^{k_2}$	GO-413	12,13%	440,50	-0,020	-	0,009	$MR = 440,50 \theta^{-0,020}$
	GO-413	25,00%	588,90	-0,040	-	0,069	$MR = 588,90 \theta^{-0,040}$
	GO-156	6,20%	506,40	0,429	-	0,737	$MR = 506,40 \theta^{0,429}$
	GO-156	20,00%	546,30	0,126	-	0,124	$MR = 546,30 \theta^{0,126}$
	GO-147	0,00%	320,10	-0,410	-	0,712	$MR = 320,10 \theta^{-0,410}$
	GO-147	6,09%	560,30	-0,090	-	0,186	$MR = 560,30 \theta^{-0,090}$
	GO-147	25,00%	561,70	0,021	-	0,011	$MR = 561,70 \theta^{0,021}$
	GO-215	11,95%	658,90	0,309	-	0,552	$MR = 658,90 \theta^{0,309}$
	GO-215	20,00%	662,20	0,451	-	0,835	$MR = 662,20 \theta^{0,451}$
$MR = K_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	GO-413	12,13%	584,76	0,319	-0,291	0,759	$MR = 584,76 \sigma_3^{0,319} \sigma_d^{-0,291}$
	GO-413	25,00%	663,41	0,164	-0,181	0,520	$MR = 663,41 \sigma_3^{0,164} \sigma_d^{-0,181}$
	GO-156	6,20%	1231,16	0,587	-0,110	0,881	$MR = 1231,16 \sigma_3^{0,587} \sigma_d^{-0,110}$
	GO-156	20,00%	938,33	0,471	-0,286	0,553	$MR = 938,33 \sigma_3^{0,471} \sigma_d^{-0,286}$
	GO-147	0,00%	251,32	0,092	-0,459	0,904	$MR = 251,32 \sigma_3^{0,092} \sigma_d^{-0,459}$
	GO-147	6,09%	598,23	0,144	-0,207	0,493	$MR = 598,23 \sigma_3^{0,144} \sigma_d^{-0,207}$
	GO-147	25,00%	709,11	0,229	-0,174	0,412	$MR = 709,11 \sigma_3^{0,229} \sigma_d^{-0,174}$
	GO-215	11,95%	1453,64	0,585	-0,217	0,863	$MR = 1453,64 \sigma_3^{0,585} \sigma_d^{-0,217}$
	GO-215	20,00%	1571,77	0,547	-0,057	0,933	$MR = 1571,77 \sigma_3^{0,547} \sigma_d^{-0,057}$

As tensões σ_3 e a σ_d atuantes nas bases das rodovias foram calculadas pelo programa computacional Sigma/W (GEOSTUDIO, 2007), sendo que as tensões atuantes na base da GO-413 e da GO-156 foram calculadas a partir de um sistema com 3 camadas, pelo fato do revestimento dessas rodovias ser do tipo TSD e não apresentar nenhuma função estrutural. Já as tensões atuantes na base da GO-147 e da GO-215 foram calculadas a partir de um sistema com 4 camadas, considerando a camada referente ao revestimento, que nessas rodovias são em CBUQ e apresentam função estrutural.

A representação gráfica dos sistemas com 3 e 4 camadas estão ilustrados respectivamente nas Figuras 4.29 e 4.30. A malha de ambos os sistemas é 3 m x 3 m. Nessa análise foi necessário definir alguns parâmetros de entrada tais como:

- ◆ Carga atuante circular com diâmetro igual a 15 cm, semelhante à pressão de contato de um pneu;
- ◆ Espessura da camada de base igual a 18 cm, MR igual a 400 MPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,40;

- ◆ Espessura da camada de sub-base igual a 20 cm, MR igual a 300 MPa e ν igual a 0,40;
- ◆ MR para o subleito igual a 100 MPa e ν igual a 0,45;
- ◆ Espessura da camada de revestimento em CBUQ igual a 4 cm, MR igual a 2.000 MPa e ν igual a 0,35.

Após a análise com os dados de entrada citados, obteve-se, então, a tensão confinante e a tensão desvio atuantes na base das rodovias pesquisadas conforme ilustrado na Tabela 4.12.

Como o Modelo Composto se mostrou ser o modelo mais adequado dentre os adotados ele foi utilizado nos cálculos. Vale ressaltar que todos os modelos analisados, inclusive o Modelo Composto, apresentaram R^2 menor que 0,5 para o material de base utilizado na reconstrução da GO-147. A Tabela 4.13 mostra os valores de MR obtidos para as dosagens ensaiadas das quatro rodovias estudadas, bem como os valores de CBR obtidos em laboratório.

Figura 4.29 - Sistema com três camadas utilizado para o cálculo das tensões atuantes nas bases das rodovias GO-413 e GO-156.

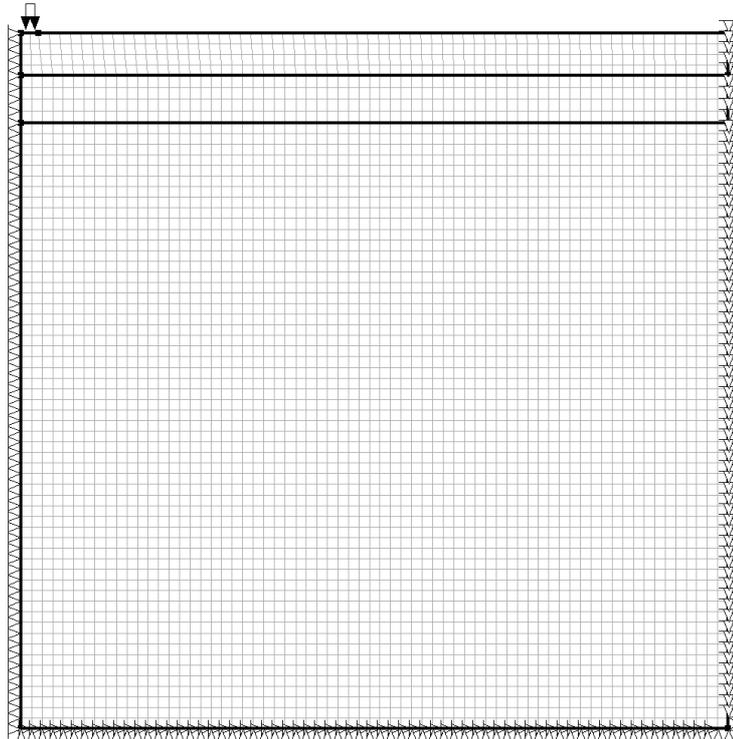


Figura 4.30 - Sistema com quatro camadas utilizado para o cálculo das tensões atuantes nas bases das rodovias GO-147 e GO-215.

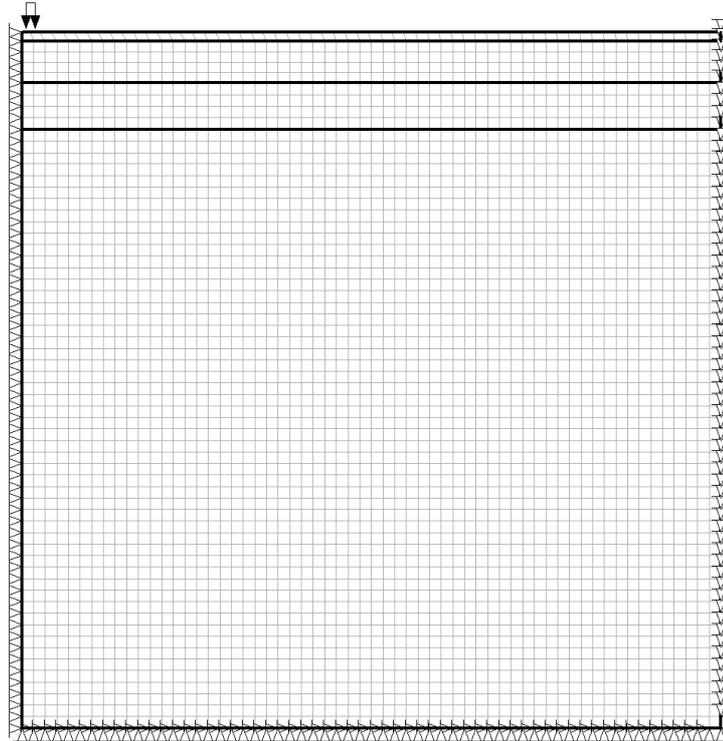


Tabela 4.12 - Tensões calculadas a partir do programa Sigma/W.

SISTEMA	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)
3 camadas	0,3826	0,1227	0,2599
4 camadas	0,2667	0,0225	0,2442

Verifica-se que não há relação entre os dois parâmetros e reforça-se que o CBR é limitado para a seleção de materiais para pavimentação. Para ter garantia de uma obra de qualidade, é necessário que o ensaio triaxial dinâmico seja incorporado na rotina dos projetos. Como mostra a Tabela 4.13, com exceção do material de base utilizado na reconstrução da GO-215, os demais materiais de base utilizados nas reconstruções apresentaram MR superiores a 400 MPa, podendo, então, considerar que esses materiais irão ter um bom desempenho. As demais dosagens da GO-413, GO-156 e GO-147 também apresentaram valores de MR satisfatórios. Assim, a ideia inicial pensada com base nos resultados de CBR de que não fosse necessário adicionar brita na base reciclada da GO-147 estaria correta, pois o material de base da GO-147 com 0% de brita apresentou MR igual a 339 MPa. Já para as amostras da GO-413 (com 12,13% e 25% de brita) e para uma das amostras da GO-156 (com 6,20% de brita), a análise

com o CBR limitou a utilização desses materiais nas reconstruções das bases, mas quando esses materiais são analisados segundo os valores de MR encontrados essas limitações deixam de existir. As duas dosagens da GO-215 (11,95% e 20% de brita) apresentaram valores de CBR bastante discrepantes e valores de MR iguais e baixos para solos granulares.

Tabela 4.13 - Valores do MR segundo o Modelo Composto e valores de CBR nas respectivas wot.

DOSAGENS	MR (MPa)	CBR (%)
GO-413 - 12,13% brita (obra)	443	37
GO-413 - 25% brita	600	72
GO-156 – 6,20% brita (obra)	417	70
GO-156 - 20% brita	514	108
GO-147 – 0% brita	339	167
GO-147 – 6,09% brita (obra)	464	105
GO-147 – 25% brita	380	168
GO-215 – 11,95% brita (obra)	214	100
GO-215 – 20% brita	214	225

O fato das dosagens apresentarem valores maiores de CBR à medida que a quantidade de brita na mistura aumenta pode estar associado à presença de algum agregado, seja ele brita ou cascalho, logo abaixo ao pistão da prensa utilizada no ensaio de CBR, dificultando assim a penetração do mesmo no corpo de prova e falseando os resultados, já no ensaio triaxial dinâmico a deformação medida durante as aplicações das cargas é a deformação da seção do corpo de prova, fato esse que dá maior credibilidade ao ensaio.

Comparando os valores de MR obtidos para as diferentes dosagens em cada rodovia, pode-se verificar que os materiais de base da GO-413 e da GO-156 apresentaram aumento significativo no valor de MR quando incorporado o teor de brita inicialmente recomendado a partir dos ensaios convencionais (20% a 25%).

Para as dosagens da GO-147, o pequeno incremento de brita (6,09%) no material de base dessa rodovia aumentou significativamente o valor do MR se comparado com o material sem brita. Comparando os valores de CBR e MR para as dosagens com 0% e 25% de brita nota-se que ficaram próximos e que a adição de 25% de brita nesse caso não melhorou o desempenho do material.

Já para as bases recicladas da GO-215, os valores de MR não foram satisfatórios já que os valores obtidos foram inferiores a 300 MPa. Esse fato pode estar associado a qualidade do cascalho utilizado, já que esse material foi o que apresentou quebra mais significativa após a compactação. Outro item que pode ter contribuído para esse resultado é a quantidade de fresado presente na mistura. Apesar dessa quantidade ser pequena em todas as rodovias analisadas (conforme Tabela 4.1), a mistura da GO-215 foi a que apresentou menor teor de fresado. Segundo verificado no estudo de Costa, Bradshaw e Snyder (2014), quanto menor for o teor de fresado, menor será o valor do MR.

4.3. ANÁLISE DAS DOSAGENS EM FUNÇÃO DE NORMAS VIGENTES

A partir de alguns parâmetros obtidos laboratorialmente das amostras das quatro rodovias estudadas realizaram-se algumas análises baseadas em três especificações de serviço que são apresentadas a seguir. No entanto, ressalta-se que as normas adotadas no Brasil ainda são limitadas e não contemplam as análises mecânicas necessárias para demonstrar a qualidade ou não do serviço realizado.

4.3.1. Análise conforme especificação de serviço ES-141 (DNIT, 2010b)

Nesta pesquisa, foi verificado se as composições granulométricas das dosagens bem como a composição granulométrica dos materiais coletados na obra já com a brita adicionada atendiam alguma das faixas definidas pela norma Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente ES 141(DNIT, 2010b).

De acordo com essa norma, rodovias com $N > 5 \times 10^6$ devem possuir materiais de bases enquadrados entre a Faixa A e a D, já em rodovias com tráfego leve ($N \leq 5 \times 10^6$) o material de base utilizado pode-se enquadrar desde a Faixa A até a Faixa F. Um ponto que deve ser ressaltado é a falta de informação sobre o tráfego das rodovias estudadas, em nenhum dos projetos esse dado é fornecido, dificultando a análise das amostras tanto em termos de granulometria quanto em termos de CBR.

De acordo com o IPR-719 (DNIT, 2006b), a espessura do revestimento betuminoso de cada rodovia também deve ser adotada a partir do N de cada rodovia conforme ilustrado na Tabela 4.14, fato que não ocorre nos projetos das quatro rodovias estudadas. O N não é conhecido

para nenhuma rodovia e o tipo revestimento adotado para a GO-413 e GO-156 foi o TSD com micro revestimento e para a GO-147 e GO-215 o CBUQ com 4 cm de espessura.

Tabela 4.14 - Espessura mínima de revestimento betuminoso (DNIT, 2006b).

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

A norma ES 141 (DNIT, 2010b) ainda especifica que a fração passante na peneira n°40 deve apresentar $w_L \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$. Já em termos de CBR a norma diz que o material de base para ser aplicado em rodovias com $N \leq 5 \times 10^6$ deve ser no mínimo 60% e em casos de $N > 5 \times 10^6$ o material deve apresentar CBR igual ou superior a 80% na energia do Proctor modificado, enquanto que em ambos os casos a expansão máxima permitida é de 0,5%.

As Figuras 4.31 a 4.34 ilustram respectivamente a composição granulométrica das dosagens da GO-413 com 0%, 12,13%, 20% e 25% de brita, bem como a faixa que cada dosagem se enquadra ou a faixa que mais se aproxima.

Figura 4.31 - Granulometria do material de base da GO-413 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

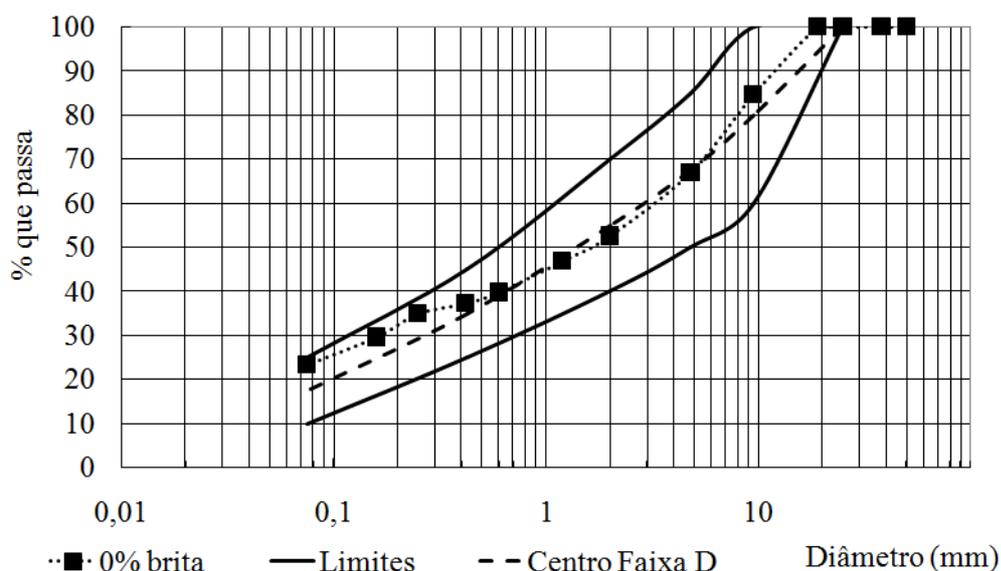


Figura 4.32 - Granulometria do material de base da GO-413 com 12,13% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

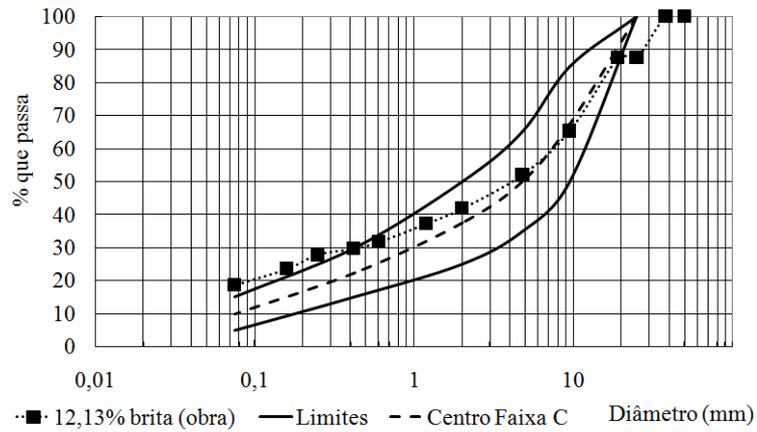


Figura 4.33 - Granulometria do material de base da GO-413 com 20% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

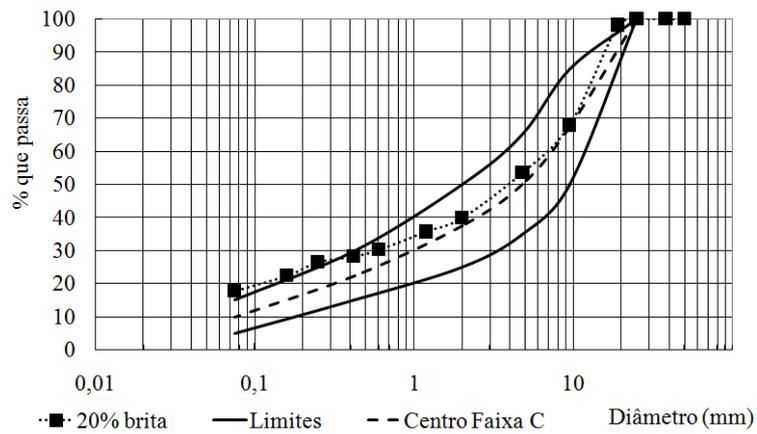
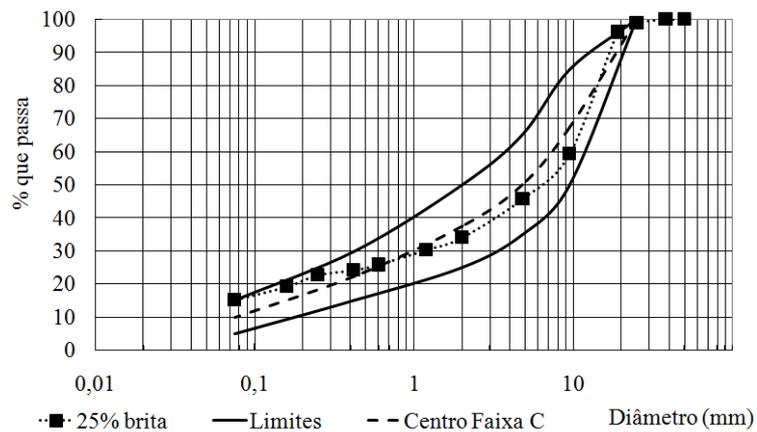


Figura 4.34 - Granulometria do material de base da GO-413 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).



A curva granulométrica da mistura com 12,13% de brita (percentual de brita adicionado na obra) foi a que ficou mais distante do centro da faixa, mostrando ser a mais deficiente em termos de granulometria. Os valores obtidos para w_L foi de 36% e $IP = 15\%$, portanto, nesses parâmetros as amostras não atenderam as determinações da norma.

Com base nos resultados de CBR mostrados na Tabela 4.15, verifica-se que a dosagem com 20% de brita seria a ideal para utilização na reconstrução da GO-413, necessitando apenas de uma pequena correção em sua granulometria para enquadrar-se na Faixa C, pois foi a que apresentou o maior γ_{dmax} entre as dosagens ensaiadas e valor de CBR aceitável para uma rodovia com baixo tráfego, não justificando assim o uso de 25% de brita uma vez que os valores dos CBRs das duas dosagens ficaram bem próximos. Vale ressaltar que a energia utilizada nas compactações foi a energia intermediária, pois foi a energia adotada na compactação em campo.

Tabela 4.15 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-413.

DOSAGENS	w_{ot} (%)	CBR (%)
0% brita	8,8	40
12,13% brita	8,4	37
20% brita	8,3	70
25% brita	8,4	72

As composições granulométricas das dosagens da GO-156 e suas respectivas faixas segundo a norma ES 141 (DNIT, 2010b) estão ilustradas nas Figuras 4.35 a 4.38.

Figura 4.35 - Granulometria do material de base da GO-156 com 0% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

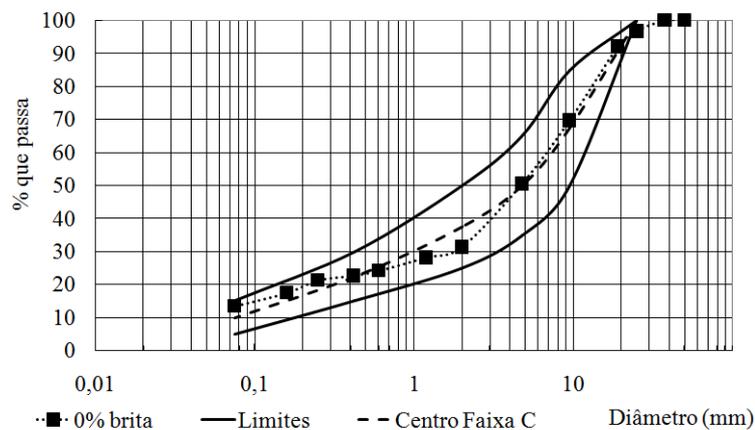


Figura 4.36 - Granulometria do material de base da GO-156 com 6,20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

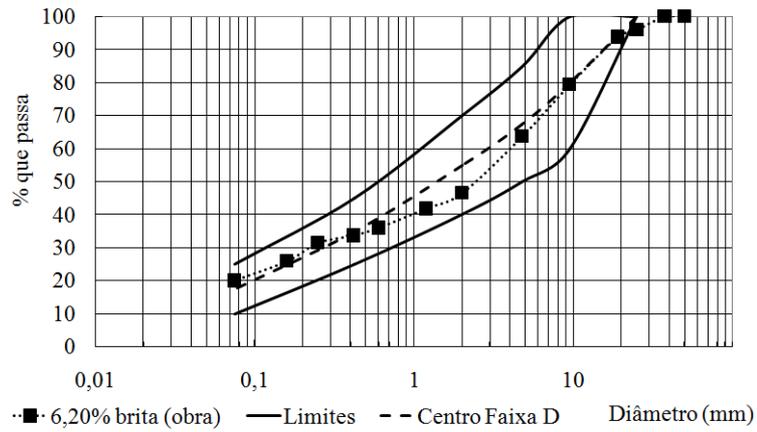


Figura 4.37 - Granulometria do material de base da GO-156 com 20% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

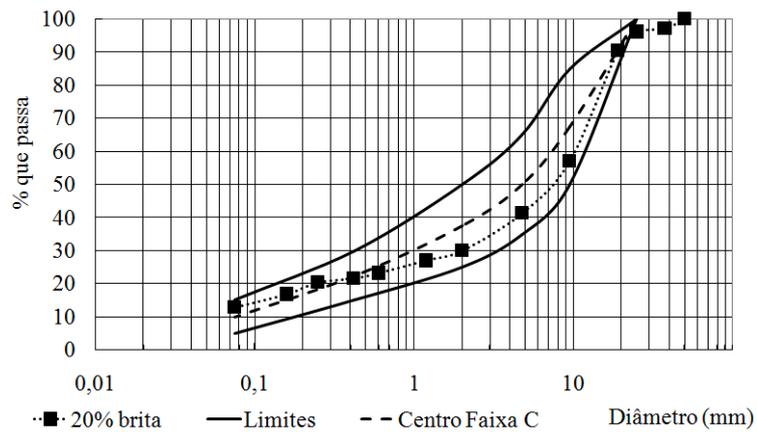
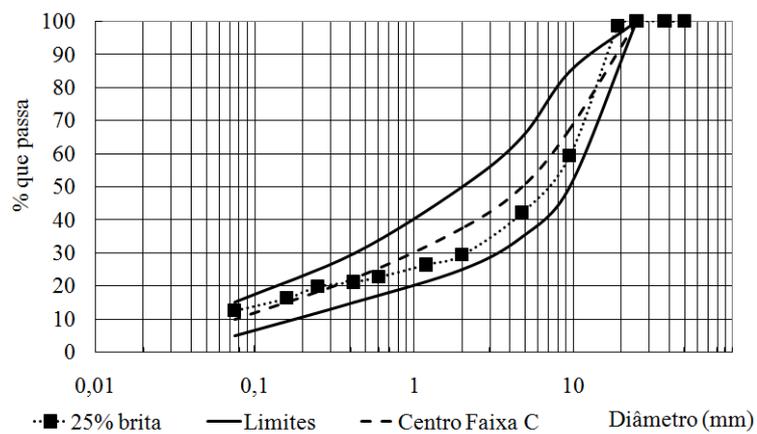


Figura 4.38 - Granulometria do material de base da GO-156 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).



No geral, as curvas granulométricas das dosagens da GO-156 ficaram bem enquadradas nas suas respectivas faixas. A mistura com 6,20% de brita (utilizada na obra) se enquadrou na Faixa D e as demais dosagens estudadas foram enquadradas na Faixa C da norma ES 141 (DNIT, 2010b). Os valores obtidos para w_L foi de 29% e IP igual a 12%. Portanto, nesses parâmetros as amostras não atenderam as especificações da norma.

A partir dos valores de CBR obtidos para as dosagens do material de base da GO-156 (Tabela 4.16), verifica-se que a dosagem com 20% de brita seria a ideal para utilização na reconstrução da GO-156, pois foi a que apresentou γ_{dmax} satisfatório entre as dosagens ensaiadas e maior valor de CBR. A dosagem efetivamente utilizada na pista (6,20% de brita) gerou material com valor de CBR igual a 70%. Verifica-se ainda que o acréscimo de 20% de brita melhorou consideravelmente a capacidade de suporte do material (CBR = 108%) podendo o mesmo ser utilizado em rodovias com tráfego elevado, pois apresentou CBR superior a 80%.

Tabela 4.16 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-156.

DOSAGENS	w_{ot} (%)	CBR (%)
0% brita	6,8	78
6,20% brita	6,8	70
20% brita	6,3	108
25% brita	6,2	47

Nota-se que a dosagem com 25% de brita apresentou o menor valor de CBR entre as dosagens (CBR = 47%). A energia utilizada nas compactações foi a energia intermediária, mesma energia utilizada em campo.

As Figuras 4.39 a 4.43 ilustram, respectivamente, a composição granulométrica das dosagens da GO-147 com 0%, 6,09%, 20%, 25% e 35% de brita, bem como a faixa que cada dosagem estudada se enquadrou.

As curvas granulométricas das misturas da GO-147 com 0%, 6,09%, 20% e 25% de brita enquadraram na Faixa C e a mistura com 35% de brita enquadrou-se na Faixa D, sendo que as misturas que mais se distanciaram do centro de suas respectivas faixas foram as com 0% e 35% de brita e a mistura que ficou mais próxima do centro de sua respectiva faixa foi a mistura com 6,09% de brita. Os valores obtidos para w_L foi de 31% e IP = 10%, portanto, nestes parâmetros as amostras não atenderam as especificações da norma ES 141 (DNIT, 2010b).

Os valores de CBR obtidos para as dosagens do material de base da GO-147 conforme mostrados na Tabela 4.17 foram superiores a 100% em todas as amostras estudadas. Com base nos resultados obtidos de CBR verifica-se que a dosagem com 0% de brita bem como todas as demais dosagens da GO-147 poderiam ser utilizadas na reconstrução da rodovia uma vez que todas apresentaram CBR acima dos valores mínimos especificados pela norma ES 141 (DNIT, 2010b). A dosagem que apresentou o menor CBR foi a com 35% de brita.

Figura 4.39 - Granulometria do material de base da GO-147 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

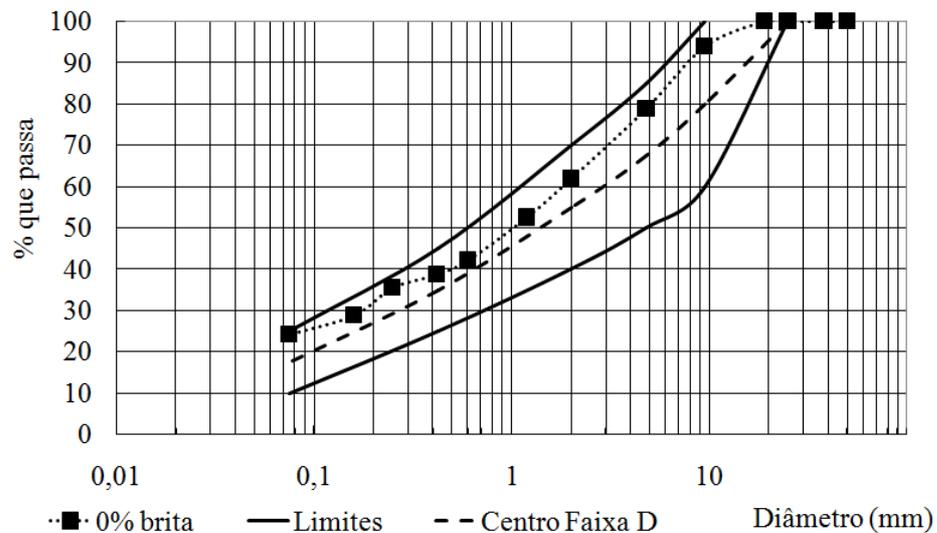


Figura 4.40 - Granulometria do material de base da GO-147 com 6,09% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

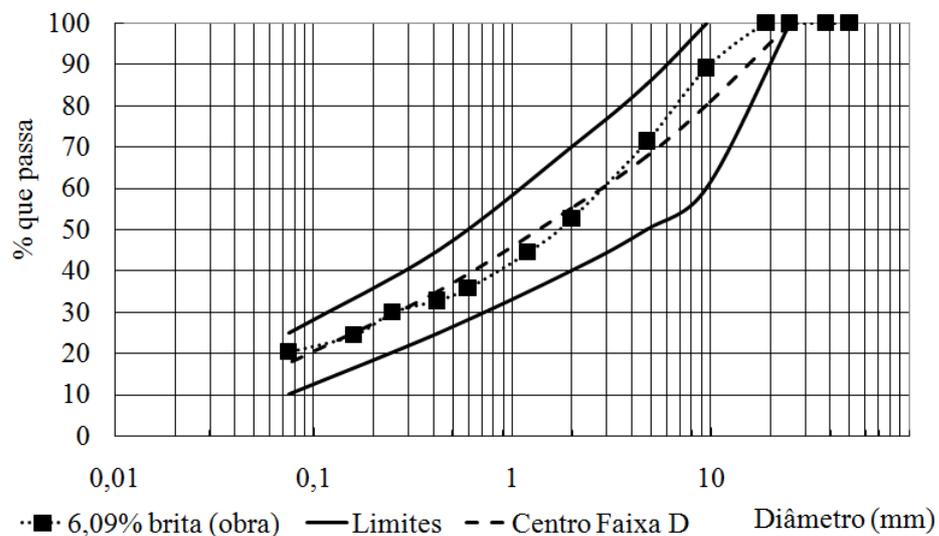


Figura 4.41 - Granulometria do material de base da GO-147 com 20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

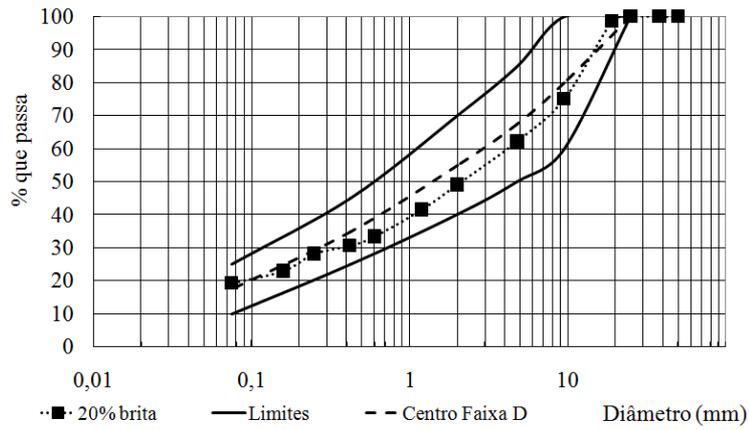


Figura 4.42 - Granulometria do material de base da GO-147 com 25% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

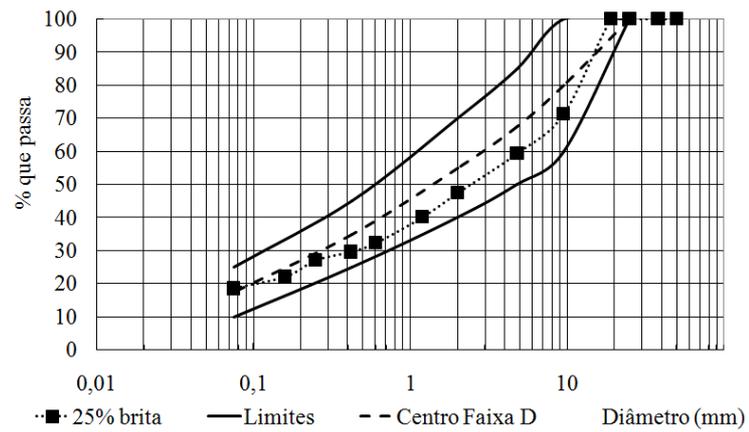


Figura 4.43 - Granulometria do material de base da GO-147 com 35% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

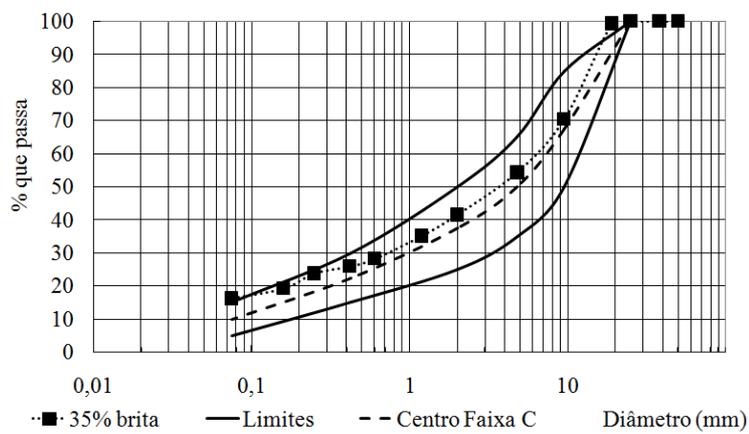


Tabela 4.17 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-147.

DOSAGENS	w_{ot} (%)	CBR (%)
0% brita	9,4	167
6,09% brita	9,5	105
20% brita	8,5	152
25% brita	7,0	168
35% brita	5,5	100

As composições granulométricas das dosagens da GO-215 e suas respectivas faixas segundo a norma ES 141 (DNIT, 2010b) estão ilustradas nas Figuras 4.44 a 4.48.

Figura 4.44 - Granulometria do material de base da GO-215 com 0% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

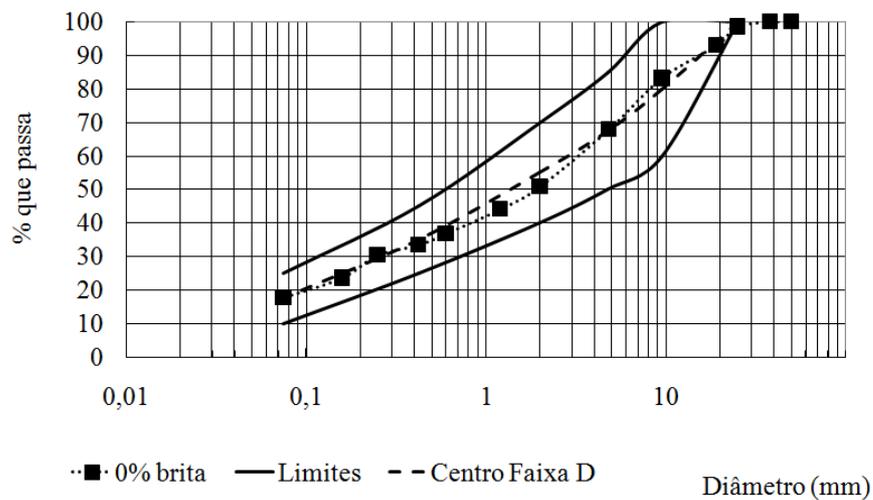


Figura 4.45 - Granulometria do material de base da GO-215 com 11,95% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

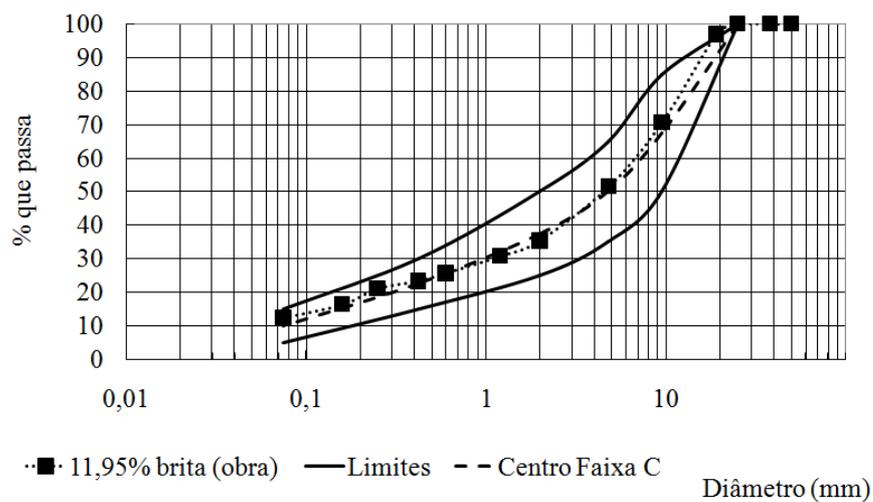


Figura 4.46 - Granulometria do material de base da GO-215 com 20% de brita – Faixa D, ES 141 (DNIT, 2010b).

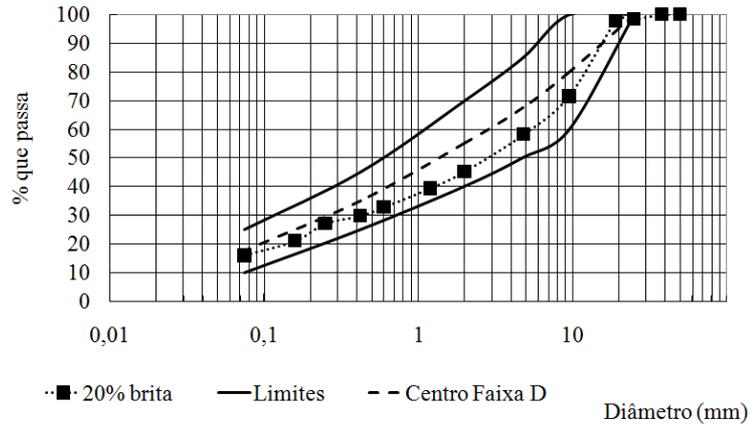


Figura 4.47 - Granulometria do material de base da GO-215 com 25% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).

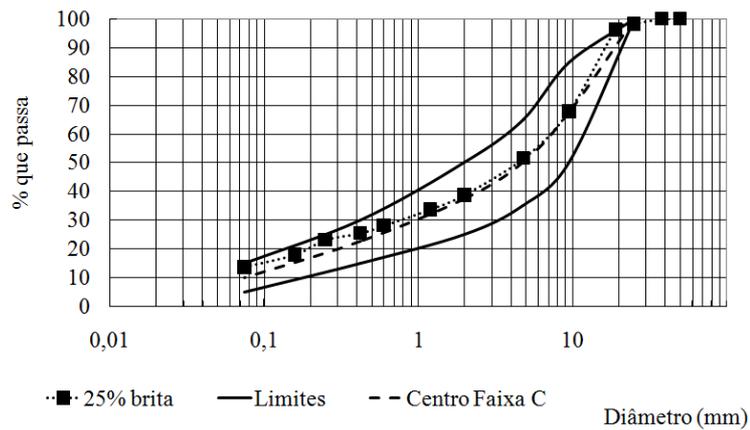
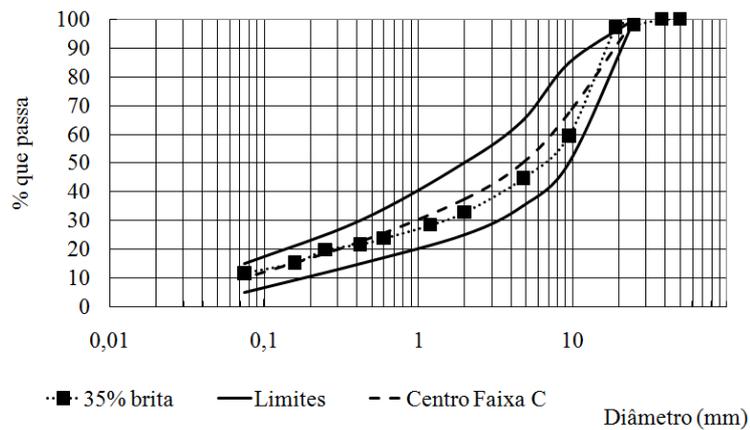


Figura 4.48 - Granulometria do material de base da GO-215 com 35% de brita – Faixa C, ES 141 (DNIT, 2010b).



As curvas granulométricas das dosagens da GO-215 ficaram bem enquadradas nas suas respectivas faixas. A amostra com 11,95% de brita (utilizada na obra) se enquadrou na Faixa C sendo que sua composição ficou bem no centro da faixa mostrando ter uma boa distribuição de grãos dentro desta faixa. Os valores obtidos para w_L foi de 26% e IP de 9%. Portanto, nesses parâmetros as amostras não atenderam as especificações da norma.

Com base nos resultados de CBR obtidos (Tabela 4.18) verifica-se que a base reciclada da GO-215 até poderia ser aproveitada sem a adição de brita ou sem a adoção de outro tipo de processo de estabilização se o tráfego existente não for elevado, pois o CBR obtido foi o mínimo especificado pela norma ES 141 (DNIT, 2010b). Assim, com base nesses resultados, adicionar 10% de brita à base existente nessa rodovia poderia ser suficiente para gerar uma nova base com bom comportamento em condições de tráfego elevado.

Tabela 4.18 - Valores de CBR obtidos nas respectivas w_{ot} das dosagens da GO-215.

DOSAGENS	w_{ot} (%)	CBR (%)
0% brita	7,0	60
11,95% brita	6,2	100
20% brita	6,3	225
25% brita	6,0	185
35% brita	5,5	113

A dosagem com 20% de brita foi a que proporcionou o maior valor de CBR entre as dosagens estudadas, mas a dosagem efetivamente utilizada na obra (11,95% de brita) também apresentou valor de CBR acima do mínimo especificado pela norma ES 141 (DNIT, 2010b) para uma rodovia de tráfego elevado.

As expansões obtidas para todas as dosagens das quatro rodovias estudadas foram inferiores ao máximo especificado pela norma ES 141 (DNIT, 2010b).

4.3.2. Análise conforme especificação de serviço ES-098 (DNIT, 2007)

Neste estudo, foi apurado se as composições granulométricas das dosagens bem como a composição granulométrica das misturas coletadas em cada uma das obras já com a brita adicionada atendiam alguma das faixas definidas pela norma Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico ES 098 (DNIT, 2007). De acordo com essa norma os materiais de bases devem possuir composição granulométrica

satisfazendo a Faixa A ou a Faixa B, diferentemente da norma ES 141 (DNIT, 2010) que possui 6 faixas de composição granulométrica.

Se comparada com a norma ES 141 (DNIT, 2010b) a norma ES 098 (DNIT, 2007) se diferencia também nos valores especificados para o w_L e o IP, pois agora se trata especificamente de solos lateríticos, solos comuns em nossa região, portanto, a norma ES 098 (DNIT, 2007) especifica que a fração passante na peneira n40 deve apresentar $w_L \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$.

Já em termos de CBR a norma ES 098 (DNIT, 2007) mantém as mesmas determinações da norma ES 141 (DNIT, 2010b): para $N \leq 5 \times 10^6$ o CBR mínimo deve ser 60% e em casos de $N > 5 \times 10^6$ o CBR deve ser igual ou superior a 80%, enquanto que em ambos os casos a expansão máxima permitida é de 0,5%, portanto, nesta seção não será feita análise à respeito dos valores de CBR obtidos para cada dosagem das quatro rodovias estudada, pois as análises já foram feitas na seção anterior.

A Figura 4.49 mostra as composições granulométricas das dosagens da GO-413, sendo que todas se enquadraram na Faixa A da norma ES 098 (DNIT, 2007), mas nota-se que a mistura com 0% de brita foi a que ficou mais distante do centro, mostrando assim uma maior deficiência granulométrica. Os valores encontrados para w_L foi de 36% e IP de 15%. Portanto, as amostras atenderam as especificações da norma ES 098 (DNIT, 2007).

As composições granulométricas das dosagens do material de base da GO-156 são mostradas na Figura 4.50, onde todas as dosagens também se enquadraram na Faixa A, sendo que a mistura com 25% de brita extrapolou ligeiramente o limite superior da faixa. Os valores encontrados para w_L foi de 29% e IP igual a 12%, atendendo as especificações da norma ES 098 (DNIT, 2007).

Já as composições granulométricas das dosagens do material de base da GO-147 foram enquadradas na Faixa B da norma ES 098 (DNIT, 2007) como mostra a Figura 4.51, sendo que as dosagens que ficaram mais distantes do centro foram as com 0% e 6,09% de brita. Os valores obtidos para w_L foi de 31% e IP de 10%. Portanto, as amostras atenderam estas especificações.

Figura 4.49 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-413 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).

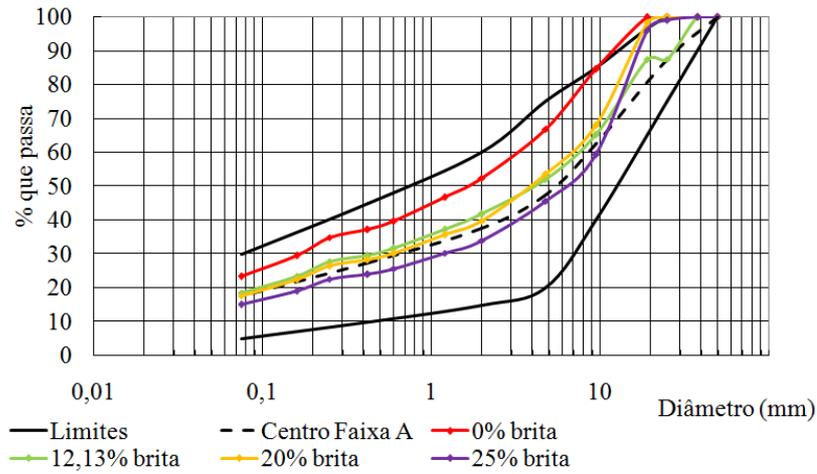


Figura 4.50 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-156 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).

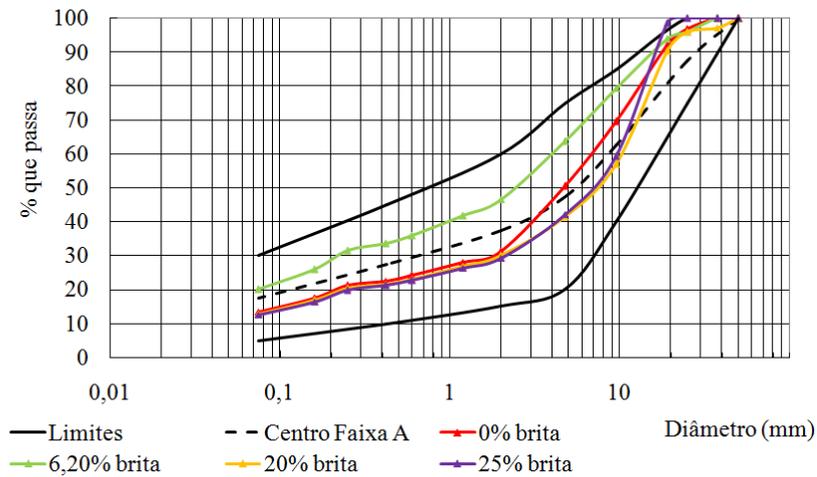
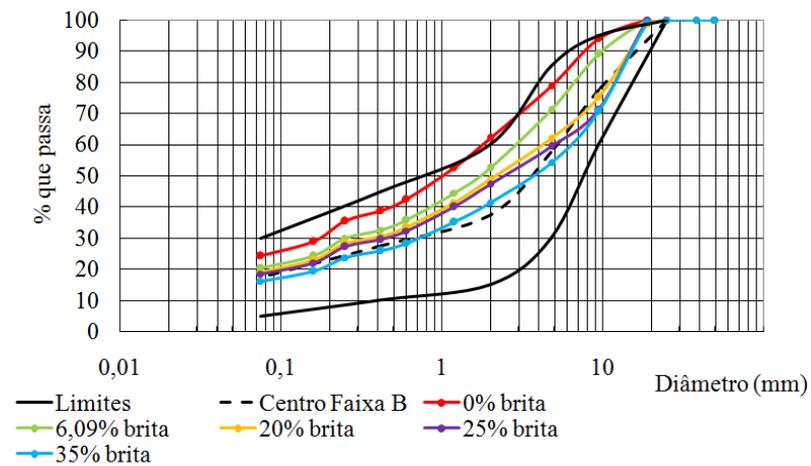


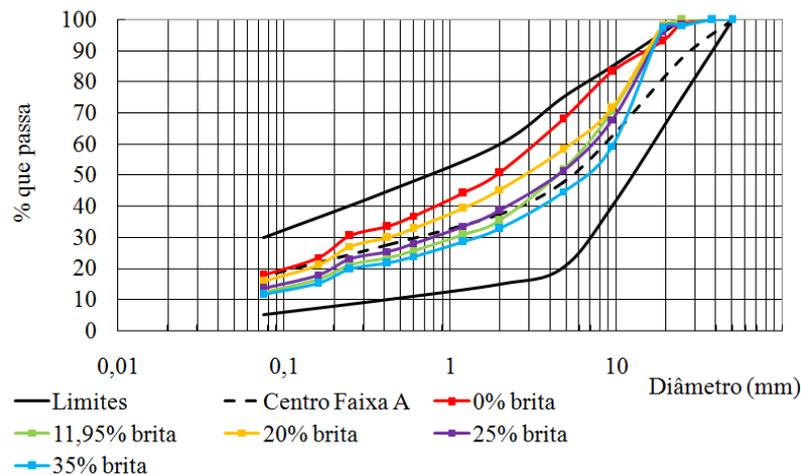
Figura 4.51 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-147 – Faixa B, ES 098 (DNIT, 2007).



A Figura 4.52 mostra as composições granulométricas das dosagens da GO-215, sendo que todas se enquadraram na Faixa A da norma ES 098 (DNIT, 2007), a mistura que ficou mais distante do centro foi a com 0% de brita, demonstrando assim uma maior deficiência granulométrica. Quanto aos valores obtidos para w_L foi de 26% e IP igual a 9%. Portanto, as amostras atenderam estas especificações.

As expansões obtidas para todas as dosagens das quatro rodovias estudadas foram inferiores ao máximo especificado pela norma ES 098 (DNIT, 2007). Verificou-se também que em relação aos valores de w_L e IP especificados pela norma ES 098 (DNIT, 2007), específica para solos lateríticos, as dosagens em análise são aceitáveis ao contrário do que foi verificado na seção anterior quando a norma em questão era a norma ES 141 (DNIT, 2010b).

Figura 4.52 - Granulometria das dosagens do material de base da GO-215 – Faixa A, ES 098 (DNIT, 2007).



4.3.3. Análise conforme especificação de serviço ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b)

Nesta seção serão analisados alguns parâmetros das dosagens estudados segundo as orientações da norma Reciclagem de pavimento asfáltico *in situ* com brita ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b). Os parâmetros analisados serão: composição granulométrica, Limites de Atterberg e CBR.

Segundo a norma, a curva granulométrica dos materiais utilizados na reciclagem de um pavimento asfáltico deve ser contínua e deve se enquadrar em uma das faixas especificadas pela norma desde a Faixa A até a Faixa G para qualquer condição de tráfego.

Quanto ao w_L e ao IP do material utilizado na reciclagem, a norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) faz a mesma recomendação da norma ES 141 (DNIT, 2010b), ambas as normas recomendam que a fração passante na peneira n°40 deve apresentar $w_L \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$. Ressalta-se que essas análises já foram feitas anteriormente e verificou-se que nenhuma das amostras atendeu a essas recomendações.

Em termos dos valores de CBR, a norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) se mostrou mais criteriosa que a norma ES 098 (DNIT, 2007) e a norma ES 141 (DNIT, 2010b), recomendando $CBR \geq 80\%$ para $N \leq 5 \times 10^6$ e $CBR \geq 100\%$ para $N > 5 \times 10^6$.

As composições granulométricas das dosagens da GO-413 e suas respectivas faixas segundo a norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) estão ilustradas nas Figuras 4.53 a 4.56. As misturas com 20% e 25% de brita se enquadraram na Faixa C, sendo que a com 25% de brita mostrou ser a mistura com uma composição granulométrica mais contínua ficando bem próxima ao centro da respectiva faixa.

Analisando os valores de CBR obtidos para as misturas da GO-413 (Tabela 4.15), verifica-se que nenhuma das misturas estudadas poderia ser utilizadas na reciclagem da base da rodovia, pois todas apresentaram $CBR < 80\%$, valor mínimo especificado pela norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

Figura 4.53 - Granulometria do material de base da GO-413 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

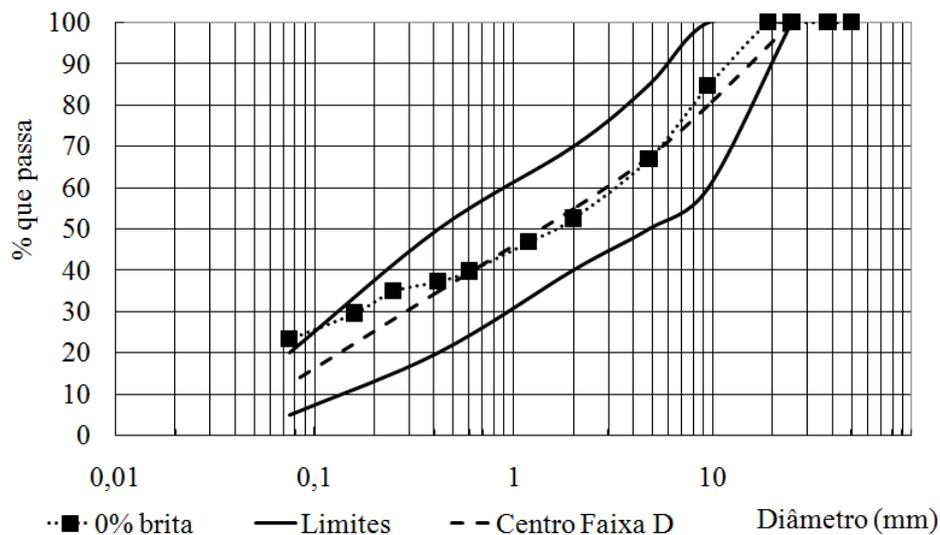


Figura 4.54 - Granulometria do material de base da GO-413 com 12,13% de brita – Faixa B, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

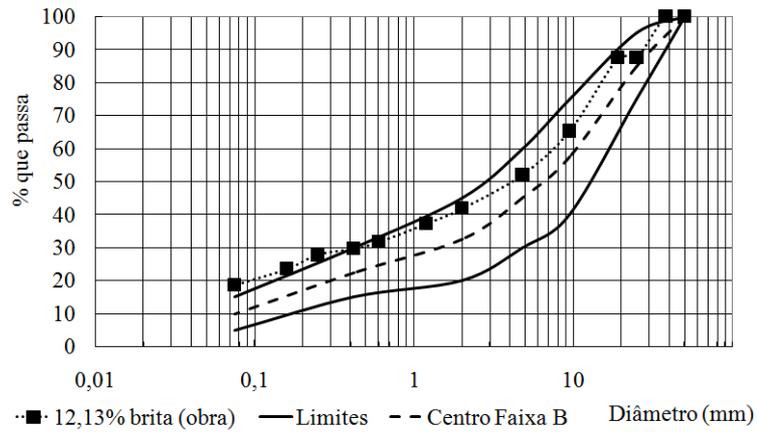


Figura 4.55 - Granulometria do material de base da GO-413 com 20% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

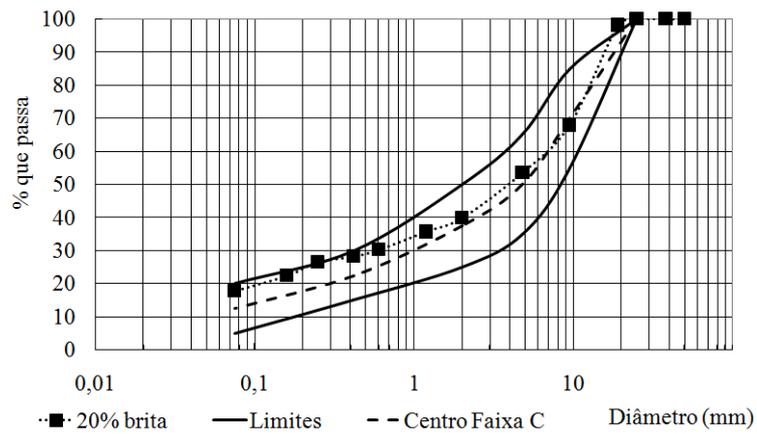
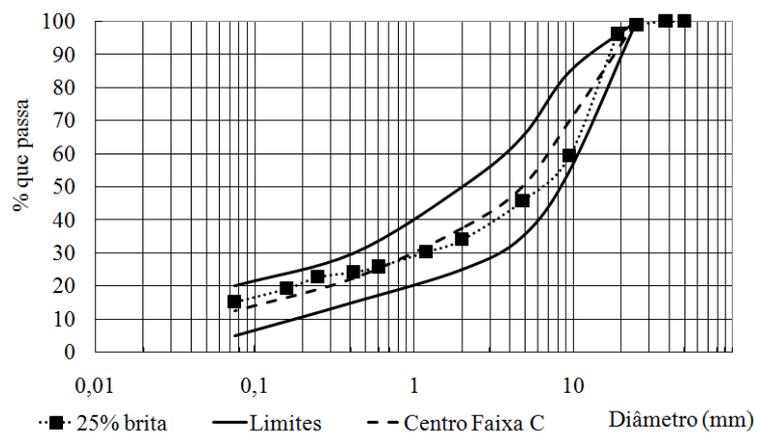


Figura 4.56 - Granulometria do material de base da GO-413 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).



As Figuras 4.57 a 4.60 ilustram respectivamente a composição granulométrica das amostras da GO-156 com 0%, 6,20%, 20% e 25% de brita, bem como a faixa que cada amostra estudada se enquadrou.

Quanto os valores de CBR encontrados para as misturas da GO-156 (Tabela 4.16), observa-se que apenas a mistura com 20% de brita poderia ser utilizada na reciclagem da base da rodovia, pois todas as demais (0%, 6,20% e 25% de brita) apresentaram CBR < 80%, menor valor recomendado pela norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

Figura 4.57 - Granulometria do material de base da GO-156 com 0% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

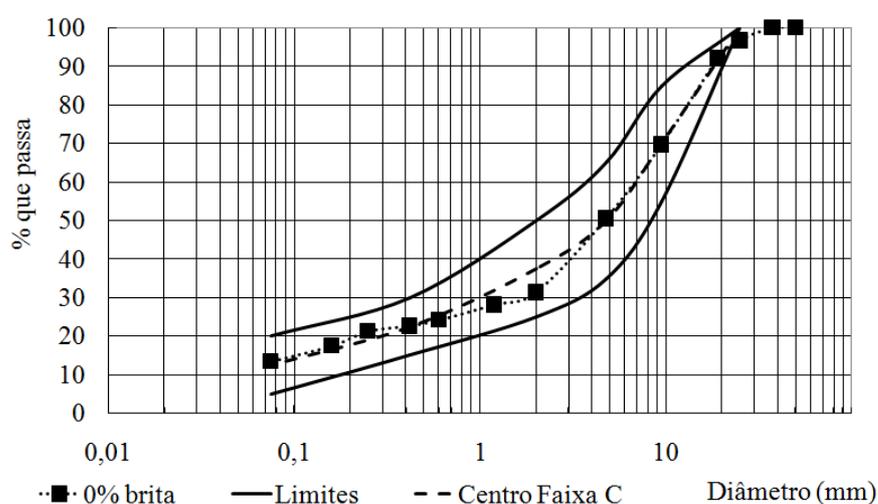


Figura 4.58 - Granulometria do material de base da GO-156 com 6,20% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

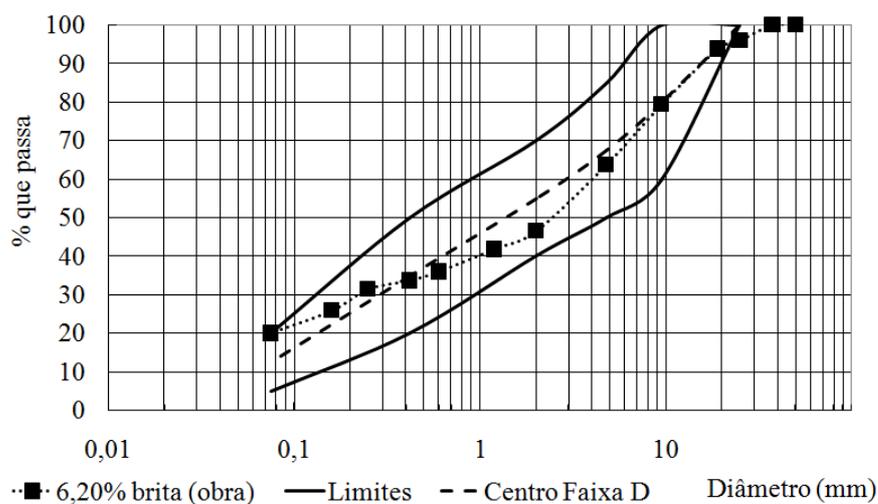


Figura 4.59 - Granulometria do material de base da GO-156 com 20% de brita – Faixa B, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

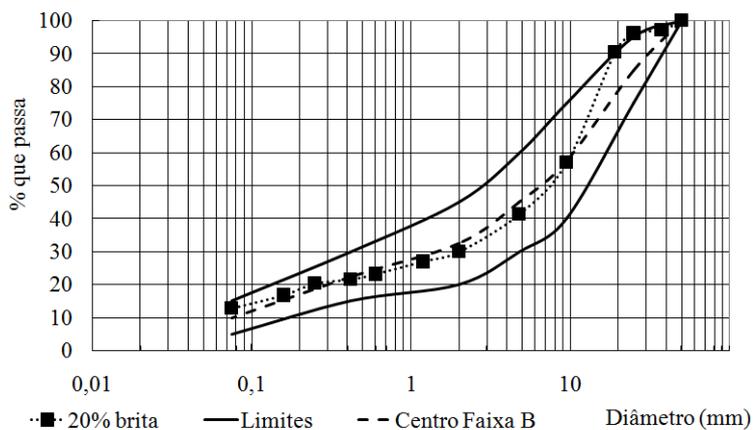
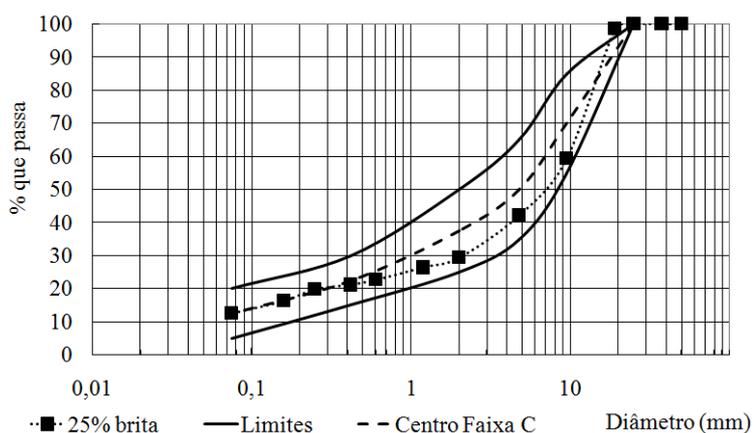


Figura 4.60 - Granulometria do material de base da GO-156 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).



As composições granulométricas das dosagens da GO-147 e suas respectivas faixas segundo a norma ES ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) estão ilustradas nas Figuras 4.61 a 4.65. Nota-se que com exceção da mistura com 35% de brita, todas as demais se enquadram na Faixa D.

A partir dos valores de CBR obtidos para as misturas da GO-147 (Tabela 4.17), verifica-se que todas das misturas estudadas poderiam ser utilizadas na reciclagem da base da rodovia, pois todas apresentaram CBR > 100%, valor mínimo especificado pela norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b) para $N > 5 \times 10^6$.

Figura 4.61 - Granulometria do material de base da GO-147 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

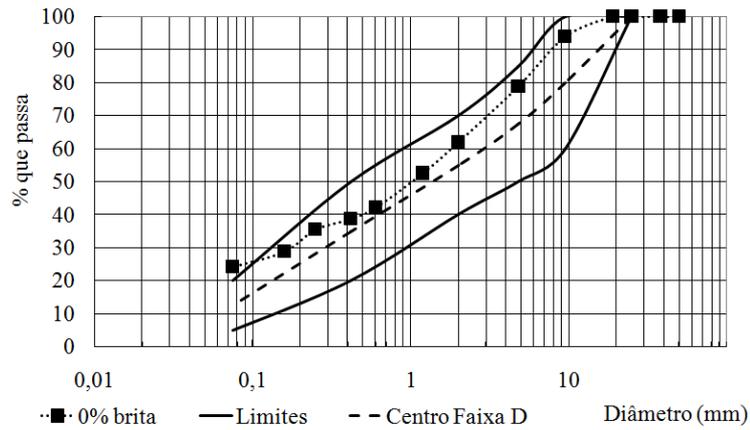


Figura 4.62 - Granulometria do material de base da GO-147 com 6,09% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

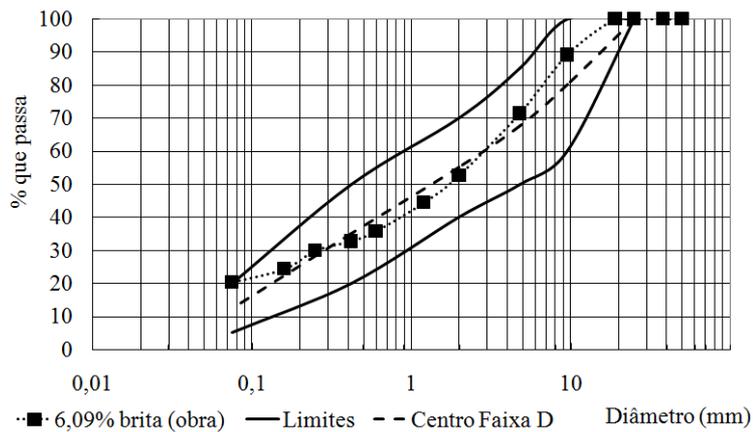


Figura 4.63 - Granulometria do material de base da GO-147 com 20% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

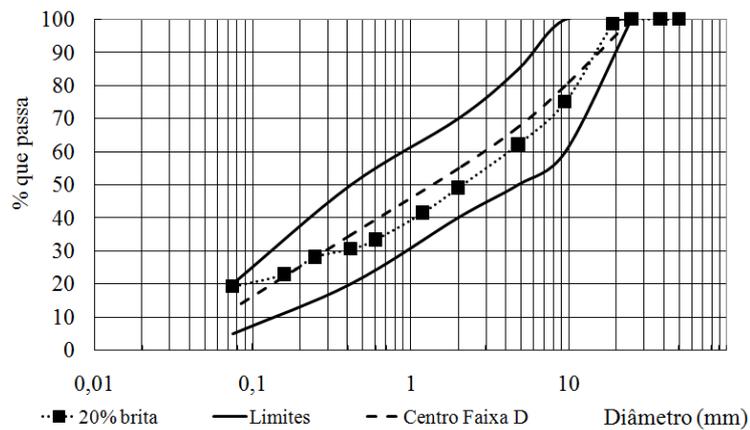


Figura 4.64 - Granulometria do material de base da GO-147 com 25% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

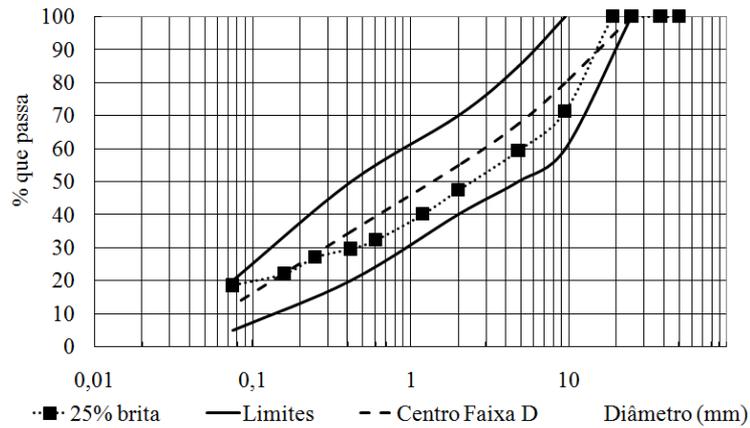
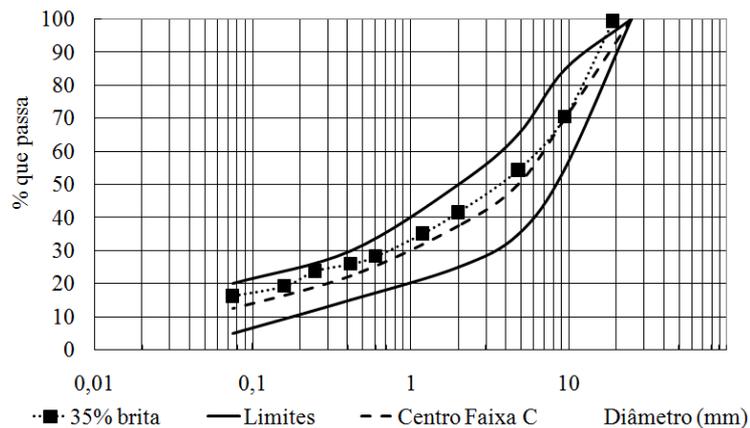


Figura 4.65 - Granulometria do material de base da GO-147 com 35% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).



As Figuras 4.66 a 4.70 ilustram as composições granulométricas das misturas estudadas da GO-215, bem como a faixa que cada amostra se enquadrou segundo a norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b). Observa-se que com exceção da mistura com 0% de brita que se enquadrou na Faixa D todas as demais se enquadram na Faixa C.

Analisando os valores de CBR encontrados para as misturas estudadas da GO-215 (Tabela 4.18) nota-se que, com exceção da mistura com 0% de brita, as demais misturas poderiam ser utilizadas na reciclagem da base da GO-215, pois as demais apresentaram $CBR \geq 100\%$.

Figura 4.66 - Granulometria do material de base da GO-215 com 0% de brita – Faixa D, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

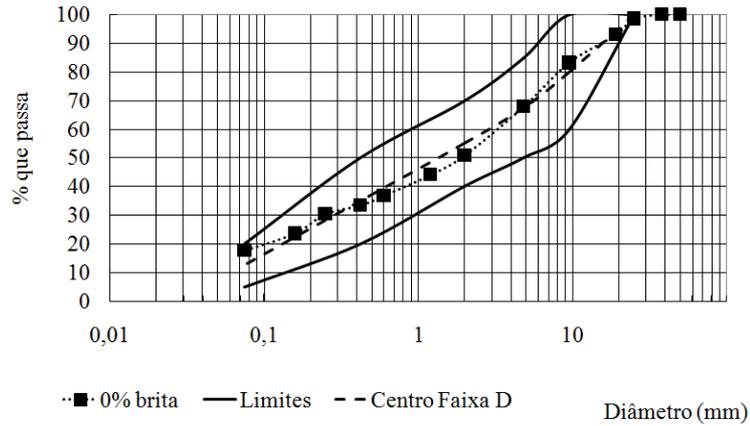


Figura 4.67 - Granulometria do material de base da GO-215 com 11,95% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

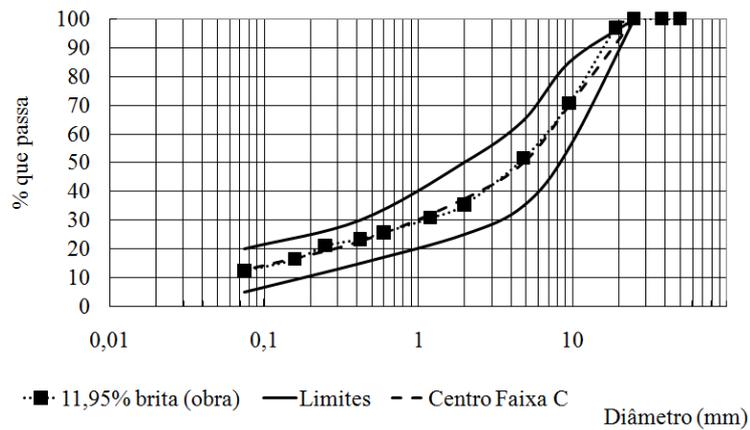


Figura 4.68 - Granulometria do material de base da GO-215 com 20% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

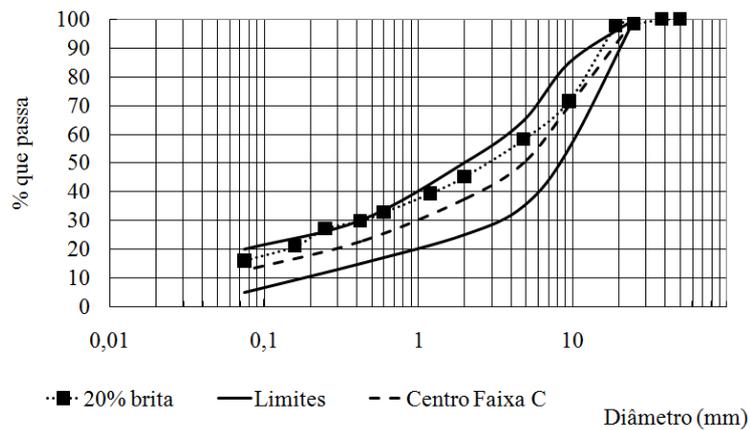


Figura 4.69 - Granulometria do material de base da GO-215 com 25% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).

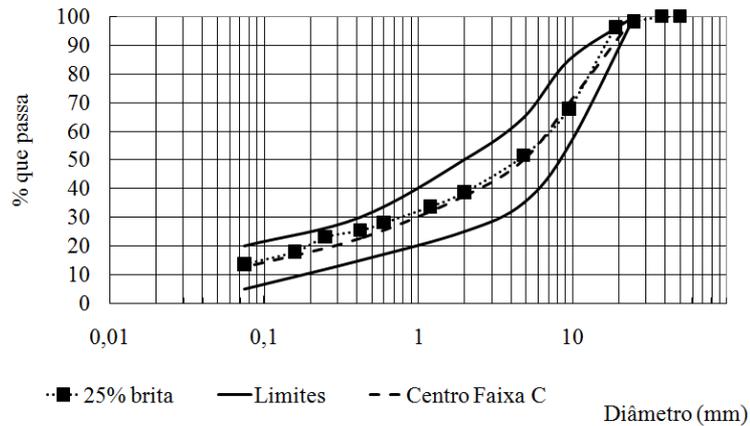
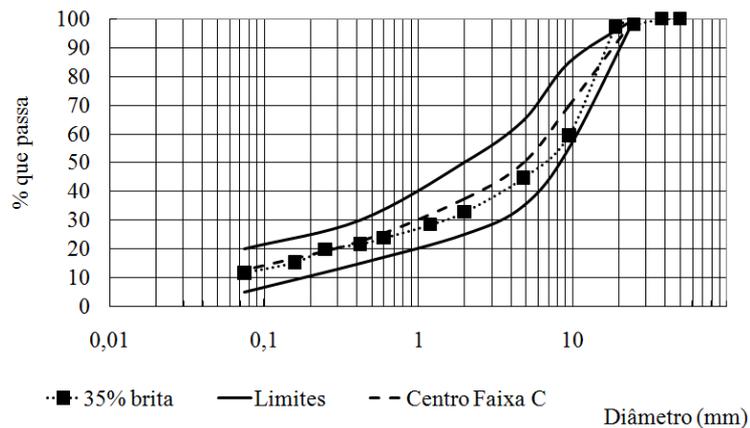


Figura 4.70 - Granulometria do material de base da GO-215 com 35% de brita – Faixa C, ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006b).



A Tabela 4.19 mostra os valores de MR e CBR obtidos para cada dosagem estudada e compara os valores de CBR encontrados com os valores mínimos permitidos em cada uma das normas: ES-141 (DNIT, 2010), ES-098 (DNIT, 2007) e ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006). Nota-se que a dosagem da GO-413 com 12,13% de brita não poderia ser utilizada na execução de base de uma rodovia tanto de tráfego leve quanto de tráfego elevado se levado em consideração o valor do CBR obtido, mas já em termos de MR apresentou um valor satisfatório. Já as dosagens da GO-215 apresentaram elevados valores de CBR e MR bem baixos. Os elevados valores de CBR podem estar associados à presença de algum agregado logo abaixo do pistão da prensa utilizada no ensaio.

Tabela 4.19 - Valores de MR segundo o Modelo Composto, valores de CBR nas respectivas w_{ot} e condições de CBR nas normas ES-141 (DNIT, 2010), ES-098 (DNIT, 2007) e ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006).

Dosagem	MR (MPa)	CBR(%)	$N \leq 5 \times 10^6$			$N > 5 \times 10^6$		
			ES-141	ES-098	ET-DE-P00/36	ES-141	ES-098	ET-DE-P00/36
			CBR (%)	CBR (%)	CBR(%)	CBR (%)	CBR (%)	CBR (%)
GO-413 – 12,13% brita (obra)	443	37	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-413 – 25% brita	600	72	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-156 – 6,20% brita (obra)	417	70	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-156 – 20% brita	514	108	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-147 – 0% brita	339	167	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-147 – 6,09% brita (obra)	464	105	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-147 – 25% brita	380	168	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-215 – 11,95% brita (obra)	214	100	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100
GO-215 – 20% brita	214	225	≥ 60	≥ 60	≥ 80	≥ 80	≥ 80	≥ 100

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM LABORATÓRIO POR COSTA (2013)

Nesta seção será feita uma comparação entre os resultados obtidos nesta pesquisa para as quatro rodovias goianas (GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215) com os resultados obtidos no estudo de Costa (2013).

No estudo realizado por Costa (2013), foram analisadas reconstruções de três rodovias estaduais goianas (GO-050, GO-222 e GO-154), sendo que a técnica adotada na reconstrução da GO-050 e da GO-154 foi a reciclagem da base com adição de 20% de brita em uma profundidade de 18 cm. Já a base da GO-222 também foi reciclada só que ao invés da brita foi adicionado 3% de cimento e cascalho novo.

Vale ressaltar que os resultados apresentados nesta seção são referentes às amostras utilizadas na obra para reconstrução das bases das quatro rodovias em análise, ou seja, o teor de brita presente em cada material é o teor de brita que foi adicionado pelas equipes executoras de cada obra, como já foi apresentado anteriormente na Tabela 4.1.

A comparação será feita com os dados obtidos por Costa (2013) para a GO-050 e para a GO-154 por se tratar de rodovias reconstruídas a partir da adoção da mesma técnica de reconstrução. Costa (2013) não verificou a composição das amostras utilizadas nas reconstruções de ambas as rodovias, portanto, não é possível afirmar se foram adicionados os 20% de brita conforme especificado em projeto.

A Tabela 4.20 mostra os resultados das frações obtidas com a utilização de defloculante para as rodovias estudadas por Costa (2013) e para as rodovias analisadas no presente estudo. A partir desses resultados verifica-se que os materiais da GO-050 e da GO-154 eram mais granulares se comparado com os materiais utilizados nas rodovias deste estudo.

Os resultados referentes aos Limites de Atterberg obtidos para as rodovias GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215 se mostraram similares aos resultados encontrados por Costa (2013) para as amostras das rodovias GO-050 e GO-154, conforme mostra a Tabela 4.21.

Tabela 4.20 - Resultados das frações de solo obtidas nas amostras das rodovias analisadas no presente estudo e das frações de solo estudadas por Costa (2013), com defloculante.

RODOVIAS	GO-050 (COSTA, 2013)	GO-154 (COSTA, 2013)	GO-413	GO-156	GO-147	GO-215
% Pedregulho	63,27	66,17	58,18	53,45	47,44	64,68
% Areia	19,68	20,27	26,63	32,68	34,40	24,42
% Silte	2,56	5,18	5,35	4,63	5,99	3,49
% Argila	14,49	8,37	9,85	9,24	12,17	7,41

Tabela 4.21 - Resultados Limites de Atterberg para as amostras do presente estudo e das rodovias analisadas por Costa (2013).

RODOVIAS	GO-050 (COSTA, 2013)	GO-154 (COSTA, 2013)	GO-413	GO-156	GO-147	GO-215
Limite de Liquidez (%)	34	25	36	29	31	26
Limite de Plasticidade (%)	20	16	21	17	21	17
Índice de Plasticidade (%)	14	9	15	12	10	9
Índice de Atividade (%)	0,94	1,08	1,52	1,30	0,82	1,21

Conforme mostra a Tabela 4.22, os valores de massa específica obtidos para as amostras da GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215 foram superiores se comparados com os valores encontrados para a GO-050 e GO-154, mas com exceção do valor obtido para a GO-147, os demais resultados ficaram dentro da faixa de valores observados para os solos da região que variam de 2,60 g/cm³ a 2,80 g/cm³.

Tabela 4.22 - Resultados dos ensaios de massa específica dos grãos do solo contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm para as amostras do presente estudo e para as amostras analisadas por Costa (2013).

RODOVIAS	GO-050 (COSTA, 2013)	GO-154 (COSTA, 2013)	GO-413	GO-156	GO-215	GO-147
$\rho(\text{g/cm}^3)$	2,68	2,67	2,71	2,75	2,74	2,86

Obs.: ρ = massa específica dos grãos.

A Tabela 4.23 mostra os resultados dos ensaios de compactação, expansão, CBR e MR para as amostras das rodovias estudadas por Costa (2013) e para as amostras das rodovias estaduais goianas analisadas no presente estudo. Vale ressaltar que a energia de compactação utilizada por Costa (2013) tanto na GO-050 quanto na GO-154 foi a energia intermodificada (39 golpes por camada compactada, 5 camadas, cilindro e soquete grandes), já a energia para a GO-413 e GO-156 foi a intermediária (26 golpes por camada compactada, 5 camadas, cilindro e soquete grandes) e a energia para a GO-147 e GO-215 foi a modificada (55 golpes por camada compactada, 5 camadas, cilindro e soquete grandes).

Tabela 4.23 - Resultados de compactação, expansão e CBR obtidos das amostras do presente estudo e das rodovias analisadas por Costa (2013).

RODOVIA	GO-050 (COSTA, 2013)	GO-154 (COSTA, 2013)	GO-413	GO-156	GO-147	GO-215
γ_{dmax} (kN/m ³)	21,80	22,40	20,8	22,2	21,5	22,8
w_{ot} (%)	6,0	4,5	8,4	6,8	9,5	6,20
Expansão (%)	0	0,03	0,02	0,01	0,02	0,05
CBR Máximo (%)	73	74	38	109	120	159
CBR wot(%)	43	68	37	70	105	100
MR (MPa)	466	584	443	417	464	214

Em termos de w_{ot} , os materiais de base da GO-050 da GO-154 apresentaram valores inferiores aos valores obtidos para as demais rodovias (GO-413, GO-156, GO-147 e GO-215). Esse fato pode estar associado à adição de uma maior quantidade de brita ao material da antiga base da GO-050 e da GO-154 se comparado com as demais rodovias analisadas, pois, no estudo de dosagem verificou-se que à medida que a quantidade de brita aumenta na mistura a w_{ot} vai diminuindo. No entanto, isso não pode ser confirmado, pois no estudo de Costa (2013) a quantidade de brita adicionada não foi verificada. Em termos de expansão, nenhuma das amostras apresentou valores significativos.

Apesar das energias de compactação adotadas serem diferentes, para o mesmo nível de tensões, com exceção da amostra da GO-215 as demais amostras utilizadas nas reconstruções

das rodovias analisadas neste estudo apresentaram valores de MR próximos dos valores obtidos por Costa (2013).

4.5. ANÁLISE COMPARATIVA COM OS RESULTADOS OBTIDOS EM CAMPO POR COSTA (2013) E HÓMEZ (2014)

Hómez (2014), através de retroanálise iterativa realizada pelo programa computacional KENLAYER (HUANG, 2004) e utilizando as bacias de deformação médias obtidas para os trechos das rodovias GO-413, GO-156 e GO-215 a partir da realização do ensaio de viga Benkelman, obteve-se os valores do MR para cada amostra utilizada nas reconstruções da base das três rodovias. Costa (2013) realizou a mesma análise para os trechos das GO-050 e GO-154.

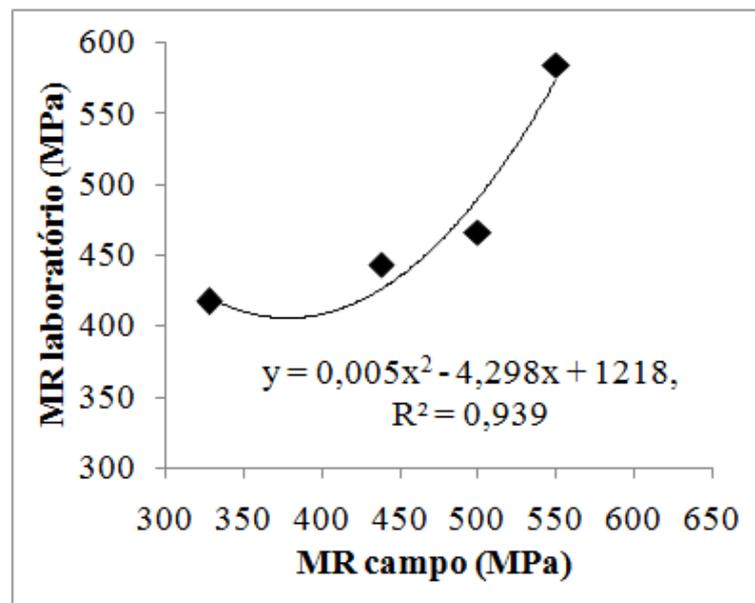
O programa utiliza como dados de entrada as espessuras, os coeficientes de Poisson e os MR das camadas do pavimento. Os valores de coeficientes de Poisson utilizados foram de 0,35 para o revestimento; 0,40 para base e sub-base e 0,45 para o subleito. Foram utilizadas as médias das espessuras das camadas de cada segmento homogêneo obtidas a partir dos dados de estratigrafia encontradas através do ensaio de Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP). Como critério de semelhança entre as bacias reais e as encontradas a partir do programa KENLAYER, procurou-se aproximar o primeiro ponto de ambas as bacias, já que a deflexão máxima é o principal parâmetro de análise.

A Tabela 4.24 mostra os valores médios dos módulos resilientes (MR_{med}) obtidos em campo para as camadas de base nos segmentos homogêneos das rodovias analisadas e os valores de MR obtidos a partir da realização do ensaio triaxial dinâmico. Observa-se que com exceção da GO-215 e da GO-147, existe uma tendência de correlação entre os valores de módulo obtidos a partir de dados de campo com aqueles determinados em laboratório (Figura 4.38). O fato das bases recicladas da GO-147 e a GO-215 não ter apresentado valores de módulo satisfatório em campo, pode estar relacionado com a forma de aplicar energias de compactação mais elevadas (como a modificada) em campo ou com algum problema executivo. No caso ainda da GO-215, em laboratório foi possível observar maior quebra de material com a compactação (Figura 4.4 e Tabela 4.2). Usando a equação obtida na Figura 4.71, o valor de módulo esperado em laboratório para as bases recicladas da GO-215 e da GO-147 seria na ordem de 440 MPa.

Tabela 4.24 - Valores de MR em campo através de retroanálise e valores obtidos em laboratório através do ensaio triaxial dinâmico.

RODOVIA	Energia de compactação	MR_{med} Campo (MPa)	MR Laboratório (MPa)
GO-413	Intermediária	438 (HOMEZ, 2014)	443
GO-156	Intermediária	328 (HOMEZ, 2014)	417
GO-147	Modificada	262 (REZENDE, 2014)	464
GO-215	Modificada	264 (HOMEZ, 2014)	214
GO-050	Intermodificada	500 (COSTA, 2013)	466 (COSTA, 2013)
GO-154	Intermodificada	550 (COSTA, 2015)	584 (COSTA, 2013)

Figura 4.71 - Relação entre os valores de MR obtidos a partir de dados de campo com valores determinados em laboratório.



Assim, verifica-se que a base reciclada com adição de brita tem potencial de aplicação na região de estudo, já que os dados obtidos em laboratório mostram bons valores de módulo. No entanto, para ter sucesso no emprego da técnica e a melhor relação custo benefício, é importante realizar um estudo preliminar de dosagem, definir uma energia de compactação adequada para evitar a degradação dos agregados e realizar um controle executivo na pista, principalmente com relação à compactação com energias elevadas.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são apresentadas as conclusões e considerações obtidas nesta pesquisa após avaliação dos ensaios laboratoriais com os materiais reciclados de base oriundos de trechos de quatro rodovias estaduais goianas que foram reconstruídas a partir da técnica da reciclagem profunda com adição de brita. Os assuntos são abordados destacando os aspectos mais importantes a partir dos resultados obtidos. São apresentadas também algumas sugestões para pesquisas futuras.

5.1. CONCLUSÕES

Nesta dissertação, foi realizada a avaliação de quatro trechos de rodovias estaduais goianas que foram recicladas em 2013. Em todos os casos, a técnica adotada foi a reciclagem profunda com adição de brita, sendo especificado em projeto uma profundidade de reciclagem igual a 18 cm e acréscimo de 25% de brita, com a finalidade de melhorar sua resistência estrutural.

A partir das análises dos resultados, pode-se concluir que os percentuais de brita adicionados nos materiais de bases recicladas utilizados nas quatro rodovias estudadas não foram os 25% especificados em projeto. Nas rodovias GO-413 e GO-215, foram acrescentados aproximadamente 12% de brita enquanto que nas rodovias GO-156 e GO-147 o percentual de brita adicionada ficou próximo de 6%.

A utilização do defloculante nos ensaios de granulometria mostrou que os materiais possuíam agregações de partículas e com a sua utilização os materiais apresentaram um maior percentual de finos ocasionado pela quebra das ligações entre as partículas de solo.

Quanto à análise da quebra dos agregados, em função da energia de compactação utilizada em campo foi possível verificar que os materiais da base reciclada da GO-215 compactados na energia Proctor modificada foram os que apresentaram quebra mais significativa dentre os estudados. Após a compactação a fração pedregulho diminuiu aproximadamente 12%, enquanto a fração areia aumentou 9,0% e a fração silte 3%. Portanto, dependendo dos

materiais que irão compor a base reciclada, a escolha de uma energia de compactação elevada pode provocar quebra dos grãos, sendo que essa quebra pode ter uma influência negativa no comportamento estrutural do pavimento. Os materiais de base das demais rodovias não apresentaram quebra significativa.

Assim, com a avaliação de resultados de ensaios de caracterização e compactação, verifica-se a necessidade de se ter um melhor controle do teor de brita adicionado na pista e de definir a energia de compactação adequada em função da existência da quebra ou não dos materiais que irão compor a base reciclada. Além disso, a influência da passagem da recicladora na base antiga composta de cascalho laterítico também deve ser avaliada.

A partir da análise das curvas de compactação para as diversas dosagens realizadas em laboratório para as rodovias estudadas, observou-se que, no geral, à medida que o teor de brita aumenta, o valor do γ_{dmax} também aumenta e da w_{ot} diminui. Esse comportamento ficou mais evidente nas dosagens do material de base reciclada da GO-147. Quanto ao CBR, nota-se que seu valor aumenta com o incremento de brita na mistura, mas que a partir de um determinado percentual de brita adicionado (entre 20% e 25%) seu valor passa a decrescer.

A partir dos resultados obtidos pelo ensaio de CBR com as amostras contendo os teores reais de brita utilizados nas reconstruções das bases das rodovias em análise, apenas os materiais de base reciclada da GO-147 e da GO-215 poderiam ser utilizados nas reconstruções conforme especificação da norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006). O material de base da GO-156, considerado insatisfatório para essa utilização pela norma ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006) até poderia ser utilizado na execução de base de rodovia com baixo volume de tráfego levando em consideração os valores de CBR especificados pelas normas ES-141 (DNIT, 2010) e ES-098 (DNIT, 2007). Já o material de base da GO-413 não atingiu CBR satisfatório para nenhuma das três normas citadas anteriormente. No entanto, essas análises podem ser consideradas limitadas e pouco conclusivas pelo fato de serem baseadas no ensaio de CBR.

Analisando os valores de MR encontrados a partir dos ensaios triaxiais dinâmicos, utilizando o modelo composto, pode-se afirmar que os materiais ensaiados com exceção das amostras da GO-215 poderiam ser utilizados nas reconstruções das bases das rodovias. Até a amostra da GO-413 com 12,13% de brita que não atingiu o valor mínimo de CBR especificado por nenhuma das normas ES-141 (DNIT, 2010), ES-098 (DNIT, 2007) e ET-DE-P00/36 (DER-SP, 2006) apresentou valor de MR satisfatório. Com exceção do material de base utilizado na reconstrução da GO-215, os demais materiais de base utilizados nas reconstruções

apresentaram MR superiores a 400 MPa e as demais dosagens da GO-413, GO-156 e GO-147 também apresentaram valores de MR satisfatórios.

O fato das dosagens apresentarem valores maiores de CBR à medida que a quantidade de brita na mistura aumenta (até uma determinada quantidade de brita acrescida, 20 a 25%) pode estar associado à presença de algum agregado logo abaixo ao pistão da prensa utilizada no ensaio de CBR, dificultando assim a penetração do mesmo no corpo de prova e falseando os resultados. Já no ensaio triaxial dinâmico, a deformação medida durante as aplicações das cargas é a deformação da seção do corpo de prova, fato esse que dá maior credibilidade ao ensaio, sem falar que o ensaio triaxial dinâmico busca impor à amostra ensaiada as condições de campo impostas ao pavimento pelo tráfego.

Para especificar o teor de brita a ser incorporado no processo de reciclagem é imprescindível que seja feito um estudo prévio de dosagem em laboratório, pois os materiais existentes nas bases antigas podem apresentar comportamentos distintos. Assim, adotar uma solução única de restauração para várias rodovias pode não ser a estratégia mais eficiente.

De uma forma geral, a técnica de reciclagem profunda de bases granulares *in situ* com a adição de brita mostrou ser um método que pode apresentar bons resultados, mas estudos prévios em laboratório devem ser realizados para definir a melhor solução para aplicação da técnica e especificações baseadas em comportamento mecânico devem ser criadas.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com a finalidade de complementar os trabalhos desenvolvidos nesta pesquisa, são listadas algumas sugestões:

- ◆ Investigar a influência da passagem da recicladora na quebra dos agregados;
- ◆ Investigar a influência das diversas energias de compactação na quebra dos agregados;
- ◆ Realizar dosagens variando o teor de brita de 0% a 40% para a realização de ensaios triaxiais dinâmicos;
- ◆ Propor a criação de normas ou especificações de serviço regionais que possam controlar em campo a execução dos procedimentos, através de processos padronizados

para reciclagem de base, assim como da quantidade de materiais a serem incorporados em função dos materiais encontrados nos pavimentos.

REFERÊNCIAS

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água, Rio de Janeiro, 1984a, 6p.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 1984b, 8p.

_____. **NBR 12053**: Solo-brita – Determinação de dosagem, Rio de Janeiro, 1992, 2p.

AKBULUT, H; GÜRER, C. Use of aggregates produced from marble quarry waste in asphalt pavements. **Building and Environment**, p 1921-1930, March2006.d

ARAÚJO, L. M. D. **Estudo do comportamento de material fresado de revestimento asfáltico visando sua aplicação em reciclagem de pavimentos**. 2004. 110 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.

ARRA: ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION. **Manual Basic Asphalt Recycling**. United States: [s.n.], 2001. 122 p.

ARULRAJAH, A.; PIRATHEEPAN, J.; DISFANI, M. M. Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Concrete Aggregate Blends in Pavement Sub-bases: Laboratory and Field Evaluation. **Journal of Materials in Civil Engineering** ©ASCE, p 349-357, February 2014.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica**: Materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007, 558 p.

BERNUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P.; MOTTA, L. M. G.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros, Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.3ª Reimpressão, 2010. 504 p.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica**: Materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007, 558 p.

BAUS R. L.; STIRES, N. R. **Mechanistic-Empirical pavement design guide implementation**. Submitted to The South Carolina Department of Transportation and The Federal Highway Administration, Columbia: [s.n.], 2010, 104 p.

CASTRO, B. A. C. **Caracterização geotécnica de solos da região central de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias**. 2002. 230p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CASTRO, L. N. **Reciclagem “in situ” com espuma de asfalto**. 2003. 171p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CIBER; WIRTGEN. **Usina de Notícias Wirtgen**. 1ª ed. Porto Alegre: Temática Publicações, 2010. v. 22. 18 p.

CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de Rodovias 2012: relatório gerencial**. CNT: SEST: SENAT, 408p. Brasília, 2012.

CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de Rodovias 2013: relatório gerencial**. CNT: SEST: SENAT, 389p. Brasília, 2013.

CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de Rodovias 2014: relatório gerencial**. CNT: SEST: SENAT, 389p. Brasília, 2014.

COSTA, L. C. S. **Avaliação do comportamento de trechos de rodovias restauradas com base reciclada “in situ”**. 2013. 238p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

COSTA, J. M.; BRADSHAW, A. S.; SNYDER, R. L. Resilient moduli of a naturally aged RAP and aggregate blend. **Geo-Congress 2014**, Atlanta, Geórgia, p.3026-3034, 2014.

DER-PR: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ. **DER-PR ES-P 33/05**: Pavimentação: reciclagem de pavimento “in situ” com adição de cimento – Especificação de serviço. Paraná, 2005, 13 p.

DER-SP: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **ET-DEP00/035**: Reciclagem de pavimento asfáltico *in situ* com cimento e brita – Especificação técnica. São Paulo, 2006a, 22 p.

DER-SP: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **ET-DEP00/036**: Reciclagem de pavimento asfáltico *in situ* com brita – Especificação técnica. São Paulo, 2006b, 21 p.

DIEFENDERFER, B. K.; APEAGYEI, A. K. **Analysis of full-depth reclamation trial sections in Virginia**. Virginia: [s.n.], 2011. 49 p.

DNER: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 041**: Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994f, 4 p.

_____ **ME 049**: Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994e, 14 p.

_____ **ME 051**: Solos – análise granulométrica – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994a, 12 p.

_____ **ME 082**: Solos – determinação do limite de plasticidade – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994b, 3 p.

_____ **ME 122**: Solos – determinação do limite de liquidez – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994c, 7 p.

_____ **ME 129:** Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994d, 7 p.

DNIT: DEPARTAMENTO DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relação de normas vigentes e normas substituídas.** Brasília, 2014, 8 p.

_____ **ES 098:** Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2007, 7 p.

_____ **ES 141:** Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2010b, 9 p.

_____ **ES 166:** Pavimentação de pavimento a frio “in situ” com adição de espuma de asfalto – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2013a, 9 p.

_____ **ES 167:** Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2013b, 11 p.

_____ **IPR 719:** Manual de Pavimentação, 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006b, 274 p.

_____ **IPR 720:** Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos, 2ª Edição. Rio de Janeiro, 2006a, 310 p.

_____ **ME 134:** Pavimentação asfáltica – Solos – Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010a, 11 p.

_____ **PRO 006:** Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003a, 10 p.

_____ **TER 005:** Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003b, 12 p.

DONG, Q.; HUANG, B. Laboratory evaluation on resilient modulus and rate dependencies of RAP used as unbound base material. **Journal of Materials in Civil Engineering** ©ASCE, p 379-383, February 2014.

ESTADO DE GOIÁS. Secretaria de Infraestrutura. Programa Rodovia. Disponível em: <<http://www.seinfra.go.gov.br/post/ver/149149/prograrodovia>> Acesso em: 16 set. 2013.

FHWA: Federal Highway Administration. **Pavement Sustainability.** FHWA-HIF-14-012, Washington, 2014, 12 p.

GEOSTUDIO, Calgary, Alberta, Canadá, 2007.

GOOGLE EARTH, 2015.

HÓMEZ, J. H. G. **Avaliação de rodovias goianas restauradas com a técnica de reciclagem a frio “in situ”.** 2014. 157p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

HUANG Y. H. **Pavement Analysis and Design.** 2. ed. Kentucky: Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, NJ 0745 8, 2004, 775 p.

LEITE, F. C. **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos.** 2007. 185p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de ensaios de defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis.** 1996. 456 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MATTOS, J. R. G.; **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do projeto rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul.** 2014. 250 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 2ª Edição, Rio de Janeiro: [s.n.], 2005, 574 p.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.** 1991. 366 p. Tese (Doutorado em ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PAULA FILHO, J. D. **Estudo de casos envolvendo o projeto de pavimentos asfálticos reconstruídos por reciclagem a frio in situ.** 2003. 1466 p. Dissertação (Mestrado em ciências em Engenharia Civil) – Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Divisão de Engenharia de Infraestrutura, São José dos Campos, 2003.

REZENDE, L. R. Resultados de ensaios de campo na rodovia GO-147. 2014 (Relatório de pesquisa).

SACHET, T; GONÇALVES, P. Reciclagem “in situ” de bases granulares de pavimentos asfálticos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil:** n.11, p.31-42, Abril 2008.

Secretaria de Gestão e Planejamento do Estado de Goiás - SEGPLAN. Goiás, um canteiro de obras. **Economia & Desenvolvimento**, Ano XIV, n.34, Goiânia, 2014.

SILVA, B. A. **Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso.** 2003. 260p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, C. A.R. **Estudo do agregado reciclado de construção civil em misturas betuminosas para vias urbanas.** 2009. 194p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

SPECHT, L. P.; PIRES, G. M.; VITORELO, T.; HIRSH, F.; CRONST, F.; BERGMANN, E. C.; TIEFENSEE, M. D. Utilização de material fresado como camada de pavimento: estudo laboratorial e aplicação em campo. **42ª Reunião Anual de Pavimentação**, Gramado, Rio Grande do Sul, 2013. Trabalho 08.

TRICHÊS, G.; SANTOS, A. Desempenho da reciclagem com adição e cimento da rodovia SC150. **42ª Reunião Anual de Pavimentação**, Gramado, Rio Grande do Sul, 2013. Trabalho 34.

VIZCARRA, G. O. C. **Aplicabilidade de cinzas de resíduo sólido urbano para base de pavimentos**. 2010. 120p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.