

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**VIABILIDADE TÉCNICA ECONÔMICA DE MISTURAS DE
SOLO-RCD EM CAMADAS DE BASE DE PAVIMENTOS
URBANOS. ESTUDO DE CASO: MUNICÍPIO DE CAMPO
VERDE - MT**

ENIO FERNANDES AMORIM

**ORIENTADOR: LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc
CO-ORIENTADORA: JUZÉLIA SANTOS DA COSTA, DSc**

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 090/13

Brasília - DF: Dezembro - 2013

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**VIABILIDADE TÉCNICA ECONÔMICA DE MISTURAS DE SOLO-RCD EM
CAMADAS DE BASE DE PAVIMENTOS URBANOS. ESTUDO DE CASO:
MUNICÍPIO DE CAMPO VERDE - MT**

ENIO FERNANDES AMORIM

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
GEOTECNIA.**

APROVADA POR:

**Prof.º Luís Fernando Martins Ribeiro, DSc. (UnB)
(Orientador)**

**Prof.º John Kennedy Guedes Rodrigues, DSc. (UFCG)
(Examinador Externo)**

**Prof.º Olavo Francisco dos Santos Junior, DSc. (UFRN)
(Examinador Externo)**

**Prof.º Ennio Marques Palmeira, PhD (UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof.º Márcio Muniz de Farias, PhD (UnB)
(Examinador Interno)**

Brasília - DF, 18 de dezembro de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

AMORIM, ENIO FERNANDES

Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT.

xxii, 151 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Pavimentação

2. Resíduos de Construção

3. Reciclagem

4. RCD

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AMORIM, E.F. (2013). Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-090/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Enio Fernandes Amorim

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT.

GRAU: Doutor

ANO: 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Enio Fernandes Amorim

Rua Sérgio Severo, 1135

Ed. Maria Leite Cavalcante, Apto 801 - Lagoa Nova

59.063-380 - Natal - RN - Brasil.

Tel. (84) 9690-9556

DEDICATÓRIA

Ao meu filho Nícolas Amorim.

“A melhor herança que um pai pode deixar ao filho ou o educador ao discípulo é a firmeza em aspirar triunfos e a capacidade de assimilar derrotas.” (Moacyr Daiuto).

AGRADECIMENTOS

- A Deus: obrigado senhor por esse momento de glória em minha vida! ...diante de todas as dificuldades vividas o senhor sempre se fez presente e meu deu forças para finalizar essa tese.

- A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) pelo brilhante trabalho em equipe e pelos conhecimentos transmitidos. Lembro-me perfeitamente quando cheguei à UnB em 2005, de forma tímida, e, saio hoje realizado com o crescimento pessoal adquirido pela convivência com vocês! Muito obrigado por tudo!

- Ao amigo e orientador Prof.º Luís Fernando Martins Ribeiro: durante o convívio ao longo do mestrado e doutorado, agradeço imensamente pela orientação, pela confiança, pela amizade, pela paternidade, pela irmandade, pela compreensão, e, pelos momentos de desabafo em que você sempre se dispôs a me escutar e a me ajudar. Ter o privilégio de conhecê-lo me transformou em um ser humano melhor. Obrigado por tudo!

- Ao Prof.º Márcio Muniz de Farias: poder assistir suas aulas de elasticidade e plasticidade, métodos numéricos e pavimentação, me fez inspirar em ser um detentor de um compromisso incansável junto aos meus alunos. Jamais esquecerei o seu apoio técnico no desenvolvimento dessa tese! Lembro-me das suas orientações quando precisei de ajuda na execução do trecho experimental de Campo Verde - MT, e, quando tive que te ligar de Natal-RN para pedir ajudas nas análises de alguns resultados. Sem dúvida um exemplo de profissional a ser seguido.

- Ao Prof.º José Camapum de Carvalho: seus conselhos durante algumas etapas dessa tese foram de grande valia. Aproveito para agradecer também os ensinamentos voltados para a área de solos tropicais.

- Ao Prof.º Ennio Marques Palmeira: a sua postura calma em fazer sugestões demonstra a valorização que o senhor tem com os seus alunos. Obrigado por ter feito parte da minha formação profissional.

- Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Mato Grosso (IFMT) pelo convênio firmado na forma de doutorado interinstitucional (DINTER) junto à Universidade de Brasília.

Aqui, deixo um agradecimento especial para os Professores Wilson Conciani e Simone Caldeira, pelo compromisso que tiveram na coordenação do DINTER.

- A Prof.^a Juzélia Santos da Costa: sua forma dinâmica de trabalhar me motivou a concretizar todas as metas programadas nessa tese. Aproveito para agradecer pela co-orientação.

- Ao CNPq pelo suporte financeiro.

- Aos colegas do DINTER, Farto, Patrícia, Márcio, Luís Anselmo, Figueiredo e Suzana pela convivência em Brasília durante a fase de elaboração do Seminário de Doutorado e pelas aulas cursadas juntas.

- Ao ex-prefeito do município de Campo Verde - MT, Dimorvan Brescancim, e, ao ex-secretário de obras, Adriano Rocchi, por ter abraçado à proposta dessa tese e ter ajudado na execução do trecho experimental numa área urbana do município.

- Aos alunos do IFMT, Renata, Hélyda, Fábio, Wilson, Kárita, Claudeir e Rafaela, e, ao Tecnólogo em Controle de Obras, Éder Sousa, pelo o apoio durante a fase de britagem dos resíduos de construção e demolição de obras. Vivemos 47 dias intensos na produção dos agregados reciclados, trabalhando muito!

- Aos alunos de Iniciação Científica da UnB, Rômulo, Carlos, Lucas e Bernardo, e, as alunas de doutorado em Geotecnia, Alejandra Gómez e Claudia Maricela, pela ajuda nos ensaios do módulo de resiliência e de sucção.

- Aos meus amigos Spotti, Geraldo, Mozart, Gabriel, Carlindo, Ricardo, Renato, Valtencir, Marcos, Edilberto e Márcio, do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), pelos momentos de descontração e pelo incentivo nessa reta final da elaboração de minha tese.

- Por fim, um agradecimento especial aos meus pais, irmãos, sobrinhos e filho, por fazerem parte da minha vida e me proporcionarem momentos felizes durante o desenvolvimento dessa tese, mesmo nos momentos de *stress*.

RESUMO

A estocagem e a disposição dos resíduos de construção e demolição de obras civis (RCD) ainda não se encontram perfeitamente associadas a uma destinação sustentável e em contrapartida a geração destes resíduos vem aumentando em quantidade no mundo. É importante ressaltar que seu indevido acúmulo gera ônus para a saúde pública, impacto ao meio ambiente e uma grande poluição visual. Consubstanciado nestes aspectos, algumas pesquisas realizadas em vários locais do Brasil e do mundo apontam para a viabilidade do aproveitamento desses resíduos em obras viárias. Neste contexto, a presente pesquisa propõe uma solução alternativa para construção de camadas de base de pavimentos urbanos, a partir de uma mistura de solo com RCD. Neste sentido, foram realizadas análises do comportamento mecânico e do desempenho funcional de um pavimento urbano por meio de ensaios geotécnicos de laboratório e de campo e da execução de um trecho experimental em pavimentação asfáltica, onde se utilizou na camada de base, um RCD associado a um solo laterítico típico do município de Campo Verde - MT. Como forma de avaliar a viabilidade econômica da solução adotada nesta pesquisa também foi realizada uma avaliação baseada nos conceitos da engenharia econômica. O programa experimental relativo aos ensaios geotécnicos de laboratório foi realizado a partir de amostras de RCD oriundas de restos de concreto, alvenaria e pisos, bem como na análise de misturas de um solo proveniente das proximidades do município de Campo Verde - MT com as frações de RCD mencionadas. Os métodos de investigação de laboratório e de campo basearam-se nos ensaios de caracterização física, de compactação e CBR, de difratometria por raios-X (DRX), do pH, da resistência à compressão simples, do módulo de resiliência, do cisalhamento rápido, das análises da quebra de grãos, dos ensaios de sucção, do controle de compactação em campo, da resistência à penetração dinâmica e de avaliações de deflexões oriundas dos ensaios realizados com o auxílio da viga Benkelman. Os procedimentos de ensaios basearam-se nas recomendações impostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e *American Society for Testing and Materials* (ASTM) e/ou por procedimentos específicos descritos por fabricantes de equipamentos ou pesquisadores renomados. Os resultados obtidos mostraram o potencial de aplicação do RCD como uma alternativa para aplicação em obras de pavimentos urbanos, de modo que se constatou a sua viabilidade técnica-econômica.

ABSTRACT

The storage and disposal of wastes of the civil construction and demolition works (CDW) are yet not perfectly associated to a sustainable destination and, in contrast, the generation of these wastes is increasing in quantity worldwide. It is important to point out that their improper accumulation generates burden to public health, environmental impact and great visual pollution. Embodied in these respects, some researches carried out in various parts of Brazil and of the world indicate the feasibility of taking advantage of such wastes in road works. In this context, this research proposes an alternative solution for materials destined to the base layers of urban pavement, from a mixture of soil with CDW, having as element of study the analysis of mechanical behavior and functional performance of an urban pavement, carried out from the conception of laboratory and field geotechnical tests and execution of an experimental section in asphaltic paving, in which CDW was used associated with laterite soil (typical in Campo Verde - MT city) in the base layer. As a way to evaluate the economic viability of the solution adopted in this study, an evaluation based on economic engineering concepts was also conducted. The experimental programme of laboratory geotechnical tests worked with CDW samples from remnants of concrete, masonry and floors, as well as the analysis of mixtures of a sort of soil from the vicinity of Campo Verde - MT with the fractions of CDW. The laboratory and field research methods were based on tests of physical characterization, compaction and CBR, X-ray diffractometry (DRX), pH, unconfined compression test, resilient modulus, quick shear, analysis of kernel cracking, suction tests, compaction control in the field, resistance to dynamic penetration and deflection assessments from tests carried out with the help of Benkelman beam. The tests procedures were based on recommendations imposed by the Brazilian Association for Technical Standards (ABNT), National Transportation Infrastructure Department (DNIT), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) and American Society for Testing and Materials (ASTM) and/or by specific procedures described by equipment manufacturers or renowned researchers. The results obtained showed the potential of applying RCD as an alternative for urban pavement works, having been confirmed its technical and economic feasibility.

ÍNDICE

CAPÍTULO	PÁGINA
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONTEXTO GERAL.....	1
1.2. JUSTIFICATIVA.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. Geral.....	3
1.3.2. Específicos.....	3
1.4. ESCOPO DA TESE.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD).....	5
2.1.1. Introdução.....	5
2.1.2. Produção dos RCD.....	5
2.1.3. Quantificação dos RCD.....	7
2.1.4. Materiais constituintes dos RCD.....	8
2.1.5. Potencial de utilização dos RCD.....	9
2.1.6. Pesquisas brasileiras com RCD destinados a obras de pavimentação.....	13
2.1.7. Pesquisas internacionais com RCD destinados a obras de pavimentação.....	26
2.1.8. Normas aplicadas aos RCD - nacionais e internacionais.....	29
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	32
3.1. MATERIAIS UTILIZADOS.....	32
3.1.1. Cascalho laterítico.....	32
3.1.2. RCD.....	33
3.1.3. Misturas de solo-RCD.....	34
3.1.4. Mistura asfáltica.....	35
3.1.4.1. Agregados.....	35
3.1.4.2. Ligante betuminoso.....	35
3.2. MÉTODO DE TRABALHO.....	36
3.2.1. Ensaio em laboratório.....	36
3.2.1.1. Caracterização física dos materiais.....	36
3.2.1.2. Caracterização química e mineralógica dos materiais.....	38

3.2.1.3. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR).....	40
3.2.1.4. Resistência à compressão simples.....	41
3.2.1.5. Módulo de resiliência.....	42
3.2.1.6. Cisalhamento rápido.....	45
3.2.1.7. Análise da quebra dos grãos.....	45
3.2.1.8. Ensaio de sucção.....	46
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	48
4.1. MATERIAL DO SUBLEITO.....	48
4.1.1. Caracterização física.....	48
4.1.2. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR).....	49
4.2. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO DE OBRAS - RCD.....	50
4.2.1. Análise granulométrica.....	50
4.2.2. Peso específico e absorção - agregado graúdo (grãos maiores que 4,8 mm).....	51
4.2.3. Peso específico - agregado miúdo (grãos < que 4,8 mm).....	52
4.2.4. Abrasão <i>Los Angeles</i> nos diferentes constituintes do RCD.....	53
4.2.5. Índice de forma.....	53
4.2.6. Análise mineralógica por difração de raio-x (DRX) para os constituintes do RCD.....	54
4.2.7. Valores de pH nos constituintes do RCD.....	56
4.3. MATERIAIS EMPREGADOS NA CAMADA DE BASE.....	57
4.3.1. Caracterização física.....	57
4.3.2. Análise mineralógica por DRX no solo a ser utilizado na camada de base.....	62
4.3.3. Valores de pH no solo a ser utilizado na camada de base.....	63
4.3.4. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR).....	64
4.3.5. Resistência à compressão simples.....	70
4.3.6. Módulo de resiliência.....	75
4.3.7. Cisalhamento rápido.....	84
4.3.8. Análise da quebra dos grãos.....	91
4.3.9. Ensaio de sucção.....	99
4.4. MATERIAIS EMPREGADOS NA CAMADA DE REVESTIMENTO.....	102

4.4.1. Agregados.....	102
4.4.2. Ligante asfáltico.....	103
5. TRECHO EXPERIMENTAL.....	104
5.1. DIMENSIONAMENTO.....	104
5.2. EXECUÇÃO.....	106
5.2.1. Geometria do trecho.....	106
5.2.2. Transporte dos RCD usados na camada de base.....	107
5.2.3. Serviços de terraplenagem.....	108
5.2.4. Execução da camada de base.....	109
5.2.5. Aplicação da imprimação e pintura de ligação.....	110
5.2.6. Execução da camada de revestimento.....	111
5.3. ENSAIOS EM CAMPO - PROCEDIMENTOS.....	112
5.3.1. Controle de compactação - densidade <i>in situ</i>	112
5.3.2. Resistência à penetração obtida com o penetrômetro dinâmico PANDA.....	113
5.3.3. Controle da taxa de ligante.....	115
5.3.4. Medidas de deflexões utilizando a viga Benkelman.....	116
5.4. ENSAIOS EM CAMPO - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	117
5.4.1. Controle de compactação - densidade <i>in situ</i>	117
5.4.2. Resistência à penetração obtida com o penetrômetro dinâmico PANDA.....	117
5.4.3. Controle da taxa de ligante.....	121
5.4.4. Medidas de deflexões utilizando a viga Benkelman.....	121
6. ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA.....	132
6.1. PARÂMETROS CONCEBIDOS PARA A ANÁLISE ECONÔMICA.....	132
6.1.1. Geração <i>per capita</i> de RCD em Campo Verde - MT.....	132
6.1.2. Demanda atual de pavimentação em Campo Verde - MT.....	132
6.1.3. Elementos para implantação de usina recicladora em Campo Verde - MT.....	133
6.1.4. Fatores referentes aos custos da reciclagem de RCD em Campo Verde - MT..	134
6.1.5. Benefícios gerados pela reciclagem de RCD em Campo Verde - MT.....	135
6.1.6. Elementos gerados pelo fim da demanda de obras em Campo Verde - MT.....	135
6.2. FLUXO DE CAIXA GERADO.....	136
6.3. VALOR PRESENTE LÍQUIDO (VPL).....	136

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	138
7.1. CONCLUSÕES.....	138
7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	143

LISTA DE FIGURAS

FIGURAS	PÁGINA
Figura 1.1 - Demolição do Estádio Fonte Nova - Salvador - BA.....	2
Figura 1.2 - Demolição do Estádio Machadão - Natal - RN.....	2
Figura 2.1 - RCD gerado por falhas no armazenamento de blocos cerâmicos.....	6
Figura 2.2 - Detalhe de RCD gerado durante a execução de uma etapa da obra.....	6
Figura 2.3 - Variação de materiais recicláveis de RCD.....	8
Figura 2.4 - Recicladora instalada pela PMSP.....	13
Figura 2.5 - Curva de CBR obtidas para dosagens de entulhos mistos de São Paulo - SP com um solo siltoso.....	15
Figura 2.6 - Curva de CBR obtidas para dosagens de entulhos mistos de São Paulo - SP com um solo argiloso.....	15
Figura 2.7 - Motoniveladora espalhando o agregado reciclado - USP-Leste.....	21
Figura 2.8 - Compactação da camada de agregado reciclado - USP-Leste.....	21
Figura 2.9 - Pilhas dos agregados reciclados de RCD utilizados nas camadas do trecho.	22
Figura 2.10 - Detalhe do rolo pé-de-carneiro compactando a camada de sub-base.....	22
Figura 2.11 - Vista geral do equipamento utilizado por GÓNGORA (2011).....	23
Figura 2.12 - Detalhe da simulação realizada com RCD para a camada de aterro em estudo.....	23
Figura 2.13 - Entulho gerado pela demolição do estádio Mané Garrincha - Brasília - DF.....	25
Figura 2.14 - Britador de mandíbulas utilizado para a produção dos agregados reciclados.....	25
Figura 3.1 - Vista geral da jazida.....	32
Figura 3.2 - Perfil do solo na jazida.....	32
Figura 3.3 - Triagem realizada em campo para os RCD em estudo.....	33
Figura 3.4 - Restos de concreto armado coletado para análise.....	33
Figura 3.5 - Resíduos de alvenarias oriundos de paredes internas do IFMT.....	33
Figura 3.6 - Baía contendo frações de pisos cerâmicos utilizados neste estudo.....	33
Figura 3.7 - Vista geral do britador de mandíbulas com restos de concretos.....	34
Figura 3.8 - Detalhe dos resíduos de concreto fracionados.....	34
Figura 3.9 - Vista geral do pHmetro, das soluções utilizadas e das amostras ensaiadas...	39
Figura 3.10 - Detalhe da medição pH em uma das misturas de solo-RCD.....	39
Figura 3.11 - Vista geral do difratômetro.....	40
Figura 3.12 - Obtenção do difratograma.....	40
Figura 3.13 - Corpo de prova da mistura de solo-RCD com ruptura para 90 dias.....	41
Figura 3.14 - Detalhe do ensaio de resistência à compressão simples (1 dia de cura)	41
Figura 3.15 - Preparação da mistura de solo-RCD para confecção do corpo-de-prova....	44
Figura 3.16 - Detalhe da medição da altura do corpo-de-prova.....	44
Figura 3.17 - Colocação da membrana sobre a amostra de solo-RCD.....	45
Figura 3.18 - Detalhe do andamento do ensaio do módulo de resiliência.....	45
Figura 4.1 - Curvas granulométricas do solo do subleito (com e sem defloculante).....	48
Figura 4.2 - Curvas granulométricas dos materiais constituintes do RCD em estudo.....	51
Figura 4.3 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de concreto do RCD.....	54
Figura 4.4 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de alvenaria do RCD.....	55

Figura 4.5 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de piso do RCD.....	55
Figura 4.6 - Curvas granulométricas do solo da camada de base (com e sem defloculante).....	57
Figura 4.7 - Curva granulométrica do solo da base e faixa “D” - ES 141 (DNIT, 2010b).....	59
Figura 4.8 - Curvas granulométricas das misturas de solo-RCD e do solo laterítico puro.....	60
Figura 4.9 - Curvas granulométricas das misturas de solo-RCD e faixa “C” - ES 141 (DNIT, 2010b).....	61
Figura 4.10 - Resultados do ensaio de DRX para o solo em estudo.....	62
Figura 4.11 - Curvas de compactação dos materiais da camada de base - Energia Intermediária.....	66
Figura 4.12 - Curvas de compactação dos materiais da camada de base - Energia Modificada.....	66
Figura 4.13 - Relação entre os valores de CBR e as misturas de solo-RCD.....	67
Figura 4.14 - Relação entre o CBR e as umidades ótimas obtidas para as misturas de solo-RCD.....	67
Figura 4.15 - Relação entre o índice de vazios e as misturas de solo-RCD.....	69
Figura 4.16 - Relação entre o grau de saturação e as misturas de solo-RCD.....	69
Figura 4.17 - Relação entre o índice de vazios e o grau de saturação na energia intermediária (EI).....	70
Figura 4.18 - Resultados do ensaio de resistência à compressão simples para o solo laterítico.....	71
Figura 4.19 - Evolução do ganho de resistência à compressão simples do solo ao longo do tempo.....	71
Figura 4.20 - Deformações unitárias máximas obtidas no ensaio de resistência à compressão simples para amostras ensaiadas ao longo do tempo.....	72
Figura 4.21 - Curvas de tensão versus deformações para a mistura de solo-RCD em análise.....	73
Figura 4.22 - Evolução do ganho de resistência à compressão simples da mistura de solo-RCD e do solo ao longo do tempo.....	74
Figura 4.23 - Deformações unitárias máximas obtidas no ensaio de resistência à compressão simples para as amostras de solo e de solo-RCD ao longo do tempo.....	75
Figura 4.24 - Módulos de resiliência obtidos para o solo natural em função do tempo de cura.....	75
Figura 4.25 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante.....	76
Figura 4.26 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante para amostras de solo puro ensaiadas com um período de cura de 15 dias.....	77
Figura 4.27 - Relação do módulo de resiliência com a tensão desvio para as amostras de solo puro ensaiadas com um período de cura de 15 dias e submetidas a uma tensão confinante de 68,9 kPa.....	78
Figura 4.28 - Módulos de resiliência obtidos para a mistura de solo-RCD ao longo do tempo.....	79
Figura 4.29 - Módulos de resiliência médios obtidos para o solo e para a mistura de solo-RCD.....	80
Figura 4.30 - Variações dos módulos de resiliência com σ_3 obtidos na mistura de solo-RCD.....	81

Figura 4.31 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante para amostras da mistura de solo-RCD ensaiadas com um período de cura de 30 dias.....	82
Figura 4.32 - Relação do módulo de resiliência com a tensão desvio para a mistura de solo-RCD ensaiadas com um período de cura de 30 dias e submetidas a uma tensão confinante de 68,9 kPa.....	82
Figura 4.33 - Relação dos módulos de resiliência versus os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão simples para as misturas de solo-RCD.....	83
Figura 4.34 - Curva tensão x deformação, obtida após o ensaio de cisalhamento rápido para amostras de solo-RCD com 30 dias de cura, onde a tensão confinante aplicada foi de 34,5 kPa.....	85
Figura 4.35 - Módulos de deformabilidade obtidos para o solo e para a mistura de solo-RCD.....	87
Figura 4.36 - Relação dos módulos de resiliência versus módulos de deformabilidade para as misturas de solo-RCD.....	87
Figura 4.37 - Relação dos módulos de resiliência versus módulos de deformabilidade para as amostras de solo puro.....	88
Figura 4.38 - Trajetória de tensões totais calculadas em termos de s e t para a mistura de solo-RCD com zero dias de cura.....	89
Figura 4.39 - Variação da granulometria do solo laterítico após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.....	91
Figura 4.40 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.....	92
Figura 4.41 - Variação dos IDp do solo e da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.....	93
Figura 4.42 - Variação da granulometria do solo laterítico após a compactação do segmento do trecho experimental contendo esse material na camada de base.....	94
Figura 4.43 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD após a compactação do segmento do trecho experimental contendo esse mistura na camada de base.....	94
Figura 4.44 - Variação da granulometria do solo laterítico após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura.....	95
Figura 4.45 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura.....	96
Figura 4.46 - Variação dos IDp do solo e da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura...	97
Figura 4.47 - Variação das curvas granulométricas do solo puro após os ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação de campo.....	98
Figura 4.48 - Variação das curvas granulométricas da mistura de solo-RCD após os ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação de campo.....	99
Figura 4.49 - Curvas características do solo puro e da mistura de solo-RCD em função do teor de umidade.....	100
Figura 4.50 - Curvas características do solo puro e da mistura de solo-RCD em função do grau de saturação.....	100
Figura 4.51 - Curvas granulométricas da composição dos agregados utilizados na fabricação do PMF e faixa “D” - ES 153 (DNIT, 2010e).....	102
Figura 5.1 - Seção típica do trecho experimental de Campo Verde - MT.....	106
Figura 5.2 - Vista geral ilustrando o acesso ao trecho experimental.....	107
Figura 5.3 - Detalhe do local em que foi executado o trecho experimental.....	107

Figura 5.4 - RCD acondicionamento em baias.....	108
Figura 5.5 - Transporte do RCD.....	108
Figura 5.6 - Locação do trecho experimental.....	109
Figura 5.7 - Remoção da camada superficial.....	109
Figura 5.8 - Transporte do material de corte.....	109
Figura 5.9 - Compactação da camada de regularização do subleito.....	109
Figura 5.10 - Detalhe das pilhas de solo e RCD utilizados na camada de base.....	110
Figura 5.11 - Mistura em pista do solo e RCD.....	110
Figura 5.12 - Detalhe do caminhão pipa lançando água no subleito.....	110
Figura 5.13 - Mistura de solo-RCD espalhada sobre o subleito.....	110
Figura 5.14 - Detalhe da aplicação do CM-30 - Imprimação asfáltica.....	111
Figura 5.15 - Início da aplicação da emulsão RR-2C - Pintura de ligação.....	111
Figura 5.16 - Detalhe da usina do PMF.....	111
Figura 5.17 - Aplicação do PMF utilizando um dispositivo vibroacabador.....	111
Figura 5.18 - Detalhe da compactação realizada com o rolo liso.....	112
Figura 5.19 - Detalhe da compactação realizada com o rolo pneumático.....	112
Figura 5.20 - Croqui dos pontos de ensaio no controle de compactação do subleito.....	112
Figura 5.21 - Croqui dos pontos de ensaio no controle de compactação da base.....	113
Figura 5.22 - Conjunto para determinação da massa específica aparente “ <i>in situ</i> ”.....	113
Figura 5.23 - Detalhe do controle da compactação na camada de base.....	113
Figura 5.24 - Croqui dos pontos do ensaio do penetrômetro PANDA no subleito.....	115
Figura 5.25 - Croqui dos pontos do ensaio do penetrômetro PANDA na base.....	115
Figura 5.26 - Aplicação da energia sobre a haste e leitura das medidas da resistência qd.....	115
Figura 5.27 - Retirada das hastes ao término do ensaio com o penetrômetro PANDA.....	115
Figura 5.28 - Detalhe da preparação do ensaio do controle da taxa de ligante.....	116
Figura 5.29 - Aplicação do ligante sobre a bandeja para medição da taxa.....	116
Figura 5.30 - Vista do procedimento inicial do ensaio com a viga Benkelman.....	117
Figura 5.31 - Detalhe do extensômetro instalado sobre a viga Benkelman.....	117
Figura 5.32 - Perfis de resistência de ponta (qd) do penetrômetro PANDA obtidos no subleito.....	118
Figura 5.33 - Perfis de resistências de ponta médios obtidos no subleito antes e depois de compactado.....	119
Figura 5.34 - Perfis de resistências de ponta médios obtidos a partir da base compactada.....	120
Figura 5.35 - Croqui representativo dos pontos iniciais onde se realizou as medidas de deflexões através do uso da viga Benkelman.....	121
Figura 5.36 - Trecho experimental ilustrando a cabeceira da pista e o portão de acesso ao IFMT.....	122
Figura 5.37 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base em solo puro.....	124
Figura 5.38 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base mista.....	125
Figura 5.39 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base em solo-RCD.....	125
Figura 5.40 - Deflexões médias obtidas ao longo do trecho experimental de Campo Verde - MT.....	126

Figura 5.41 - Relação entre D_0 e o raio de curvatura para as medidas realizadas.....	127
Figura 5.42 - Relação entre D_0 e o produto $R.D_0$ para as medidas realizadas.....	128
Figura 5.43 - Relação entre os raios de curvatura e o produto $R.D_0$ para as medidas realizadas.....	129
Figura 5.44 - Relação entre as deflexões características e a deflexão máxima admissível obtida para o trecho experimental de Campo Verde - MT.....	130
Figura 5.45 - Relação entre as deflexões características, as médias das D_0 e a deflexão máxima admissível para as medidas realizadas ao longo do trecho experimental.....	131
Figura 6.1 - Fluxo de caixa gerado para análise da viabilidade econômica dessa pesquisa.....	136

LISTA DE TABELAS

TABELAS	PÁGINA
Tabela 2.1 - Produção de RCD em algumas cidades brasileiras.....	7
Tabela 2.2 - Parâmetros de compactação e CBR obtidos em entulhos coletados em São Paulo.....	15
Tabela 2.3 - Caracterização de solos e agregados reciclados de Salvador - BA.....	16
Tabela 2.4 - Comparação de parâmetros de compactação e CBR obtidos para solos e misturas de solos com agregados reciclados graúdos produzidos em Salvador - BA.	17
Tabela 3.1 - Carregamentos adotados ao longo do ensaio de resiliência para materiais destinados às camadas de base e sub-base, de acordo com a norma T-307 (AASHTO, 1999) - adaptada.....	44
Tabela 4.1 - Valores de γ_s , w_L , w_P e IP do solo do subleito.....	48
Tabela 4.2 - Parâmetros de compactação e CBR do solo do subleito.....	49
Tabela 4.3 - Peso específico dos grãos e absorção da fração graúda do RCD.....	52
Tabela 4.4 - Peso específico dos grãos da fração miúda do RCD.....	52
Tabela 4.5 - Abrasão <i>Los Angeles</i> dos materiais constituintes do RCD.....	53
Tabela 4.6 - Valores médios do pH obtidos em amostras de RCD em água e em KCl....	56
Tabela 4.7 - Valores de γ_s , w_L , w_P , IP e EA do solo laterítico.....	57
Tabela 4.8 - Valores de γ_s , w_L , w_P , IP e EA das misturas realizadas com o RCD e o solo.....	59
Tabela 4.9 - Valores médios do pH do solo obtidos em água e em KCl.....	63
Tabela 4.10 - Valores médios do pH obtidos em amostras de solo-RCD em água e em KCl.....	63
Tabela 4.11 - Parâmetros de compactação e CBR do solo laterítico.....	64
Tabela 4.12 - Índices físicos do solo na condição do $\gamma_{dm\acute{a}x}$, nas duas energias de compactação.....	64
Tabela 4.13 - Parâmetros de compactação e CBR das misturas de solo-RCD.....	65
Tabela 4.14 - Índices físicos das misturas na condição do $\gamma_{dm\acute{a}x}$, nas duas energias aplicadas.	68
Tabela 4.15 - Resultados obtidos no ensaio de cisalhamento rápido para a mistura de solo-RCD.....	86
Tabela 4.16 - Resultados obtidos no ensaio de cisalhamento rápido para o solo puro.....	86
Tabela 4.17 - Ângulos de atrito obtidos para a mistura de solo-RCD.....	90
Tabela 4.18 - Ângulos de atrito obtidos para o solo puro.....	90
Tabela 4.19 - Parâmetros físicos da composição granulométrica concebida na fabricação do PMF.....	102
Tabela 4.20 - Parâmetros de caracterização da emulsão RL-1C.....	103
Tabela 5.1 - Contagem volumétrica realizada numa via urbana de Campo Verde - MT..	105
Tabela 5.2 - Resultados obtidos no sentido 01 para as medições com a viga Benkelman.....	123
Tabela 5.3 - Resultados obtidos no sentido 02 para as medições com a viga Benkelman.....	123
Tabela 5.4 - Resultados obtidos no sentido 03 para as medições com a viga Benkelman.....	123

Tabela 6.1 - Valores previstos para a implantação de uma usina de RCD em Campo Verde - MT.....	134
Tabela 6.2 - Valores adotados para os principais fatores de custos da reciclagem de RCD.....	134
Tabela 6.3 - Custos anuais gerados pela reciclagem de RCD.....	134
Tabela 6.4 - Benefícios econômicos anuais gerados pela reciclagem de RCD.....	135

LISTA DE ABREVIACOES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

SÍMBOLO

AASHOT	- American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CaO	- xido de Cálcio
CBR	- ndice de Suporte Califórnia
CC	- Coeficiente de Curvatura
cm	- Centímetros
cm ²	- Centímetros Quadrado
cm ³	- Centímetros Cúbicos
CONAMA	- Conselho Nacional do Meio Ambiente
Cu	- Coeficiente de Uniformidade
D	- Módulo de Deformabilidade
DCP	- Penetrmetro Dinâmico de Cone
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte
DRX	- Difractometria por Raios-X
D ₀	- Deflexão Inicial
e	- ndice de Vazios
EA	- Equivalente de Areia
EI	- Energia Intermediária
ETE	- Estação de Tratamento de Esgoto
f	- Valor do ndice de Forma dos Agregados
FDOT	- Florida Department of Transportation
FWD	- Falling Weigth Deflectormter
g	- Grama
hab	- Habitantes
HRB	- Highway Research Board
H ₂ O	- gua
Hz	- Hertz
IDp	- ndice de Degradação após Compactação Proctor

IFMT	- Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia - Mato Grosso
IFRN	- Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia - Rio Grande do Norte
IP	- Índice de Plasticidade
KCl	- Cloreto de Potássio
kg	- Quilograma
km	- Quilômetro
kN	- QuiloNewton
kPa	- QuiloPascal
l	- Litro
lb	- Libras
m	- Metro
m ²	- Metro quadrado
m ³	- Metro cúbico
mg	- Miligrama
mm	- Milímetro
MPa	- MegaPascal
MR	- Módulo de Resiliência
n	- Porosidade
N	- Número Equivalente de Operações do Eixo Padrão de 8,2 tf
NBR	- Norma Brasileira
NL	- Não Líquido
NP	- Não Plástico
pH	- Potencial de Hidrogênio
PMF	- Pré-Misturado a Frio
PMSP	- Prefeitura Municipal de São Paulo
pol ²	- Polegadas Quadrada
PVC	- Policloreto de Vinila
R	- Raio de Curvatura
RCD	- Resíduos de Construção e Demolição de Obras
RL	- Ruptura Lenta
RR	- Ruptura Rápida
RSU	- Resíduos Sólidos Urbanos

S	- Grau de Saturação
sen	- Seno
SSF	- Segundos Saybolt-Furol
SUCS	- Sistema Unificado de Classificação de Solos
tf	- Tonelada - Força
t	- Tonelada
w _L	- Limite de Liquidez
w _{ótima}	- Umidade Ótima
w _P	- Limite de Plasticidade
UnB	- Universidade de Brasília
USP	- Universidade Estadual de São Paulo
VPL	- Valor Presente Líquido
ΔpH	- Variação do Potencial de Hidrogênio
γ _{dmáx}	- Peso Específico Aparente Seco Máximo
γ _n	- Peso Específico Natural
γ _s	- Peso Específico dos Grãos
σ ₁	- Tensão Principal Maior
σ ₃	- Tensão Principal Menor
σ _d	- Tensão Desvio
θ	- Ângulo de Atrito

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO GERAL

A humanidade chega à segunda década do século XXI com sete bilhões de habitantes, dos quais a maioria vive em um regime socioeconômico que tende a estimular o alto consumo e a busca incessante por riqueza (WEINBERG & BETTI, 2011). Neste contexto, percebe-se índices alarmantes relacionado à produção de resíduos sólidos urbanos, em que segundo SILVA FILHO (2010), cada habitante chega a gerar 1,106 kg de lixo por dia, os quais devem ser devidamente acondicionados de modo a se evitar o colapso parcial ou total do meio ambiente.

Inserida nesse cenário, a construção civil colabora em larga escala com a produção de resíduos, principalmente os oriundos de obras de demolição, reformas, desperdícios durante a execução de obras novas e mesmo por resíduos gerados pela ausência da adequação de materiais às condições das obras. Neste último caso, pode-se exemplificar a quebra de tijolos necessária para finalizar painéis de vedação e cortes em materiais de revestimentos. Muito embora seja uma prática comum, o correto seria que os projetos das edificações fossem concebidos a partir das dimensões padronizadas de tijolos, peças cerâmicas, etc. Contudo, no Brasil, essa realidade ainda encontra-se distante, o que colabora, em muito, com a produção elevada de resíduos na área da construção civil.

Além disso, em função dos fatores relacionados ao crescimento populacional e a vida útil das obras civis, por exemplo, existe a necessidade premente de renovação de algumas obras. Como exemplo disso, têm-se os diversos estádios de futebol que foram demolidos para a construção de outros mais modernos e com maior capacidade, visando atender à demanda e às exigências em sediar a copa do mundo de 2014. Ao todo, foram demolidos e/ou reformados 12 estádios de futebol, situados nas capitais dos estados brasileiros selecionadas para os jogos da copa do mundo de 2014. Como forma de ilustrar alguns dos aspectos inerentes à demolição dos estádios que se encontram em fase de construção, as Figuras 1.1 e 1.2 revelam imagens da produção de

resíduos de demolição. Diante de tal cenário, é indiscutível a necessidade de criar metodologias no sentido de viabilizar o reaproveitamento dos resíduos oriundos da construção civil e minimizar os impactos relacionados à sua disposição.



Figura 1.1 - Demolição do Estádio Fonte Nova - Salvador - BA. (FONTE: SPACES, 2011)



Figura 1.2 - Demolição do Estádio Machado - Natal - RN. (FONTE: AUGUSTO, 2011)

Consubstanciado nestes aspectos, este trabalho apresenta uma proposta de aplicação de resíduos de construção e demolição de obras (RCD) como materiais alternativos utilizados na composição de uma camada portante de um pavimento urbano no estado do Mato Grosso - MT.

1.2. JUSTIFICATIVA

Como justificativa para a realização deste trabalho destaca-se a importância da viabilização de uma destinação mais adequada para os resíduos de construção e demolição de obras, a produção de uma metodologia científica para avaliar o comportamento mecânico e o desempenho funcional da estrutura proposta e a produção de soluções alternativas em vias de tráfego leve, em municípios que produzam uma grande quantidade de resíduos de construção e demolição de obras (RCD). Além disso, este trabalho também visa enriquecer a linha de pesquisa da Universidade de Brasília (UnB) e do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Mato Grosso (IFMT) no que diz respeito à reciclagem e a utilização de materiais alternativos voltados para execução de obras viárias.

É importante destacar a aplicabilidade desse trabalho em minimizar os impactos ao meio ambiente com relação às perdas causadas pelo uso inadequado de seus recursos. A opção de se utilizar o RCD em porcentagens consideráveis como material para base de pavimentos urbanos busca minimizar o problema de acondicionamento definitivo desses resíduos, já que esses elementos construtivos produzem elevados volumes de materiais, além, de proporcionar uma redução da extração de outros recursos naturais para a construção de novos pavimentos.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Geral

Este trabalho tem como objetivo principal verificar a viabilidade técnica econômica de uma solução alternativa de materiais destinados a camadas de base de pavimentos urbanos, a partir de uma mistura de solo com resíduos de construção e demolição de obras. Neste aspecto, como elemento de estudo, foram realizadas análises do comportamento mecânico e do desempenho funcional de um pavimento urbano, tendo como base a execução de um trecho experimental em pavimentação asfáltica, onde se utilizou na camada de base, um RCD associado a um cascalho laterítico típico do município de Campo Verde - MT.

1.3.2. Específicos

Em termos específicos, esta pesquisa pretende apresentar uma solução inovadora na área de pavimentação junto ao estado de Mato Grosso, de modo que o projeto piloto desenvolvido no município de Campo Verde - MT seja posto em prática em outras cidades mato-grossenses; além disso, pretende-se com este trabalho divulgar o embasamento técnico-científico adotado para a solução proposta, de modo que os resíduos de construção passem a ser empregados em maior proporção no meio viário, tendo em vista o potencial que estes materiais alternativos podem possuir, quando da sua utilização como materiais de construção em obras de pavimentação.

1.4. ESCOPO DA TESE

A estrutura básica do presente trabalho encontra-se dividida em sete capítulos, conforme descrições a seguir:

O Capítulo 1 apresenta um contexto geral sobre a geração de resíduos de construção e demolição de obras, destacando os principais impactos ambientais negativos ocasionados pela produção dos mesmos, e, dando-se ênfase à forma alternativa de disposição dos RCD por meio de soluções voltadas para utilização em obras viárias. Num segundo momento, expõe-se a justificativa para a realização deste trabalho e descrevem-se os objetivos pleiteados nessa tese.

No intuito de promover um conhecimento mais abrangente sobre os resíduos de construção e demolição de obras, o Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica dos principais conceitos relacionados a esses resíduos, além de enfatizar os critérios de legislações específicas para o emprego de RCD em obras de pavimentação. Esse capítulo também referencia uma síntese de diversos trabalhos científicos desenvolvidos no âmbito nacional e internacional, onde foram feitas análises sobre o aproveitamento de RCD em camadas estruturais de obras viárias.

A descrição pertinente aos materiais utilizados e ao método de trabalho proposto para o desenvolvimento desta tese encontra-se no Capítulo 3.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos para o programa experimental desenvolvido neste trabalho, além das análises realizadas sobre os mesmos.

O Capítulo 5 aborda descrições específicas de um trecho experimental executado no município de Campo Verde - MT, onde trabalhou-se com uma mistura de solo-RCD em um determinado trecho de um pavimento urbano.

No que concerne ao Capítulo 6, realizou-se um estudo de viabilidade econômica para a solução proposta neste trabalho, de modo que toda a concepção adotada, e, avaliada, encontram-se descritas neste capítulo.

Por fim, o Capítulo 7 menciona as principais conclusões obtidas nesta tese de doutorado e propõe algumas sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD)

2.1.1. Introdução

De acordo com a Resolução n.º 307, de 05 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, os resíduos oriundos da construção civil são provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e, os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiações elétricas, etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha. Ainda de acordo com esta Resolução, os RCD classificam-se em quatro classes denominadas de A, B, C e D, em função das possibilidades de reciclagem. Desse modo, a classe A tem como base os materiais reutilizáveis ou recicláveis como agregados, enquadrando-se assim, com os materiais residuais a serem empregados e analisados nesta pesquisa. As demais classes possuem características que não serão abordadas, neste estudo, tendo em vista que foge o objeto proposto para a realização deste trabalho. Contudo, como informações adicionais, a classe B engloba os materiais recicláveis para outras destinações tais como plásticos; a classe C caracteriza-se por apresentar materiais sem tecnologia economicamente viável como o gesso e a classe D que envolve os resíduos perigosos.

2.1.2. Produção dos RCD

Segundo SANTOS (2007), mesmo com o avanço tecnológico na indústria da construção civil, nos últimos tempos, esse setor ainda continua executando seus serviços de forma precária e com baixo controle tecnológico. Esta condição faz com que a produção de resíduos durante a fase de construção, manutenção e demolição resulte na geração de uma grande quantidade de resíduos no canteiro de obras, e, gere (acarrete) um grande problema ambiental a ser resolvido. Assim, dada à importância desse tipo de situação, diversos trabalhos realizados no Brasil como PINTO (1989),

PICCHI (1993), SOIBELMAN (1993), BOGADO (1998), REZENDE (1999), JOHN & AGOPYAN (2000), BERNUCCI *et al.* (2005) e SANTOS *et al.* (2010) apontam para uma elevada quantidade de resíduos gerados no país, que necessitam ser reaproveitados de modo a minimizar os impactos que provocam.

De acordo com JOHN & AGOPYAN (2000), o grande volume de resíduos gerados na indústria da construção deve-se basicamente aos seguintes fatos:

- * possíveis vícios de execução com procedimentos arcaicos;
- * correções de defeitos e imperfeições;
- * reformas ou modernização de edificações ou de parte das mesmas, que de uma forma geral exigem demolições parciais;
- * descarte de componentes que tenham atingido o final da vida útil, necessitando ser substituídos.

As Figuras 2.1 e 2.2 ilustram detalhes da produção de RCD em um canteiro de obra.



Figura 2.1 - RCD gerado por falhas no armazenamento de blocos cerâmicos.



Figura 2.2 - Detalhe de RCD gerado durante a execução de uma etapa da obra.

FONTE: SINDUSCON - SP (2005)

2.1.3. Quantificação dos RCD

PINTO (1999) menciona que há pelo menos três formas de quantificar os volumes de RCD, destacando a avaliação da quantidade de áreas construídas, a movimentação de cargas em coletores e o monitoramento das atividades de descarga. Contudo, de acordo com SANTOS (2007) esta última forma de quantificação é difícil de ser realizada devido à falta de uma fiscalização eficiente nos movimentos de massa dos RCD e a sua consequente camuflagem no ambiente urbano. Ainda segundo SANTOS (2007), nos municípios de pequeno porte, a falta de informações sobre a quantidade de RCD resulta em uma grande dificuldade na caracterização desse material. De uma forma geral, este autor revela que esta situação se deve ao fato dos planos diretores centralizarem suas ações no gerenciamento dos lixos domésticos, pois consideram que esses resíduos são predominantes no quadro de composição dos resíduos sólidos urbanos (RSU) das cidades de pequeno porte. SANTOS (2007) também afirma que nas cidades de médio e grande porte, costuma-se dar um tratamento mais elaborado a esses levantamentos, talvez porque a presença de RCD seja mais significativa nesses locais, chegando a representar 70% do total de massa dos RSU, conforme levantamento realizado por SCHNEIDER (2003). A Tabela 2.1 apresenta o percentual de RCD com relação ao de RSU em algumas cidades brasileiras.

Tabela 2.1 - Produção de RCD em algumas cidades brasileiras (SCHNEIDER, 2003).

Cidade	População (10⁶ x habitantes)	Geração de entulho (t/dia)	% de RCD em relação ao RSU
Salvador - BA	2,2	1700	37
Belo Horizonte - MG	2,01	1200	51
Santo André - SP	0,63	1013	58
São José dos Campos - SP	0,5	733	65
Ribeirão Preto - SP	0,46	1043	67
Brasília - DF	2,06	1950	70

FONTE: VIEIRA (2003) - Modificado.

De acordo com BERNUCCI *et al* (2005), a quantidade de resíduo por habitante vem aumentando de forma mais acelerada que o crescimento populacional. Esta autora cita que a cidade de São Paulo tem sofrido transformações urbanas bem significativas, atingindo patamares de produção de resíduos de construção expressivos. Segundo SCHNEIDER (2003), a Prefeitura Municipal de São Paulo calcula que sejam geradas diariamente aproximadamente 16.000 toneladas de resíduo de construção, resultando numa geração per capita de 0,50 toneladas por habitante por ano.

2.1.4. Materiais constituintes dos RCD

De uma maneira geral, conforme descrições apresentadas no item 2.1.1, os RCD se constituem por diversos tipos de materiais. Assim sendo, o conjunto formado pelos diferentes materiais presentes nos RCD acaba por produzir uma combinação extremamente heterogênea, o que dificulta a obtenção de um modelo representativo para toda e qualquer combinação dada a esses resíduos, independente de onde ele seja produzido. Desse modo, UZAN (1985), BAKOSS & RAVINDRARAJAH (1999), TRICHÊS & KRYCKYJ (1999), VAZQUEZ (2001) e OLIVEIRA (2007), visando obter comportamentos representativos para os RCD, têm optado em adotar hipóteses simplificadoras a partir do descarte ou seleção de frações de determinados materiais presentes em um dado RCD. A seleção das frações de materiais potencialmente reaproveitadas de um determinado RCD está diretamente ligada ao tipo de destinação final que se pretende dar a esses resíduos. JOHN (2000) revela que os principais materiais a serem utilizados como agregados recicláveis são constituídos essencialmente de materiais como: restos de concretos, argamassas, cerâmicas e rochas. Contudo, mesmo fixando-se estes quatro materiais, esse autor revela que esta composição tende a sofrer variações em termos percentuais bastante significativas. A Figura 2.3 ilustra um estudo realizado por JOHN (2000), por meio de um gráfico com as variações dos quatro materiais mencionados, em função do potencial de reciclagem dos RCDs estocados numa central de reciclagem, durante um período de 12 dias.

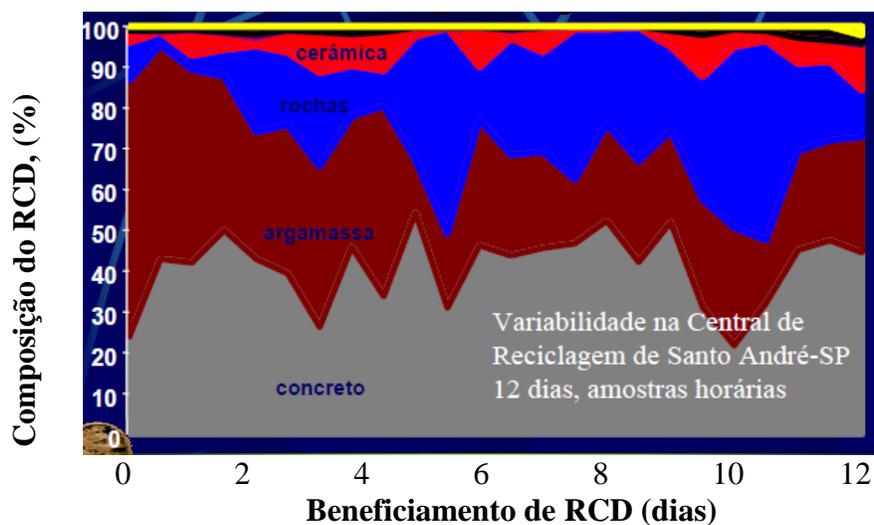


Figura 2.3 - Variação de materiais recicláveis de RCD. (FONTE: JOHN, 2000).

Diante da heterogeneidade dos materiais constituintes de um RCD, o aproveitamento desses resíduos tem sofrido alguns preconceitos quando da sua utilização em serviços de engenharia. Deste modo, é comum perceber o questionamento sobre a qualidade desses materiais no momento da sua nova utilização. No entanto, dado a importância financeira, CARNEIRO *et al.* (2001) menciona que os benefícios econômicos gerados pelo aproveitamento dos RCD, face a sua deposição, reduz em até 75% o custo total efetuado por algumas prefeituras do Brasil, no que diz respeito aos gastos com a limpeza urbana.

É oportuno relatar, que os RCD devem passar por um beneficiamento prévio, por meio de uma etapa de britagem, onde todos os materiais julgados indesejáveis quanto ao seu aproveitamento, devem ser removidos por um processo de triagem. Assim, a prática comum de uma boa educação ambiental, já pode promover uma economia de tempo, se essa triagem fosse implantada nos canteiros de obra, separando materiais como: madeiras, plásticos, gessos, dentre outros julgados prejudiciais para algumas das destinações dadas aos RCD nos serviços de engenharia.

2.1.5. Potencial de utilização dos RCD

Uma vez que a teoria do desenvolvimento sustentável tem focado a ideia de que se deve usufruir do espaço em que se vive de forma que sejam garantidas condições mínimas e adequadas para as futuras gerações, a preocupação em lidar com técnicas alternativas para cuidar do meio ambiente tem sido uma prática corriqueira nos estudos realizados por parte de alguns pesquisadores, para que o meio ambiente seja preservado de maneira mais eficaz. No caso específico do potencial de utilização dos RCDs, têm-se evidenciado a capacidade e a viabilidade com que diversos tipos de resíduos gerados pela área de construção civil têm sido aproveitados em países como Austrália, Brasil, China, Estados Unidos, França, Holanda, Noruega, Reino Unido e Suécia, nos mais variados serviços da engenharia como: fabricação de blocos de concreto sem fins estruturais, blocos intertravados para calçadas, materiais constituintes de camadas de base, sub-base e reforço de subleito em pavimentos submetidos a um baixo volume de tráfego, agregados reciclados para uso em obras de drenagem, dentre outras soluções. Conforme será apresentado a seguir, HENDRISK & JANSSEN (2001), PETKOVIC *et al.* (2004) e HENDRIKS *et al.* (2007) mencionaram que em épocas passadas, já haviam sido realizados usos de agregados reciclados oriundos da construção e demolição de obras na área da engenharia.

De acordo com HENDRISK & JANSSEN (2001), o uso de materiais reciclados provenientes da construção civil tem sido empregado a cerca de alguns anos, porém, sem nenhum embasamento científico catalogado. Segundo esses autores, antigas estruturas de concreto executadas nos tempos romanos, possuíam, na sua composição, uma mistura de cal, resíduos de tijolos quebrados e outras substâncias com um elevado teor pozolânico, capaz de produzir um material resistente para a solução empregada na época.

PETKOVIC *et al.* (2004) afirmaram que na Europa a reciclagem de materiais oriundos da construção civil teve o seu desenvolvimento acelerado a partir de 1980, destacando que a Noruega e a Holanda detiveram um grande interesse por esses materiais alternativos, haja vista que esses países apresentavam dificuldades espaciais para a estocagem de resíduos em aterros sanitários, além de estarem com parte de seus recursos naturais escassos.

HENDRIKS *et al.* (2007) reportam que escombros de construção foram empregados na Holanda em 1874 para recuperação de pavimentos, e, em 1920 esse país utilizou agregados reciclados como materiais básicos para a execução de aterros e como agregados na fabricação de concretos e asfaltos. Ainda de acordo com HENDRIKS *et al.* (2007), em 1970, motivados pela crise de petróleo, a Holanda utilizou asfaltos triturados para a recuperação de pavimentos pré-existent.

Atualmente, devido ao aumento da conscientização com as questões ambientais, a prática da reciclagem dos RCDs tem sido cada vez mais empregada no Brasil e no mundo. BODI *et al.* (1995) mencionam que em 1989 a Superintendência das Usinas de Asfalto da Prefeitura Municipal de São Paulo deu início aos estudos voltados para as diferentes formas de aproveitamento dos resíduos de construção e demolição gerado pela cidade de São Paulo - SP. Inicialmente, a preocupação dos estudos era gerar uma alternativa de aproveitamento dos RCDs, de modo a possibilitar um incremento de vida útil para os aterros sanitários da cidade de São Paulo, uma vez que se encontravam com uma baixa capacidade de armazenamento.

TRICHÊS & KRYCKYJ (1999) relatam que os RCD após passarem por uma etapa de beneficiamento podem ser empregados nas mais diferentes aplicações como, por exemplo, na confecção de elementos pré-moldados e na execução de camadas em estruturas de pavimentos.

Segundo HENDRISK & JANSSEN (2001), na Holanda, 85% dos RCD são utilizados para essas duas finalidades. TRICHÊS & KRYCKYJ (1999) destacam ainda, que além dessa medida reduzir gastos públicos com aterros e com novos materiais para construções de pavimentos, essa política propicia um aumento da vida útil dos aterros destinados ao armazenamento de resíduos sólidos urbanos em funcionamento, visto que os atuais aterros teriam aumentados a sua capacidade pela inibição das descargas clandestinas ao longo das vias públicas.

BRITO FILHO (1999) menciona a utilização de agregados reciclados como camadas drenantes, lastro para assentamento de tubos e guias, além do seu emprego no envelopamento de galerias de estabilização de solos expansíveis ou com baixa capacidade de suporte. Ainda de acordo com BRITO FILHO (1999), os agregados reciclados também podem ser empregados em regularização e cascalhamento de ruas de terra, sendo vantajosos neste tipo de situação em relação às britas corridas comuns, em virtude da coesão provenientes de reações pozolânicas que o tornam um material menos erodível.

LIMA (1999) aponta que os agregados reciclados oriundos da geração de RCD podem ser empregados na produção de concreto e argamassa para diferentes fins estruturais como contra pisos e componentes de alvenaria. Nessa mesma linha de pesquisa, COSTA (2006) destaca que desde 1980 o Brasil começou a estudar o aproveitamento de resíduos da construção, na forma de agregados, para a fabricação de argamassas e concretos sem fins estruturais, como uma fonte alternativa em alguns serviços de engenharia. Essa autora descreve também que a Bélgica, em 1986, realizou algumas pesquisas com RCD com o objetivo de desenvolver normativas para uso de agregados reciclados no país. Por último, COSTA (2006) menciona que em 1989 a Dinamarca realizou algumas experiências com RCD de modo a produzir agregados reciclados voltados para a fabricação de blocos de concretos.

BAKOSS & RAVINDRARAJAH (1999) destacaram que em países como a Austrália tem sido comum a mistura de agregados reciclados de concreto com quantidades limitadas de tijolos britados e solo, para a obtenção de um produto reciclado considerado adequado para uso em pavimentação. Neste contexto, ARM (2001) mencionam que na Suécia o emprego de agregados reciclados de concreto tem sido usado para as diferentes camadas da estrutura de pavimentos, de

modo que esses materiais alternativos têm produzido um incremento no módulo de resiliência para diferentes tempos de cura, desenvolvendo um aumento da resistência ao longo do tempo.

TRICHÊS & KRYCKYJ (2000) apontam que agregados reciclados tendem a apresentar propriedades geotécnicas compatíveis para utilização na construção de obras viárias. Segundo esses autores, do ponto de vista geotécnico, os agregados reciclados são considerados materiais não plásticos, o que permitem a sua utilização em locais com a presença de água, por gerar pouca ou nenhuma lama. Além disso, esses materiais podem ser empregados como redutores de plasticidade na estabilização de alguns solos e tendem a produzir expansibilidades baixas ou nulas, mesmo na condição saturada, quando aplicados em camadas compactadas de pavimentos.

CARNEIRO *et al* (2001) mencionam que o uso do RCD em camadas de pavimentos urbanos tem sido uma das soluções mais difundidas nos últimos tempos. Segundo esses autores, o aproveitamento destes materiais em pavimentação apresenta muitas vantagens, como: a utilização de uma quantidade significativa de material reciclado, tanto na fração miúda quanto na graúda; simplicidade dos processos de execução do pavimento e de produção do agregado reciclado (separação e britagem primária). Desse modo, todos esses aspectos contribuem para a redução dos custos, difusão dessa forma de reciclagem e a possibilidade de uso dos diversos materiais componentes desses resíduos (concretos, argamassas, materiais cerâmicos, areia, pedras, etc.).

BALZAN *et al.* (2003) mencionam que logo após a publicação da Resolução n.º 307 do CONAMA várias pesquisas têm se desenvolvido no Brasil na área de pavimentação, de modo a caracterizar os RCD na forma física, química e mecânica. Esses autores destacam que as cidades brasileiras como Belo Horizonte, Rio de Janeiro, São Paulo, Goiânia, Uberlândia, Salvador e Brasília já tiveram experiências em obras de pavimentação com o uso de RCD, chegando-se a conclusão de que esses materiais alternativos apresentam boas condições de utilização, desde que sejam convenientemente reciclados e avaliados previamente.

BERNUCCI *et al* (2005) reforçam a idéia que, desde a década de 80, o Brasil vem realizando experiências de aplicação do resíduo sólido de construção civil como material de pavimentação, porém, sem estudos sistemáticos e monitoramentos periódicos. No entanto, esta autora revela que

no início da década de 90, foi instalada pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) a primeira recicladora de RCD do Brasil e que no final de 2004, iniciou-se uma pavimentação do sistema viário do novo Campus da Universidade de São Paulo (USP) na zona Leste (USP-Leste), seguindo um projeto inovador de pavimento ecológico, com o emprego de materiais reciclados em toda sua estrutura. A Figura 2.4 mostra uma vista geral da recicladora instalada pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP).



Figura 2.4 - Recicladora instalada pela PMSP. FONTE: BERNUCCI *et al.* (2005).

É importante destacar que um aspecto que pode dificultar a utilização de agregados reciclados está diretamente relacionado à grande heterogeneidade dos RCD. Dessa forma, a realização de um controle tecnológico rigoroso para esse tipo de material alternativo, no âmbito da engenharia rodoviária, se faz necessário, no sentido de determinar parâmetros físicos, químicos e mecânicos, visando aferir a qualidade dos RCD, de modo a atender as soluções de engenharia propostas para área de pavimentação. Segundo FRANÇOIS & JULLIEN (2009), o uso de RCD em obras de pavimentação dependerá das características da sua composição e das condições locais que incluem: intensidade das cargas mecânicas induzidas pelo tráfego rodoviário; temperatura ambiente; umidade; e, reações a vários produtos que podem ser derramados sobre a superfície do revestimento e venham a penetrar na estrutura do pavimento como um todo. Além disso, esses autores destacam que a localização do material alternativo e o custo de transporte constituem os elementos essenciais para a viabilização do seu emprego em obras de pavimentação.

2.1.6. Pesquisas brasileiras com RCD destinados a obras de pavimentação

BODI *et al.* (1995) realizou coletas de RCD em vários locais de despejo (descarte, deposição) na cidade de São Paulo e estabeleceu quatro tipos de classificações para os materiais coletados, da

seguinte maneira: o entulho identificado como branco que possuía na sua composição a predominância de restos de concreto e argamassa; o chamado de vermelho composto prioritariamente por materiais cerâmicos; a classificação usualmente denominada de mista contendo a junção (associação) dos resíduos brancos e vermelhos; e, a quarta classificação, descrita como entulho contaminado, formado por resíduos com presença expressiva de solos, madeiras, plásticos, papéis, etc.

Diante dessas classificações, BODI *et al.* (1995) efetuaram a britagem desses materiais e realizaram ensaios para a determinação dos índices de suporte Califórnia (CBR). Na ocasião, a metodologia adotada nos ensaios foi à utilização dos resíduos na condição pura e misturados a dois tipos de solos, um siltoso e outro argiloso, nas proporções de 10 em 10%, a partir da variação dos solos, na condição pura, até se chegar aos resíduos reciclados puros. Após a realização dos ensaios de CBR para as dosagens propostas, chegou-se a parâmetros usuais de umidade ótima, massa específica aparente seca, expansão e capacidade de suporte pertinente a cada material avaliado. De acordo com esses autores, comparando-se os resultados de CBR obtidos entre as diferentes misturas de solos com agregados naturais e solos com agregados reciclados, verificou-se que as combinações realizadas com os materiais reciclados apresentaram valores de CBR maiores que as misturas de solos com agregados naturais, para uma mesma proporção de agregados. Como exemplo prático, BODI *et al.* (1995) menciona que a dosagem contendo 30% de agregado reciclado apresentou um valor semelhante ao CBR evidenciado para a mistura de solo com agregados naturais contendo 40% de material granular. Diante desse cenário, esses autores atribuíram esse fenômeno a dois fatores: o agregado reciclado apresenta uma carga cimentante livre, e, a produção desses materiais gerou uma quantidade menor de finos.

Neste contexto, a Tabela 2.2, reproduzida por OLIVEIRA (2007), apresenta os parâmetros de compactação e CBR, na energia Proctor intermediária, sem reuso de material, encontrados por BODI *et al.* (1995) para os agregados reciclados na condição pura. Além disso, visando avaliar o comportamento da capacidade de suporte para todas as dosagens realizadas em função do incremento dos agregados reciclados mistos, OLIVEIRA (2007) ilustrou a variação dos valores de CBR obtidos por BODI *et al.* (1995), conforme detalhes ilustrados pelas Figuras 2.5 e 2.6.

Tabela 2.2 - Parâmetros de compactação e CBR obtidos em entulhos coletados em São Paulo.

Material	W _{ótima} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Expansão (%)	CBR (%)
Entulho Branco	14,4	18,83	-	111
Entulho Vermelho	18,3	16,57	0,09	63
Entulho Misto	14,8	17,55	0,01	98

FONTE: BODI *et al.* (1995) *apud* OLIVEIRA (2007) - modificado.

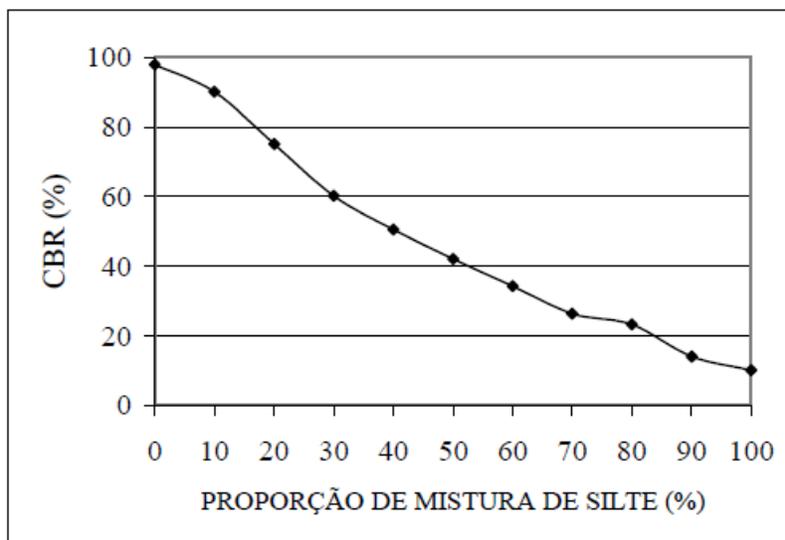


Figura 2.5 - Curva de CBR obtidas para dosagens de entulhos mistos de São Paulo - SP com um solo siltoso. FONTE: BODI *et al.* (1995).

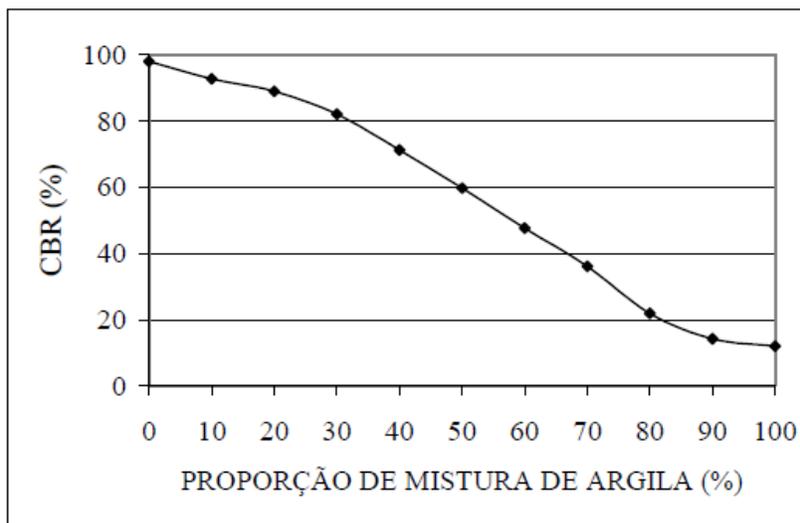


Figura 2.6 - Curva de CBR obtidas para dosagens de entulhos mistos de São Paulo - SP com um solo argiloso. FONTE: BODI *et al.* (1995).

CARNEIRO *et al.* (2001) analisaram agregados reciclados produzidos em Salvador - BA, para aplicação em obras de pavimentação. O estudo desenvolvido por esses autores teve como base a realização de ensaios de laboratório, visando avaliar o desempenho técnico dos materiais reciclados para a utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos urbanos, dada a necessidade premente de expansão nas vias urbanas do município e a produção de um embasamento técnico-científico relacionado a essa alternativa de reciclagem para o meio técnico local. A proposição realizada por CARNEIRO *et al.* (2001) consistiu na determinação das características físicas do agregado reciclado e de alguns solos típicos da região metropolitana de Salvador, além da realização de uma avaliação das propriedades físicas e mecânicas obtidas para uma série de misturas de solo-RCD produzidas no estudo.

Os materiais empregados por CARNEIRO *et al.* (2001) consistiu de um entulho reciclado produzido em duas frações granulométricas, de modo que uma encontrava-se dentro da faixa de agregados graúdos, mais especificamente semelhantes aos materiais pedregulhosos, e, a outra dentro dos limites impostos para agregados miúdos, porém, com baixas porcentagens de materiais finos, como siltes e argila. Visando avaliar e comparar os resíduos reciclados com solos típicos da região de Salvador, CARNEIRO *et al.* (2001) fizeram uso de dois tipos de solo, sendo um de comportamento laterítico e outro com características de solo saprolítico. A seguir, as Tabelas 2.3 e 2.4 apresentam as principais características físicas encontradas para os materiais avaliados por esses autores, e, alguns dos parâmetros de compactação e CBR determinados na energia Proctor intermediária, sem reuso de material.

Tabela 2.3 - Caracterização de solos e agregados reciclados de Salvador - BA.

Propriedades		Método Utilizado	Solo Laterítico	Solo Saprolítico	Agregado Reciclado (Miúdo)	Agregado Reciclado (Graúdo)
Análise Granulométrica	Pedregulho	NBR 7181	0%	0%	0%	50%
	Areia		80%	32%	82%	44%
	Silte		1%	30%	2%	3%
	Argila		19%	38%	16%	4%
Classificação - HRB		AASHOT	A-2-4	A-7-5	A-2-4	A-2-4
Limite de Liquidez		NBR 6459	20%	62%	NL	NL
Limite de Plasticidade		NBR 7180	5%	42%	NP	NP
Equivalente de Areia		NBR 12052	14%	2%	68%	-
Massa Específica dos Grãos		NBR 6508	2,59 g/cm ³	2,65 g/cm ³	2,59 g/cm ³	2,19 g/cm ³
Abrasão Los Angeles		NBR 6465	-	-	-	45%

FONTE: CARNEIRO *et al.* (2001) - modificado.

Tabela 2.4 - Comparação de parâmetros de compactação e CBR obtidos para solos e misturas de solos com agregados reciclados graúdos produzidos em Salvador - BA.

Material	W _{ótima} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Expansão (%)	CBR (%)
100% de solo laterítico	9,3	18,0	0,14	114
30% de solo laterítico + 70% de agregado reciclado graúdo	14,2	18,0	-	112
100% de solo saprolítico	22,0	14,0	5,69	25
30% de solo saprolítico + 70% de agregado reciclado graúdo	25,8	15,0	0,65	50
100% de agregado reciclado miúdo	16,0	16,0	-	70
30% de agregado reciclado miúdo + 70% de agregado reciclado graúdo	16,2	17,0	-	100

FONTE: CARNEIRO *et al.* (2001) - modificado.

É oportuno destacar que CARNEIRO *et al.* (2001) concluíram que os resultados obtidos culminaram na aprovação das dosagens propostas para o uso como materiais de base e sub-base de pavimentos. No entanto, em virtude das características locais, esses autores destacam a importância de se realizar novos estudos em outras regiões, para que se tenha uma maior dimensão da potencialidade de uso de RCD em obras de pavimentação.

MOTTA (2005) realizou pesquisas em laboratório com agregados reciclados da cidade de São Paulo - SP, visando avaliar os aspectos físicos e o comportamento mecânico apresentado por esses materiais alternativos, quando da sua utilização em camadas de base, sub-base e reforço do subleito, em substituição aos agregados naturais convencionais. Foi dada ênfase à aplicação destes materiais em vias urbanas consideradas com um baixo volume de tráfego. A proposta de estudo adotada por MOTTA (2005) teve como fundamento as análises de ensaios realizados para os agregados reciclados na condição pura (*in natura*), além de misturas desses agregados reciclados com 4% de cimento Portland ou 4% de cal, visando avaliar possíveis ganhos de resistência. Entretanto, como forma de comparar os resultados obtidos para as dosagens contendo materiais reciclados, e, materiais usuais, como os agregados naturais, essa autora também realizou ensaios com uma brita graduada normalmente utilizada em obras viárias. O agregado reciclado avaliado na pesquisa foi obtido da usina recicladora da Prefeitura Municipal de São Paulo, tendo como dimensão máxima característica o valor de 63,5 mm. Para efeito da avaliação do comportamento mecânico desempenhado pelos agregados reciclados, MOTTA (2005) realizou ensaios de compactação e CBR na energia Proctor intermediária, ensaios de resistência à

compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, além da realização de ensaios triaxiais dinâmicos para determinação dos módulos de resiliência dos materiais envolvidos. Diante dos resultados obtidos para essa proposta metodológica, MOTTA (2005) concluiu que o agregado reciclado avaliado possuía um potencial adequado para uso em obras de pavimentação, uma vez que as suas propriedades físicas e mecânicas foram consideradas satisfatórias, quando comparadas a outros materiais estabilizados granulometricamente. No que concerne às análises realizadas para as dosagens contendo cimento ou cal, essa autora verificou que as misturas ensaiadas reproduziram ganhos significativos nos parâmetros de resistências, caracterizando excelentes alternativas para uso como materiais aplicados em obras viárias.

Adicionalmente, com o intuito de verificar a possibilidade de ocorrer reações pozolânicas para os agregados reciclados, MOTTA (2005) realizou o ensaio denominado de método de Chapelle - modificado. Esse ensaio consiste na colocação de 1g da fração fina do agregado reciclado em conjunto com 1g de óxido de cálcio (CaO) em solução aquosa, que permanece em banho-maria a 97°C, sob agitação, por um período de 16 horas. O resultado desse ensaio é expresso em mg de CaO/g consumido, sendo que para ser considerado um material pozolânico, de acordo com RAVERDY *et al.* (1980) *apud* OLIVEIRA (2007), o valor encontrado (obtido) deve ser igual ou superior a 330 mg. De acordo com os resultados obtidos por MOTTA (2005), valores entre 100 e 150 mg de CaO/g consumido, não significam necessariamente que o agregado reciclado não possua em sua composição presença de frações pozolânicas, mesmo que os valores obtidos tenham sido inferiores aos 330 mg recomendados por RAVERDY *et al.* (1980) *apud* OLIVEIRA (2007). O limite estabelecido de 330 mg encontra-se especificado para a fabricação de concretos, cujos os valores de resistência são considerados maiores que os materiais empregados em pavimentação, de uma maneira geral. Neste contexto, HAMASSAKI *et al.* (1996) *apud* MOTTA (2005) também apresentaram valores de atividades pozolânicas para agregados reciclados inferiores aos 330 mg especificados, onde, no entanto, esses autores relatam que essa análise não anula a possibilidade de ocorrência de reações pozolânicas, mas sim, a existência de reações de menor intensidade.

MOREIRA *et al.* (2006) descreveram que no município de Uberlândia, Minas Gerais, a primeira experiência com aplicação de agregados reciclados, provenientes da geração de RCD, foi realizada na execução de uma via de acesso de 1600 metros de extensão, à estação de tratamento

de esgoto - ETE - Uberabinha, sob responsabilidade do Departamento de Águas e Esgotos de Uberlândia. De acordo com MOREIRA *et al.* (2006), as investigações laboratoriais consistiram na realização de ensaios de compactação, CBR, análises granulométricas e avaliação da quebra dos grãos, para as diversas misturas previamente definidas no estudo. As misturas dos agregados reciclados foram definidas em função de algumas variações proporcionais, relacionadas a uma fração miúda desses agregados (materiais passantes na peneira 4,8 mm) e outras duas frações graúdas dos mesmos (materiais retidos nas peneiras de 19,0 mm e 9,5 mm). Diante dessas amostras, MOREIRA *et al.* (2006) avaliaram a tendência de quebra gerada pelos agregados reciclados, verificando que os resíduos de argamassa, tijolos e telhas, quando da realização do ensaio de compactação na energia de Proctor intermediária, tiveram seus grãos reduzidos nas misturas contendo de 30 a 40% de material fino. Sendo assim, de posse dos resultados dos demais ensaios, MOREIRA *et al.* (2006) definiram a melhor mistura para ser aplicada na via de acesso a ETE.

A execução do pavimento da via, em acordo com a concepção geométrica adotada, contemplou uma pista com 8 m de largura, sem acostamento, em que foi definida acima da linha do subleito uma camada de base composta do RCD reciclado, com 20 cm de espessura e um revestimento com 3 cm de espessura executado em asfalto-borracha. É oportuno destacar que essa via é utilizada diariamente por caminhões que transportam lixo doméstico da cidade de Uberlândia - MG, pelo tráfego de três usinas de asfalto e pelos veículos que trafegam em direção a dois britadores instalados nas proximidades da via. No entanto, desde a sua construção, em julho de 2003, MOREIRA *et al.* (2006) mencionam que tem sido realizado sistematicamente um monitoramento e até o mês de fevereiro de 2006 não havia sido registrado nenhum defeito relacionado à estrutura do pavimento.

BERNUCCI *et al.* (2006) realizaram ensaios comparativos de CBR na energia de Proctor intermediária, para agregados reciclados provenientes de duas usinas recicladoras do estado de São Paulo, sendo uma na própria capital do estado e a outra em Santo André. Além dos agregados reciclados esses autores também realizaram os ensaios de CBR para uma brita graduada natural, como forma de comparar a qualidade dos materiais alternativos frente aos convencionais. De acordo com os resultados obtidos por BERNUCCI *et al.* (2006), as amostras

contendo RCD reciclados apresentaram valores de CBR semelhantes aos encontrados para a brita graduada natural. Além disso, as amostras de agregados reciclados ensaiadas com 28 dias em processo de cura apresentaram valores de CBR cerca de 20% maior quando comparadas as amostras rompidas logo após a moldagem. Diante desse fato, BERNUCCI *et al.* (2006) justificam que o incremento no valor do CBR está possivelmente ligado às reações pozolânicas de partículas não inertes contidas nos agregados avaliados.

LEITE *et al.* (2006) mencionaram que durante a fase de implantação de um dos anexo do campus da Universidade de São Paulo (USP), usualmente denominado de USP-Leste, o grupo de trabalho atrelado ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica recomendou que fosse adotada uma alternativa inovadora na confecção do pavimento. Neste sentido, foi proposta a aplicação de materiais alternativos reciclados de RCD nas camadas de base e sub-base e na camada de rolamento que se utilizasse uma solução de concreto betuminoso usinado a quente tendo como ligante o asfalto-borracha. Ressalta-se que o material do subleito se mostrou altamente deformável e detentor de uma baixa capacidade de suporte, sendo necessária a execução de uma camada de reforço com 20 cm de espessura composta por um solo típico da região. De acordo com LEITE *et al.* (2006), em função do estudo de tráfego local e das análises dos materiais reciclados e naturais disponíveis, a seção transversal do pavimento da via USP-Leste foi executada por uma camada de reforço do subleito de 20 cm, composta com o solo da região; uma camada de base e sub-base de 10 e 15 cm, respectivamente, compostas por agregados reciclados de RCD; e uma camada de revestimento de 8 cm, executada com concreto betuminoso usinado à quente contendo o asfalto-borracha.

LEITE *et al.* (2006) descrevem, ainda, que o sistema viário da USP-Leste possui aproximadamente uma extensão de 3 (três) quilômetros, onde foram estimadas a utilização de cerca de 20 mil toneladas de agregados reciclados. Esses autores realizaram o monitoramento do trecho, com 270 m de extensão, onde, a título de comparação, foram construídos dois trechos consecutivos, sendo um trecho executado com agregado reciclado de RCD na camada de base e o outro utilizando uma brita graduada simples. Como características físicas dos agregados reciclados, LEITE *et al.* (2006) mencionaram que 100% dos materiais recicláveis tiveram suas

dimensões passando na peneira de 50 mm e que a energia de compactação empregada foi equivalente a 95% da energia do Proctor modificada.

Durante a fase de implantação, além dos controles executivo e tecnológico, esses autores realizaram uma avaliação das deflexões do pavimento, fazendo-se uso do *Falling Weight Deflectometer* (FWD), no intuito de avaliar a condição estrutural da solução proposta para o trecho. Dessa forma, diante dos resultados das deflexões, LEITE *et al.* (2006) realizaram retroanálises para o trecho experimental com o propósito de comparar as deflexões teóricas com às obtidas em campo, além de se prever o módulos de resiliência característicos dos agregados reciclados utilizados nas camadas de base e sub-base. Esses autores chegaram a valores de módulos de resiliência da ordem de 180 MPa para os agregados reciclados empregados na camada de sub-base e de 200 MPa para os materiais alternativos aplicados na camada de base. No que diz respeito às análises realizadas para os módulos de resiliência da brita graduada simples, LEITE *et al.* (2006) encontraram valores semelhantes aos obtidos para os agregados reciclados, empregados nas camadas de base e sub-base. Com base no desempenho apresentado pelo trecho experimental, esses autores concluíram que o emprego dos agregados reciclados de RCD foi satisfatório para o uso em obras de pavimentação. As Figuras 2.7 e 2.8 ilustram detalhes executivos do trecho experimental USP-Leste.



Figura 2.7 - Motoniveladora espalhando o agregado reciclado - USP-Leste.



Figura 2.8 - Compactação da camada de agregado reciclado - USP-Leste.

FONTE: LEITE (2007)

OLIVEIRA (2007) avaliou um programa experimental baseado na realização de ensaios de laboratório e de campo, a partir da concepção de uso de agregados reciclados de RCD empregados em camadas de base e sub-base de pavimentos, tendo executado para tanto, um trecho experimental na cidade de Goiânia - GO. Para a realização dos ensaios de laboratório foram selecionadas duas amostras de resíduos de construção e demolição de obras, sendo uma constituída de concreto e a outra de resíduos cerâmicos. Essas amostras foram britadas separadamente e agrupadas em três frações granulométricas, de modo que os ensaios de laboratório foram realizados para cada uma dessas frações. No que concerne à pista experimental, OLIVEIRA (2007) executou um trecho de 56 metros de comprimento, construído no final de 2003, tendo nas camadas de base e sub-base dosagens de agregados reciclados mistos e solo argiloso local. Neste contexto, durante a fase de construção e ao longo da ação de três anos de tráfego, esse autor realizou o monitoramento da pista experimental, concluindo que as análises avaliadas em campo atestaram as boas condições estruturais do pavimento e a viabilidade técnica da aplicação de agregados reciclados de RCD em pavimentos flexíveis. Medidas de deflexões e deslocamentos foram realizadas utilizando a viga Benkelman e pela realização de provas de cargas. OLIVEIRA (2007) também avaliou o índice de penetração dinâmica e a resistência não drenada, obtidos pelo penetrômetro dinâmico de cone - DCP e PANDA, respectivamente. Como complemento da pesquisa realizada por OLIVEIRA (2007) foram determinados os módulos de resiliência dos materiais envolvidos na execução do trecho experimental e os valores obtidos enquadraram-se como bons indicadores de desempenho para o pavimento estudado. As Figuras 2.9 e 2.10 ilustram detalhes executivos do trecho experimental avaliado por OLIVEIRA (2007).



Figura 2.9 - Pilhas dos agregados reciclados de RCD utilizados nas camadas do trecho.



Figura 2.10 - Detalhe do rolo pé-de-carneiro compactando a camada de sub-base.

FONTE: OLIVEIRA (2007)

GÓNGORA (2011) analisou o comportamento de uma brita e de um RCD como materiais voltados para aterros de estradas não pavimentadas, mediante a realização de ensaios de carregamentos cíclicos. A concepção proposta para o aterro era composta por um subleito de solo mole de 30 cm de espessura e uma camada sobreposta de brita ou RCD, com 23 cm de espessura, onde, segundo essas autoras, trabalhou-se com esses materiais de forma confinada em uma estrutura circular de 75 cm de diâmetro. A ideia era simular uma carga produzida por um semi-eixo padrão de 80 kN, onde a frequência empregada foi de 1 Hz, e o término do ensaio ocorria quando a estrutura do aterro atingisse um deslocamento de 25 mm. Diante dos resultados obtidos por GÓNGORA (2011), o material que apresentou melhor comportamento em termos de resistência ao número de ciclos de carga foi à concepção constituída pelo RCD, de modo que esse material chegou a 1710 ciclos de carga, enquanto que a concepção realizada com a brita suportou 1630 ciclos. As Figuras 2.11 e 2.12 ilustram detalhes da simulação com RCD realizada por GÓNGORA (2011).

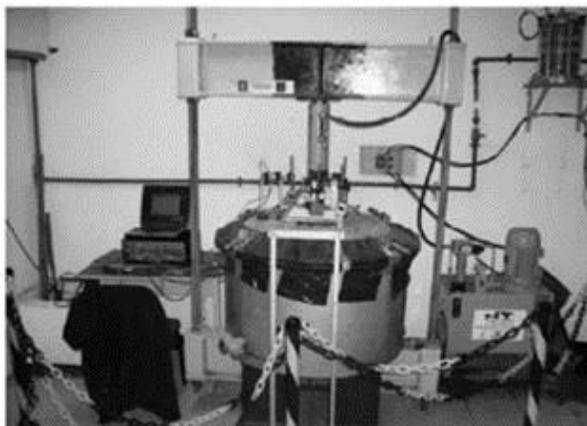


Figura 2.11 - Vista geral do equipamento utilizado por GÓNGORA (2011).



Figura 2.12 - Detalhe da simulação realizada com RCD para a camada de aterro em estudo.

FONTE: GÓNGORA (2011)

GOMÉZ (2011) avaliou o comportamento dos resíduos oriundos da demolição do estádio de futebol Mané Garrincha, em Brasília - DF, como forma de reaproveitá-los como materiais de construção em camadas de base em obras viárias. O programa experimental desenvolvido por essa autora consistiu na realização de ensaios de laboratório visando uma caracterização física, química e mecânica para os agregados reciclados avaliados. Nesse contexto, é oportuno destacar a realização de ensaios de compactação, CBR, módulo de resiliência, resistência à compressão

simples, avaliação da quebra dos grãos e a determinação da atividade pozolânica dos materiais alternativos produzidos pela demolição do antigo estádio de Brasília - DF.

De acordo com GÓMEZ (2011), os ensaios de compactação realizados para as diferentes energias de Proctor revelaram que existe uma mudança na composição granulométrica dos agregados reciclados de RCD, fruto da energia aplicada em cada amostra, porém, sem ocasionar mudanças significativas na granulometria e a cubicidade apresentar uma tendência de permanecer semelhante para todas as amostras ensaiadas. Os valores obtidos nos ensaios de CBR apresentaram valores superiores a 60%, tendo sido considerados satisfatórios pelas recomendações brasileiras para utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos submetidos a baixos volumes de tráfego.

Com relação aos ensaios do módulo de resiliência, as análises mostraram que os agregados reciclados obtiveram resultados semelhantes aos agregados pétreos naturais, uma vez que os valores encontrados por essa autora variaram de 200 a 500 MPa, obedecendo os limites padrões recomendados por MEDINA & PREUSSLER (1980). Nos ensaios de módulo de resiliência, GÓMEZ (2011) observou que os corpos de prova ensaiados com um período de cura de sete dias obtiveram um ganho expressivo nos valores dos módulos quando comparados às amostras ensaiadas com menores tempo de cura. Essa autora também observou que passados os sete dias, havia uma tendência de equilíbrio nos valores encontrados para os módulos de resiliência dos agregados reciclados de RCD avaliados em datas posteriores. Entretanto, GÓMEZ (2011) recomenda avaliar o comportamento apresentado por outros RCD, uma vez que esses resíduos são constituídos de elementos heterogêneos e podem apresentar mudanças de comportamento em relação aos RCDs pesquisados.

A caracterização física e química dos agregados reciclados avaliados por GÓMEZ (2011) apresentou valores dentro dos padrões aceitáveis para utilização e obras viárias. Além disso, os ensaios de resistência à compressão simples revelou um pico expressivo de resistência para as amostras ensaiadas com 30 dias de cura, justificando a influência dada pela fração de concreto presente no agregado reciclado, de forma livre, quando da sua atividade de hidratação. Os valores encontrados para os índices de quebra se mostraram pequenos, de modo que as curvas granulométricas obtidas após os ensaios de compactação, CBR e módulo de resiliência, sofreram

pequenas modificações quando comparadas as análises granulométricas realizadas antes desses ensaios. Quanto ao ensaio de atividade pozolânica, os resultados mostraram que a fração avaliada de RCD apresentou uma atividade de 52%, destacando que, mesmo não atingindo o valor de 75%, recomendado por MOTTA (2005), não se deve desconsiderar a capacidade pozolânica dos agregados reciclados ensaiados. As Figuras 2.13 e 2.14 ilustram imagens dos RCDs avaliados por GÓMEZ (2011) e uma vista do britador de mandíbulas empregado no fracionamento do material, respectivamente.



Figura 2.13 - Entulho gerado pela demolição do estádio Mané Garrincha - Brasília - DF.



Figura 2.14 - Britador de mandíbulas utilizado para a produção dos agregados reciclados.

FONTE: GÓMEZ (2011)

FUJII & CAMAPUM DE CARVALHO (2013) analisaram as características físicas e o comportamento mecânico de misturas de um solo típico da região de Brasília - DF associado a um RCD constituído de restos de concreto, cal virgem e cal hidratada. A proposta de trabalho adotada por esses autores baseou-se em ensaios de caracterização e classificação segundo as metodologias TRB e MCT, além de ensaios de Mini-MCV e perda de massa por imersão. De acordo com FUJII & CAMAPUM DE CARVALHO (2013), o incremento da fração de concreto oriunda do RCD estudado, quando associado ao solo melhorou as propriedades geotécnicas avaliadas, produzindo um material estabilizado granulometricamente para uso em camadas estruturais em obras de pavimentação.

2.1.7. Pesquisas internacionais com RCD destinados a obras de pavimentação

O'MAHONY & MILLIGAN (1991) mencionam que no início da década de 90, o Reino Unido realizou pesquisas científicas verificando a viabilidade do emprego de materiais reciclados de RCD para uso em obras de pavimentação. De acordo com esses autores, apesar do Reino Unido ser relativamente rico em termos de reservas naturais, o consumo de materiais naturais estava atingindo patamares elevados e conseqüentemente acarretando problemas ambientais graves para o país. Ainda de acordo com esses autores, acreditava-se que em médio prazo, a produção de agregados naturais não conseguiria atender a todas as demandas previstas por esse país.

A pesquisa apresentada por O'MAHONY & MILLIGAN (1991) verificou em laboratório algumas propriedades físicas dos resíduos de construção britados, para as frações de concreto e alvenaria, com fins voltados para aplicação em camadas de sub-base de pavimentos flexíveis. O material usualmente empregado no Reino Unido para estes fins era oriundo de uma rocha calcária e também foi avaliado por esses autores para servir de referência. O'MAHONY & MILLIGAN (1991) observaram que os valores encontrados para o CBR dos materiais reciclados foram semelhantes aos valores obtidos para a brita calcária. Além disso, os valores obtidos para o CBR de todas as amostras ensaiadas foram superiores a 30%, limite estipulado pelo Reino Unido para o emprego de materiais aplicados em camada de sub-base.

LEITE (2007) menciona que de acordo com o *Federal Highway Administration*, desde 1997, pelo menos 20 estados americanos vem empregando agregados reciclados de concreto na construção de pavimentos: Arizona, Califórnia, Colorado, Flórida, Indiana, Iowa, Louisiana, Maryland, Massachussetts, Minnesota, Missouri, Nebraska, New Jersey, New York, North Dakota, Ohio, Pennsylvania, Rhode Island, South Carolina e Texas. Segundo LEITE (2007), o agregado reciclado de concreto tem-se mostrado como um excelente material granular para emprego em bases e sub-bases e com boa capacidade de suporte e durabilidade.

BENNERT *et al.* (2000) mencionaram que desde o final da década de 90, a viabilidade de agregados reciclados, oriundos de frações de RCD compostas por restos de concreto, tem sido empregadas em New Jersey como materiais alternativos para camadas de base e sub-base de

pavimentos flexíveis. Os estudos realizados por esses autores conduziram a um extenso programa experimental de laboratório, fazendo-se uso de várias porcentagens de agregados reciclados misturados com uma brita graduada simples. BENNERT *et al.* (2000) destaca os ensaios triaxiais de carga repetida, determinando o módulo de resiliência e a deformação permanente do agregado reciclado de concreto avaliado. Esse autores mencionam que os resultados obtidos indicaram que o agregado reciclado e as misturas de agregados reciclado de concreto com a brita graduada simples apresentaram módulos de resiliência superiores aos encontrados para a brita graduada simples.

KUO *et al.* (2001) mencionam que entre os anos de 1996 e 1997, o Departamento de Transportes da Flórida (*Florida Department of Transportation - FDOT*), nos Estados Unidos, desenvolveu metodologias e especificações para o uso de agregados reciclados de concreto em pavimentos flexíveis e rígidos. De acordo com esses autores, a intenção era maximizar o uso de agregados reciclados provenientes de antigos pavimentos de concreto. Pesquisas realizadas por KUO *et al.* (2001) apontam que o uso de agregados reciclados podem ser aplicados tanto em camadas de base e sub-base de pavimentos como na composição de novos concretos para pavimentos rígidos. Segundo KUO *et al.* (2001), a proposta do FDOT contempla a reciclagem do concreto oriundo de pavimentos rígidos antigos e a sua aplicação na reconstrução do mesmo pavimento, visando a redução de gastos com transporte e deposições desses materiais em outros locais.

CHINI *et al.* (2001) depreendem que a *Univerty of Central Florida*, no ano de 2000, executou uma pista circular experimental para a avaliação do emprego de agregados reciclados nas camadas de base e sub-base adotadas no pavimento. De acordo com esses autores, a pista foi submetida a um carregamento padrão, com 363.000 repetições, de modo que ao longo dessa simulação todo o ensaio foi monitorado. Ao fim do experimento, CHINI *et al.* (2001) verificou a não ocorrência de ruptura da estrutura do pavimento, nem tampouco foram identificadas trincas ou fissuras por fadiga para as seções típicas ensaiadas.

BLANKENAGEL & GUTHRIE (2006) estudaram a aplicação de agregados reciclados de concreto em obras viárias no estado de Utah. É oportuno destacar que o interesse principal desses autores foi avaliar o potencial cimentante que esses agregados reciclados são capaz de

desenvolver nas camadas de um pavimento, com o passar do tempo. A pesquisa realizada por BLANKENAGEL & GUTHRIE (2006) foi conduzida por ensaios de compressão simples com diferentes tempos de cura. A partir das análises dos resultados obtidos, esse autores concluíram que as amostras tiveram um ganho considerável de resistência com o tempo, de modo que: de 0 a 3 dias ocorreu um aumento de 130%, e, de 0 a 7 dias esse aumento foi de 180%. Conforme as avaliações desses autores, acredita-se que o aumento de resistência ocorreu em função de reações pozolânicas e/ou da hidratação de partículas de cimento presentes nos agregados reciclados.

Na Austrália, NATAATMADJA & TAN (2001) desenvolveram estudos relacionados à verificação do comportamento resiliente de agregados reciclados de RCD, contendo frações de concreto nas suas composições. Foram analisadas quatro amostras de agregados reciclados provenientes de resíduos de concretos com diferentes resistências à compressão (15; 18,5; 49 e 75 MPa). Os resultados obtidos indicaram que a resistência à compressão do concreto de origem influencia no módulo de resiliência e na defomação permanente do agregado reciclado de concreto. Contudo, o fator mais importante observado por NATAATMADJA & TAN (2001) foi a granulometria, destacando que as composições de materiais bem graduados apresentaram módulos de resiliência mais elevados.

POON & CHAN (2006) realizaram um estudo em Hong Kong investigando a possibilidade de uso de agregados reciclados de concreto e agregados reciclados mistos como materiais de base e sub-base em camadas de pavimentos. Os estudos realizados foram conduzidos com base em ensaios de compactação e CBR. Os resultados obtidos por esses autores mostraram que os corpos de prova de agregado reciclados de concreto apresentaram valores de CBR maiores que os de agregados reciclados mistos. Além disso, nos ensaios de CBR, esses autores verificaram que as condições de imersão e não imersão não acarretaram diferenças significativas nos valores obtidos.

Na Holanda, MOLENNAR & VAN NIEKERK (2002) estudaram em laboratório a influência da graduação, composição e grau de compactação do agregado reciclado, com relação as suas propriedades mecânicas. Esses autores concluíram que a composição e a granulometria influenciam no desempenho do agregado reciclado para utilização em camadas de bases e

sub-bases de pavimentos. No entanto, o grau de compactação foi considerado como sendo a variável mais importante desses materiais, uma vez que a influencia dada por esse parâmetro afetou de modo mais significativa as propriedades mecânicas dos agregados reciclados.

2.1.8. Normas aplicadas aos RCD - nacionais e internacionais

No ano de 2003, o Brasil teve a sua primeira norma voltada para a aplicação de resíduos de construção e demolição de obras em camadas estruturais de obras de pavimentação. A norma ETS 001 (PMSP, 2003) foi elaborada pela Prefeitura Municipal do Estado de São Paulo com a proposta de definir e prescrever os requisitos necessários para o uso de RCD em camadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de pavimento. Os requisitos dessa normativa encontram-se descritos a seguir:

- a) os agregados utilizados, obtidos a partir da britagem e classificação de resíduos sólidos de construção civil, deverão ser constituídos por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração e de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- b) o agregado reciclado deverá apresentar uma curva granulométrica contínua e bem graduada, com coeficiente de curvatura compreendido entre 1 e 3 e coeficiente de uniformidade $C_u \geq 10$;
- c) a porcentagem que passa na peneira de 0,42mm (# 40) deverá estar entre 10 e 30%;
- d) os agregados reciclados serão classificados quanto ao tipo de emprego na execução das camadas de pavimentos, segundo os parâmetros de índice de suporte Califórnia (CBR), obedecendo aos seguintes limites:
 - material para execução de reforço de subleito: $CBR \geq 12\%$, Expansão $\leq 1,0\%$ (energia de compactação normal);
 - material para execução de sub-base: $CBR \geq 20\%$, Expansão $\leq 1,0\%$ (energia de compactação intermediária);
 - material para execução de base mista de pavimento: $CBR \geq 60\%$, Expansão $\leq 0,5\%$ (energia de compactação intermediária); será permitido o uso como material de base mista somente para vias de tráfego com $N \leq 10^5$ repetições do eixo padrão de 82 kN no período de projeto.

e) no caso de materiais que não atendam às exigências do item anterior, estes poderão ser utilizados estabilizados granulométrica ou quimicamente. No caso da adição de cimento e/ou cal hidratada, o material deverá ser submetido ao ensaio de resistência à compressão simples, após sete dias de cura, e, apresentar uma resistência de no mínimo 2,1 MPa, em corpos de prova moldados na energia de compactação especificada;

f) para o agregado graúdo (fração retida na peneira de 4,8 mm), a porcentagem de grãos de forma lamelar, obtida nas amostras de ensaios, não poderá ser superior a 30%. A determinação da forma lamelar dos grãos é dada pela Equação 2.1.

$$\lambda + 1,25 * g \geq 6 * e \quad (2.1)$$

onde:

λ = maior dimensão do grão entre dois planos paralelos;

e = afastamento mínimo entre dois planos paralelos, entre os quais pode ficar contido o grão;

g = a média das aberturas de duas peneiras de malhas quadradas, entre as quais fica retido o grão;

g) diâmetro máximo dos grãos: 50 mm;

h) materiais indesejáveis de características distintas: máximo de 3% em massa;

i) materiais indesejáveis de mesma característica: máximo de 2% em massa;

j) não serão permitidos materiais indesejáveis nocivos ao meio ambiente ou à saúde do trabalhador.

Em 2004, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou quatro normas que tratam desde a instalação para recebimento de resíduos da construção civil até a sua aplicação em pavimentos. As referências de normas elaboradas pela ABNT encontram-se descritas a seguir:

- NBR 15113 (ABNT, 2004a) - Resíduos Sólidos da Construção Civil e Resíduos Inertes - Aterros - Diretrizes para Projeto, Implantação e Operação;
- NBR 15114 (ABNT, 2004b) - Resíduos Sólidos da Construção Civil e Resíduos Inertes - Áreas de Reciclagem - Diretrizes para Projeto, Implantação e Operação;

- NBR 15115 (ABNT, 2004c) - Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil - Execução de Camadas de Pavimentação - Procedimentos;
- NBR 15116 (ABNT, 2004d) - Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil - Utilização em Pavimentação e Preparo de Concreto sem Função Estrutural - Requisitos.

Em termos internacionais, LEITE (2007) enumera algumas normas, conforme detalhes a seguir:

- Norma Britânica - BS 6543 (REF, 1995) - *Guide to Use of Industrial By-Products and Waste Materials in Building and Civil Engineering*;
- Especificação Técnica Holandesa - *Standard RAW Bepalingen (REF, 1995) - Stichting Centrum Voor Regelgeving en Onderzoek in de Grond, Water en Wegenbouw en de Verkeerstechniek*;
- Especificação Técnica Alemã - TL RC-TOB (REF, 1995) - *Technischen Lieferbedingungen für Recyclingabstoffe in Tragschichten Ohne Bindemittel*;
- Especificação Técnica Australiana - *Section 820 (REF, 2006) - Recycled Crushed Concrete for Pavement Subbase and Light Duth Base*.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS UTILIZADOS

Este estudo se baseia na avaliação do uso de resíduos de construção e demolição de obras associados a um solo típico do município de Campo Verde - MT para aplicação em uma camada de base de um pavimento urbano, sendo executado para complementar esta avaliação, um trecho experimental. As descrições dos materiais empregados na pesquisa são mencionadas a seguir.

3.1.1. Cascalho laterítico

O solo empregado nas misturas com os resíduos de construção para aplicação na camada de base foi obtido em uma jazida localizada a cerca de 7 km do centro urbano do município de Campo Verde - MT, situado a uma latitude de $15^{\circ}32'48''$ sul e a uma longitude de $55^{\circ}10'08''$ oeste, estando a uma altitude de aproximadamente 736 metros. O local de acesso até a jazida é feito por meio da BR-070, que liga as cidades de Campo Verde - MT e Primavera do Leste - MT. A gênese deste material está associada a um solo laterítico, rico em óxidos de ferro e alumínio. Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995), solos dessa natureza tendem a apresentar um elevado potencial em termos de capacidade suporte, sendo assim um excelente material para obras de pavimentação. Uma melhor classificação geotécnica para o solo em estudo será abordada nas análises realizadas nos ensaios laboratoriais. As Figuras 3.1 e 3.2 ilustram imagens da jazida.



Figura 3.1 - Vista geral da jazida.



Figura 3.2 - Perfil do solo na jazida.

3.1.2. RCD

Os resíduos de construção e demolição de obras (RCD) utilizados neste trabalho foram coletados no lixão a céu aberto e em outros locais de descarte no município de Cuiabá - MT. Como justificativa para a escolha desses locais, destaca-se a facilidade na logística para o beneficiamento dos resíduos, dada à proximidade dos laboratórios na cidade de Cuiabá - MT, uma vez que a cidade de Campo Verde - MT fica a aproximadamente 130 km de Cuiabá - MT. Assim, foram coletadas frações de resíduos contendo restos de concretos armados, fragmentos de alvenarias e pisos cerâmicos. As dimensões desses materiais, no momento da coleta, eram bastante variáveis, tendo em vista que esses materiais foram obtidos em sua maioria a partir da demolição de obras pré-existentes no Estado de Mato Grosso. As Figuras de 3.3 a 3.6 ilustram detalhes da coleta dos resíduos para serem avaliadas neste trabalho.



Figura 3.3 - Triagem realizada em campo para os RCD em estudo.



Figura 3.4 - Restos de concreto armado coletado para análise.



Figura 3.5 - Resíduos de alvenarias oriundos de paredes internas do IFMT.



Figura 3.6 - Baía contendo frações de pisos cerâmicos utilizados neste estudo.

As frações de RCD coletadas em campo passaram por uma redução de tamanho, como forma de se obter uma amostra representativa para o uso desses resíduos na composição das misturas destinadas a camada de base. Nesse aspecto, realizou-se, num primeiro momento, uma redução desses materiais por meio do impacto de uma marreta sobre essas frações, até se obter uma dimensão condizente com a abertura de alimentação do britador de mandíbulas utilizado nesta pesquisa (em torno de 10 cm por 10 cm). Após a obtenção das frações necessárias para a alimentação no britador, optou-se por regular a abertura de saída desse equipamento, em dimensões imediatamente menores que 25 mm, de modo que o agregado produzido pudesse ser enquadrado na classificação comercial da Brita 2, e, houvesse um controle quanto ao seu diâmetro máximo. No entanto, é oportuno destacar que não foi possível realizar o mesmo controle do material quanto ao seu diâmetro mínimo, considerando principalmente as características que o RCD apresenta em função da sua heterogeneidade, facilidade de quebra, resistência ao impacto, etc. As Figuras 3.7 e 3.8 ilustram detalhes da produção dos agregados de RCD.



Figura 3.7 - Vista geral do britador de mandíbulas com restos de concretos.



Figura 3.8 - Detalhe dos resíduos de concreto fracionados.

3.1.3. Misturas de solo-RCD

Para efeito desta pesquisa utilizou-se, num primeiro momento, três variações de misturas de cascalho laterítico com o RCD nas porcentagens de 15%, 25% e 35%, em massa, de RCD em relação à porcentagem total das misturas. Esse estudo preliminar, com essas três combinações, serviu para definir a porcentagem de RCD que seria associado ao solo na execução de um trecho

experimental. No que diz respeito à composição dos materiais constituintes do resíduo de construção e demolição de obras, utilizou-se 50% de restos de concretos, 35% de materiais provenientes de alvenarias e 15% de restos de piso, em massa. Essas porcentagens foram adotadas com base na média da composição desses resíduos oriundos de obras de edificações na região metropolitana de Cuiabá - MT e nas casas populares construídas no município de Campo Verde - MT.

3.1.4. Mistura asfáltica

Para a camada de rolamento do trecho experimental foi considerada uma solução de revestimento padrão adotado pela Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT. Assim foi utilizada na construção do revestimento da pista experimental uma mistura asfáltica na forma de pré-misturado a frio (PMF). Esta alternativa tornou-se viável, em função da Secretária de Obras do município de Campo Verde - MT possuir uma usina asfáltica capaz de produzir este tipo de revestimento, contribuindo para realização do acabamento final do pavimento em análise em uma menor brevidade de tempo. Maiores detalhes dos materiais utilizados na composição do PMF serão apresentados a seguir.

3.1.4.1. Agregados

Os agregados utilizados para a fabricação do PMF foram compostos, essencialmente, pelas frações tecnicamente conhecidas por pedrisco, pó de pedra e areia. Os dois primeiros materiais foram oriundos de rochas calcárias dolomíticas extraídas do Distrito de Nossa Senhora da Guia, localizado próximo a capital de Mato Grosso, Cuiabá. Com relação à areia, a sua extração foi realizada ao longo do Rio Coxipó, nas imediações da cidade de Cuiabá - MT.

3.1.4.2. Ligante betuminoso

O ligante utilizado na produção da mistura asfáltica foi a emulsão RL-1C, produzida em Cuiabá - MT e fornecida pela empresa Centro-Oeste Ltda.

3.2. MÉTODO DE TRABALHO

Com o propósito de alcançar os objetivos pleiteados nesta pesquisa, o presente trabalho encontra-se fundamentado na análise de uma série de ensaios geotécnicos realizados em laboratório e em campo, necessários para um melhor entendimento do comportamento mecânico apresentado pelos materiais reciclados de RCD. O método de trabalho encontra-se descrito nos itens a seguir.

3.2.1. Ensaios em laboratório

Visando promover uma investigação relativa à caracterização e ao comportamento mecânico dos materiais que seriam empregados na composição do trecho experimental, propôs-se a realização de ensaios de laboratórios baseados nas normas, procedimentos e metodologias descritos por órgãos brasileiros como o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) e a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por órgãos internacionais como a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e a *American Society for Testing and Materials* (ASTM) e/ou por procedimentos descritos por pesquisadores ou fabricantes de equipamentos, quando se tratar de um ensaio mais específico ou não normatizado. A descrição do programa experimental realizado em laboratório para a investigação dos materiais em estudo encontra-se detalhada a seguir.

3.2.1.1. Caracterização física dos materiais

Inicialmente, para avaliação da composição granulométrica dos materiais empregados nesta pesquisa adotou-se dois procedimentos distintos, em função da particularidade apresentada por cada um dos materiais envolvidos. Desse modo, no caso do solo da fundação do trecho experimental, do cascalho laterítico e das misturas de solo-RCD, concebidas para a camada de base, às análises granulométricas realizadas basearam-se nos procedimentos de ensaio preconizados pela NBR 7181 (ABNT, 1984a), específico para solos, onde optou-se por avaliar esses materiais com e sem o uso de defloculante, como forma de verificar a estrutura apresentada por cada um deles. Por outro lado, no que concerne as análises granulométricas feitas para as frações de RCD (restos de concreto, alvenaria e piso) e para os agregados utilizados na fabricação

do PMF, realizou-se o procedimento de ensaio baseando-se na NBR NM 248 (ABNT, 2003), específica para agregados.

Com relação à massa específica dos solos e das misturas de solo-RCD foram adotados os procedimentos recomendados pela NBR 6508 (ABNT, 1984b), para os grãos passantes na peneira de 4,8 mm, e a NBR 6458 (ABNT, 1984c) para os grãos maiores que 4,8 mm. Entretanto, para as frações de RCD e para os agregados utilizados no PMF fez-se uso da NBR 9937 (ABNT, 1987a), para a determinação da absorção e da massa específica dos agregados graúdos e da NBR 9776 (ABNT, 1987b) para a determinação da massa específica dos agregados miúdos.

A plasticidade dos solos em análise e das misturas de solo-RCD foram determinadas de acordo com os procedimentos das normas NBR 6459 (ABNT, 1984d) relativa à determinação do limite de liquidez e NBR 7180 (ABNT, 1984e) referente ao ensaio de limite de plasticidade.

No intuito de avaliar a proporção relativa de materiais pulverulentos nas frações miúdas do solo laterítico e das misturas de solo-RCD, realizou-se o ensaio de equivalente de areia com base nas descrições recomendadas pela norma ME 054 (DNIT, 1997a). Para esse ensaio, retirou-se uma amostra de material com partículas menores que 4,75 mm, a partir de uma cápsula padrão, e, colocou-se a mesma em uma proveta contendo uma solução de cloreto de cálcio. Após 10 minutos sob saturação, a amostra foi misturada durante 45 segundos e o conjunto foi preenchido com uma nova quantidade de solução até a marca especificada na proveta. Em seguida, deixou-se a amostra em repouso por 20 minutos, a fim de permitir a sedimentação e separação das frações argila e areia e o equivalente de areia foi calculado com base na equação:

$$EA = [(leitura \text{ de areia}) / (leitura \text{ de argila})] * 100 \quad (3.1)$$

Para os ensaios qualitativos realizados nas amostras de RCD, o desgaste e a abrasão das frações de concreto, alvenaria e piso foram avaliados a partir do ensaio de abrasão *Los Angeles* descrito pela norma NBR NM 51 (ABNT, 2001) e o formato dos grãos dessas frações foram definidos com base no ensaio do índice de forma descrito pela norma ME 086 (DNIT, 1994a).

Visando avaliar a qualidade da emulsão RL-1C, empregada na fabricação do PMF, foram realizados os ensaios de densidade e viscosidade Saybolt-furol, conforme procedimentos das normas NBR 6296 (ABNT, 2004e) e NBR 14491 (ABNT, 2007), respectivamente; os ensaios de resíduo por evaporação e peneiramento foram realizados segundo os procedimentos descritos por BERNUCCI *et al.* (2010); e o ensaio de sedimentação de acordo com a norma ME 006 (DNIT, 2000). Todos esses ensaios constituem-se de procedimentos usuais para a caracterização das emulsões asfálticas de petróleo, sendo essenciais para a validação da qualidade do produto asfáltico em obras de pavimentação.

3.2.1.2. Caracterização química e mineralógica dos materiais

De acordo com SANTOS (2004), o pH de um solo influencia de forma significativa a solubilidade de alguns elementos químicos como o ferro e o alumínio, uma vez que a carga elétrica das partículas coloidais variam em função do valor do pH, de modo a influenciar diretamente nos fenômenos de absorção e trocas iônicas e de dispersão e floculação. SANTOS (2004) menciona que a diferença aritmética entre os valores positivos do pH em KCl e em água é representada por um ΔpH , onde, na incidência de um valor positivo do ΔpH têm-se a predominância de óxidos de ferro e alumínio no material analisado. Por outro lado, em valores negativos do ΔpH , esse autor relaciona que o solo em análise possui uma predominância de argilas e sílicas em sua composição. Ainda nesta linha de raciocínio, SANTOS (2004) destaca que um ΔpH negativo indica que a quantidade de alumínio trocável é elevada, enquanto que valores positivos são indicadores de uma baixa capacidade de trocas de cátions.

No intuito de verificar o comportamento apresentado pelo solo laterítico, pelas misturas de solo-RCD e pelas frações de concreto, alvenaria e piso na condição pura, realizou-se o ensaio de pH para esses materiais fazendo-se uso da fração miúda de cada um, onde as amostras ensaiadas foram imersas em soluções contendo água + amostra e KCl + amostra. O procedimento deste ensaio baseou-se nas recomendações prescritas na norma D4972 (ASTM, 2001), onde as soluções amostra-líquido foram realizadas na proporção 1:2. As Figuras 3.9 e 3.10 ilustram detalhes operacionais do ensaio de pH realizados para amostra descritas.



Figura 3.9 - Vista geral do pHmetro, das soluções utilizadas e das amostras ensaiadas.



Figura 3.10 - Detalhe da medição pH em uma das misturas de solo-RCD.

Para avaliar a composição mineralógica do solo laterítico e das frações do RCD, e, interpretar a ocorrência de algum fenômeno físico-químico, em função da possível existência de argilominerais com características expansivas ou minerais cimentantes, capazes de reproduzir modificações expressivas no comportamento mecânico dos materiais em análise, realizou-se o ensaio de difratometria por Raios-X (DRX), tendo em vista que esse tipo de ensaio trata-se de uma das técnicas mais empregadas na identificação de minerais.

Para a realização do ensaio de DRX utilizou-se o difratômetro RIGAKU, modelo Geiger Flex D-Max-B, pertencente ao laboratório de Difratometria de Raios-X do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. Inicialmente, realizou-se a análise de DRX em amostras preparadas com uma fração inferior a 0,075 mm, através de um estudo usualmente denominado de difratograma total, que consiste de varreduras diretas de Raios-X sobre as amostras ensaiadas de modo a obter picos de ondas característicos para alguns minerais presentes nas amostras. Num outro momento, a partir das amostras previamente preparadas de solo e frações de RCD, fazendo-se uso de uma suspensão aquosa submetida à dispersão mecânica e centrífuga, segundo a rotina usual adotada no laboratório de DRX, obteve-se uma fração de argila para cada uma das amostras ensaiadas. Obtidas as frações de argilas, colocou-se as mesmas sobre lâminas de vidro fazendo com que estas fossem arrasadas nas lâminas com o auxílio de uma espátula segundo uma orientação pré-definida. Finalizada esta etapa, realizou-se as varreduras de Raios-X por meio do difratômetro segundo procedimento semelhante ao adotado para as amostras totais. Com base nos difratogramas obtidos, os resultados mineralógicos foram definidos com o auxílio do software

Jade for Windows 3.0, que executa uma busca automática dos picos de ondas padrões dos minerais conhecidos na natureza. As Figuras 3.11 e 3.12 ilustram detalhes do ensaio de DRX.



Figura 3.11 - Vista geral do difratômetro.

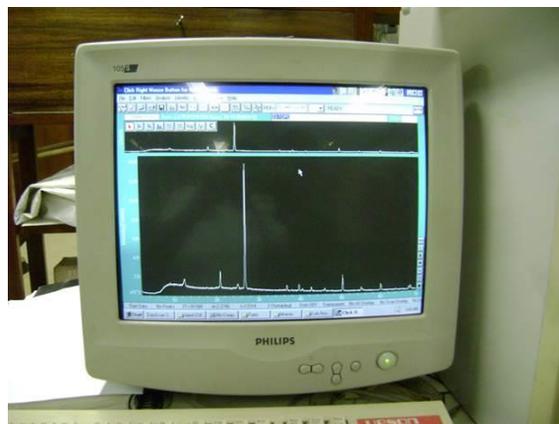


Figura 3.12 - Obtenção do difratograma.

3.2.1.3. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR)

Com a proposta de avaliar a estabilização obtida para os solos e para as misturas de solo-RCD em função dos teores de umidades e das energias aplicadas, realizou-se o ensaio de compactação com base nos procedimentos estabelecidos pela norma NBR 7182 (ABNT, 1986). Nestes ensaios, foram adotados procedimentos de ensaios com amostras sem reuso de material, considerando as energias do Proctor normal e intermediária para o solo do subleito, e, energia intermediária e modificada para o cascalho laterítico e misturas de solo-RCD destinadas às camadas estruturais do pavimento proposto.

Para à obtenção de uma medida de resistência indireta apresentada pelos corpos de prova compactados, realizou-se o ensaio do índice de suporte Califórnia (CBR) seguindo os procedimentos recomendados pela norma NBR 9895 (ABNT, 1987c). Contudo, é oportuno destacar que visando uma melhor interpretação dos resultados, optou-se por trabalhar com amostras submetidas à penetração sem imersão, isto é, imediatamente após a moldagem e com imersão durante 96 horas. A partir das amostras imersas tornou-se possível verificar a possibilidade de expansão apresentada por cada uma das amostras ensaiadas.

Para validar os valores dos parâmetros de umidade ótima, peso específico seco máximo e CBR em cada um dos materiais analisados, segundo as energias de compactação propostas, foram realizados 08 ensaios de CBR em conjunto com os de compactação, sendo 04 ensaios de CBR submetidos à penetração imediata e outros 04 ensaios submetidos à imersão durante 04 dias. Dessa forma, realizou-se um tratamento estatístico de modo que os valores representativos para os parâmetros descritos foram calculados a partir da média aritmética das amostras, tendo em vista que os desvios padrões encontrados foram considerados baixos.

3.2.1.4. Resistência à compressão simples

No intuito de avaliar alguns dos parâmetros físicos para os materiais em estudo foram realizados ensaios de resistência à compressão simples. Para a realização desse ensaio tomou-se como base o procedimento descrito pela norma D2166 (ASTM, 2006), onde foram utilizados corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, fazendo-se uso da energia intermediária. Com o objetivo de avaliar o comportamento apresentado pela resistência à compressão simples em função do tempo de cura, as amostras foram submetidas ao ensaio de compressão obedecendo aos seguintes intervalos de tempo: ruptura imediata (0 dia), 1, 7, 15, 30, 60 e 90 dias. Convém destacar que as amostras rompidas em datas posteriores à sua confecção foram devidamente envolvidas por filme plástico, seladas e acondicionadas na câmara úmida com o objetivo de preservar a umidade de compactação. As Figuras 3.13 e 3.14 ilustram detalhes do ensaio de resistência à compressão simples.



Figura 3.13 - Corpo de prova da mistura de solo-RCD com ruptura para 90 dias.



Figura 3.14 - Detalhe do ensaio de resistência à compressão simples (com 1 dia de cura).

3.2.1.5. Módulo de resiliência

Nos últimos tempos, embora o Brasil continue adotando o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis baseado nos valores do ensaio de CBR, tem sido cada vez mais estudada a importância de avaliar a deterioração prematura de um pavimento em virtude dos efeitos gerados pela fadiga dos materiais, fruto da contínua solicitação do tráfego atuante sobre o pavimento como um todo. Neste contexto, têm-se introduzido a investigação sistemática da resiliência dos materiais empregados em obras viárias, como forma de avaliar o seu comportamento estrutural.

KANCHERLA (2004) descreveu uma série de fatores capazes de afetar o comportamento resiliente de materiais granulares empregados em obras viárias tais como: o tipo e a forma dos grãos; o método empregado na compactação; o nível de tensão confinante a que os materiais são submetidos; a massa específica aparente seca máxima; a granulometria do material; a duração e frequência do carregamento atuante sobre os materiais; o estado e histórico de tensões a que os materiais foram submetidos.

Na concepção adotada para materiais considerados granulares, o módulo de resiliência definido através de carregamentos cíclicos por meio de ensaios triaxiais onde a tensão confinante é tida como constante, é obtida através da equação:

$$MR = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon_1 \quad (3.2)$$

Onde:

MR - módulo de resiliência;

σ_1 - tensão principal maior ou tensão axial;

σ_3 - tensão principal menor ou tensão confinante;

ε_1 - deformação axial resiliente, correspondente a um número particular de repetições da tensão-desvio.

Entretanto, GÓMEZ (2011) descreve que o comportamento resiliente apresentado por materiais granulares, ao longo do tempo, deve-se fazer uso de um modelo constitutivo, onde, a formulação mais comum empregada é chamada de modelo universal, definido a partir da equação:

$$MR = k_1 p_a (\theta/p_a)^{k_2} ((\tau_{oct}/p_a) + 1)^{k_3} \quad (3.3)$$

Onde:

MR - módulo de resiliência;

θ - soma das tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 ou tensão volumétrica;

k_1 , k_2 e k_3 - coeficientes de regressão obtidos nos ensaios de laboratório;

p_a - pressão atmosférica;

τ_{oct} - tensão octaédrica $\{\tau_{oct} = 1/3[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2}\}$

É oportuno destacar que MEDINA (1997) apresentou uma série de modelos constitutivos de comportamento tensão-deformação reproduzidos para diversos solos brasileiros.

Para a presente pesquisa, os ensaios de módulo de resiliência foram realizados com corpos de provas cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, tendo-se utilizado para a sua confecção moldes tripartidos, onde a energia de compactação aplicada nas amostras do solo laterítico, na condição pura, e nas misturas de solo-RCD foi à intermediária. É importante destacar que visando avaliar a resiliência dos materiais ao longo do tempo, foram estabelecidos os procedimentos de estocagem e períodos de cura semelhantes aos definidos nos ensaios de resistência à compressão simples, incluindo-se, a mais, o período de cura de 180 dias. Para uma melhor interpretação e validação dos resultados, confeccionou-se 03 corpos de prova para cada período de cura. A realização do ensaio foi feita fazendo-se uso de uma prensa triaxial cíclica da ELE/IPC pertencente ao laboratório de engenharia rodoviária (LER) da Universidade de Brasília. Os procedimentos de ensaio foram adotados com base nas descrições contidas na norma T-307 (AASHTO, 1999), onde a sequência de carregamentos programados na prensa triaxial teve os seus valores estipulados para materiais destinados à camada de base e sub-base de pavimentos, conforme detalhes ilustrados por meio da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Carregamentos adotados ao longo do ensaio de resiliência para materiais destinados às camadas de base e sub-base, de acordo com a norma T-307 (AASHTO, 1999) - adaptada.

Sequência	Tensão Confinante (kPa)	Máxima Tensão Desvio (kPa)	Repetições de Cargas (ciclos)
0	103,4	103,4	500
1	20,7	20,7	100
2	20,7	41,4	100
3	20,7	62,1	100
4	34,5	34,5	100
5	34,5	68,9	100
6	34,5	103,4	100
7	68,9	68,9	100
8	68,9	137,9	100
9	68,9	206,8	100
10	103,4	68,9	100
11	103,4	103,4	100
12	103,4	206,8	100
13	137,9	103,4	100
14	137,9	137,9	100
15	137,9	275,8	100

Os valores dos módulos de resiliência foram calculados fazendo-se uma média aritmética dos últimos cinco ciclos de cada sequência de carregamento, fornecidos por um programa de aquisição de dados instalado na prensa triaxial utilizada. As Figuras 3.15 a 3.18 ilustram detalhes do ensaio do módulo de resiliência.



Figura 3.15 - Preparação da mistura de solo-RCD para confecção do corpo-de-prova.



Figura 3.16 - Detalhe da medição da altura do corpo-de-prova.



Figura 3.17 - Colocação da membrana sobre a amostra de solo-RCD.



Figura 3.18 - Detalhe do andamento do ensaio do módulo de resiliência.

3.2.1.6. Cisalhamento rápido

Finalizada as 15 sequências programadas para os ensaios dos módulos de resiliência conforme estabelecidos pela norma T-307 (AASHTO, 1999), a prensa triaxial encontrava-se programada para realizar ensaios de cisalhamentos rápidos, onde, a tensão de confinamento na câmara era reduzida até o valor aproximado de 34,5 kPa, e, a aplicação de um novo carregamento axial era realizado de modo que a deformação dos corpos de prova fosse controlada por meio de uma velocidade de deformação de 1% por minuto. Dessa forma, a partir das curvas de tensão-deformação geradas ao longo do ensaio, tornou-se possível a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade para as amostras de solos e misturas de solo-RCD ensaiadas.

3.2.1.7. Análise da quebra dos grãos

Tendo em vista que a aplicação de uma energia destinada à compactação de determinados materiais pode provocar quebras significativas em seus grãos e modificar por completo a sua estabilidade granulométrica, foram realizadas análises quanto à quebra dos grãos nas amostras investigadas nesta pesquisa. Essas análises foram realizadas para o solo puro e para misturas de solo-RCD, onde, a energia de compactação considerada foi a Proctor intermediária. Como procedimentos de análises, foram adotadas as recomendações da norma ME 398 (DNIT, 1999), investigando os parâmetros do índice de degradação após compactação Proctor (ID_P) e realizadas as análises comparativas nas granulometrias dos materiais ensaiados antes e após os degastes sofridos pelos respectivos ensaios.

3.2.1.8. Ensaio de sucção

A sucção de um solo corresponde à energia livre da água dentro do mesmo, sendo dividida em dois componentes, a sucção mátrica, relacionada com as forças capilares e de adsorção; e a sucção osmótica, relacionada com a concentração de sais dissolvidos presentes na água intersticial, sendo representada pela expressão:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (3.4)$$

Onde:

ψ - sucção total;

$(u_a - u_w)$ - sucção mátrica;

u_a - pressão de ar;

u_w - pressão de água;

π - sucção osmótica.

FREDLUND & RAHARDJO (1993) mencionam que alterações ambientais e mudanças nos carregamentos aplicados podem produzir variações de teores de umidade em um solo. Dessa forma, nos solos compactados, FREDLUND & RAHARDJO (1993) destaca que o teor de umidade inicial tende a ter uma relação direta com a sucção matricial, enquanto que a sucção osmótica não apresenta sensibilidade quanto às alterações desse teor. De uma maneira geral, a sucção pode ser determinada tanto em laboratório como em campo. No caso específico do Brasil, a sucção medida em laboratório é corriqueiramente obtida através do método do papel filtro ou por meio da célula de pressão de Richards, enquanto que no campo, em geral, se instala tensiômetros para obtenção de medidas direta de sucção. Ainda de acordo com FREDLUND & RAHARDJO (1993), a representação comum dos resultados consiste nas chamadas curvas características ou de retenção de água que relacionam prioritariamente os valores de sucção determinados com os teores de umidade.

Visando-se avaliar os efeitos da sucção existente no solo laterítico e na mistura de solo-RCD, contendo 25% de RCD e 75% de solo, foram realizados ensaios de sucção seguindo-se às recomendações da norma D5298 (ASTM, 1992). Inicialmente, a obtenção das amostras se deu

pela cravação de anéis de PVC com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura em corpos de prova compactados na energia do Proctor intermediária. Desse modo, realizadas as moldagens, os anéis foram expostos ao ar até as amostras atingirem a sua umidade higroscópica. Em seguida, colocou-se as amostras sobre três papéis filtros e foi-se adicionando água de modo a se obter 14 teores de umidade crescentes. Dando continuidade, após a adição da água, as amostras foram envoltas com um papel filme e colocadas dentro de uma caixa de isopor hermeticamente fechada, por um período de 15 dias. Após esse período considerado de equilíbrio, as amostras foram retiradas e realizadas as determinações das massas dos papéis filtros. Como passo seguinte, os papéis filtros foram colocados dentro de uma estufa para a determinação dos teores de umidade. Por fim, para o cálculo das sucções matriciais utilizou-se as curvas de calibração de Chandler *et al.*, descritas por MARINHO (1995). As curvas de calibração encontram-se apresentadas pelas equações a seguir:

* para umidade do papel filtro $> 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 * \log w)} \quad (3.5)$$

* para umidade do papel filtro $\leq 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 * w)} \quad (3.6)$$

Onde: w - umidade do papel filtro em %.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos na campanha dos ensaios de laboratório propostos para os materiais em estudo, bem como as suas análises, encontram-se apresentados a seguir:

4.1. MATERIAL DO SUBLEITO

4.1.1. Caracterização física

Os resultados dos ensaios de caracterização obtidos para a amostra do solo do subleito estão apresentados na Tabela 4.1. Com relação aos ensaios de granulometria, a Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas do solo para as duas condições de ensaio, com e sem o uso da solução defloculante.

Tabela 4.1 - Valores de γ_s , w_L , w_P e IP do solo do subleito.

γ_s (kN/m ³)	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)
26,7	23	16	7

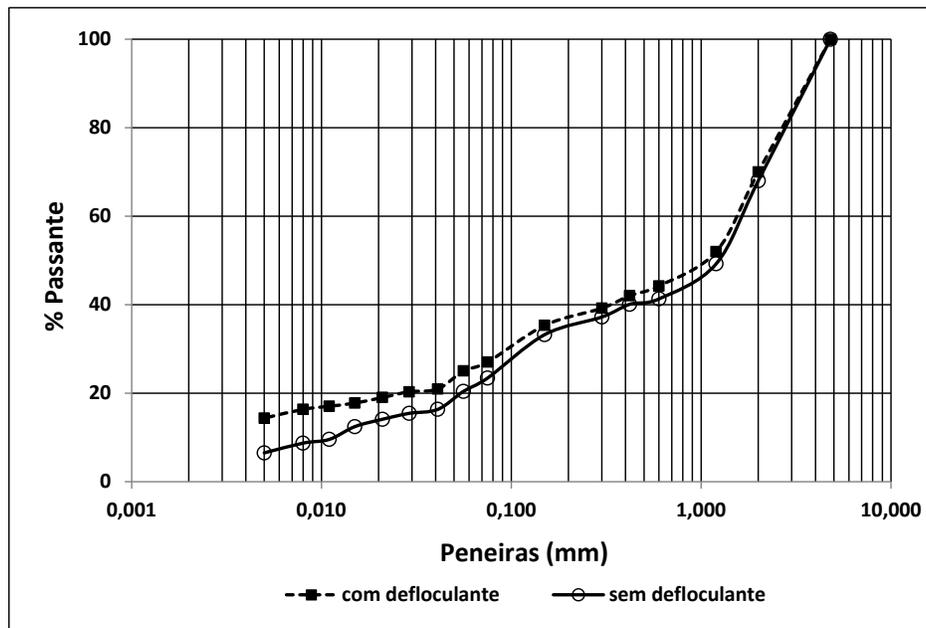


Figura 4.1 - Curvas granulométricas do solo do subleito (com e sem defloculante).

Analisando a Figura 4.1 pode-se observar uma pequena diferença entre os resultados obtidos com e sem uso da solução defloculante. Este fato mostra que o solo presente na camada de subleito se dispersa naturalmente somente com a presença de água. Adicionalmente, com base nas curvas granulométricas obtidas e com os resultados dos índices de consistência, pode-se inferir que o solo do subleito trata-se de uma areia-argilosa (SC), de acordo com o sistema unificado de classificação de solos (SUCS), ou um solo do tipo A-2-4, de acordo com a classificação do *Highway Research Board* (HRB). Segundo SENÇO (2007), esse tipo de solo encontra-se numa das mais importantes faixas de solos, quer pelo seu comportamento como material de subleito, quer pela possibilidade de estabilização granulométrica ou estabilização química, sendo considerado um material bem aplicado às obras de pavimentação.

Tomando-se por base os índices de consistência obtidos, a carta de plasticidade identifica a fração argila presente no solo como sendo de baixa compressibilidade, o que vem a contribuir para pequenas deformações e maiores resistências quando da aplicação em obras viárias.

Com relação ao valor encontrado para o peso específico dos grãos (γ_s), PINTO (2006) menciona que a ordem de grandeza média para composições de grãos de quartzo (areia) é de 26,5 kN/m³, o que reflete na proximidade do valor encontrado para o solo do subleito em estudo, além de evidenciar, para este tipo de solo, uma baixa concentração de óxidos de ferro e alumínio.

4.1.2. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR)

Para a realização dos ensaios de compactação e CBR do solo do subleito aplicou-se as energias Proctor - normal e intermediária, sendo o ensaio realizado sem reuso de material. A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros de compactação e CBR obtidos para o solo em análise, nas energias normal e intermediária.

Tabela 4.2 - Parâmetros de compactação e CBR do solo do subleito.

Energia	W _{ótima} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Expansão (%)	CBR (%) (imerso)	CBR (%) (sem imersão)
Proctor - Normal	15,96	17,1	0,8	9,1	9,3
Proctor - Intermediária	13,29	18,5	0,4	20,2	20,5

Analisando-se a Tabela 4.2, observa-se um ganho de resistência significativo no valor do CBR quando da aplicação da energia intermediária em relação à energia normal, além de se ter uma redução de 50% no valor da expansão. Contudo, comparando-se os resultados obtidos para os valores de CBR com e sem imersão, observa-se que não houve uma diferença significativa para o solo em análise.

Também se torna evidente que a aplicação de uma maior energia de compactação, desde que não haja uma mudança na distribuição granulométrica original de um solo pela quebra de grãos, tende a gerar um decréscimo no valor da umidade ótima e conduzir a um valor mais alto para o peso específico seco máximo, conforme se observa nos valores encontrados.

No que diz respeito ao emprego desse solo como material de subleito, tomando-se por base os valores encontrados para o CBR e para a expansão, e, os valores limites mencionados pela norma ES 108 (DNIT, 2009b), é possível afirmar que o solo em estudo pode ser utilizado como material de subleito. Esta condição é válida para qualquer uma das energias de compactação avaliadas, normal e intermediária. No entanto, dado o benefício gerado pela energia intermediária em função do ganho de resistência obtido no ensaio de CBR, para efeito de concepção de projeto e execução do trecho experimental, a ser detalhado no Capítulo 5, optou-se por adotar a energia intermediária como referência para esta pesquisa.

4.2. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO DE OBRAS - RCD

4.2.1. Análise granulométrica

A Figura 4.2 apresenta as curvas granulométricas dos materiais estudados na composição do RCD, oriundos de restos de concreto, alvenaria e piso, obtidos nas proximidades do município de Campo Verde (MT) e avaliado neste trabalho. Analisando-se a Figura 4.2 observa-se que dentre os materiais constituintes do RCD, após a etapa de britagem, a fração de concreto foi a que se apresentou com partículas maiores quando comparado às frações de piso e cerâmica. Esta não uniformidade encontrada na fragmentação do RCD está diretamente ligada à resistência que cada um dos materiais constituintes do RCD possui quando da incidência do processo de britagem,

caracterizando, em termos qualitativos, que o concreto é o material menos susceptível à quebra, seguido do piso e cerâmica, respectivamente.

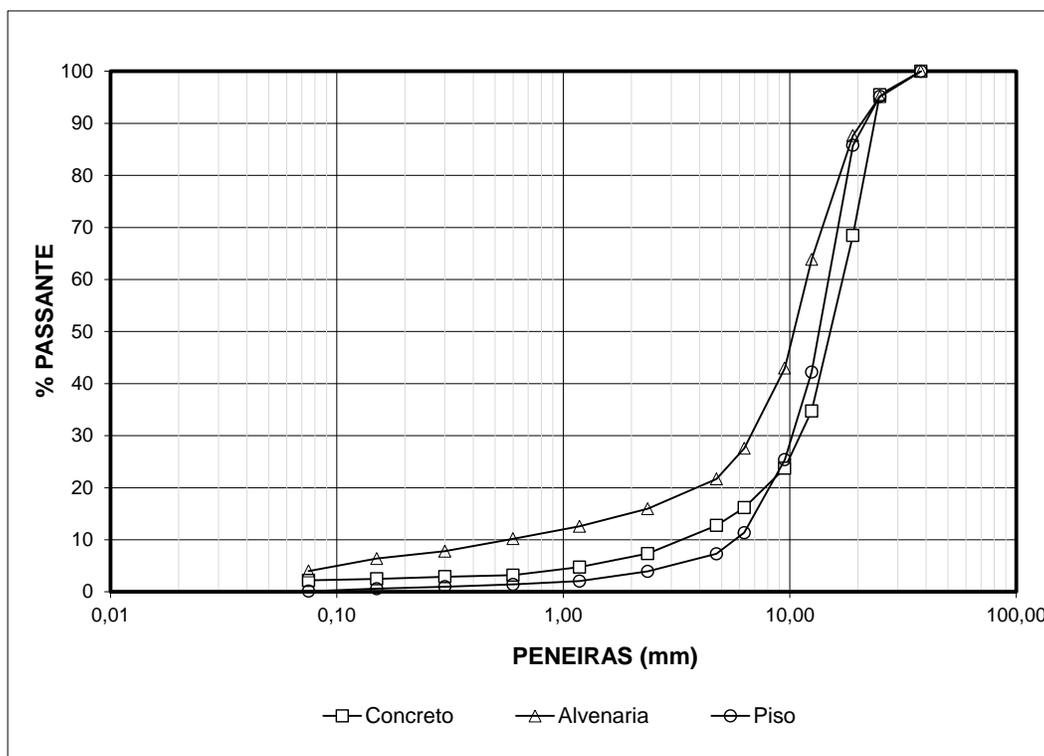


Figura 4.2 - Curvas granulométricas dos materiais constituintes do RCD em estudo.

Analisando-se as curvas representadas pela Figura 4.2 é possível classificar os materiais constituintes do RCD como agregados de graduação contínua aberta, porém, com insuficiência de materiais finos. De uma maneira geral, a justificativa para a ausência de materiais finos deve-se ao fato da produção do RCD ter utilizado apenas a britagem primária, por meio do uso do britador de mandíbulas, conforme descrito anteriormente.

4.2.2. Peso específico e absorção do RCD - agregado graúdo (grãos maiores que 4,8 mm)

Os pesos específicos e absorções encontradas para as partículas graúdas do RCD (grãos maiores que 4,8 mm) encontram-se apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Peso específico dos grãos e absorção da fração graúda do RCD.

Material	γ_s (kN/m³)	Absorção (%)
Concreto	24,7	4,97
Alvenaria	21,3	13,61
Piso	25,3	3,88
Mistura - RCD	23,0	8,23

Os valores encontrados para os pesos específicos dos materiais constituintes do RCD e da mistura desses materiais, na proporção de 50% de resíduos de concreto, 35% de alvenaria e 15% de piso, apresentaram valores próximos aos apresentados por CARNEIRO *et al.* (2001). No que diz respeito aos valores encontrados para a absorção, a cerâmica vermelha apresentou um valor relativamente alto, 13,61%, o que requer algum cuidado com a proporção deste material no RCD, durante a realização da compactação no campo, uma vez que esse material poderá absorver a água da compactação constituinte da umidade ótima, fazendo com que a compactação empregada passe a ser realizada no ramo seco, o que poderá acarretar numa perda significativa da massa específica seca.

4.2.3. Peso específico do RCD - agregado miúdo (grãos menores que 4,8 mm)

Os pesos específicos encontrados para as partículas miúdas constituintes do RCD encontram-se apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Peso específico dos grãos da fração miúda do RCD.

Material	γ_s (kN/m³)
Concreto	23,9
Alvenaria	24,5
Piso	24,1
Mistura - RCD	24,4

De modo análogo às análises feitas para os grãos maiores que 4,8 mm, os valores encontrados estão de acordo com as ordens de grandezas mencionadas por CARNEIRO *et al.* (2001).

4.2.4. Abrasão *Los Angeles* nos diferentes constituintes do RCD

Os resultados obtidos no ensaio de abrasão *Los Angeles* para os materiais constituintes do RCD encontram-se apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Resultado do ensaio de Abrasão *Los Angeles* dos materiais constituintes do RCD.

Material	Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)
Concreto	38,2
Alvenaria	49,4
Piso	17,1

Desse modo, de acordo com a Especificação de Serviço ES 141 (DNIT, 2010b), no que diz respeito aos valores de referência do ensaio de abrasão *Los Angeles*, os materiais ensaiados podem ser utilizados em camadas de base e sub-base, uma vez que, o desgaste sofrido pelos materiais avaliados foram inferiores a 55%. É oportuno destacar que as normas NBR 15115 (ABNT, 2004c) e 15116 (ABNT, 2004d) que tratam da regulamentação do uso de RCD para obras de pavimentação não fazem nenhuma alusão a nenhum valor ou faixa de valores para o ensaio de abrasão *Los Angeles* relativo ao RCD.

4.2.5. Índice de forma

A forma das partículas é caracterizada pela determinação do índice de forma. O método de avaliação normalmente adotado é o método do crivo. Em acordo com este método, o índice de forma pode variar de 0,0 a 1,0, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando $f = 1,0$ e lamelar quando $f = 0,0$. Os valores obtidos para o índice de forma para os diferentes constituintes do RCD foram: concreto = 0,85; alvenaria = 0,79 e piso = 0,70.

Desse modo, tendo em vista que todos os materiais apresentaram um índice de forma superior a 0,5, pode-se dizer que os mesmos servem para uso em obras viárias no que diz respeito à forma das partículas, uma vez que os valores encontrados se aproximam muito mais da condição cúbica do que da lamelar. De modo análogo aos comentários feitos para o ensaio de abrasão *Los Angeles*, as normas NBR 15115 (ABNT, 2004c) e 15116 (ABNT, 2004d) também não estabelecem nenhuma parametrização para o RCD neste tipo de análise.

4.2.6. Análise mineralógica por difração de raio-x (DRX) para os constituintes do RCD

Os resultados dos ensaios de difratometria por raios-x realizados nas amostras do RCD em estudo encontram-se apresentados nos difratogramas ilustrados pelas Figuras de 4.3 a 4.5.

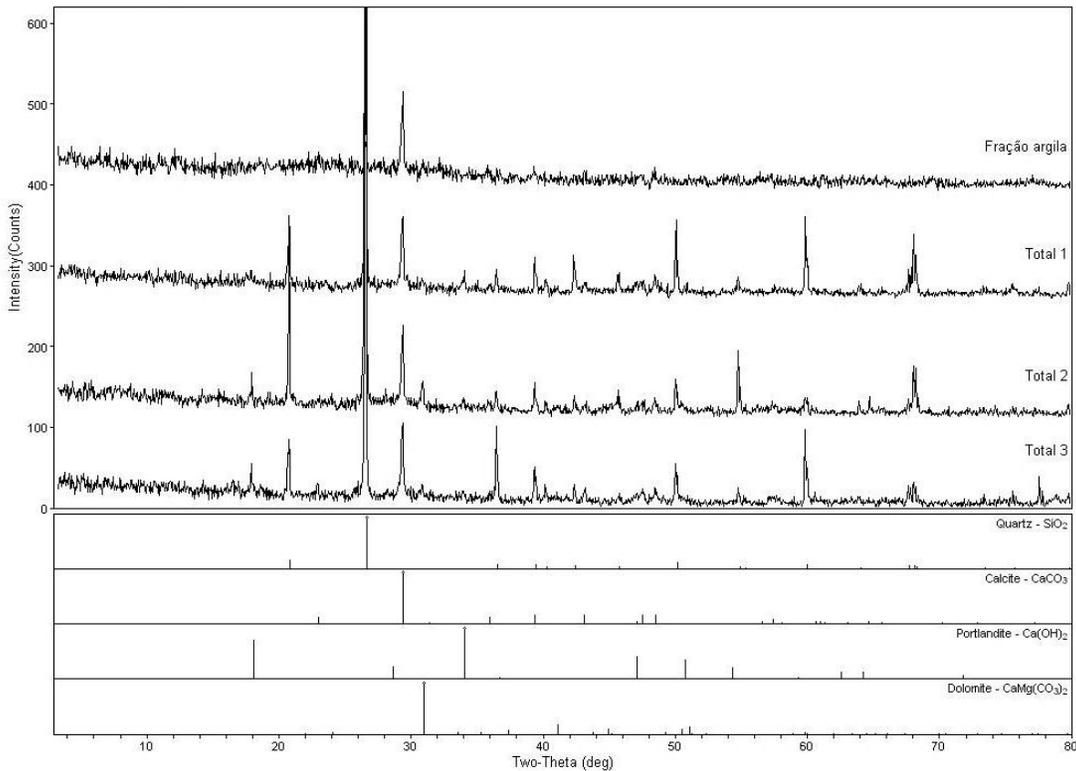


Figura 4.3 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de concreto do RCD.

O difratograma ilustrado pela Figura 4.3 apresenta o quartzo, a calcita, a portlandita e a dolomita como minerais prioritários para a amostra de concreto ensaiada. A presença de minerais como a calcita, a dolomita e a portlandita está diretamente ligada à rocha calcária utilizada como matéria-prima na fabricação do cimento, além da possibilidade do agregado graúdo ter sido oriundo também desse tipo de rocha. O quartzo se justifica pela sua abundância na natureza, além de constituir a fração referente ao agregado miúdo (areia) utilizado para a fabricação do concreto. No caso específico da portlandita destaca-se que apesar de ser considerado um mineral raro na natureza, trata-se de um elemento essencial na composição de materiais cimentícios, dado a necessidade das reações químicas a que o produto final requer. A presença da portlandita requer cuidados quanto à possibilidade de expansão na presença de água, e tende a proporcionar valores altos de pH nos materiais em que se faz presente.

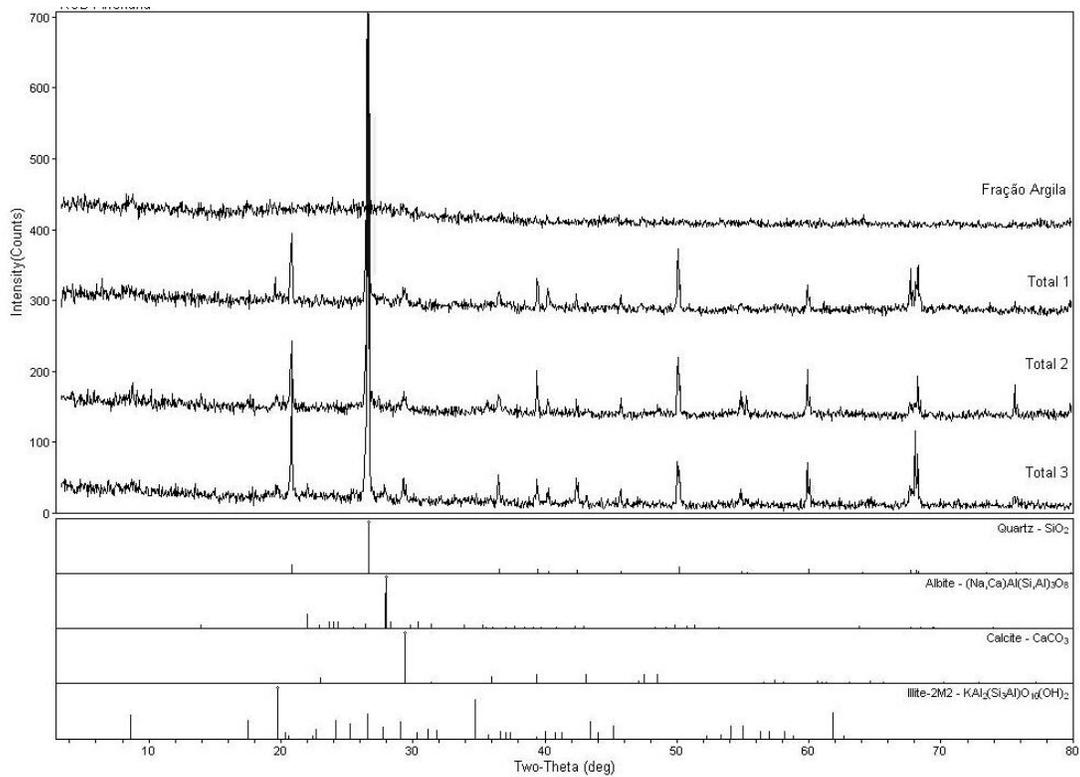


Figura 4.4 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de alvenaria do RCD.

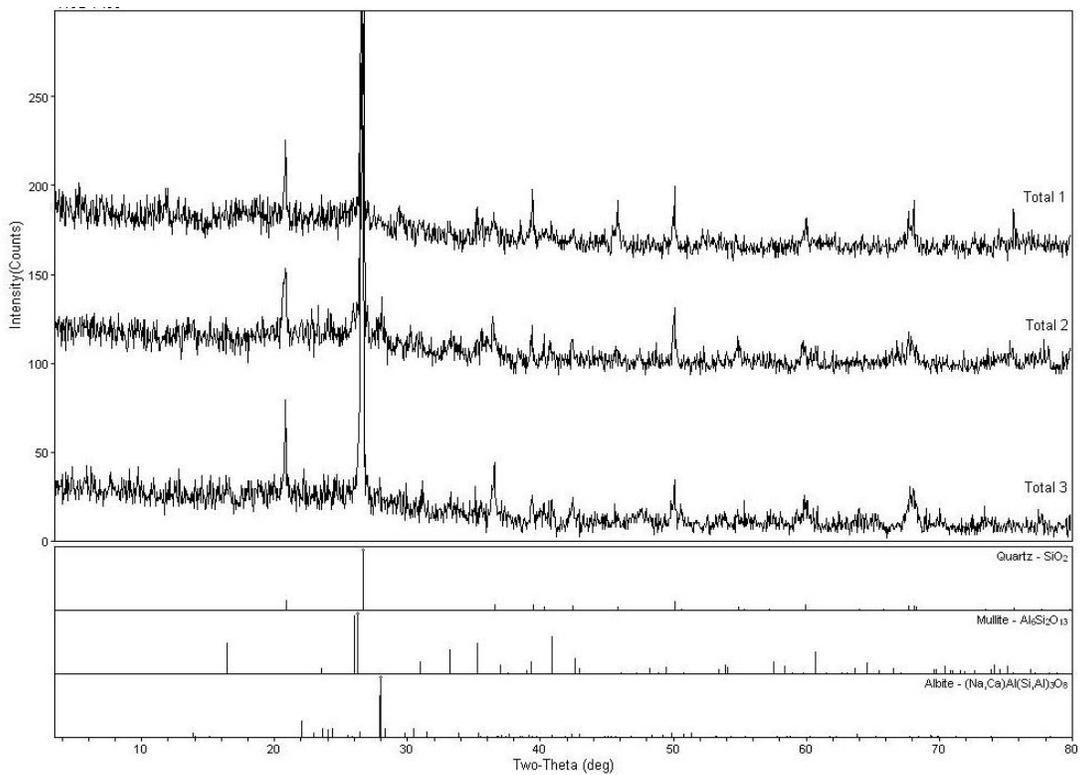


Figura 4.5 - Resultados do ensaio de DRX para a amostra de piso do RCD.

Analisando-se o difratograma ilustrado na Figura 4.4 percebe-se a incidência de quartzo, albita, calcita e ilita de forma prioritária na composição da fração de resíduos oriundos de restos de alvenaria. A presença da albita e da ilita está ligada a composição da argila empregada na fabricação dos blocos cerâmicos, destacando que tais minerais possuem na sua fórmula química elementos como o ferro e o alumínio. No caso da ilita, destaca-se que esse mineral é fruto de uma alteração ou de um intemperismo das muscovitas ou dos feldspatos, e que tendem a possuir um elevado potencial quanto à expansibilidade. A existência do quartzo e da calcita está ligada a composição cimentícia presente na argamassa de assentamento dos blocos cerâmicos ou na argamassa de revestimento como o chapisco, emboço e reboco.

No que concerne ao difratograma ilustrado na Figura 4.5 tem-se como minerais evidenciados o quartzo, albita e mullita. A existência da albita e do quartzo encontra-se justificada em função da matéria-prima dos resíduos de pisos em análise. Quanto à presença da mullita destaca-se que esse tipo de mineral é amplamente empregado na fabricação de produtos cerâmicos, de modo a permitir uma melhor resistência a elevadas temperaturas, produzindo um material tido como refratário.

4.2.7. Valores de pH nos constituintes do RCD

A Tabela 4.6 apresenta os valores médios do pH em água e em KCl obtidos para as amostras de RCD.

Tabela 4.6 - Valores médios do pH obtidos em amostras de RCD em água e em KCl.

Material	pH (H ₂ O)	pH (KCl)	Δ pH (KCl - H ₂ O)
Concreto	12,0	12,1	0,1
Alvenaria	7,8	7,5	- 0,3
Piso	9,4	9,1	- 0,3

De acordo com SANTOS (2004) os valores encontrados se enquadram em materiais considerados básicos, onde, segundo MITCHELL & SOGA (2008) esse tipo de situação propicia a alteração dos minerais de sílica. A partir das análises feitas com a variação do pH observa-se que no caso da alvenaria e do piso obteve-se valores negativos. SANTOS (2004) destaca que para uma situação como essa existe uma grande possibilidade de se ter a presença de argilas. Esta evidência

torna-se verdadeira quando comparado aos difratogramas apresentados nas Figuras 4.4 e 4.5. Com relação aos resultados obtidos nas frações de concreto, o pH elevado pode estar associado a presença da portlandita, condição já evidenciada por meio do difratograma da Figura 4.3.

4.3. MATERIAIS EMPREGADOS NA CAMADA DE BASE

4.3.1. Caracterização física

- Cascalho Laterítico

A Figura 4.6 ilustra as curvas granulométricas obtidas para o solo a ser utilizado na camada de base, com e sem o uso de defloculante e a Tabela 4.7 apresenta os dados de caracterização obtidos para esse solo.

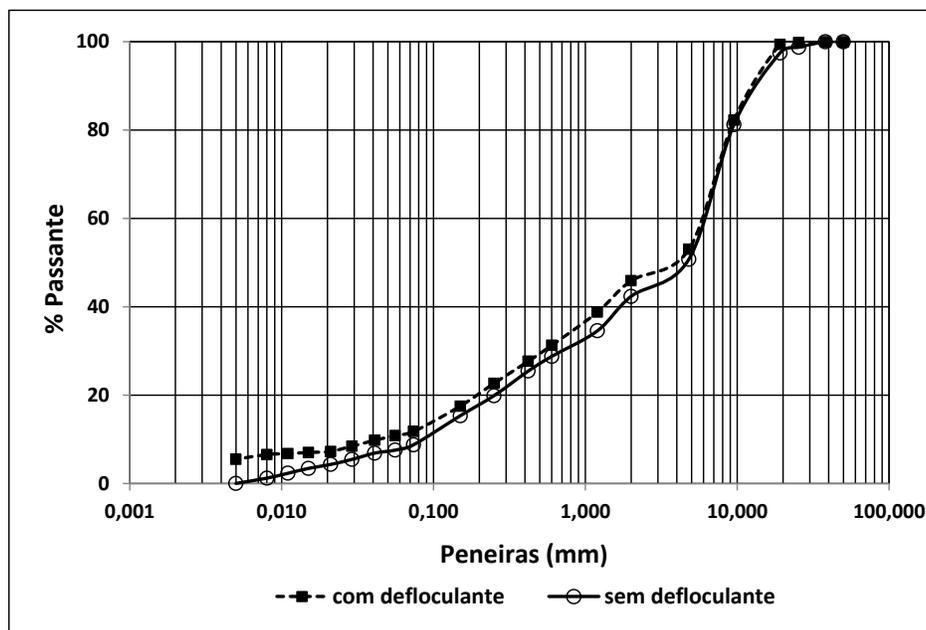


Figura 4.6 - Curvas granulométricas do solo da camada de base (com e sem defloculante).

Tabela 4.7 - Valores de γ_s , w_L , w_P , IP e EA do solo laterítico.

γ_s (kN/m ³)	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	EA (%)
28,6	39	30	9	36

De forma análoga aos comentários feitos para o solo do subleito, a influência do uso do defloculante não representou uma modificação expressiva na granulometria obtida para o solo a

ser utilizado nas camadas de base. Ainda com base nos resultados apresentados e de acordo com o SUCS o solo em análise pode ser classificado como um pedregulho bem graduado, contendo na sua composição características de uma argila de baixa compressibilidade (GW-GC). De acordo com a análise granulométrica obteve-se um coeficiente de uniformidade (C_u) igual a 120 e um coeficiente de curvatura (C_c) igual a 2,45, o que, de fato, segundo PINTO (2006) caracteriza um material bem graduado. Fazendo-se uso do sistema de classificação HRB, o solo em análise pode ser classificado como A-1-a, constituindo-se de um ótimo material para aplicação em obras viárias.

No que diz respeito aos valores encontrados para os limites de consistência, pode-se afirmar que os resultados obtidos proporcionaram uma identificação do solo em estudo, com características semelhantes a um solo típico da região de Mato Grosso denominada de baixada cuiabana, mencionado por RIBEIRO JÚNIOR & CONCIANI (2005), onde, segundo esses autores, esse tipo de solo possui uma quantidade acentuada de óxidos de ferro e alumínio. A presença de óxidos de ferro e alumínio justificam o valor de $28,6 \text{ kN/m}^3$ encontrado para o peso específico dos grãos.

No que concerne à composição granulométrica, o DNIT menciona por meio da norma ES 141 (DNIT, 2010b), seis faixas de enquadramento para os solos destinados à estabilização de camadas de bases de pavimentos. Essas faixas possuem sua denominação variando de “A” a “F”, onde as faixas “A”, “B”, “C” e “D” são indicadas para um tráfego atuante com um número de repetições do eixo padrão (N) maior que 5×10^6 e as faixas “E” e “F” recomendadas apenas para um N menor que 5×10^6 . A Figura 4.7 detalha que o solo em análise, quando da sua utilização em camadas de base, enquadra-se na faixa de trabalho “D”, segundo a norma ES 141 (DNIT, 2010b), o que permite o seu emprego para um número de repetições do eixo padrão (N) menor que 5×10^6 .

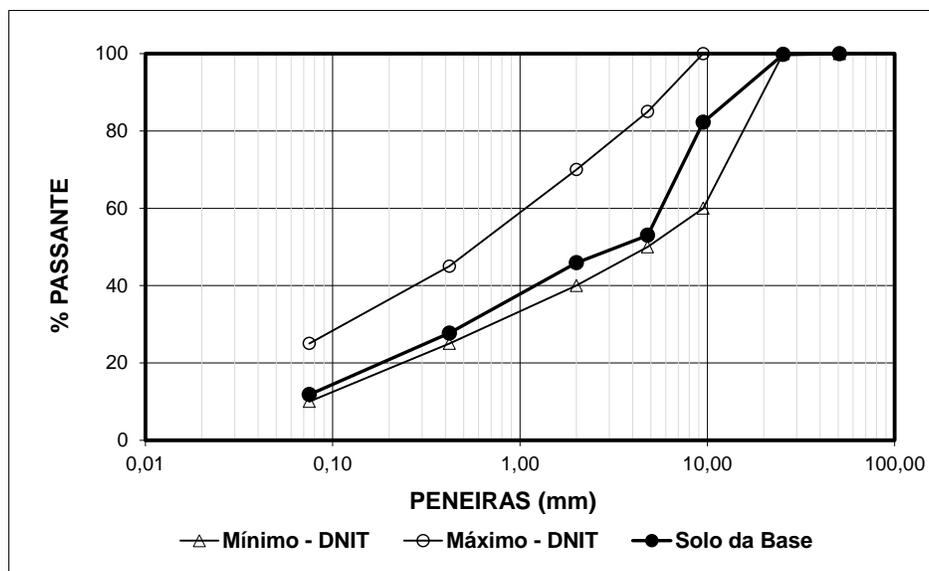


Figura 4.7 - Curva granulométrica do solo da base e faixa “D” - ES 141 (DNIT, 2010b).

É oportuno destacar que os valores obtidos para o limite de liquidez (w_L) e para o índice de plasticidade (IP) não atenderam as recomendações impostas pela norma ES 141 (DNIT, 2010b) para utilização desse material em camadas de bases estabilizadas granulometricamente. No entanto, essa norma preconiza que se estes parâmetros não forem atendidos deve-se fazer o ensaio de equivalente de areia (EA) tendo como referência um valor mínimo de 30%. Assim sendo, com base no resultado obtido do EA=36%, pode-se inferir que o solo em análise encontra-se apto para o uso em bases estabilizadas granulometricamente, segundo esses critérios.

- Mistura de solo-RCD

A Tabela 4.8 apresenta os dados de caracterização obtidos para as misturas realizadas com o RCD e o cascalho laterítico nas porcentagens de 15%, 25% e 35%, em massa de RCD e a Figura 4.8 ilustra as curvas granulométricas encontradas para essas associações e para o solo laterítico puro a ser utilizado na camada de base.

Tabela 4.8 - Valores de γ_s , w_L , w_P , IP e EA das misturas realizadas com o RCD e o solo.

Mistura	γ_s (kN/m ³)	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	EA (%)
15% RCD + 85% solo	27,8	39	29	10	37
25% RCD + 75% solo	27,3	38	30	8	39
35% RCD + 65% solo	26,8	40	30	10	41

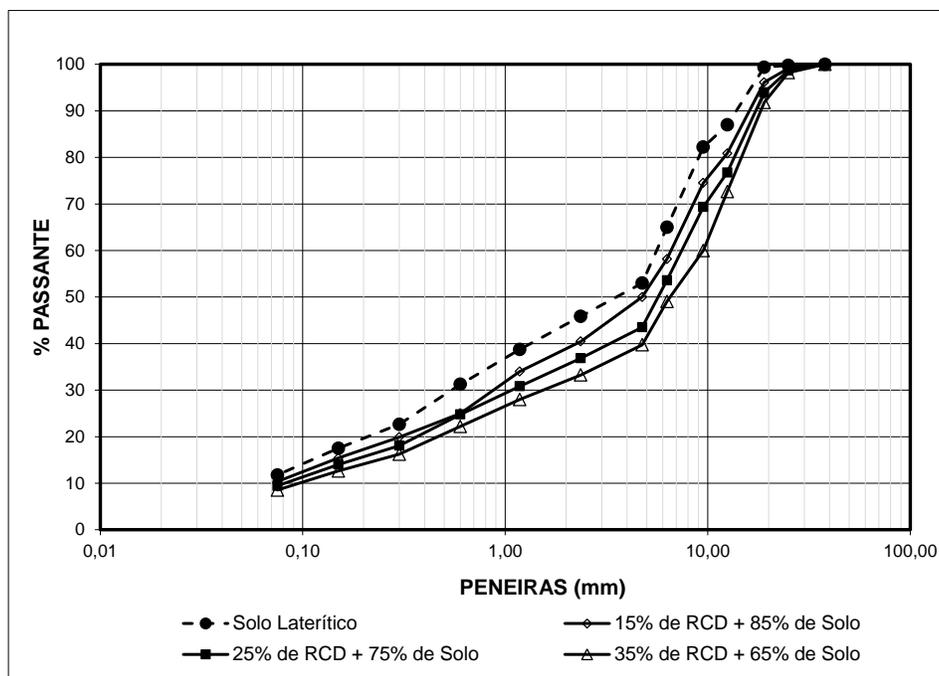


Figura 4.8 - Curvas granulométricas das misturas de solo-RCD e do solo laterítico puro.

Para os índices de consistência apresentados na Tabela 4.8 e de acordo com a norma ES - 141 (DNIT, 2010b), voltada para a execução de camadas de base, infere-se que os resultados obtidos para as misturas solo e RCD não atendem aos limites estabelecidos por essa norma, uma vez que a mesma menciona que o limite de liquidez do material a ser empregado na camada de base deve apresentar um valor inferior ou igual a 25%, e um índice de plasticidade inferior ou igual a 6%. Contudo, igualmente ao que foi mencionado para o solo puro, essa norma ressalta que quando esses limites forem ultrapassados, deve-se avaliar o valor apresentado pelo ensaio de equivalente de areia de modo que o mesmo não seja inferior a 30%. Dessa forma, analisando os valores obtidos no ensaio de equivalente de areia para as misturas em estudo, percebe-se que todas elas apresentaram valores superiores a 30%, entre 37 e 41%. Assim, baseando-se nesses parâmetros as misturas em análises também se mostram aptas a serem empregadas na construção das camadas de base. No que diz respeito aos valores encontrados para os pesos específicos dos grãos, a influência da incorporação do RCD gerou reduções no valor γ_s em comparação ao peso específico obtido para o solo puro (28,6 kN/m³) proporcionalmente ao incremento de RCD incorporado às misturas propostas. Esta situação já era esperada tendo em vista que os materiais componentes do RCD apresentaram pesos específicos dos grãos, de forma individualizada e em conjunto, inferior ao encontrado para o solo. Comparando-se as curvas granulométricas das misturas mencionadas acima com a curva granulométrica obtida para o solo na condição pura, observa-se que a

presença do RCD associado ao solo proporcionou um aumento significativo da fração grossa. Dessa forma, a inclusão do RCD tenderá a produzir um material de maior estabilidade granulometricamente quando comparado ao solo laterítico em condições puras.

Buscando obter uma classificação para estes novos materiais, foi utilizado os principais sistemas de classificação de solos brasileiros para identificar cada uma das misturas, onde, verificou-se que se trata de materiais com nomenclaturas semelhantes, ou seja, pela metodologia SUCS todas as misturas se enquadram com sendo um solo do tipo GW-GC e pela metodologia HRB trata-se de um solo do tipo A-1-a. Sendo assim, de acordo com as descrições mencionadas por SENÇO (2007) esses solos são considerados satisfatórios para aplicação em obras de pavimentação.

A Figura 4.9 ilustra que as misturas de solo-RCD em análise, enquadram-se como materiais de construção empregados em camadas de bases, na faixa de trabalho “C”, de acordo com a norma ES 141 (DNIT, 2010b). Diante desse fato, a presente faixa permite, segundo esse critério, a utilização dessas misturas em aplicações cuja intensidade de tráfego esteja condicionada a um valor de “N” maior que 5×10^6 . No entanto, é oportuno destacar que a NBR 15115 (ABNT, 2004c) não recomenda o uso de RCD para esse nível de tráfego.

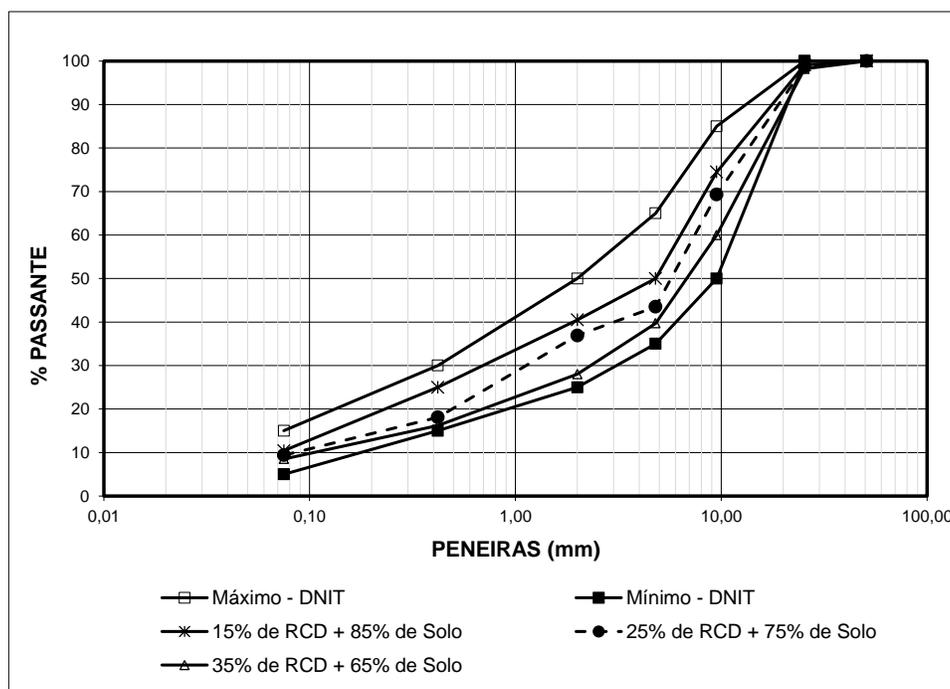


Figura 4.9 - Curvas granulométricas das misturas de solo-RCD e faixa “C” - ES 141 (DNIT, 2010b).

Pode-se destacar ainda que o incremento de RCD associado ao solo proporcionou um enquadramento das misturas de solo-RCD numa faixa mais granular, uma vez que o solo puro encontrava-se situado dentro da faixa “D” e as misturas encontram-se situadas dentro da faixa “C”.

4.3.2. Análise mineralógica por DRX no solo a ser utilizado na camada de base

Os resultados dos ensaios de difratometria por raios-x realizados nas amostras do solo em estudo encontram-se apresentados no difratograma ilustrado pela Figura 4.10.

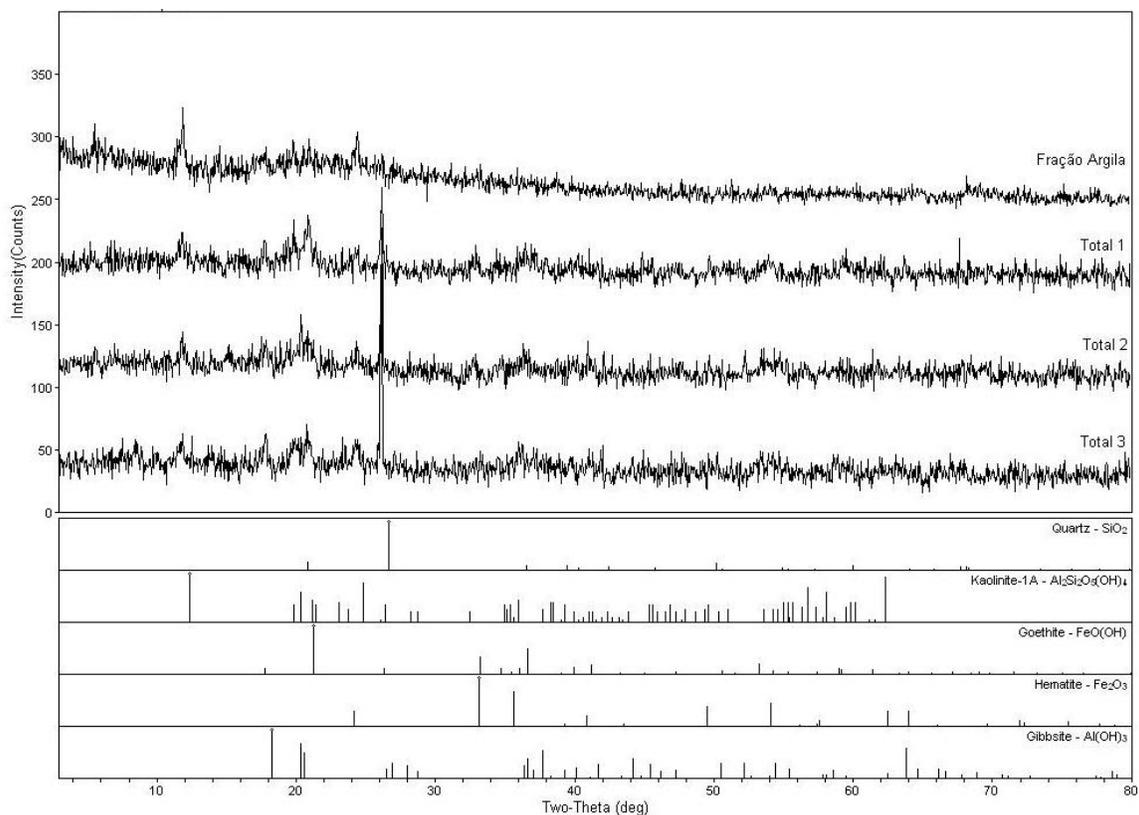


Figura 4.10 - Resultados do ensaio de DRX para o solo laterítico em estudo.

Analisando-se os resultados obtidos pela difratometria de raios-x, no solo laterítico em estudo, observa-se a presença de minerais que possuem na sua composição óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio como a caulinita, goethita, hematita e gibbsita. A presença desses minerais vem justificar a ordem de grandeza encontrada para o peso específico dos grãos de 28,6 kN/m³, conforme descrições realizadas por PINTO (1999). Além dos minerais citados, anteriormente, o

difratograma revela a presença do quartzo, um dos minerais mais abundantes na natureza composto por óxidos de silício. É importante destacar que o difratograma não revelou um indicativo da presença de materiais com características expansivas, o que promove a qualidade do solo em análise como um material de elevado potencial para o emprego em camadas de base e sub-base de pavimentos.

4.3.3. Valores de pH no solo a ser utilizado na camada de base

A Tabela 4.9 apresenta os valores médios do pH do solo obtidos para amostras inseridas em água e em KCl.

Tabela 4.9 - Valores médios do pH do solo obtidos em água e em KCl.

pH (H ₂ O)	pH (KCl)	Δ pH (KCl - H ₂ O)
7,8	8,0	0,2

Analisando-se os valores obtidos, SANTOS (2004) menciona que um solo com pH superior a 7,0 é classificado como um solo alcalino. Segundo este mesmo autor, a diferença entre os valores de pH em KCl e em água caso resulte em um valor positivo, como o encontrado, implica em uma predominância em sua composição de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, conforme comprovado anteriormente no ensaio de DRX.

A Tabela 4.10 apresenta os valores médios do pH obtidos para as misturas de solo-RCD quando da sua inserção em água e em KCl.

Tabela 4.10 - Valores médios do pH obtidos em amostras de solo-RCD em água e em KCl.

Mistura	pH (H ₂ O)	pH (KCl)	Δ pH (KCl - H ₂ O)
15% de RCD + 85% de solo	9,6	10,0	0,4
25% de RCD + 75% de solo	10,3	10,6	0,3
35% de RCD + 65% de solo	10,6	11,0	0,4

A partir dos resultados mencionados na Tabela 4.10, observa-se que os valores do pH aumentaram na medida em que acrescentou-se RCD ao solo. Tal fato está diretamente ligado à presença dos resíduos oriundos de restos de concreto, uma vez que no ensaio de DRX, nesta fração de resíduo, foi identificada a presença da portlandita na sua composição. Uma característica intrínseca à portlandita consiste na elevação de valores de pH, sendo importante destacar que esse mineral pode indicar também a presença de matrizes cimentícia livres, que ao reagirem com a água tenderá a produzir um material de maior rigidez, conferido uma maior

resistência às misturas em análises. Conforme comentado anteriormente, segundo SANTOS (2004) a diferença entre os valores de pH em KCl e em água positiva está ligada ao fato do solo possuir uma predominância em sua composição de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

4.3.4. Parâmetros de compactação e índice de suporte Califórnia (CBR)

No caso do solo laterítico a ser empregado na camada de base, os ensaios de compactação e CBR foram realizados sem reuso de material, sendo aplicadas as energias intermediárias e modificadas. A Tabela 4.11 apresenta os parâmetros de compactação e CBR, nas energias intermediária e modificada, obtidos para o solo utilizado na camada de base.

Tabela 4.11 - Parâmetros de compactação e CBR do solo laterítico.

Energia	W_{ótima} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m³)	Expansão (%)	CBR (%) (imerso)	CBR (%) (sem imersão)
Proctor - Intermediária	14,24	18,3	0,3	80,1	80,5
Proctor - Modificada	12,53	18,7	0,2	85,6	85,5

A partir dos resultados descritos na Tabela 4.11 pode-se observar que o ganho de resistência no valor do CBR em função do aumento da energia de compactação não se tornou tão expressivo, de modo que esse nível de variação também afetou muito pouco os parâmetros de expansão e peso específico seco máximo. De modo análogo aos comentários feitos para o solo do subleito, comparando-se os resultados obtidos para os valores de CBR com e sem imersão, observa-se que não houve uma diferença expressiva nos resultados. Visando avaliar melhor o desempenho do solo em estudo, em ambas as energias, a Tabela 4.12 apresenta um resumo dos principais índices físicos calculados para os estados do solo, nas duas condições em que o peso específico seco obteve o valor máximo.

Tabela 4.12 - Índices físicos do solo na condição do $\gamma_{dm\acute{a}x}$, nas duas energias de compactação.

Energia	e	n (%)	γ_n	S (%)
Proctor - Intermediária	0,56	36,01	20,91	72,36
Proctor - Modificada	0,53	34,62	21,04	67,69

Analisando-se os valores da Tabela 4.12 observa-se que a aplicação da energia modificada em relação a energia intermediária proporcionou, de fato, um ganho de compacidade para o solo pouco expressivo, uma vez que a variação dos valores dos índices físicos calculados também não tiveram diferenças significativas.

No que diz respeito à ordem de grandeza encontrada para os parâmetros de CBR e expansão, de acordo com as normas de execução de serviços ES 139 (DNIT, 2010f) para sub-base estabilizada granulometricamente e ES 141 (DNIT, 2010b) para base estabilizada granulometricamente, os valores obtidos para ambas as energias aplicadas atendem os requisitos mínimos, habilitando este material para a sua utilização na execução de camadas de base e sub-base em obras de pavimentação.

Para as misturas realizadas com o RCD e o solo, os ensaios de compactação e CBR foram executados de modo análogo ao solo puro, aplicando-se as energias intermediárias e modificadas e sem reuso de material. A Tabela 4.13 apresenta os parâmetros de compactação e os valores de CBR obtidos para as misturas de solo-RCD em análise, nas energias mencionadas.

Tabela 4.13 - Parâmetros de compactação e CBR das misturas de solo-RCD.

Energia	Mistura	W_{ótima} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m³)	Expansão (%)	CBR (%) (imerso)	CBR (%) (sem imersão)
Proctor - Intermediária	15% RCD + 85% solo	16,85	17,4	0,02	81,6	81,8
	25% RCD + 75% solo	18,38	17,4	0,02	82,7	82,7
	35% RCD + 65% solo	19,12	17,5	0,02	82,9	82,8
Proctor - Modificada	15% RCD + 85% solo	14,64	18,1	0,02	87,9	87,8
	25% RCD + 75% solo	15,34	18,3	0,02	88,5	88,7
	35% RCD + 65% solo	16,22	18,4	0,02	89,1	89,4

Analisando-se os valores de CBR e expansão obtidos, conforme limites estabelecidos pelas normas ES 139 (DNIT, 2010f) e ES 141 (DNIT, 2010b), pode-se inferir que todas as misturas de solo-RCD apresentaram valores satisfatórios para o uso em obras de pavimentação. Além disso, comparando-se esses valores com os encontrados para o solo natural na condição pura, observa-se que a presença do RCD, associado ao solo, elevou os valores de CBR e reduziu os valores da expansão, de forma tal, que houve um ganho de desempenho, quando da utilização dessas misturas em camadas de pavimentos. No que concerne aos resultados obtidos para o CBR nas condições imersa e sem imersão, observa-se que não houve diferenças significativas para estas duas condições. Desse modo, para efeito de padronização, foram adotados os valores obtidos na forma imersa, quando das análises seguintes de outros resultados. Além dessa concepção, para efeito da execução do trecho experimental, e da realização de ensaios especiais, como: resistência à compressão simples, módulo de resiliência, cisalhamento rápido, análise da quebra dos grãos e ensaio de sucção, adotou-se as misturas de solo-RCD com 25% de RCD e 75% de solo, tendo em

vista a proximidade dos valores de CBR obtidos para as demais misturas e a capacidade de produção de RCD gerado pelo município de Campo Verde - MT.

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam as curvas de compactação obtidas para as misturas de solo-RCD e o solo laterítico puro, nas energias intermediária e modificada, respectivamente.

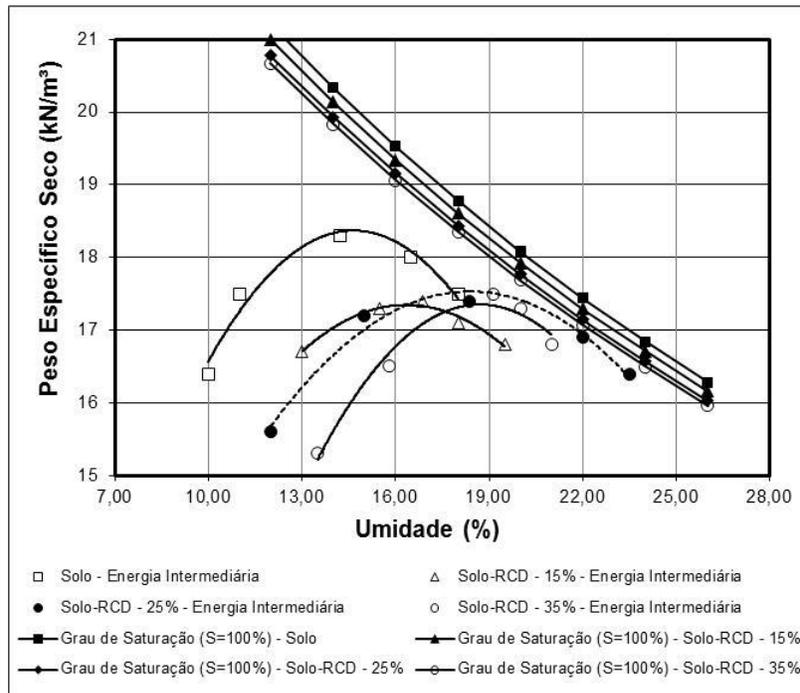


Figura 4.11 - Curvas de compactação dos materiais da camada de base - Energia Intermediária.

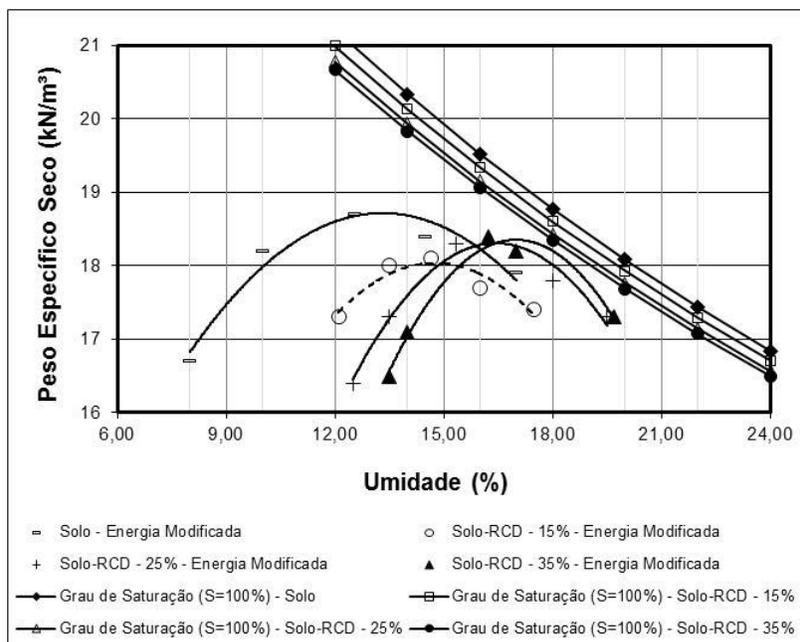


Figura 4.12 - Curvas de compactação dos materiais da camada de base - Energia Modificada.

Analisando-se as curvas de compactação das misturas de solo-RCD e do solo puro, observa-se que o incremento do RCD, em ambas as energias, levou a um aumento na umidade ótima, quando comparado ao solo puro, da ordem de 3 a 4%. Tal fenômeno pode estar relacionado com a absorção de boa parte da água utilizada no ensaio por parte das frações de RCD presentes nas misturas, embora, o presente ensaio tenha sido realizado com umedecimento prévio do RCD. No que diz respeito aos valores obtidos para os pesos específicos secos máximos, não houve uma alteração expressiva para os materiais avaliados.

A Figura 4.13 apresenta a relação obtida entre os valores de CBR (imerso) e as proporções de RCD acrescidas ao solo laterítico e a Figura 4.14 ilustra a relação obtida para as umidades ótimas e os valores de CBR (imerso), nas duas energias de compactação empregadas.

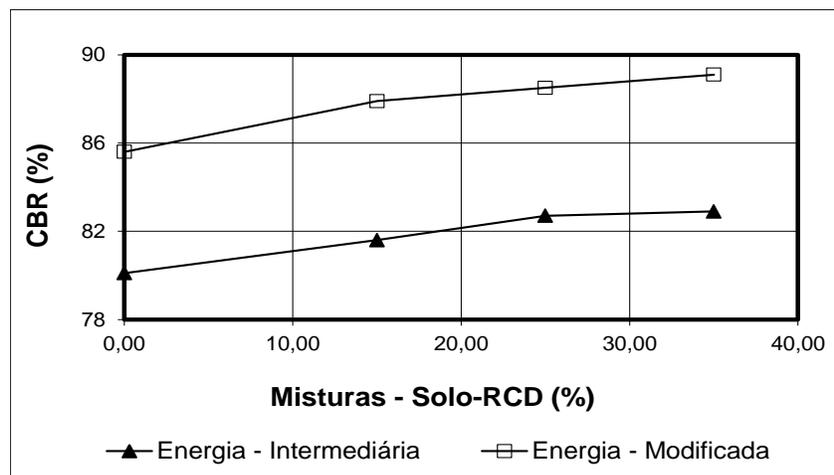


Figura 4.13 - Relação entre os valores de CBR e as misturas de solo-RCD.

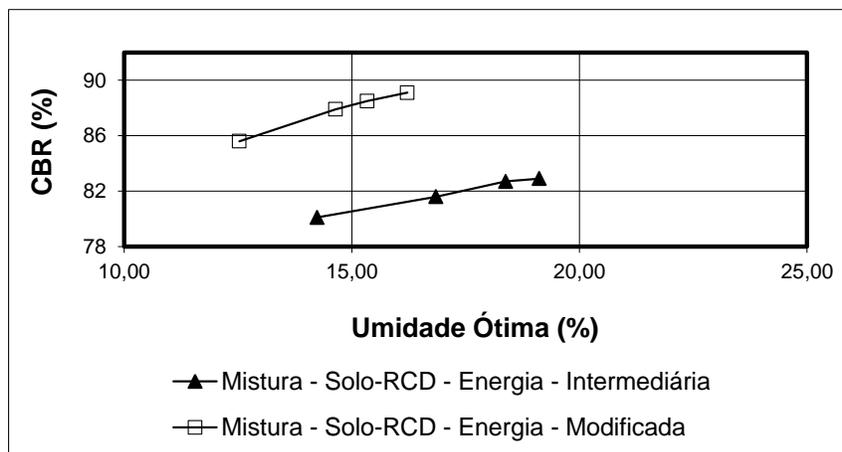


Figura 4.14 - Relação entre o CBR e as umidades ótimas obtidas para as misturas de solo-RCD.

Analisando-se a Figura 4.13 observa-se que houve um aumento de aproximadamente 6% nos valores dos CBR quando da aplicação da energia modificada, o que caracteriza um ganho não tão expressivo para o acréscimo de energia proporcionado. Além disso, no que diz respeito às porcentagens de RCD associadas ao solo para uma mesma energia de compactação, os valores obtidos para os CBR foram levemente crescentes, à medida que foi incrementando a porcentagem de RCD incorporado ao solo.

Nas Figuras 4.11 e 4.12 observa-se que o acréscimo de RCD no solo proporciona um aumento nas umidades ótimas encontradas para cada energia de compactação utilizada. Conforme mencionado anteriormente, essa situação está relacionada ao fato dos agregados oriundos do RCD possuírem uma absorção considerada de média a alta, principalmente a fração cerâmica.

Visando obter um melhor entendimento do comportamento apresentado pelas misturas ao longo do ensaio de compactação, a Tabela 4.14 apresenta os principais índices físicos calculados na condição de compactação seca máxima, obtida para as diferentes proporções de RCD associado ao solo nas duas energias aplicadas.

Tabela 4.14 - Índices físicos das misturas na condição do $\gamma_{dm\acute{a}x}$, nas duas energias aplicadas.

Mistura	Energia	e	n (%)	γ_n	S (%)
0% de RCD + 100% de Solo	Proctor - Intermediária	0,56	36,01	20,91	72,36
	Proctor - Modificada	0,53	34,62	21,04	67,69
15% de RCD + 85% de Solo	Proctor - Intermediária	0,60	37,41	20,33	78,37
	Proctor - Modificada	0,54	34,89	20,75	75,94
25% de RCD + 75% de Solo	Proctor - Intermediária	0,57	36,26	20,60	88,19
	Proctor - Modificada	0,49	32,97	21,11	85,15
35% de RCD + 65% de Solo	Proctor - Intermediária	0,53	34,7	20,85	96,42
	Proctor - Modificada	0,46	31,34	21,38	95,22

A partir dos dados apresentados na Tabela 4.14, como forma de visualizar as tendências geradas pelos índices de vazios e grau de saturação com relação às dosagens de solo-RCD em estudo, as Figuras de 4.15 a 4.17 estabelecem algumas relações entre esses parâmetros.

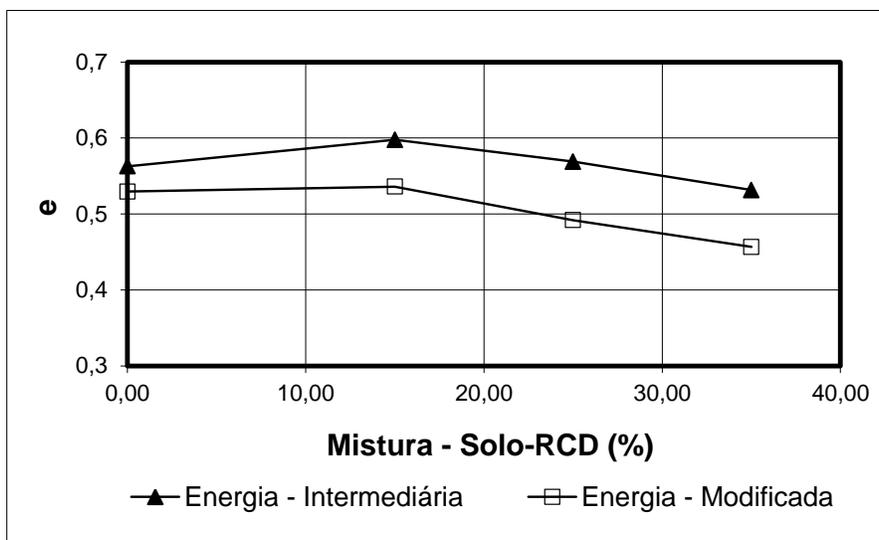


Figura 4.15 - Relação entre o índice de vazios e as misturas de solo-RCD.

Analisando-se a Figura 4.15, observa-se que houve um decréscimo da ordem de 16% do índice de vazios do solo puro em relação à mistura de solo-RCD contendo 35% de RCD e 65% de solo. Este fenômeno pode ser explicado possivelmente pelo empacotamento dos grãos. Segundo PANDOLFELLI *et al.* (2000), para que uma mistura entre materiais de granulometrias diferentes resulte num sistema com menor índice de vazios, e , conseqüentemente, melhor desempenho mecânico, é necessário que a maioria dos grãos esteja numa faixa granulométrica superior, onde a porção de grossos deve ser maior que a porção de finos da mistura. Neste caso, a porção de grossos considerada deve ter sua dimensão superior a 2 mm. Para as misturas ilustradas na Figura 4.15 essa condição é atingida a partir da mistura contendo 25% de RCD e 75% de solo.

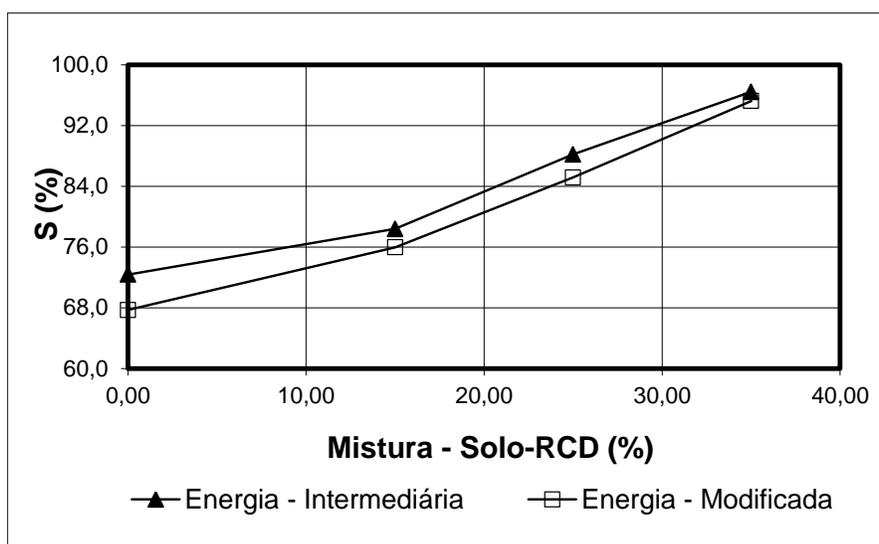


Figura 4.16 - Relação entre o grau de saturação e as misturas de solo-RCD.

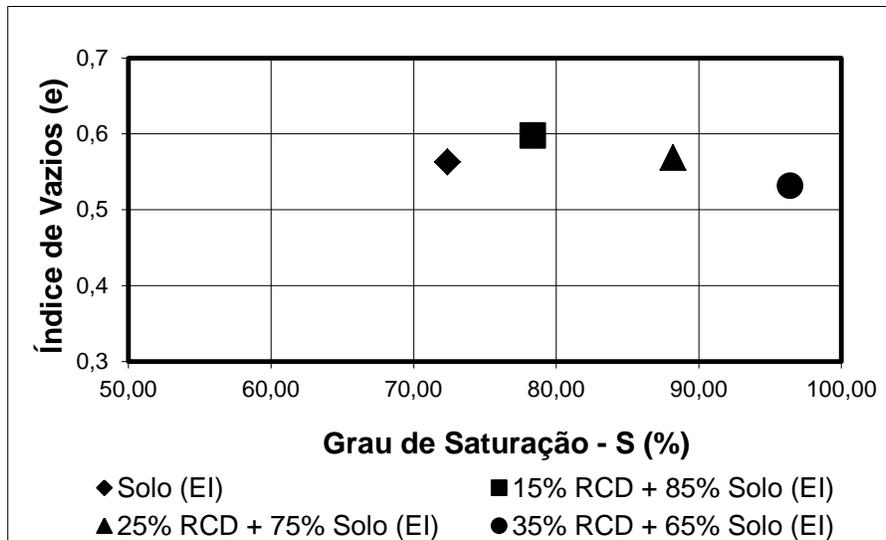


Figura 4.17 - Relação entre o índice de vazios e o grau de saturação na energia intermediária (EI).

O grau de saturação reflete o volume de água necessário para preencher os vazios do solo e espera-se, que com a redução do índice de vazios haja um acréscimo do grau de saturação. Entretanto, no caso em questão, em que estão sendo analisadas misturas compostas por solo e RCD, este parâmetro perde a razoabilidade. Isto porque os grãos de RCD são compostos por materiais porosos (i.e. teor de absorção do RCD = 8,23%), portanto, parte da água computada no cálculo do grau de saturação foi absorvida pelos grãos do RCD e não necessariamente estão acumuladas nos poros da mistura de solo-RCD. Como exemplo dessa situação, a Figura 4.16 apresenta o grau de saturação das misturas de solo-RCD em estudo, e, apesar da mistura contendo 35% de RCD ter apresentado o menor índice de vazios (Figura 4.17), a mesma apresenta o maior grau de saturação.

4.3.5. Resistência à compressão simples

A Figura 4.18 apresenta as curvas de tensão x deformação obtidas no ensaio de resistência à compressão simples em diferentes condições de cura, imediata, 1 dia, 7 dias, 15 dias, 30 dias, 60 dias e 90 dias, para o solo em análise.

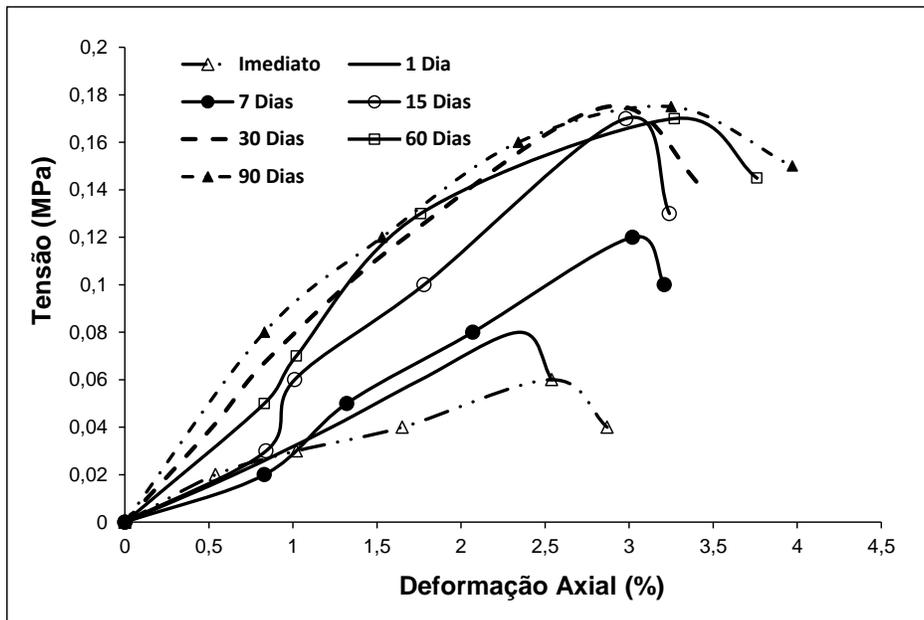


Figura 4.18 - Resultados do ensaio de resistência à compressão simples para o solo laterítico.

Analisando-se a Figura 4.18 observa-se que os valores das tensões foram crescentes em função do tempo de cura dos corpos de prova, de modo que o solo atingiu aos 90 dias uma tensão de ruptura da ordem de 0,17 MPa, apresentado um ganho de resistência em relação à amostra ensaiada de modo imediato de aproximadamente 183%. Uma melhor visualização da evolução do ganho de resistência à compressão simples em função do período de cura encontra-se ilustrado por meio da Figura 4.19.

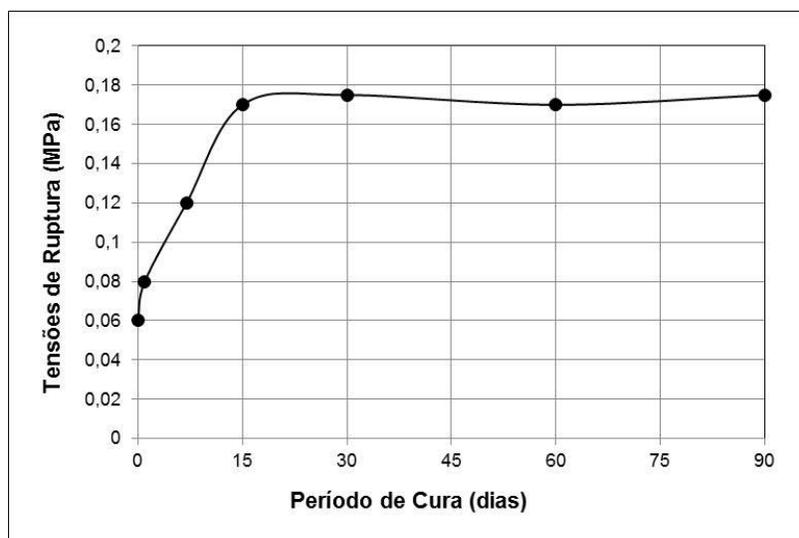


Figura 4.19 - Evolução do ganho de resistência à compressão simples do solo ao longo do tempo.

Observando-se os dados plotados na Figura 4.19 é possível verificar que há um ganho de resistência à compressão simples mais acentuado até os 15 primeiros dias, de modo que após essa data tem-se uma tendência de equilíbrio no valor da resistência do solo.

No que concerne às deformações unitárias observa-se na Figura 4.18 que os corpos de prova mais antigos tiveram a sua ruptura ocorrendo com um valor de aproximadamente 3%, onde essa tendência encontra-se mais explícita por meio da Figura 4.20 ilustrada adiante. Percebe-se que o tempo de cura tende a tornar o material mais resistente, porém com uma ruptura mais frágil.

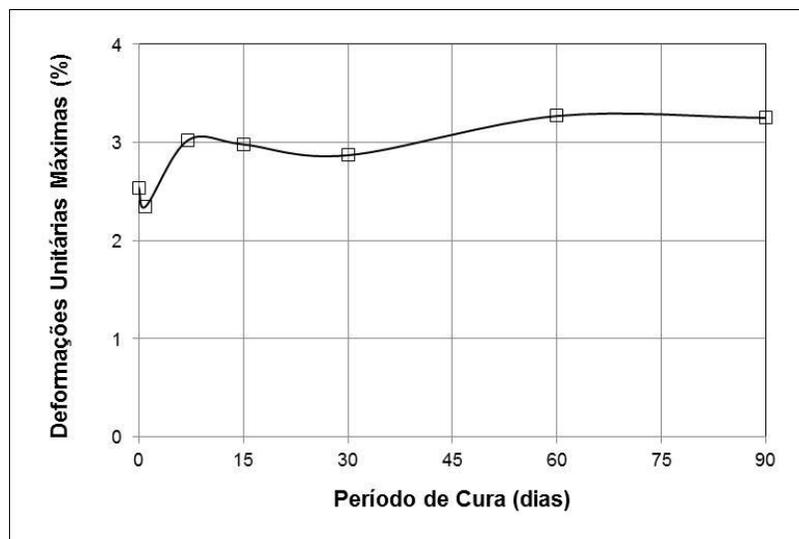


Figura 4.20 - Deformações unitárias máximas obtidas no ensaio de resistência à compressão simples para amostras ensaiadas ao longo do tempo.

Para a realização dos ensaios de resistência à compressão simples das misturas em análise, tomou-se por base a mistura de solo-RCD contendo 25% de RCD e 75% de solo em massa, uma vez que essa dosagem foi à adotada para a execução do trecho experimental. Essa mesma composição também foi adotada para os ensaios de módulo de resiliência, cisalhamento rápido, análise da quebra dos grãos e ensaio de sucção.

A Figura 4.21 ilustra as curvas de tensão versus deformações obtidas no ensaio de resistência à compressão simples para a mistura de 25% de RCD + 75% de solo para os diferentes tempos de cura.

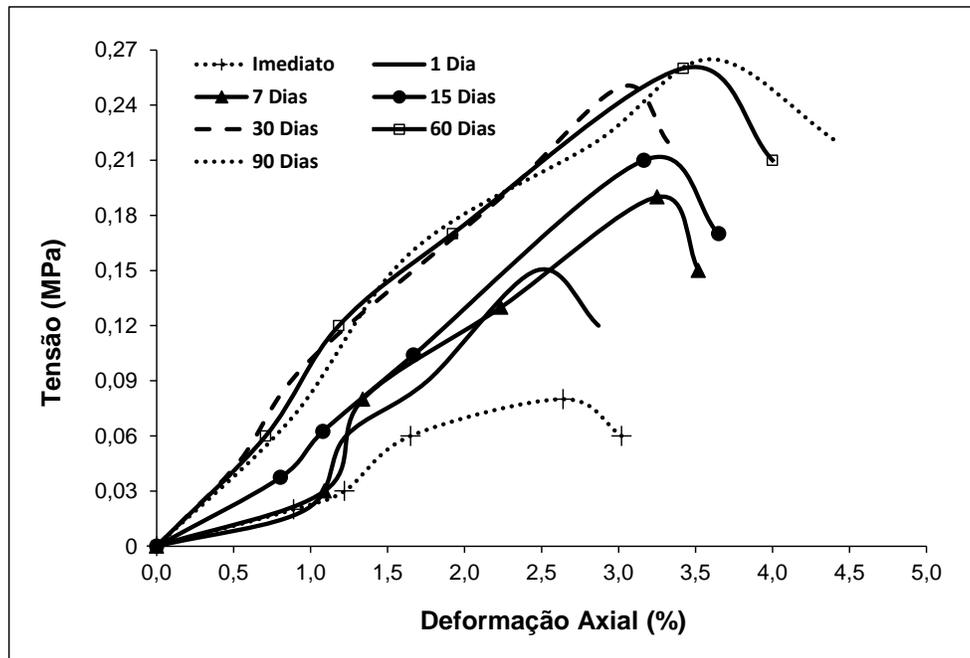


Figura 4.21 - Curvas de tensão versus deformações para a mistura de 75% solo e 25% de RCD.

De modo análogo aos comentários feitos para o solo puro, a Figura 4.21 mostra que os valores das tensões foram crescentes em função do período de cura. No entanto, para as amostras ensaiadas a partir dos 30 dias, observa-se certa semelhança de comportamento das amostras. Pode-se perceber uma sobreposição das curvas de tensão versus deformação, evidenciando a pequena variação no comportamento das amostras com 25 % de RCD após o tempo de cura de 30 dias. Uma justificativa para este tipo de comportamento poderia estar relacionado à composição do RCD utilizado, isto é, 50% da composição do RCD foram oriundas de restos de concreto, podendo possuir matrizes cimentícias virgens. Neste sentido, acredita-se que quando da mistura do solo com o RCD, essas matrizes reagiram quimicamente com a água da mistura, fazendo com que houvesse um determinado ganho de resistência. Esta condição evidencia uma tendência semelhante ao que normalmente ocorre com o concreto quando chegam a atingir sua resistência de pico aos 28 dias. Ainda com base na Figura 4.21 observa-se que o solo atingiu aos 90 dias uma tensão de ruptura da ordem de 0,27 MPa, apresentado um ganho de resistência em relação à amostra ensaiada imediatamente a moldagem de aproximadamente 238%.

A Figura 4.22 ilustra a evolução do ganho de resistência à compressão simples em função do período de cura, para a mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) em comparação com o solo puro.

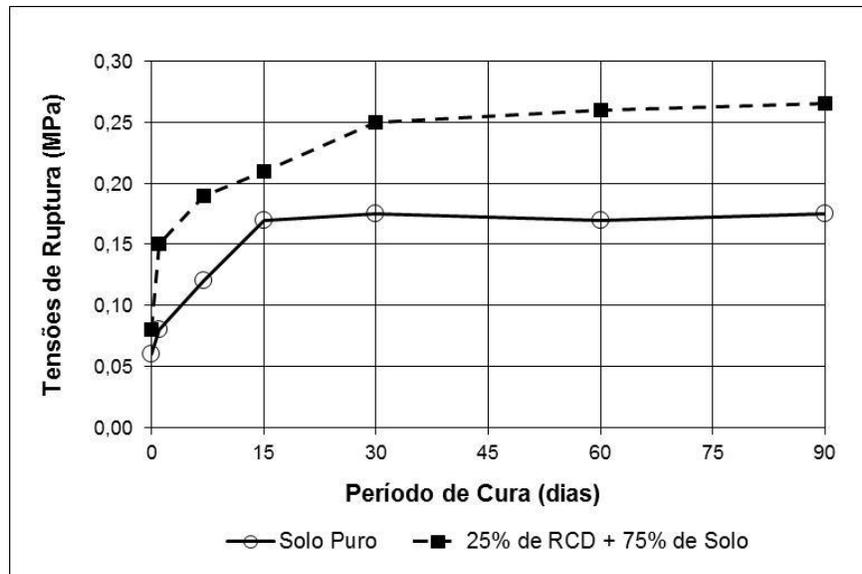


Figura 4.22 - Evolução do ganho de resistência à compressão simples da mistura de 75% de solo e 25% de RCD e do solo ao longo do tempo.

Observando-se a Figura 4.22 verifica-se que há um ganho de resistência à compressão simples para a mistura de solo-RCD mais significativo aos 30 dias, de modo que a partir desse período a uma tendência de equilíbrio no valor da resistência dessa mistura. Por outro lado, no caso do solo puro, conforme comentado anteriormente, esse equilíbrio ocorreu em torno de 15 dias. É importante destacar que a incorporação do RCD, no solo, proporcionou um ganho de resistência de pico de aproximadamente 47%. Diante de tal fato, é possível afirmar que a adição do RCD melhorou as condições originais do solo. Este mesmo comportamento foi mencionado por GÓMEZ (2011) em amostras de RCD para um período de 90 dias, onde, chegou-se a uma tensão de ruptura da ordem 0,35 MPa, destacando o potencial desses resíduos no parâmetro em questão.

A Figura 4.23 apresenta às deformações unitárias máximas obtidas para a mistura de solo-RCD em análise e para o solo na condição pura. É importante destacar que apesar do ganho expressivo de resistência quando da inclusão de RCD ao solo, os corpos de prova tenderam a romper com uma deformação unitária da ordem de 3% para ambas as composições ensaiadas.

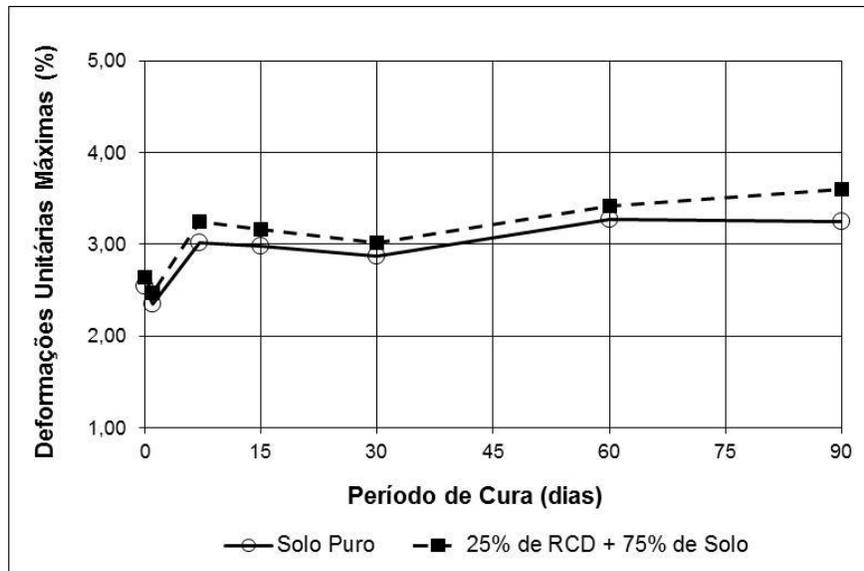


Figura 4.23 - Deformações unitárias máximas obtidas no ensaio de resistência à compressão simples para as amostras de solo e de solo-RCD ensaiadas ao longo do tempo.

4.3.6. Módulo de resiliência

O ensaio do módulo de resiliência (MR) realizado para o solo em estudo foi feito obedecendo aos mesmos tempos de cura estabelecidos no ensaio de resistência à compressão simples, acrescentado ainda o período de cura de 180 dias. A Figura 4.24 apresenta os valores médios, máximos e mínimos obtidos para os módulos de resiliência, nos diferentes períodos de cura analisados.

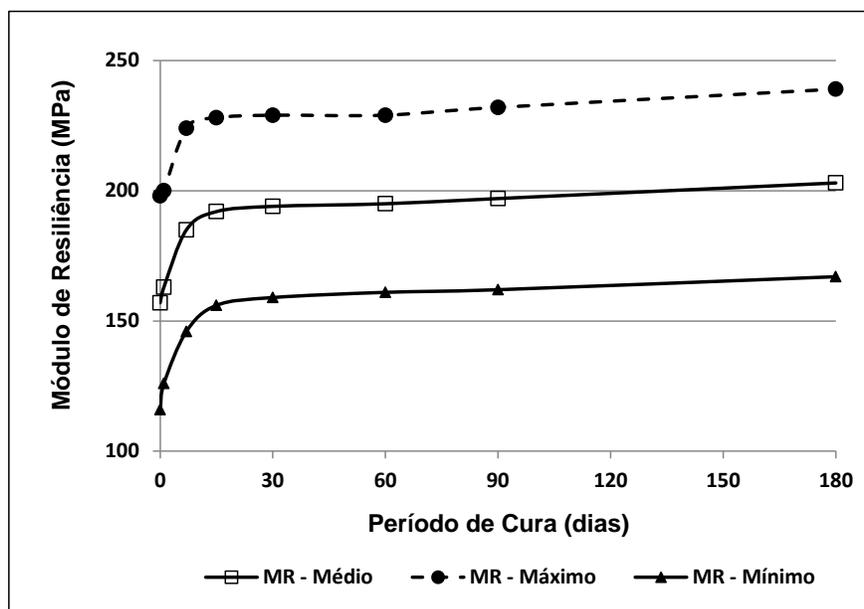


Figura 4.24 - Módulos de resiliência obtidos para o solo natural em função do tempo de cura.

Analisando a Figura 4.24, observa-se que o módulo de resiliência do solo tem o seu valor crescente até o período de cura de aproximadamente 15 dias, quando este, por sua vez, atinge um valor máximo tendendo a permanecer constante independente do aumento do tempo de cura. Acredita-se que este tipo de comportamento estaria associado à influência dada pela sucção interna no solo, de modo que a sua estabilização só vem a ocorrer dentro do período de 15 dias. No que concerne aos valores limites encontrados, os módulos de resiliências médios variaram de 157 a 203 MPa, os máximos variaram de 198 a 239 MPa e os mínimos tiveram os seus limites dentro do intervalo de 116 a 167 MPa. Estes valores encontram-se em concordância com os resultados apresentados por MEDINA & PREUSSLER (1980) considerando diversos ensaios de MR para solos lateríticos brasileiros, onde obteve-se valores da ordem de 100 a 500 MPa.

Visando um melhor entendimento do solo em estudo, a Figura 4.25 apresenta a variação obtida para os módulos de resiliência em função das tensões confinantes aplicadas, para os diferentes tempos de cura adotados neste estudo.

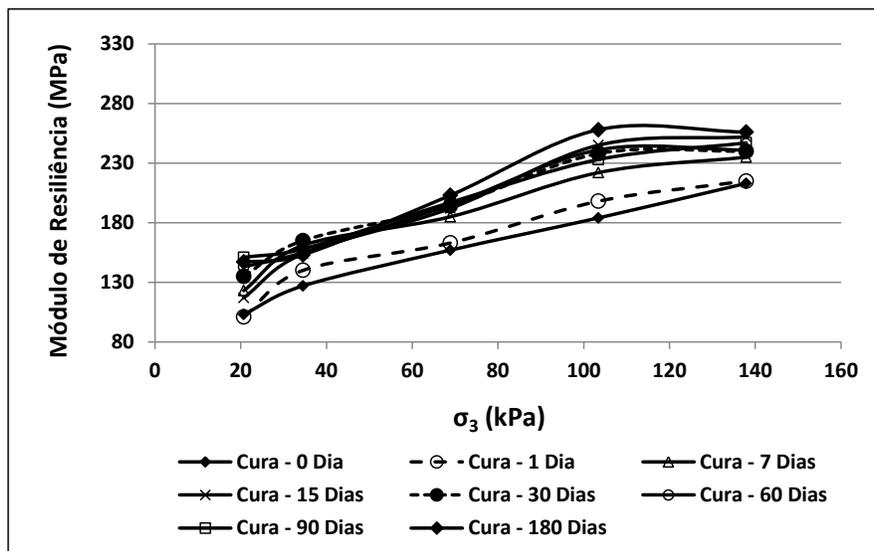


Figura 4.25 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante.

Observando-se a Figura 4.25 é possível verificar que a dependência do módulo de resiliência se mostrou crescente à medida que a tensão de confinamento aumentou. Esse comportamento condiz com o esperado para um solo pedregulhoso, haja vista que alguns trabalhos já desenvolvidos por MOTTA *et al* (1985); MEDINA & MOTTA (1988); OLIVEIRA(2007) e GÓMEZ (2011) refletiram bem essa tendência em materiais com características semelhantes ao

solo em análise. Com relação ao período de cura, é possível observar que as respostas dadas pelo solo tendem a conduzir, inicialmente, a resultados crescentes de MR à medida que aumenta o tempo de cura. A presente situação já havia sido observada por meio da Figura 4.24. No intuito de se estabelecer uma relação entre os módulos de resiliência encontrados e as tensões confinantes aplicadas, a Figura 4.26 apresenta a variação dos MR em função das tensões confinantes, para amostras ensaiadas com um tempo de cura de 15 dias. A escolha do período de cura de 15 dias deve-se ao fato desse período apresentar um comportamento significativo, uma vez que o valor de pico alcançado para o MR ocorreu nesta data.

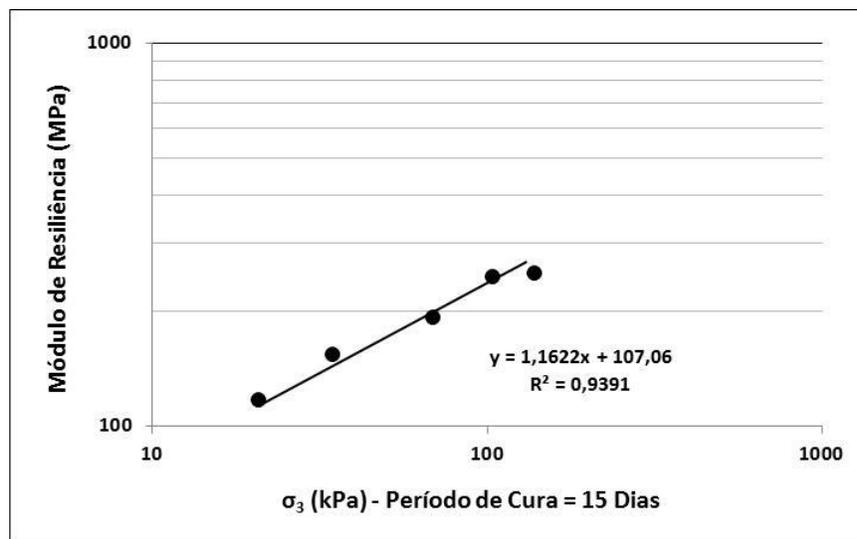


Figura 4.26 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante para amostras de solo puro ensaiadas com um período de cura de 15 dias.

Analisando-se a Figura 4.26, chega-se a uma equação com um nível de regressão de 0,9391, o que significa dizer que a tendência apresentada pelo modelo reproduzido constitui-se de uma ferramenta significativa na retro-análise de outros valores de MR, em situações semelhantes à ilustrada.

Visando avaliar o efeito da tensão desvio nos valores obtidos dos módulos de resiliência, a Figura 4.27 apresenta a relação obtida para esses parâmetros, tomando como referência a média dos resultados obtidos para a amostra de solo puro com o período de cura de 15 dias e considerando a tensão confinante constante de 68,9 kPa.

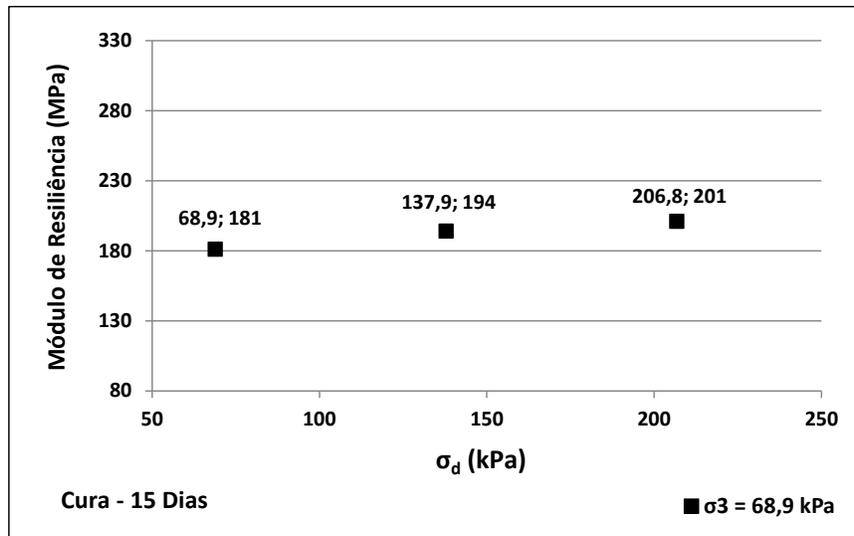


Figura 4.27 - Relação do módulo de resiliência com a tensão desvio para as amostras de solo puro ensaiadas com um período de cura de 15 dias e submetidas a uma tensão confinante de 68,9 kPa.

Observando-se a Figura 4.27 torna-se possível verificar que a dependência do módulo de resiliência em função da tensão desvio é considerada pouco expressiva quando comparada as relações apresentadas em função das tensões confinantes, embora, possa ser visto um pequeno acréscimo nos valores dos módulos de resiliência à medida que a tensão desvio aumenta. Essa mesma tendência foi relatada por MEDINA & MOTTA (1988), para solos granulares, onde esses autores detectaram que o comportamento apresentado por materiais pedregulhos são bastante dependentes da tensão confinante aplicada e pouco influenciado pela tensão desvio.

É importante destacar que as amostras de solo ensaiadas tiveram os seus teores de umidade obtidos, após o ensaio do módulo de resiliência, para verificar possíveis variações e interferências que esses teores podem produzir nas análises dos resultados obtidos. Contudo, os teores de umidade obtidos estavam bem próximos da umidade ótima encontrada para o solo (14,24 %), possuindo variações da ordem de mais ou menos 1%. Diante desse aspecto, não há uma representatividade significativa em termos de variação da umidade para os resultados obtidos nos módulos de resiliência.

Avaliando o efeito da adição do RCD ao solo, a Figura 4.28 apresenta os valores máximos, mínimos e médios dos módulos de resiliência obtidos para a mistura de solo-RCD proposta, destacando-se que os resultados encontram-se em função dos períodos de cura ensaiados.

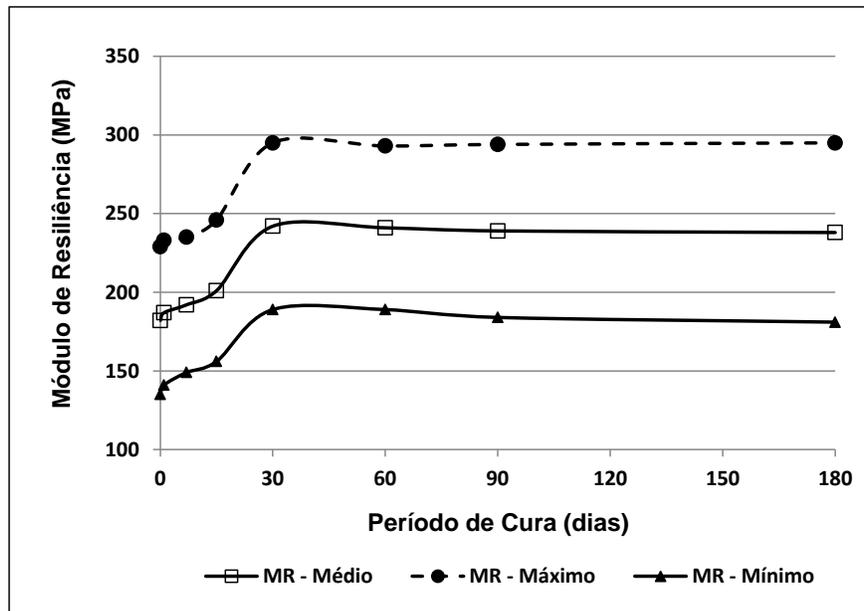


Figura 4.28 - Módulos de resiliência obtidos para a mistura de solo-RCD ao longo do tempo.

De modo análogo aos comentários feitos para os resultados obtidos sob a análise do solo na condição pura, observa-se que os módulos de resiliência da mistura de solo-RCD também tiveram os seus valores crescentes com o período de cura. Contudo, no caso específico das misturas de solo-RCD, percebe-se que os valores do módulo passam a atingir um valor considerado de pico, próximo aos 30 dias e não de 15 dias, conforme observado para o solo puro. Diante dessa situação, infere-se que a presença da fração de resíduos de concreto na composição do RCD, misturado ao solo em análise, possivelmente promoveu uma cimentação interna da mistura, uma vez que a presença de matrizes cimentícias livres reagiu novamente com a água de composição da preparação das amostras. Esta condição proporcionou uma nova condição de estabilidade, próximo do período característico da composição de um concreto (28 dias). Com relação aos valores limites encontrados para a mistura de solo-RCD, os módulos de resiliências médios variaram de 182 a 242 MPa, os máximos variaram de 229 a 295 MPa e os mínimos tiveram os seus valores dentro do intervalo de 135 a 189 MPa.

Objetivando estabelecer uma análise comparativa entre os valores dos módulos de resiliência médios obtidos na condição do solo puro quando comparado à mistura de solo-RCD, em análise, a Figura 4.29 apresenta uma síntese dessa situação, em função dos diferentes períodos de cura. Inicialmente pode-se observar que a adição do RCD ao solo elevou os seus valores de MR.

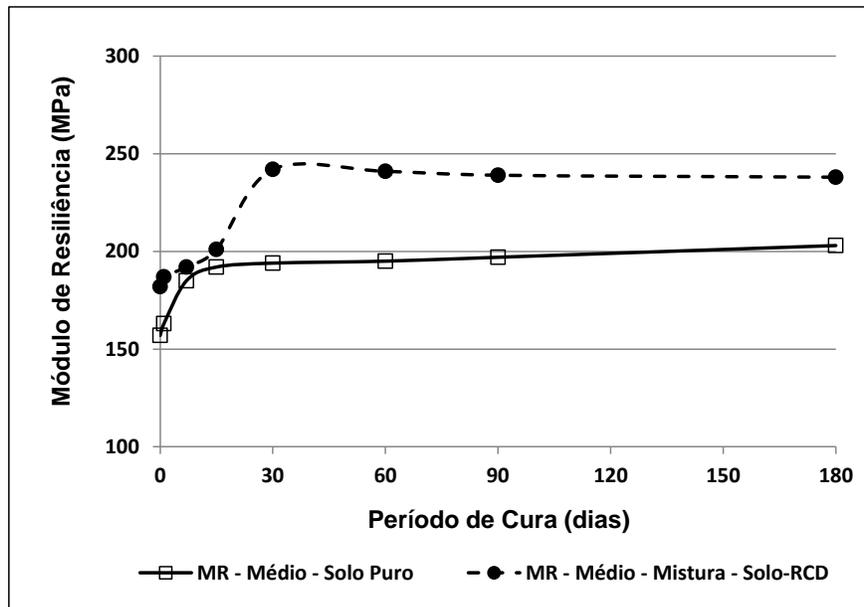


Figura 4.29 - Módulos de resiliência médios obtidos para o solo e para a mistura de solo-RCD.

Analisando-se a Figura 4.29 é possível verificar que nos primeiros 15 dias tanto o solo puro quanto a mistura de solo-RCD apresentaram valores de MR bem próximos. Neste contexto, durante esses 15 dias iniciais, acredita-se que o comportamento apresentado por ambos os materiais encontra-se efetivamente influenciado pela estabilização interna associados aos efeitos da sucção. Contudo, acima desse período, os valores do MR obtidos para o solo puro manteve-se constante, enquanto que para a mistura de solo-RCD os valores de MR continuaram aumentando até próximo dos 30 dias, em virtude das reações químicas existentes entre as matrizes cimentícias e água presente na mistura, conforme descrições já realizadas anteriormente. Diante deste cenário, percebe-se que o incremento do RCD, junto ao solo, elevou os valores dos MR em cerca de 50 MPa, tornando a mistura em estudo um material de melhor qualidade quando comparado ao solo puro.

Uma vez que a influência dada pelas tensões confinantes constitui-se de fatores essenciais nos valores dos módulos de resiliência, conforme descrições apresentadas por MOTTA *et al* (1985); MEDINA & MOTTA (1988); ARM (2001); MOTTA & FERNANDES (2003); OLIVEIRA(2007) e GÓMEZ (2011), a Figura 4.30 ilustra as variações obtidas nos valores dos módulos de resiliência da mistura de solo-RCD, em análise, em função das tensões confinantes aplicadas.

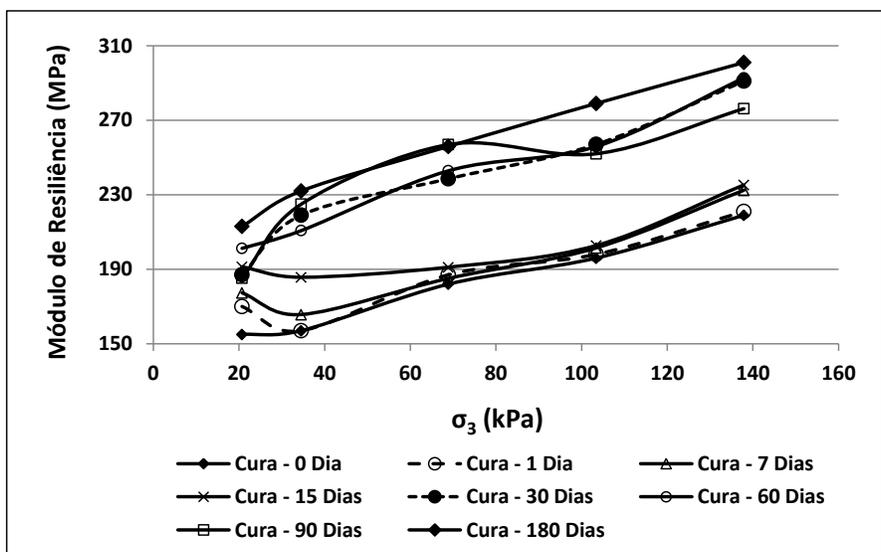


Figura 4.30 - Variações dos módulos de resiliência com σ_3 obtidos na mistura de solo-RCD.

Diante dos resultados plotados por meio da Figura 4.30, fica evidente que a mistura de solo-RCD possui uma dependência direta com as tensões confinantes atuantes, de modo que os valores dos módulos de resiliência crescem na medida em que se eleva o nível de tensões confinantes. Quanto ao período de cura, percebe-se uma tendência de sobreposição nas amostras ensaiadas a partir de 30 dias, justificando a influência dada pelas reações químicas, que ocorrem internamente, com a presença de restos de concreto com matrizes cimentícias livres.

Como forma de se estabelecer uma relação matemática entre os módulos de resiliência encontrados para a mistura de solo-RCD, em função das tensões confinantes aplicadas, a Figura 4.31 apresenta esta tendência a partir de amostras ensaiadas com um tempo de cura de 30 dias. É importante destacar que a escolha do período de cura de 30 dias deve-se ao fato do módulo de resiliência da mistura de solo-RCD ter atingido seu valor de pico nas proximidades desse intervalo de tempo. Entretanto, ressalta-se que tal comportamento torna-se representativo para todas as outras amostras ensaiadas.

Num outro aspecto, visando avaliar as tendências geradas pelos valores obtidos nos módulos de resiliência em função da tensão desvio, a Figura 4.32 apresenta a relação obtida para esses dois parâmetros, tomando como referência a média dos resultados obtidos para a amostra da mistura de solo-RCD com o período de cura de 30 dias e considerando a tensão confinante constante de 68,9 kPa.

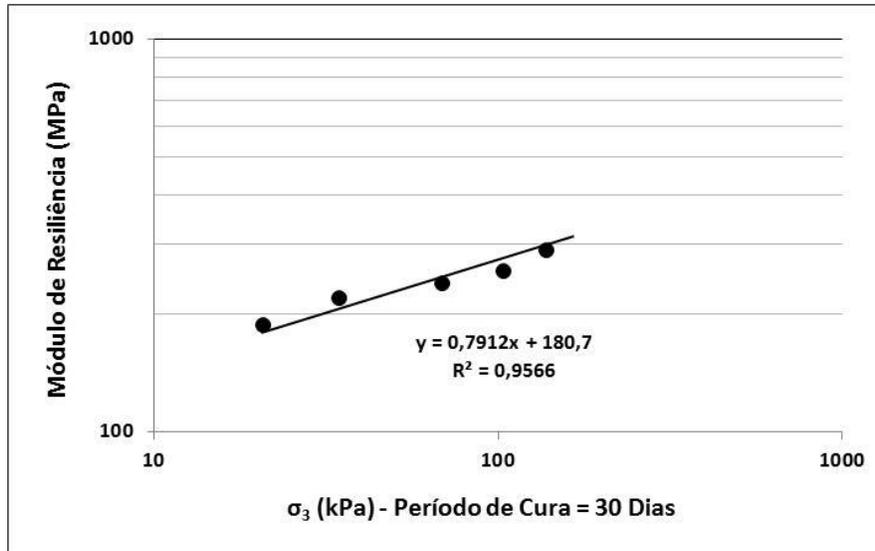


Figura 4.31 - Variação do módulo de resiliência com a tensão confinante para amostras da mistura de solo-RCD ensaiadas com um período de cura de 30 dias.

A partir da Figura 4.31 chega-se a uma equação matemática representativa para a variação do módulo de resiliência em função da tensão confinante aplicada, quando das análises realizadas na mistura de solo-RCD em estudo. Dessa forma, analisando-se a equação encontrada é possível verificar que o nível de regressão apresentado foi de 0,9566.

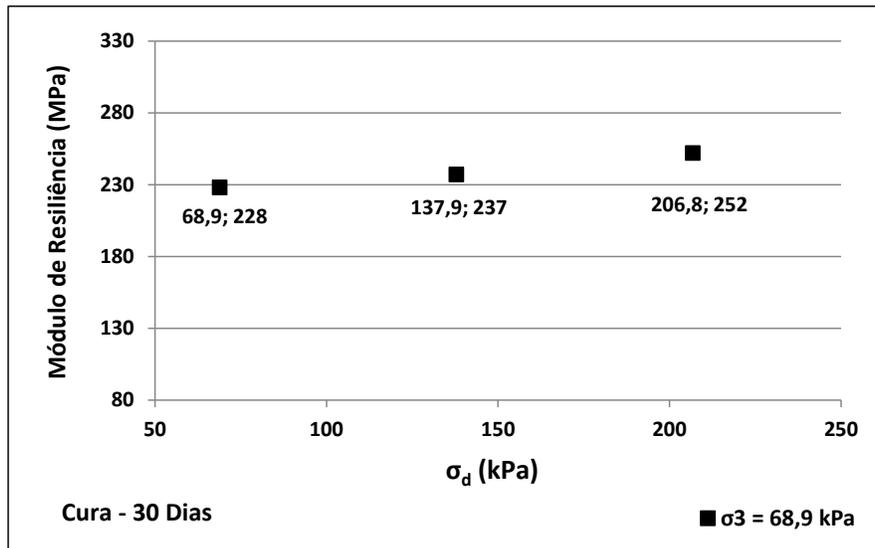


Figura 4.32 - Relação do módulo de resiliência com a tensão desvio para a mistura de solo-RCD ensaiadas com um período de cura de 30 dias e submetidas a uma tensão confinante de 68,9 kPa.

A Figura 4.32 apresenta um comportamento semelhante às análises realizadas por meio da Figura 4.27, para o solo na condição pura, em que tornou-se possível observar que a dependência do módulo de resiliência em função da tensão desvio, de fato, é considerada menos expressiva em materiais grosseiros, quando comparada a influência fornecida pelas tensões confinantes. A partir da Figura 4.32 observa-se que a variação alcançada nos valores dos módulos de resiliência foi de 228 a 252 MPa, o que representa um aumento da ordem de 10%, em virtude do acréscimo da tensão desvio. Por outro lado, tomando-se como base os resultados obtidos nesse mesmo período, porém considerando a relação dos módulos de resiliência em função das tensões confinantes, como ilustrado na Figura 4.30, essa variação chega a ser de 187 a 291 MPa, representando um aumento no valor do módulo de resiliência de 56%.

Visando-se estabelecer uma relação com base nos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência e resistência à compressão simples, para as misturas de solo-RCD, a Figura 4.33 apresenta uma comparação entre estas duas análises para todos os períodos de cura avaliados.

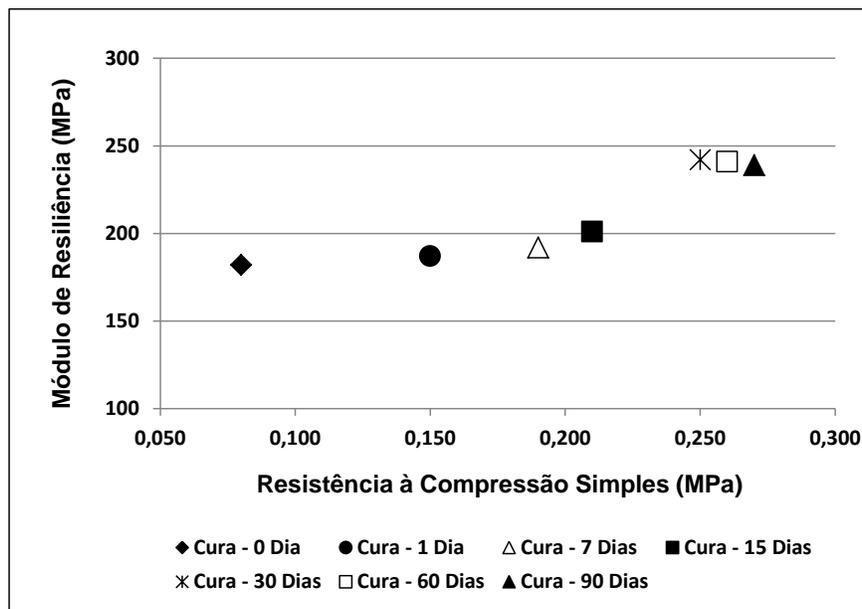


Figura 4.33 - Relação dos módulos de resiliência versus os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão simples para as misturas de solo-RCD.

Da relação ilustrada por meio da Figura 4.33 pode-se observar que ao longo do tempo tanto a resistência à compressão simples, quanto os valores dos módulos de resiliência tiveram os seus valores inicialmente crescentes. Contudo, ao chegar no período de cura de 30 dias, ficou evidente

que a resistência à compressão simples tende a atingir o seu valor máximo, bem como o módulo de resiliência tende a apresentar um valor constante. Conforme já comentado anteriormente, esse fenômeno está intimamente ligado às reações químicas provocadas pela fração de resíduos de concretos, existentes na composição do RCD, quando em contato com a água presente na constituição da mistura de solo-RCD.

Finalizado os ensaios de módulo de resiliência para as misturas de solo-RCD, destaca-se que foram verificados os teores de umidades de todas as amostras ensaiadas, com o objetivo de verificar possíveis variações e identificar algumas inconsistências com base nos resultados obtidos. Entretanto, dado o critério rigoroso de confecção dos corpos de prova e armazenamento dos mesmos, os teores de umidade obtidos encontraram-se bastantes próximos da umidade ótima concebida para a mistura de solo-RCD (18,38 %). Dentro desse contexto, não foram realizadas nenhuma análise dos módulos de resiliência quanto à variação nos teores de umidade.

4.3.7. Cisalhamento rápido

Ao término dos ensaios do módulo de resiliência realizou-se os ensaios de cisalhamento rápido nos corpos de prova que se encontravam dentro do equipamento triaxial atribuindo uma pressão na câmara de 34,5 kPa, conforme as descrições detalhadas no Capítulo 3.

Após a realização do ensaio de cisalhamento rápido tornou-se possível a obtenção da tensão desvio máxima suportada por cada amostra, além do cálculo do módulo de deformabilidade. A Figura 4.34 exemplifica um comportamento típico da curva tensão-deformação, obtida para os corpos de prova ensaiados na mistura de solo-RCD para um período de cura de 30 dias. Desse modo, é importante destacar que esse comportamento constitui-se de um elemento representativo para os demais períodos de cura das outras amostras de solo-RCD, além dos corpos de prova confeccionados para o solo na condição pura.

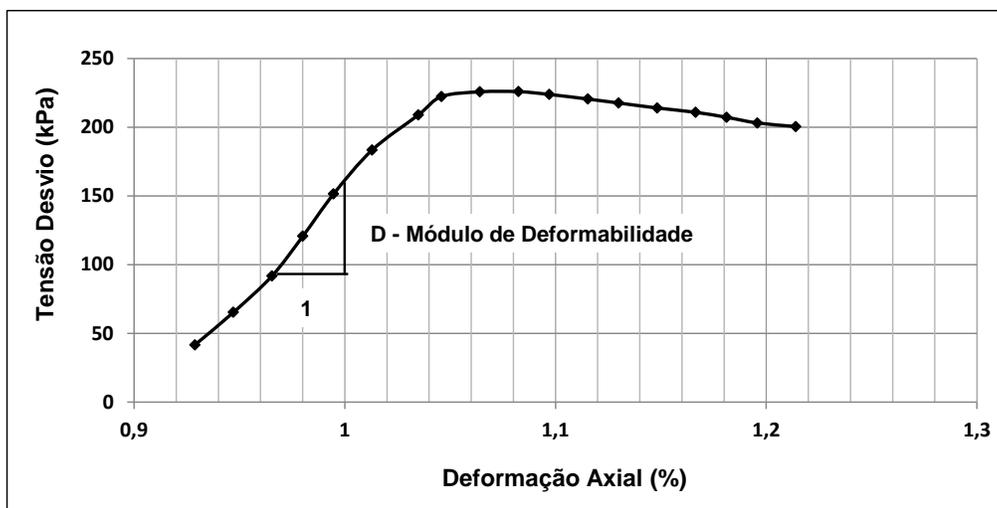


Figura 4.34 - Curva tensão x deformação, obtida após o ensaio de cisalhamento rápido para amostras de solo-RCD com 30 dias de cura, onde a tensão confinante aplicada foi de 34,5 kPa.

Analisando-se a Figura 4.34 percebe-se que a tensão desvio máxima suportada pela mistura de solo-RCD com 30 dias de cura foi de 226 kPa (0,226 MPa). Além disso, é importante destacar que a curva ilustrada não possui o seu início coincidindo com a deformação axial igual a zero, tendo em vista que ao longo do ensaio do módulo de resiliência o corpo de prova sofreu uma deformação permanente, e esse valor é exatamente igual ao valor inicial representado pela Figura 4.34. Sendo assim, a partir da curva tensão-deformação ilustrada tem-se que a deformação permanente adquirida pela mistura de solo-RCD, após o ensaio do módulo de resiliência, foi de 0,93%.

No que diz respeito ao trecho inicial obtido na curva em análise, tem-se uma aproximação do valor do módulo de deformabilidade obtido a partir da inclinação da reta definida antes da ruptura da mistura de solo-RCD. Dessa forma, calculando-se a tangente estimada no trecho reto da curva, obtêm-se um módulo de deformabilidade para a mistura de solo-RCD de 193 MPa.

Neste contexto, tomando-se como base o raciocínio adotado na Figura 4.34, os demais resultados extraídos dos ensaios de cisalhamento rápido para os outros períodos de cura das amostras de solo-RCD e para os corpos de prova constituídos de solo puro, encontram-se apresentados por meio das Tabelas 4.15 e 4.16, respectivamente.

Tabela 4.15 - Resultados obtidos no ensaio de cisalhamento rápido para a mistura de solo-RCD.

Mistura - Solo-RCD				
Cura (Dias)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_d - máxima (kPa)	D (MPa)
0	38	253	215	160
1	36	268	232	169
7	36	289	253	173
15	38	247	209	172
30	37	263	226	193
60	34	246	212	185
90	34	228	194	176
180	34	221	187	211

Tabela 4.16 - Resultados obtidos no ensaio de cisalhamento rápido para o solo puro.

Solo Puro				
Cura (Dias)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_d - máxima (kPa)	D (MPa)
0	38	239	201	142
1	36	250	214	145
7	36	269	233	147
15	38	233	195	166
30	37	253	216	162
60	34	232	198	163
90	34	215	181	167
180	34	207	173	162

A partir da Tabela 4.15, analisando-se os valores obtidos para as tensões desvio máximas suportadas pelas amostras constituídas da mistura de solo-RCD, observa-se que os valores variaram de 187 a 253 kPa em função dos diferentes períodos de cura. Por outro lado, com relação às tensões desvio máximas obtidas para o solo na condição pura, a Tabela 4.16 reproduz os valores dessas tensões variando de 173 a 233 kPa, o que revela que a inclusão do RCD no solo culminou por um ganho de resistência no ensaio de cisalhamento rápido.

Comparando-se os valores obtidos para os módulos de deformabilidade, os corpos de prova compostos pela mistura de solo-RCD tiveram seus módulos variando de 160 a 211 MPa, enquanto que as amostras de solo puro apresentaram valores variando de 142 a 167 MPa. Diante desses resultados, percebe-se que a influência do RCD associado ao solo elevou os valores dos módulos de deformabilidade de modo a produzir um material de melhor qualidade. A Figura 4.35 reproduz essa tendência de maneira mais clara. No que diz respeito às ordens de grandezas obtidas para os valores dos módulos de deformabilidade, destaca-se que GÓMEZ (2011) obteve valores próximos para composições de RCD analisadas, com valores variando de 88 a 234 MPa.

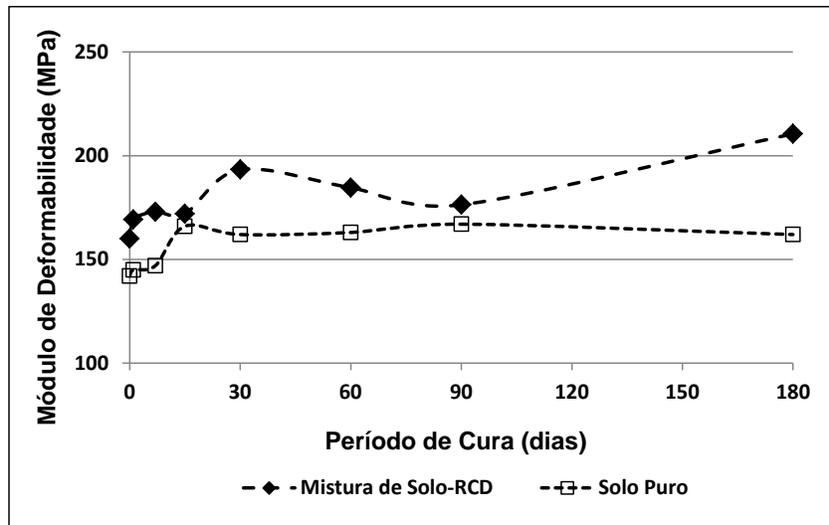


Figura 4.35 - Módulos de deformabilidade obtidos para o solo e para a mistura de solo-RCD.

No intuito de se estabelecer uma relação com base nos resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência e módulo de deformabilidade, para as misturas de solo-RCD e solo puro, as Figuras 4.36 e 4.37 apresentam estas tendências para os diferentes períodos de cura adotados.

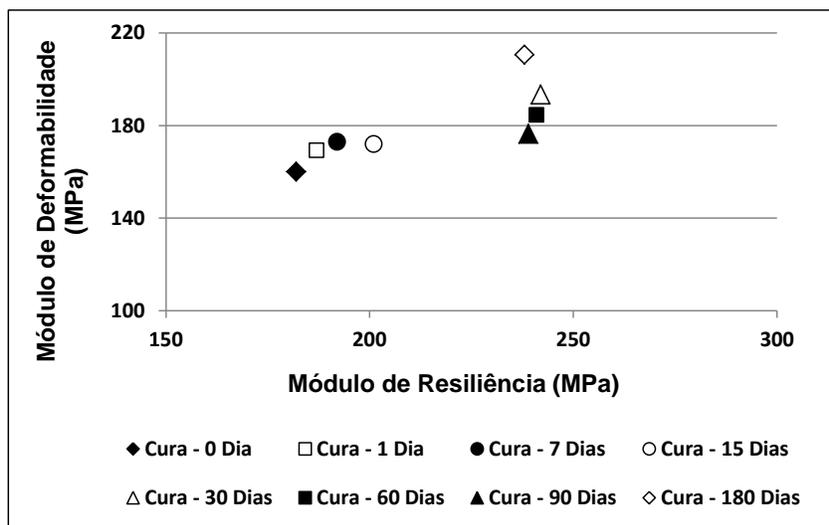


Figura 4.36 - Relação dos módulos de resiliência versus módulos de deformabilidade para as misturas de solo-RCD.

Analisando-se a Figura 4.36 observa-se que inicialmente ocorre um aumento nos valores dos módulos de resiliência e nos módulos de deformabilidade, para as datas iniciais de cura. Entretanto, em função do comportamento da mistura de solo-RCD ser ditado, prioritariamente, pelas reações químicas que ocorrem de forma significativa ao longo dos 30 primeiros dias,

verifica-se uma tendência de que os valores apresentados por esses dois módulos venham a ser constantes, após esse período, ou apresentem acréscimos irrelevantes.

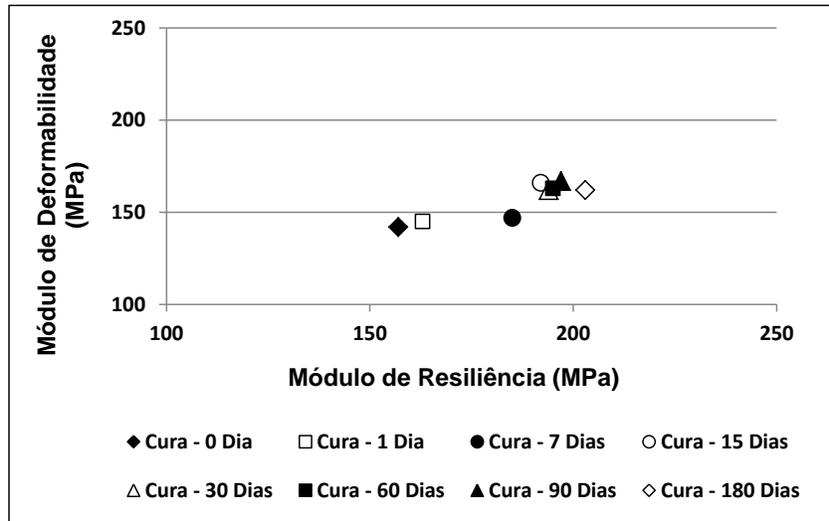


Figura 4.37 - Relação dos módulos de resiliência versus módulos de deformabilidade para as amostras de solo puro.

A Figura 4.37 apresenta um comportamento semelhante aos comentários feitos na Figura 4.36. Contudo, uma vez que o material em análise trata-se do solo na condição pura, percebe-se que o período de cura igual há 15 dias é quem estabelece as tendências de valores limites para os dois módulos, tendo em vista a estabilização ocasionada pelo efeito da sucção interna no solo.

No intuito de se obter uma estimativa dos ângulos de atrito para a mistura de solo-RCD e para o solo puro, a Figura 4.38 apresenta uma análise em termos das tensões totais obtidas para a mistura de solo-RCD ensaiadas imediatamente após a moldagem (sem efeito de cura), utilizando o diagrama s-t proposto pelo Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), onde, o diagrama s-t é obtido por meio das Equações 4.1 e 4.2, a seguir:

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad (4.1)$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad (4.2)$$

Onde:

σ_1 - tensão principal maior em kPa

σ_3 - tensão principal menor em kPa

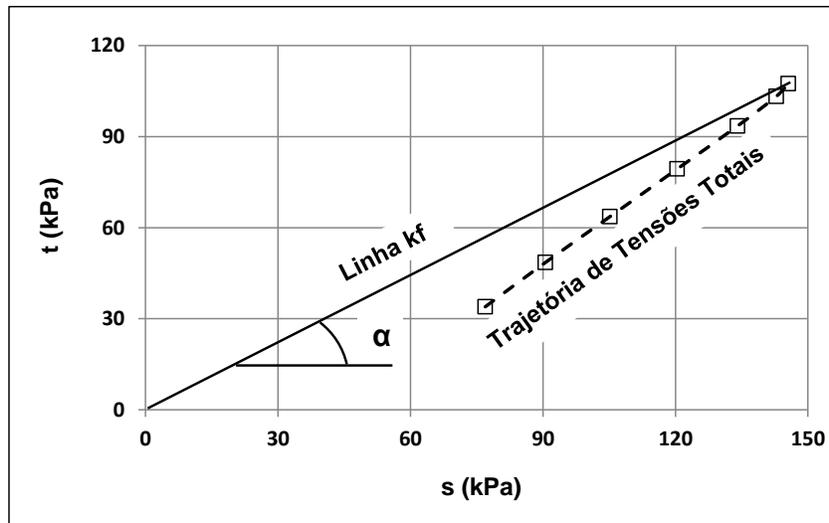


Figura 4.38 - Trajetória de tensões totais calculadas em termos de s e t para a mistura de solo-RCD com zero dias de cura.

Obs.: é importante destacar que esse modelo é válido para os demais períodos de cura das amostras de solo-RCD e de solo puro.

A definição da linha Kf, apresentada na Figura 4.38, trata-se de uma representação no espaço s-t da envoltória de resistência no espaço σ - τ . No exemplo ilustrado, adotou-se a sua origem nas coordenadas (0,0), com a sua extremidade coincidindo com o par de valores s-t, onde a tensão desvio obteve o valor máximo, na curva tensão-deformação definida no ensaio de cisalhamento rápido. Diante dessas informações, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais em análise são obtidos a partir da linha Kf por meio das Equações 4.3 e 4.4.

$$\text{sen } \phi = \tan \alpha \quad (4.3)$$

$$c = a / (\cos \phi) \quad (4.4)$$

Onde:

ϕ - ângulo de atrito

c - coesão

a - intercepto da linha Kf com relação ao eixo t

α - ângulo de inclinação da linha Kf

Para efeito da estimativa dos ângulos de atrito adotou-se uma coesão igual à zero para os materiais em análise, em função dos mesmos possuírem propriedades geotécnicas mais próximas de materiais granulares. Essa concepção justifica o fato da origem da reta Kf sair da origem. As Tabelas 4.17 e 4.18 apresentam os ângulos de atritos obtidos para a mistura de solo-RCD e solo puro, respectivamente.

Tabela 4.17 - Ângulos de atrito obtidos para a mistura de solo-RCD.

Mistura - Solo-RCD			
Cura (dias)	s (kPa)	t (kPa)	Φ
0	146	108	49
1	152	116	49
7	163	127	51
15	143	105	46
30	150	113	49
60	140	106	49
90	131	97	46
180	128	94	46

Tabela 4.18 - Ângulos de atrito obtidos para o solo puro.

Solo Puro			
Cura (dias)	s (kPa)	t (kPa)	Φ
0	139	101	46
1	143	107	46
7	153	117	49
15	136	98	44
30	145	108	49
60	133	99	49
90	125	91	46
180	121	87	44

Os resultados apresentados pela Tabela 4.17 revelam que os ângulos de atritos da mistura de solo-RCD variaram de 46° a 51°, com uma média de 48°, não tendo uma influência expressiva ao longo do tempo. De forma semelhante, analisando-se os valores obtidos para os ângulos de atritos do solo na condição pura, a Tabela 4.18 apresenta uma variação de 44° a 49°, estabelecendo uma média de 47°, de modo que o período de cura também tornou-se pouco expressivo. Embora a média obtida para a mistura de solo-RCD tenha sido maior que a média obtida para o solo puro, em função da proximidade dos valores, não se pode garantir que houve um aumento significativo, em função da incorporação de RCD ao solo. Contudo, de acordo com GÓMEZ (2011), esses níveis de valores encontrados são típicos de materiais granulares empregados em obras viárias.

4.3.8. Análise da quebra dos grãos

Conforme descrito no item 3.2.1.7., realizou-se análises da quebra dos grãos para o solo laterítico puro e para a mistura de solo-RCD, visando avaliar possíveis alterações na estabilidade granulométrica desses materiais, após a realização dos ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação em campo, quando da execução da camada de base. Os resultados e as análises da quebra dos grãos para os materiais envolvidos encontram-se apresentados a seguir.

- Quebra dos grãos após o ensaio de compactação

No que concerne à avaliação da quebra dos grãos após o ensaio de compactação na energia Proctor intermediária, sem reuso de material, realizou-se, inicialmente, um estudo comparativo entre as curvas granulométricas obtidas para o solo na condição pura e para a mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo), antes e após a realização da compactação. As Figuras 4.39 e 4.40 apresentam as variações granulométricas encontradas para o solo e para a mistura de solo-RCD, antes e após a realização do ensaio de compactação, para os diferentes teores de umidade empregados.

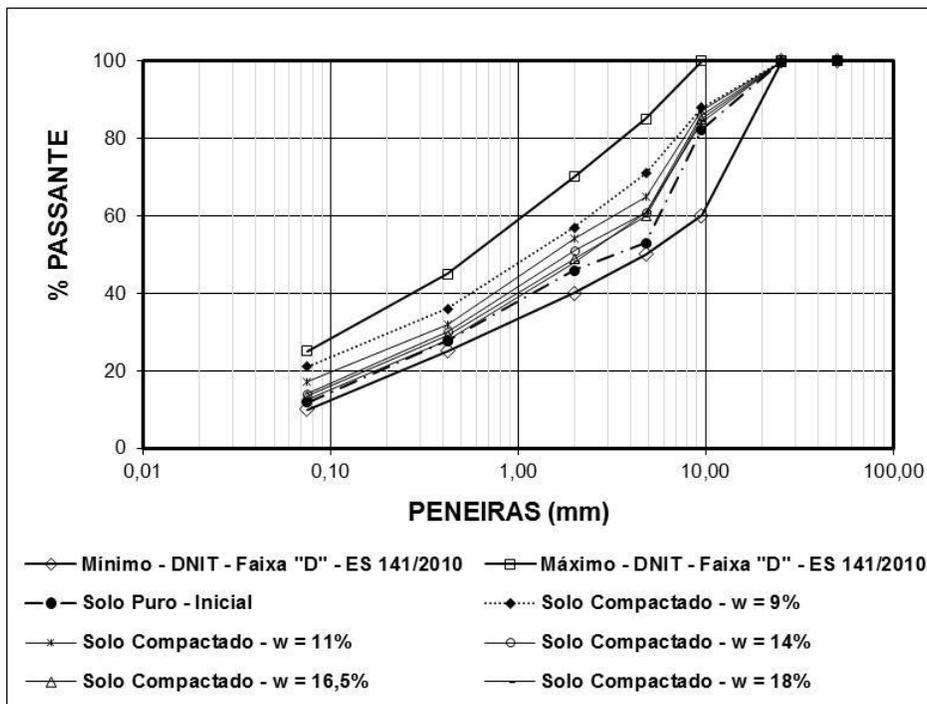


Figura 4.39 - Variação da granulometria do solo laterítico após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.

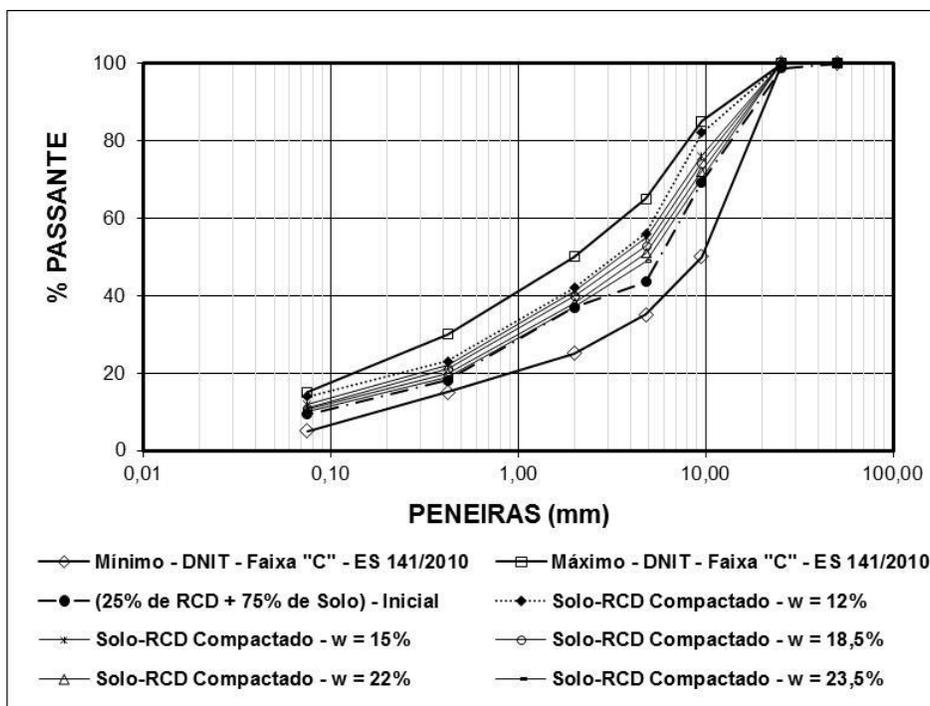


Figura 4.40 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.

Analisando-se as Figuras 4.39 e 4.40 percebe-se que a quebra dos grãos torna-se mais expressiva quando o teor de umidade encontra-se com valores mais baixos, de modo que o efeito dessa quebra vai sendo reduzido na medida em que aumenta o teor de umidade no solo ou na mistura de solo-RCD. Esse fenômeno foi observado por GÓMEZ (2011) para agregados reciclados de RCD, onde, na ocasião, essa autora destacou que para teores de umidades mais elevados a transferência da energia de compactação ocorre diretamente para água e não para os grãos, fazendo com que a quebra das partículas seja minimizada.

É importante destacar que apesar da aplicação da energia de compactação ter gerado a quebra dos grãos, nos materiais em análise, a sua estabilidade granulométrica não foi afetada no que diz respeito aos limites estabelecidos pelas faixas usuais de materiais empregados em camadas de base, segundo as recomendações do DNIT. Como prova disso, percebe-se nas Figuras 4.39 e 4.40, respectivamente, que a granulometria do solo puro continuou enquadrada dentro da faixa "D" e a da mistura de solo-RCD dentro dos limites da faixa de trabalho "C", da norma ES 141 (DNIT, 2010b).

Outra análise da quebra dos grãos foi realizada tomando-se como base o cálculo do índice de degradação Proctor (IDp), preconizado pela norma ME 398 (DNIT, 1999). A Figura 4.41 apresenta os resultados obtidos para os IDp do solo e da mistura de solo-RCD, em análise, em função de diferentes teores de umidade.

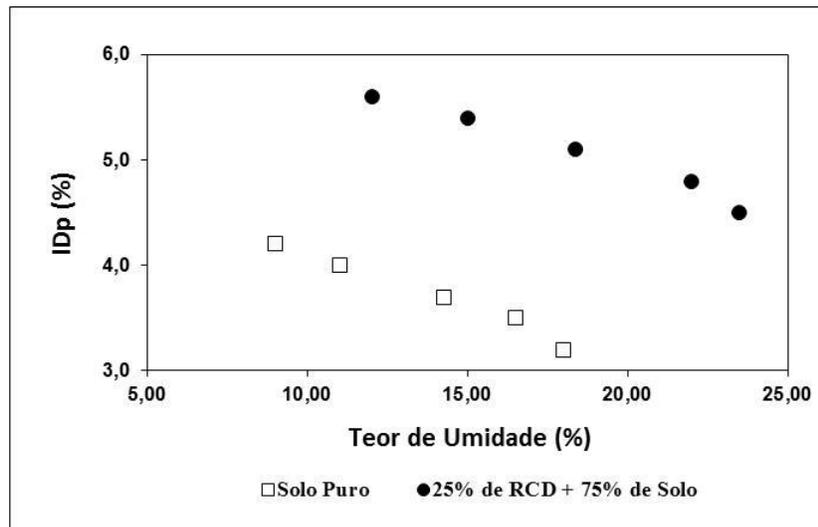


Figura 4.41 - Variação dos IDp do solo e da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio de compactação para diferentes teores de umidade.

A partir dos resultados apresentados pela Figura 4.41 observa-se novamente que teores de umidade maiores tendem a gerar menores quebra nos grãos dos materiais, quando da sua compactação. No que concerne ao incremento do RCD junto ao solo, pode-se inferir que esse novo material torna-se mais quebradiço, provavelmente pela presença das frações de alvenaria e restos de pisos, que são mais susceptíveis a quebra. Entretanto, de acordo com BERNUCCI *et al.* (2006) o índice de quebra admissível para materiais naturais é de 6%, de modo que os materiais em análise atenderam esse valor para todas as umidades ensaiadas.

- Quebra dos grãos após a compactação da camada de base do trecho experimental

Visando avaliar o efeito da quebra dos grãos gerados pela compactação de campo, quando da execução da camada de base do trecho experimental, conforme detalhes adiante, foram realizadas análises na variação granulométrica do solo e da mistura de solo-RCD (25% de RCD e 75% de solo), antes e após a execução da camada de base. As Figuras 4.42 e 4.43 apresentam as variações granulométricas encontradas.

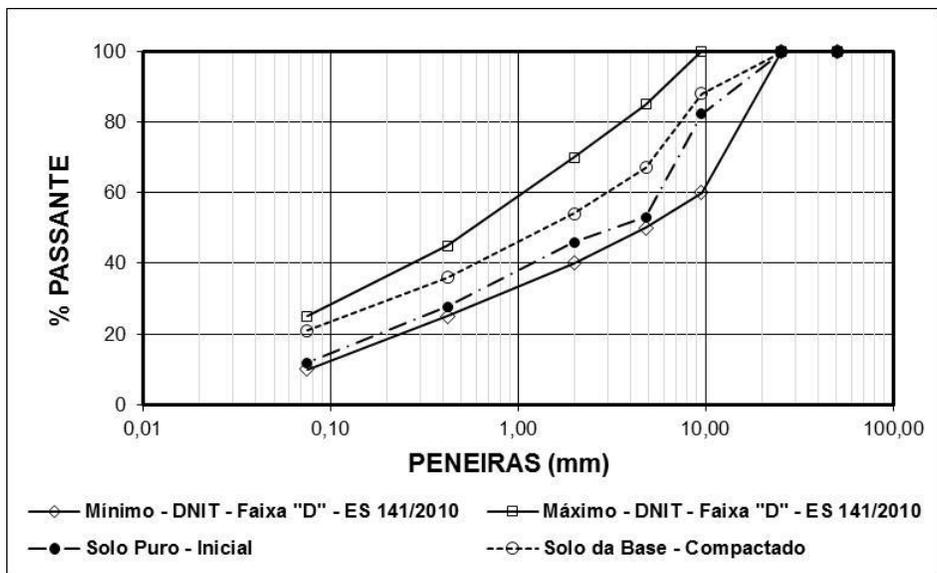


Figura 4.42 - Variação da granulometria do solo laterítico após a compactação do segmento do trecho experimental contendo esse material na camada de base.

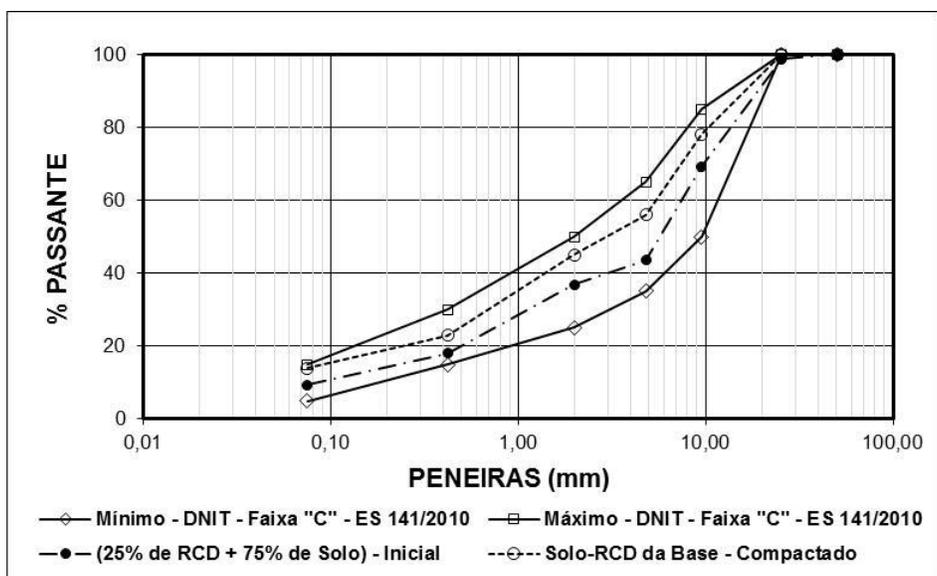


Figura 4.43 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD após a compactação do segmento do trecho experimental contendo esse mistura na camada de base.

Analisando-se as Figuras 4.42 e 4.43 percebe-se que a quebra dos grãos geradas no solo e na mistura de solo-RCD não comprometeram à sua estabilização granulométrica, uma vez que as novas granulometrias obtidas, após a compactação de campo, enquadraram-se dentro dos limites das faixas de trabalho da norma ES 141 (DNIT, 2010b), conforme comentários análogos aos realizados para as análises da quebra dos grãos quando da realização dos ensaios de compactação.

- Quebra dos grãos após o ensaio do módulo de resiliência

No que diz respeito à avaliação da quebra dos grãos após o ensaio do módulo de resiliência, realizou-se uma análise comparativa nas curvas granulométricas obtidas para o solo puro e para a mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo), antes e após a execução do ensaio do módulo de resiliência. Para efeito dessas análises, é oportuno destacar que foram consideradas as amostras ensaiadas com tempos de cura iguais a 0, 7, 15, 30 e 60 dias, tanto para o solo puro, quanto para a mistura de solo-RCD em análise, visando um melhor entendimento do comportamento apresentado pela quebra dos grãos desses materiais ao longo do tempo. De modo análogo às análises realizadas para a quebra dos grãos após o ensaio de compactação, também foram feitas investigações baseadas no IDp para as amostras ensaiadas ao término do ensaio do módulo de resiliência.

As Figuras 4.44 e 4.45 apresentam as variações granulométricas obtidas para o solo e para a mistura de solo-RCD, antes e após a realização do ensaio do módulo de resiliência, para diferentes períodos de cura.

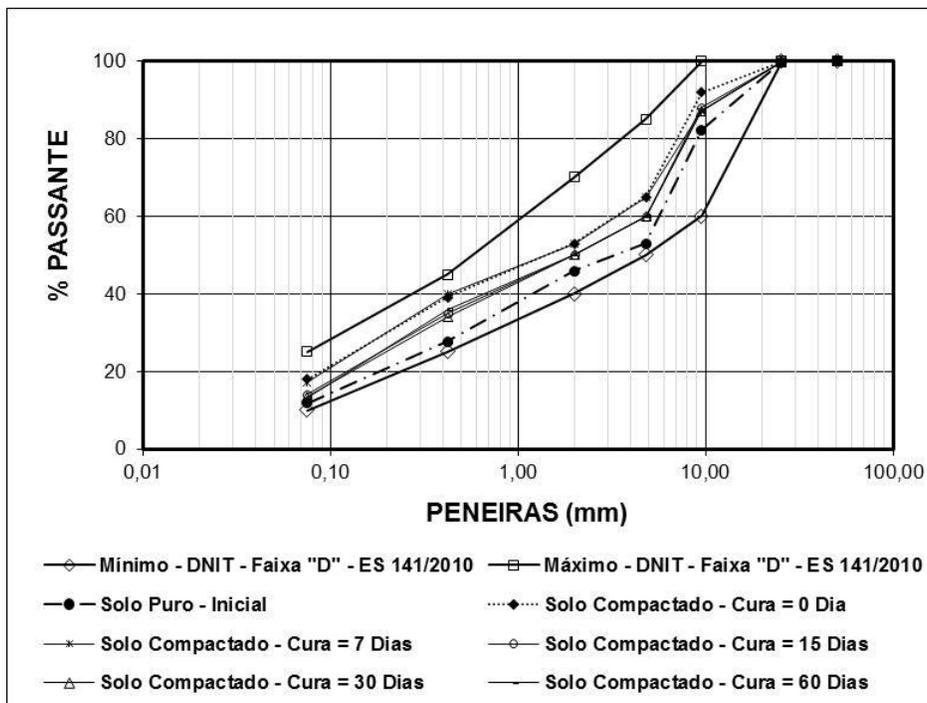


Figura 4.44 - Variação da granulometria do solo laterítico após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura.

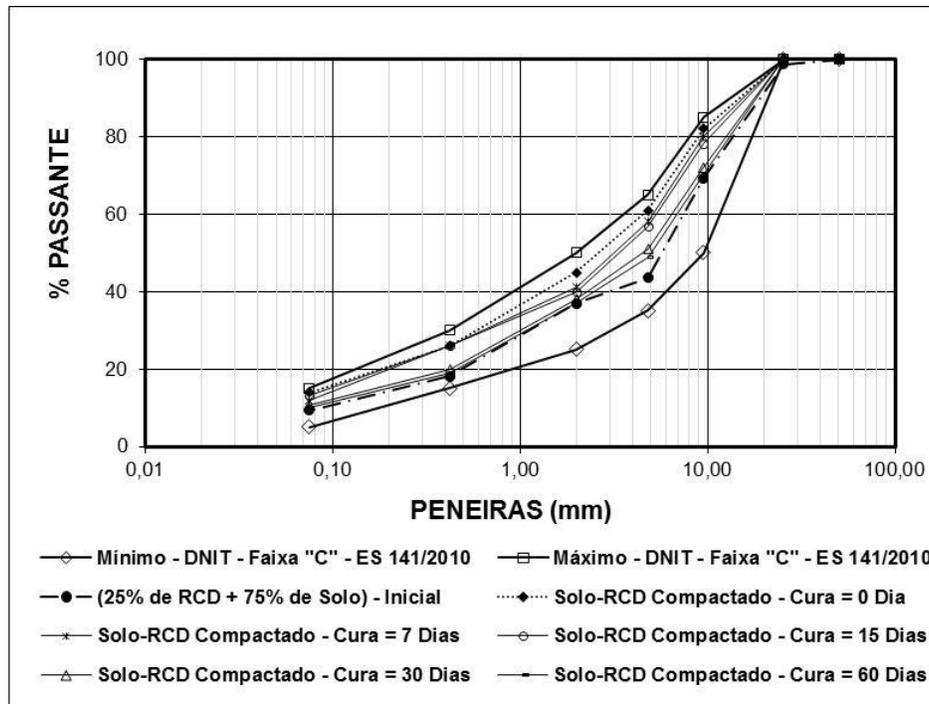


Figura 4.45 - Variação da granulometria da mistura de solo-RCD após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura.

Analisando-se as Figuras 4.44 e 4.45 percebe-se que a quebra dos grãos torna-se mais expressiva nos primeiros dias de cura. No caso específico do solo puro, observa-se que a quebra dos grãos tornou-se maior para a condição sem cura prévia, tendendo a uma estabilização nessa quebra por volta do período de 15 dias. Com relação à mistura de solo-RCD, entre os períodos de 0 a 15 dias, percebe-se um pequeno decréscimo na quebra nos grãos, na medida em que o tempo de cura vai diminuindo. Por outro lado, observa-se uma tendência de estabilização para a quebra dos grãos dessa mistura por volta de 30 dias. Diante desses fatos, acredita-se que a influência dada pela sucção no solo, no período de 15 dias de cura, é o fator predominante para o comportamento tendencioso da estabilização visualizada para a quebra dos grãos, presentes no solo. Por outro lado, no que concernem as análises realizadas para a mistura de solo-RCD, infere-se que a influência dada pelas reações químicas oriundas de matrizes cimentícias livres, presentes na mistura de solo-RCD, e, da água de constituição utilizada na densificação dessa mistura, constitui-se do fator determinante para a estabilização granulométrica desse material, por volta de 30 dias. É importante destacar que nesse período a mistura de solo-RCD atinge uma resistência característica de pico, conforme comentários feitos quando da análise dos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples.

É oportuno destacar que embora as amostras ensaiadas tenham apresentado uma quebra de grãos, conforme observado nas Figuras 4.44 e 4.45, os materiais avaliados em todos os períodos de cura se mantiveram dentro das faixas de trabalhos preconizadas pelo DNIT, por meio da norma ES 141 (DNIT, 2010b), de modo que o efeito da quebra não compromete a aplicação do solo e da mistura de solo-RCD na camada de base do pavimento proposto.

Os resultados obtidos para os IDp em função dos períodos de cura adotados para o solo e para a mistura de solo-RCD encontram-se ilustrados na Figura 4.46.

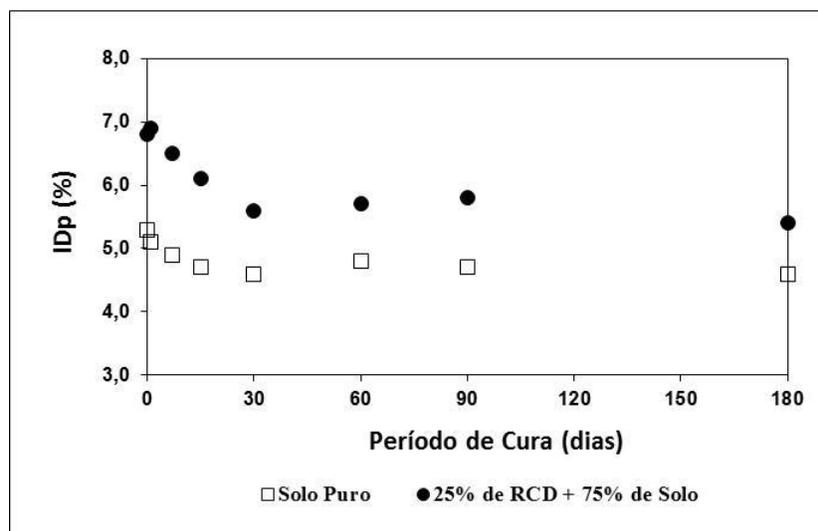


Figura 4.46 - Variação dos IDp do solo e da mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) após o ensaio do módulo de resiliência para diferentes períodos de cura.

Diante dos resultados ilustrados na Figura 4.46, observa-se que os IDp apresentaram comportamentos semelhantes às variações granulométricas avaliadas nas Figuras 4.44 e 4.45, onde, percebe-se uma tendência de estabilização da quebra dos grãos para o solo puro, no período de cura de 15 dias, e, para a mistura de solo-RCD, no período de 30 dias. Outro aspecto observado na Figura 4.46 encontra-se relacionado ao incremento do RCD no solo laterítico, onde, de modo análogo aos comentários feitos para as amostras ensaiadas após os ensaios de compactação, verifica-se que a incorporação do RCD tende a gerar um material mais quebradiço quando comparado ao solo puro. No que diz respeito às ordens de grandezas obtidas para os IDp, percebe-se que as amostras de solo ensaiadas apresentaram valores menores que o IDp de 6%, mencionado por BERNUCCI *et al.* (2006) como valor limite de materiais naturais. No caso das

misturas de solo-RCD, os valores encontrados para os IDp nos primeiros períodos de cura, culminaram na reprodução de valores um pouco acima de 6%. No entanto, é oportuno destacar que o valor de referência mencionado por BERNUCCI *et al.* (2006) é empregado para materiais naturais, não tendo uma referência específica para materiais reciclados.

No intuito de avaliar a influência dos ensaios com relação aos resultados obtidos para a quebra dos grãos, as Figuras 4.47 e 4.48 ilustram as curvas granulométricas obtidas para as amostras de solo laterítico puro e para a mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo), respectivamente, após os ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação de campo.

É importante destacar que o período de cura definido para as amostras oriundas do ensaio do módulo de resiliência foi de 0 dias (sem cura prévia), visando uma melhor representatividade quando da comparação com as amostras obtidas após o ensaio de compactação, e, com as amostras coletadas na camada de base do trecho experimental.

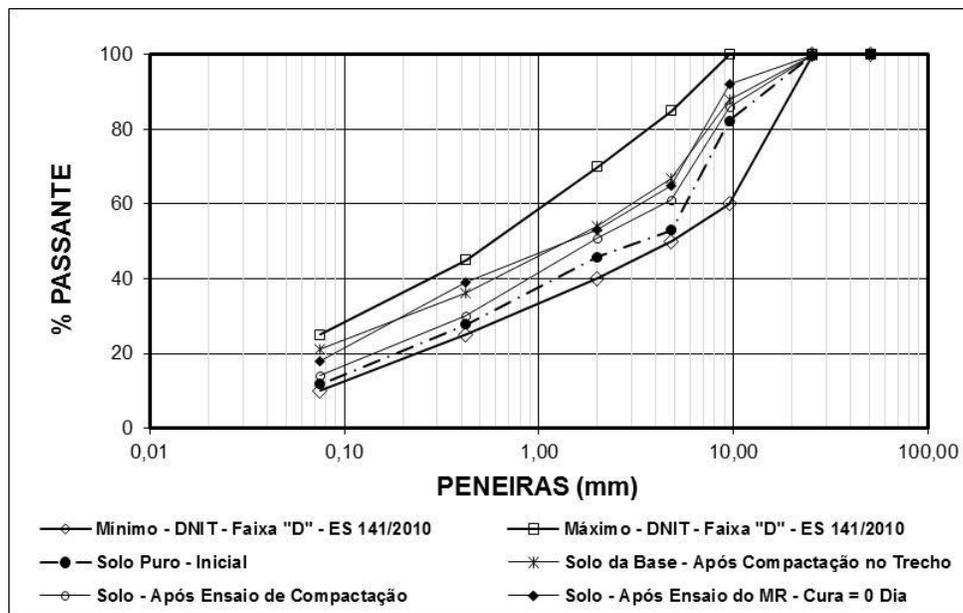


Figura 4.47 - Variação das curvas granulométricas do solo puro após os ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação de campo.

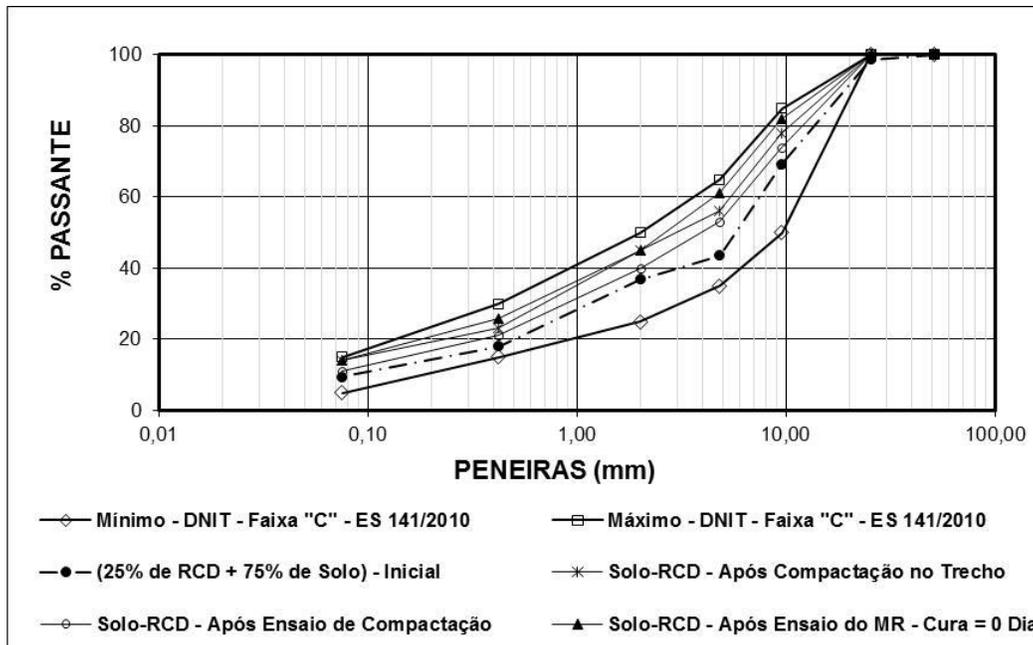


Figura 4.48 - Variação das curvas granulométricas da mistura de solo-RCD após os ensaios de compactação e módulo de resiliência, e, após a compactação de campo.

Analisando-se as Figuras 4.47 e 4.48 percebe-se que o solo puro e a mistura de solo-RCD tiveram à quebra dos seus grãos levemente acentuados quando das análises realizadas para as amostras coletadas na camada de base compactada, e, para as amostras coletadas após a execução do ensaio do módulo de resiliência. Dessa forma, infere-se que esses fenômenos podem estar ligados diretamente à influência dada pela ação do rolo pé-de-carneiro, no caso dos materiais de base, e, pelo efeito adicional do carregamento cíclico, no caso específico das amostras analisadas após o ensaio do módulo de resiliência. Contudo, de uma maneira geral, independente da situação adotada, pode-se concluir que a estabilização granulométrica dos materiais avaliados não é afetada, de modo significativo, uma vez que os materiais permanecem dentro das faixas de trabalhos especificadas pela norma ES 141 (DNIT, 2010b).

4.3.9. Ensaios de sucção

As Figuras 4.49 e 4.50 apresentam as curvas características do solo laterítico na condição pura e da mistura de solo-RCD contendo 25% de RCD e 75% de solo, em função do teor de umidade e do grau de saturação, respectivamente.

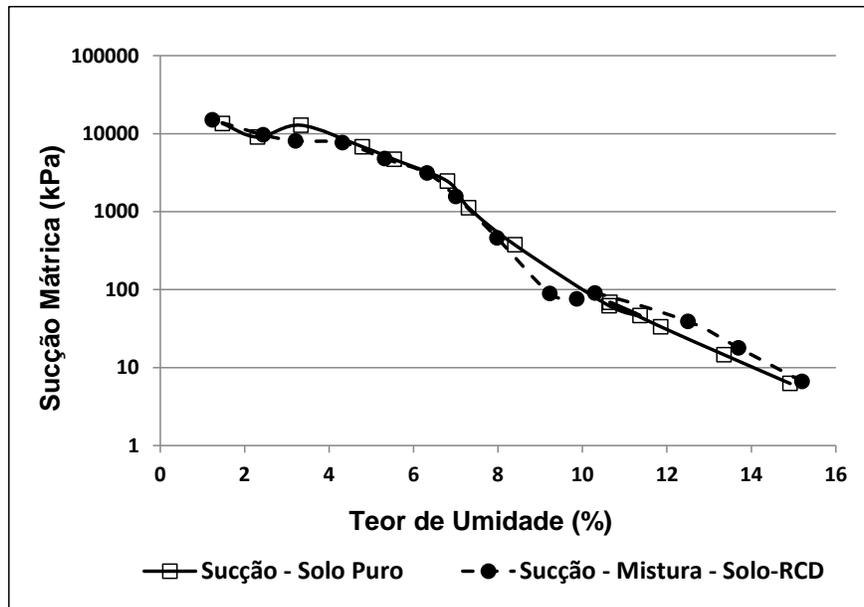


Figura 4.49 - Curvas características do solo puro e da mistura de solo-RCD em função do teor de umidade.

Analisando-se a Figura 4.49 observa-se que à medida que os teores de umidade vão diminuindo, tanto no solo puro quanto na mistura de solo-RCD, a sucção mátrica tende a crescer. Esse tipo de comportamento foi observado por HILLEL (1971) de modo que quando uma amostra de solo fica exposta a sucções crescentes, inicia-se o fluxo da água para fora da amostra a partir de um determinado valor de sucção matricial. Diante desse fenômeno, e, considerando o modelo de curva bimodal mencionado por OTÁLVARO (2013), observa-se que a partir da curva característica encontrada tem-se um valor de entrada de ar começando a ocorrer, de forma expressiva, a partir de 100 kPa, isto é, nesse nível de sucção o ar começa a entrar nos macroporos das amostras, expulsando a água do seu interior. Neste contexto, seguindo o modelo bimodal mencionado por OTÁLVARO (2013) que concerne à migração da água acondicionada dentro dos microporos das amostras ensaiadas, observa-se que esse fenômeno acontece para valores de sucção mátricas da ordem de 10.000 kPa. Comparando-se a curva característica do solo puro com a da mistura de solo-RCD, percebe-se que apesar da mistura de solo-RCD possuir em sua constituição frações porosas de resíduos oriundos de restos de alvenarias e pisos, não foram observadas diferenças expressivas quanto ao comportamento de sucção apresentado pelo solo na condição pura. Neste contexto, uma vez que esse solo apresenta potencial para ser empregado nas camadas de base de pavimentos, a mistura de solo-RCD não teria sua estrutura afetada pelo o efeito da sucção.

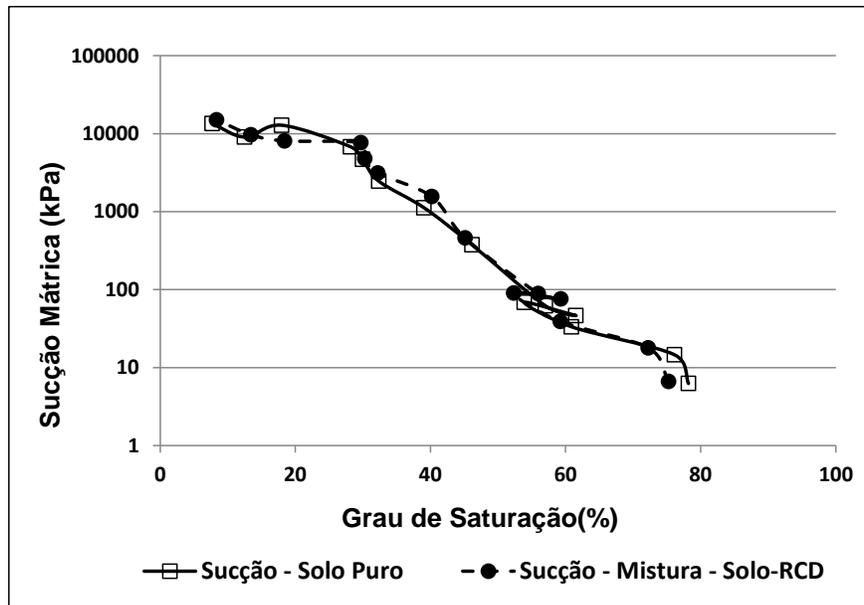


Figura 4.50 - Curvas características do solo puro e da mistura de solo-RCD em função do grau de saturação.

No que diz respeito aos resultados ilustrados na Figura 4.50, observa-se que o comportamento do grau de saturação versus a sucção das amostras de solo puro e da mistura de 75% de solo e 25% de RCD comportou-se de modo semelhante ao mencionado na Figura 4.49, uma vez que à medida que o grau de saturação diminuiu, a sucção aumentou. A partir dessa tendência, verifica-se que a sucção tende a um valor nulo à medida que o solo se aproxima da saturação, e a um valor máximo quando o grau de saturação tende a zero, conforme observado por HILLEL (1971). De modo análogo aos comentários feitos anteriormente, adotando-se o modelo de curva bimodal mencionado por OTÁLVARO (2013), típico de solos granulares, tem-se que um valor de entrada de ar nos macroporos começa a atuar, de forma mais incisiva, quando o grau de saturação encontra-se na ordem de 60%, enquanto que a migração nos microporos acontece para um grau de saturação em torno de 25%. Diante desses valores e devido ao comportamento semelhante apresentado pelo solo e pela mistura de solo-RCD, e, tendo em vista que esses materiais tiveram as umidades ótimas para um grau de saturação da ordem de 72%, no solo puro, e, de 88% para a mistura de solo-RCD, o efeito da sucção torna-se pouco significativo para as amostras ensaiadas, visto que o nível de sucção para esses valores são considerados relativamente baixos e não ocasionarão grandes problemas quando da utilização desses materiais em obras de pavimentação, mais especificamente nas camadas estruturais do pavimento.

4.4. MATERIAIS EMPREGADOS NA CAMADA DE REVESTIMENTO

4.4.1. Agregados

No que diz respeito à composição granulométrica, o DNIT menciona por meio da norma ES 153 (DNIT, 2010e) quatro faixas de enquadramento para os revestimentos flexíveis executados em PMF, onde, essas faixas têm suas denominações variando de “A” à “D”. Desse modo, em função dos resultados obtidos, a Figura 4.51 revela que o PMF executado no revestimento do trecho experimental teve à sua composição granulométrica enquadrando-se na faixa de trabalho “D”, segundo a norma ES 153 (DNIT, 2010e).

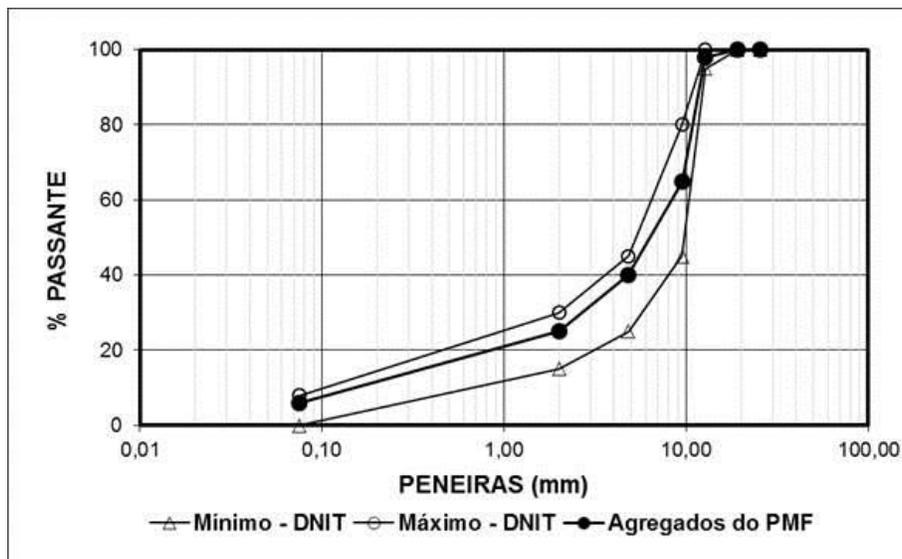


Figura 4.51 - Curvas granulométricas da composição dos agregados utilizados na fabricação do PMF e faixa “D” - ES 153 (DNIT, 2010e).

Os resultados obtidos para os pesos específicos dos grãos e absorção da fração graúda, pertinentes aos agregados utilizados na composição granulométrica do PMF encontram-se ilustrados por meio da Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Parâmetros físicos da composição granulométrica concebida na fabricação do PMF.

Material	γ_s (kN/m ³) - (fração graúda)	Absorção (%)	γ_s (kN/m ³) - (fração miúda)
Pedrisco - ($D_{m\acute{a}x} = 12,5$ mm)	26,8	0,87	26,8
Pó de Pedra - ($D_{m\acute{a}x} = 4,8$ mm)	-	-	26,7
Areia - ($D_{m\acute{a}x} = 2,0$ mm)	-	-	26,3

É oportuno destacar que a caracterização dos parâmetros apresentados por meio da Tabela 4.19 constitui-se de uma informação adicional a esta pesquisa, uma vez que os agregados utilizados na camada de revestimento, do trecho experimental, constituem-se de materiais naturais típicos do estado de Mato Grosso, e, empregado em grande escala em outras obras civis dentro do estado. No entanto, é importante mencionar que os valores obtidos apresentaram-se semelhantes aos resultados encontrados por AMORIM *et al.* (2011), quando da avaliação de agregados naturais do estado de Mato Grosso para uso em obras de pavimentação.

4.4.2. Ligante asfáltico

Os resultados de caracterização da emulsão RL-1C utilizada na fabricação do PMF, empregado na camada de revestimento do trecho experimental, encontra-se apresentado na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Parâmetros de caracterização da emulsão RL-1C.

Características	Emulsão RL - 1C	Valores Aceitáveis EM 369 (DNIT, 1997b)
Densidade	0,997	≈ 1
Resíduo por evaporação	59,09 %	50 - 70%
Peneiramento (% retida na peneira de 0,84 mm)	0,05 %	máx. 0,1%
Sedimentação (5 dias)	0,38 %	máx. 5%
Viscosidade Saybolt-Furol (50°C)	15 SSF	máx. 70 SSF

Comparando-se os resultados obtidos com os valores de referência da norma EM 369 (DNIT, 1997b), voltados para a qualidade de emulsões asfálticas catiônicas, pode-se garantir que a emulsão asfáltica utilizada na fabricação do PMF encontra-se em conformidade com os requisitos impostos pela referida norma.

Uma vez que a dosagem concebida para o PMF foi um traço usual adotado pela Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT, a presente pesquisa não teve por objetivo específico realizar um estudo minucioso para a obtenção dessa dosagem. Sendo assim, destaca-se que o teor ótimo de ligante empregado no traço foi de 10% de emulsão (6 % de CAP residual), tendo sido realizado o controle dessa porcentagem na usina de asfalto, conforme o procedimento da norma ME 053 (DNIT, 1994e).

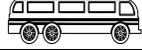
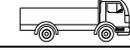
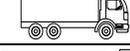
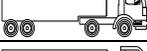
5. TRECHO EXPERIMENTAL

5.1. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento do trecho experimental foi realizado seguindo-se as recomendações do método proposto pelo DNIT, descrito por SOUZA (1981). Os principais parâmetros de projeto adotados para o dimensionamento encontram-se mencionados a seguir:

- 1) a boa qualidade apresentada pelo solo do subleito quando submetido ao ensaio de CBR, sem reuso de material, na energia intermediária, permitiu adotar um índice de suporte Califórnia igual a 20%;
- 2) a taxa de crescimento linear imposta para os veículos circulando nas vias urbanas do município de Campo Verde - MT foi de 5% ao ano, estando esta consideração de acordo com a realidade local;
- 3) o período de retorno estipulado para o projeto foi de 10 anos, não sendo considerado como tempo expressivo à quantidade de dias necessários para à execução das obras nas vias urbanas;
- 4) o estudo de tráfego adotado para o dimensionamento do trecho experimental foi realizado a partir de uma contagem volumétrica média de veículos, realizada em uma via urbana localizada nas proximidades do centro urbano do município de Campo Verde - MT, conforme detalhes apresentado por meio da Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Contagem volumétrica realizada numa via urbana de Campo Verde - MT.

Mês de referência - Outubro / 2011								
Tipos de Veículos	Horário		9:00	11:00	12:30	15:00	18:00	Total
			7:00	9:00	11:30	13:00	16:00	
Veículos Leves	Autos		127	131	142	108	93	601
	Caminhonetas		37	54	31	42	34	198
Ônibus	2C		3	1	1	3	1	9
	3C		4	2	2	1	3	12
Caminhões	2C		4	3	2	-	2	11
	3C		2	1	2	1	3	9
	2S2		1	-	1	1	-	3
	3S2		-	-	1	-	-	1
Total			178	192	182	156	136	844

5) o fator de eixo (FE) obtido a partir da contagem volumétrica foi de 2,03;

6) o fator de carga (FC) adotado para a contagem volumétrica realizada foi de 0,32;

7) o fator climático regional (FR) adotado foi de 1,0, em virtude desse parâmetro encontrar-se atualmente em desuso.

Para o cálculo do número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf (N) foi utilizada a expressão de SOUZA (1981):

$$N = 365 * V_m * P * FV * FR \quad (5.1)$$

Onde:

N - número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf;

V_m - volume diário médio de tráfego no ano médio do período de projeto;

P - período de projeto ou vida útil em anos;

FV - fator de veículos = FC * FE;

FR - fator climático regional (em desuso).

Desta forma, fazendo uso da Equação 5.1 foi obtido um valor $N = 3,2 \times 10^6$. Com isto, a partir do N encontrado e das concepções dos materiais empregados nas camadas do pavimento do trecho experimental, chegou-se a seção transversal típica para o trecho em análise, conforme esquema apresentado na Figura 5.1.

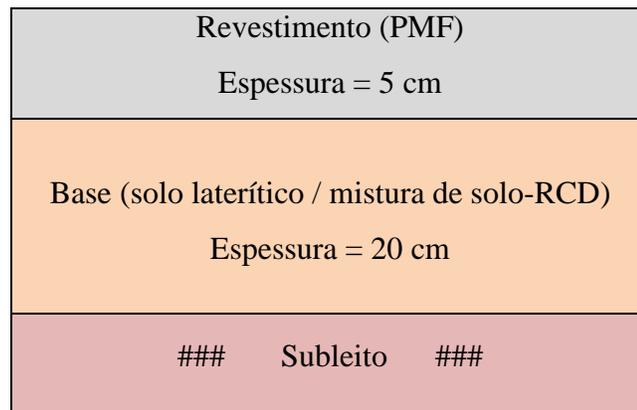


Figura 5.1 - Seção típica do trecho experimental de Campo Verde - MT.

Visando-se obter outra concepção de dimensionamento, também foram consultadas as formulações propostas pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) para áreas urbanas, descritas por SENÇO (2007), na qual se chegou a soluções semelhantes à apresentada na Figura 5.1.

5.2. EXECUÇÃO

5.2.1. Geometria do trecho

A geometria adotada para o trecho experimental, em função do espaço físico disponível, contemplou uma extensão de 70 metros de comprimento por 5 metros de largura. Isso posto, realizado o dimensionamento do trecho chegou-se a uma espessura necessária da camada de base de 20 cm e de camada de revestimento de 5 cm, sendo esta última em PMF. Dessa forma, visando avaliar o desempenho das misturas de solo-RCD em relação ao solo laterítico a camada de base foi executada considerando 03 seções transversais, conforme descrições a seguir:

* ao longo de uma extensão de 30 metros usou-se como material de base a composição previamente definida, para esse estudo, de 75% de solo laterítico com 25% de RCD;

* numa extensão intermediária de 10 metros, os 20 cm de espessura adotados para a camada de base receberam duas camadas distintas de materiais. Para os primeiros 10 cm, mais próximos do subleito, foi utilizada a mistura de 75% de solo e 25 % de RCD e os outros 10 cm foi utilizado somente o solo laterítico;

* complementando os 30 metros restantes da pista experimental, adotou-se como material da base 100% do solo laterítico.

O trecho foi executado numa área de acesso a um núcleo avançado do IFMT, localizado no município de Campo Verde - MT. As Figuras 5.2 e 5.3 mostram as imagens do local onde foi executado o trecho.



Figura 5.2 - Vista geral ilustrando o acesso ao trecho experimental.



Figura 5.3 - Detalhe do local em que foi executado o trecho experimental.

5.2.2. Transporte dos RCD usados na camada de base

Uma vez que a produção dos RCD foi realizada em Cuiabá - MT, conforme descrito no item 3.1.2, o material empregado na pista teve que ser transportado de Cuiabá até Campo Verde - MT. Nesta operação foram utilizados dois caminhões basculantes com capacidade de 10 m³ cada. Contudo, tendo em vista que o volume de RCD produzido para a aplicação no trecho foi de 14 m³, em cada um dos caminhões foi transportado aproximadamente 7 m³ de RCD. Os resíduos

produzidos em Cuiabá estavam armazenados em baias dimensionadas para estocar aproximadamente 3,5 m³ de RCD. As Figuras 5.4 e 5.5 ilustram alguns detalhes das etapas de estocagem no IFMT em Cuiabá e o transporte dos RCD.



Figura 5.4 - RCD acondicionado em baias.



Figura 5.5 - Transporte do RCD.

5.2.3. Serviços de terraplenagem

Para a execução da etapa de terraplenagem utilizou-se como procedimentos de serviços as recomendações preconizadas na norma ES 104 (DNIT, 2009a). A metodologia adotada nesta etapa iniciou-se com a demarcação do trecho feita por uma equipe de topografia. Após a etapa de demarcação do trecho, uma motoniveladora realizou a retirada da camada superficial, removendo uma espessura de 40 cm. A proposta de remoção desses 40 cm deveu-se à necessidade de eliminação da espessura média da camada vegetal, que foi de, aproximadamente, 15 cm, além de se estabelecer uma folga para a colocação de meio-fios, tão logo ocorresse a finalização das camadas previstas para o trecho em análise.

Os procedimentos executivos relativos à regularização e compactação do subleito, basearam-se nas recomendações da norma ES 137 (DNIT, 2010a), tendo sido adotada para efeito de análises a aplicação da energia Proctor intermediária. Os serviços de compactação do subleito foram realizados por meio de um rolo pé-de-carneiro de 15 toneladas. As Figuras de 5.6 a 5.9 ilustram detalhes dos serviços de terraplenagem executados para o trecho.



Figura 5.6 - Locação do trecho experimental.



Figura 5.7 - Remoção da camada superficial.



Figura 5.8 - Transporte do material de corte.



Figura 5.9 - Compactação da camada de regularização do subleito.

5.2.4. Execução da camada de base

A camada de base foi executada com uma espessura final de 20 cm, tendo sido adotadas 03 seções distintas, conforme descrito no item 5.2.1. Para efeito do procedimento executivo, utilizou-se as sequências de serviços mencionadas pela norma ES 141 (DNIT, 2010b). No trecho em que a seção típica foi composta pela mistura de solo-RCD, esses materiais foram previamente misturados em pista, antes de serem transportados até o trecho. A energia de compactação adotada para a camada de base foi à intermediária. Os equipamentos usuais para a realização desta etapa foram um caminhão basculante, uma pá carregadeira, uma motoniveladora, um caminhão pipa e um rolo pé-de-carneiro. As Figuras de 5.10 a 5.13 ilustram os detalhes da execução deste trecho.



Figura 5.10 - Detalhe das pilhas de solo e RCD utilizados na camada de base.



Figura 5.11 - Mistura em pista do solo e RCD.



Figura 5.12 - Detalhe do caminhão pipa lançando água no subleito.



Figura 5.13 - Mistura de solo-RCD espalhada sobre o subleito.

5.2.5. Aplicação da imprimação e pintura de ligação

Visando impermeabilizar a interface da camada de base com o revestimento, foi aplicada uma película impermeabilizante entre essas duas camadas fazendo-se o uso do asfalto diluído de petróleo - CM-30, como elemento de imprimação. Por outro lado, tendo em vista uma melhor aderência entre a camada de base e o revestimento, após o período de cura do CM-30, aplicou-se uma emulsão asfáltica do tipo RR-2C como pintura de ligação. Os procedimentos de aplicação da imprimação e da pintura de ligação seguiram as recomendações impostas pelo DNIT por meio das normas ES 144 (DNIT, 2010c) e ES 145 (DNIT, 2010d). O equipamento empregado para a aplicação dos ligantes betuminosos foi o caminhão espargidor simples, pertencente à Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT. As Figuras 5.14 e 5.15 ilustram detalhes dessas aplicações.



Figura 5.14 - Detalhe da aplicação do CM-30 - Imprimação asfáltica.



Figura 5.15 - Início da aplicação da emulsão RR-2C - Pintura de ligação.

5.2.6. Execução da camada de revestimento

A camada de revestimento foi executada com uma mistura betuminosa pré-misturada a frio (PMF), tendo na composição dos agregados, 50% de pedrisco, 25% de pó de pedra e 25% de areia, em massa, obedecendo ao traço padrão adotado para as vias urbanas pela Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT. O teor ótimo de ligante empregado foi da ordem de 10% de emulsão (6 % de CAP residual), atendendo também ao procedimento adotado pelo município de Campo Verde - MT, tendo sido utilizada a emulsão asfáltica RL-1C. A fabricação do PMF foi realizada em uma usina volumétrica de propriedade da Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT. O procedimento executivo da camada de revestimento seguiu as recomendações da norma ES 153 (DNIT, 2010e). Os equipamentos básicos utilizados na execução do revestimento foram: um caminhão basculante acoplado com um dispositivo vibroacabador, um rolo liso e um rolo pneumático. As Figuras de 5.16 a 5.19 ilustram detalhes da execução da camada de revestimento.



Figura 5.16 - Detalhe da usina do PMF.



Figura 5.17 - Aplicação do PMF utilizando um dispositivo vibroacabador.



Figura 5.18 - Detalhe da compactação realizada com o rolo liso.



Figura 5.19 - Detalhe da compactação realizada com o rolo pneumático.

5.3. ENSAIOS EM CAMPO - PROCEDIMENTOS

Ao longo da execução do trecho experimental foram realizados alguns ensaios de campo objetivando controlar os procedimentos executivos em cada uma das etapas da obra e monitoramento de possíveis ganhos de resistências mecânicas adquiridas pelo processo de compactação das camadas estruturais do pavimento. Além disso, foram realizadas avaliações das deflexões decorrentes no trecho, quando da incidência de carregamentos atuantes ao longo do mesmo. A descrição do programa experimental realizado em campo para a investigação dos materiais envolvidos na execução do trecho experimental encontra-se detalhada a seguir:

5.3.1. Controle de compactação - densidade *in situ*

Para a realização do controle do grau de compactação do subleito e da camada de base foram realizados ensaios para a determinação da massa específica aparente “*in situ*” de acordo com os procedimentos descritos pela norma ME 092 (DNIT, 1994b). Os esquemas representativos dos pontos locados destinados a essa avaliação encontram-se ilustrados nas Figuras 5.20 e 5.21 para o subleito e a camada de base, respectivamente.

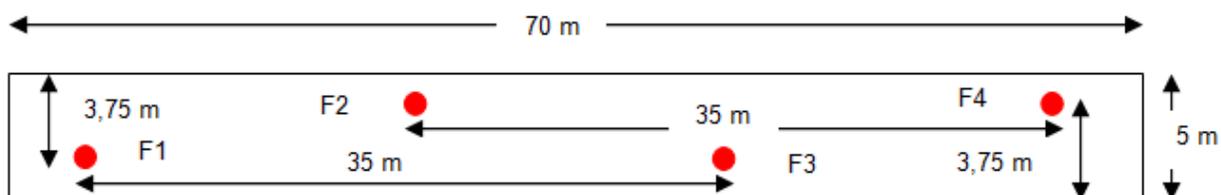


Figura 5.20 - Croqui ilustrando os pontos de ensaio no controle de compactação do subleito.

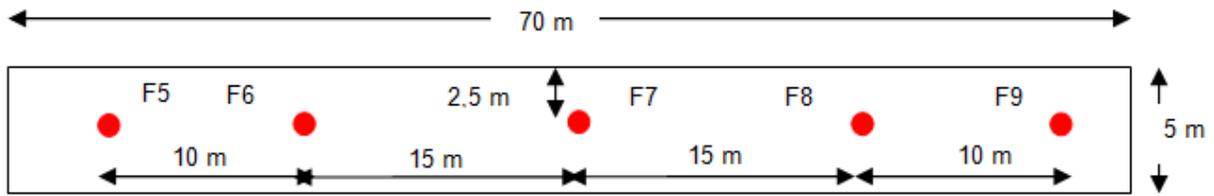


Figura 5.21 - Croqui ilustrando os pontos de ensaio no controle de compactação da base.

As Figuras 5.22 e 5.23 ilustram detalhes dos ensaios realizados para o controle de compactação do subleito e da camada base projetados para o trecho experimental pavimentado.



Figura 5.22 - Conjunto para determinação da massa específica aparente “*in situ*”.



Figura 5.23 - Detalhe do controle da compactação na camada de base.

5.3.2. Resistência à penetração obtida com o penetrômetro dinâmico PANDA

Uma das formas de avaliar a resistência dos materiais compactados de forma indireta consiste numa avaliação baseada num ensaio de penetração dinâmica do tipo PANDA. GOUVES (1991) descreve que o penetrômetro empregado nesse ensaio possui algumas características peculiares quando comparados aos outros penetrômetros convencionais. OLIVEIRA (2007) menciona que o penetrômetro dinâmico PANDA consiste de um equipamento portátil, leve, capaz de produzir uma aquisição direta de dados em função da energia aplicada e profundidade de cravação, além de proporcionar facilmente a transferências dos dados obtidos para um computador. A resistência de ponta fornecida pelo equipamento é representada pelo símbolo q_d , sendo o seu valor expresso em MPa.

GOUVES (1991) reporta que a velocidade do martelo transmissor da energia é medida logo após o impacto na haste do equipamento por meio de um sensor de deformação situado no capacete colocado sobre essa haste. Concomitante a esse efeito, uma correia ligando o capacete a um sistema de controle de altura é atravessado na haste de cravação fazendo o controle da profundidade ensaiada. Nesse contexto, os dados da energia de cravação e da profundidade são registrados em um pequeno sistema de aquisição, onde, de forma automática é calculada a resistência de ponta q_d . É importante destacar que o cálculo da resistência de ponta leva em consideração o diâmetro e a massa das hastes utilizadas. A equação a seguir representa o procedimento de cálculo da resistência de ponta (q_d).

$$q_d = (0,5 * m * v^2) / \{(A * e) * [1 + (P/m)]\} \quad (5.2)$$

Onde:

q_d - resistência de ponta (MPa);

m - massa do martelo (kg);

v - velocidade do impacto (m/s);

A - área da ponta (m²);

e - penetração da ponta (m);

P - profundidade (m).

No caso específico dessa pesquisa, a execução do ensaio de penetração dinâmica seguiu as recomendações propostas por GOUVES (1991) para materiais granulares, fazendo-se uso de hastes com uma ponta de 2 cm². As Figuras 5.24 e 5.25 ilustram os pontos locados para a realização do ensaio de resistência à penetração dinâmica PANDA no subleito e na camada de base, respectivamente. A profundidade média máxima adotada foi de 1,5 m para os furos realizados no subleito e de 2,0 m para os furos realizados sobre a camada de base. É oportuno destacar que o ensaio foi realizado antes e após a compactação do subleito e após a compactação da camada de base.

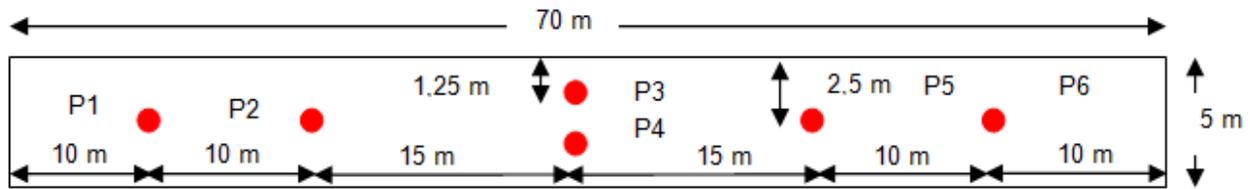


Figura 5.24 - Croqui ilustrando os pontos do ensaio do penetrômetro PANDA no subleito.

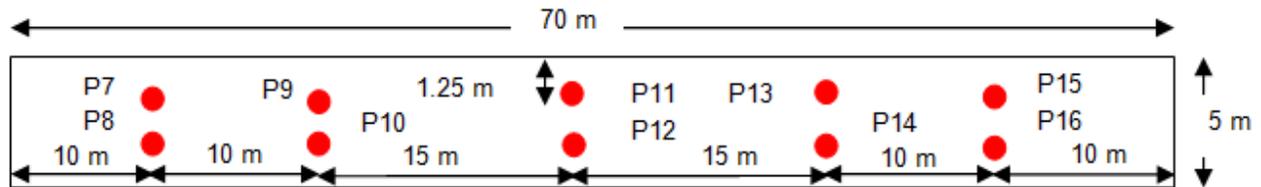


Figura 5.25 - Croqui ilustrando os pontos do ensaio do penetrômetro PANDA na camada de base.

As Figuras 5.26 e 5.27 ilustram detalhes dos ensaios realizados com o penetrômetro PANDA.



Figura 5.26 - Aplicação da energia sobre a haste e leitura das medidas da resistência q_d .



Figura 5.27 - Retirada das hastas ao término do ensaio com o penetrômetro PANDA.

5.3.3. Controle da taxa de ligante

No intuito de restringir o excesso de ligante asfáltico ou a falta do mesmo na transição da camada de base para a camada de revestimento, realizou-se o ensaio do controle das taxas de aplicação para os ligantes empregados na imprimação e na pintura de ligação pelo método da bandeja, descrito por meio das normas ES 144 (DNIT, 2010c) e ES 145 (DNIT, 2010d). As Figuras 5.28 e 5.29 ilustram detalhes desse ensaio.



Figura 5.28 - Detalhe da preparação do ensaio do controle da taxa de ligante.



Figura 5.29 - Aplicação do ligante sobre a bandeja para medição da taxa.

5.3.4. Medidas de deflexões utilizando a viga Benkelman

Para avaliar a capacidade estrutural do pavimento executado a partir de deslocamentos provocados por cargas de rodas, realizou-se o ensaio de medidas de deflexões por meio da viga Benkelman. Nesse ensaio, são realizadas leituras de deflexões por meio de um extensômetro localizado sobre a viga Benkelman, a partir da aplicação de uma carga padrão, executada por um caminhão com 8,2 tf de carga no seu eixo traseiro e pneus calibrados com 560 kPa (80 lb/pol²). Para o trecho em estudo, o procedimento de ensaio seguiu as recomendações da norma ME 024 (DNIT, 1994c), tendo sido utilizado uma viga Benkelman de fabricação da PAVITEST, com uma relação entre os braços (a:b) de 2:1. É importante destacar, que antecedendo à realização dos ensaios a viga foi devidamente calibrada, de acordo com as descrições do procedimento PRO 175 (DNIT, 1994d). O esquema representativo dos locais em que foram realizadas as medições de deflexões com a viga Benkelman encontra-se ilustrado no item 5.4.4. No que diz respeito às análises das deflexões medidas, fez-se uso do procedimento PRO 011 (DNIT, 1979) para a determinação de parâmetros estatísticos como a média aritmética, o desvio padrão e o intervalo de aceitação dos valores. As Figuras de 5.30 e 5.31 ilustram detalhes da execução dos ensaios com a viga Benkelman.



Figura 5.30 - Vista do procedimento inicial do ensaio com a viga Benkelman.



Figura 5.31 - Detalhe do extensômetro instalado sobre a viga Benkelman.

5.4. ENSAIOS EM CAMPO - RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.4.1. Controle de compactação - densidade *in situ*

Os valores obtidos para a massa específica aparente *in situ* com o uso do frasco de areia foram muito semelhantes aos valores encontrados via ensaios de compactação, realizados em laboratório na energia intermediária, sem reuso de material. De uma maneira geral, os pontos avaliados apresentaram um grau de compactação variando de 100 a 104%. É oportuno destacar, que a energia de compactação adotada em campo tanto para o subleito quanto para a camada de base foi à energia intermediária. Dessa forma, com base nos critérios executivos impostos pelas normas ES 137 (DNIT, 2010a) e ES 141 (DNIT, 2010b), infere-se que os graus de compactação obtidos ao longo do trecho experimental, atende, na íntegra, estas recomendações do DNIT.

5.4.2. Resistência à penetração obtida com o penetrômetro dinâmico PANDA

As medidas de resistência à penetração utilizando-se o penetrômetro dinâmico PANDA foram obtidas para o subleito antes e depois da compactação e para a base compactada, segundo as três seções típicas definidas. A Figura 5.32 ilustra os perfis obtidos para os pontos realizados no subleito antes e depois da compactação.

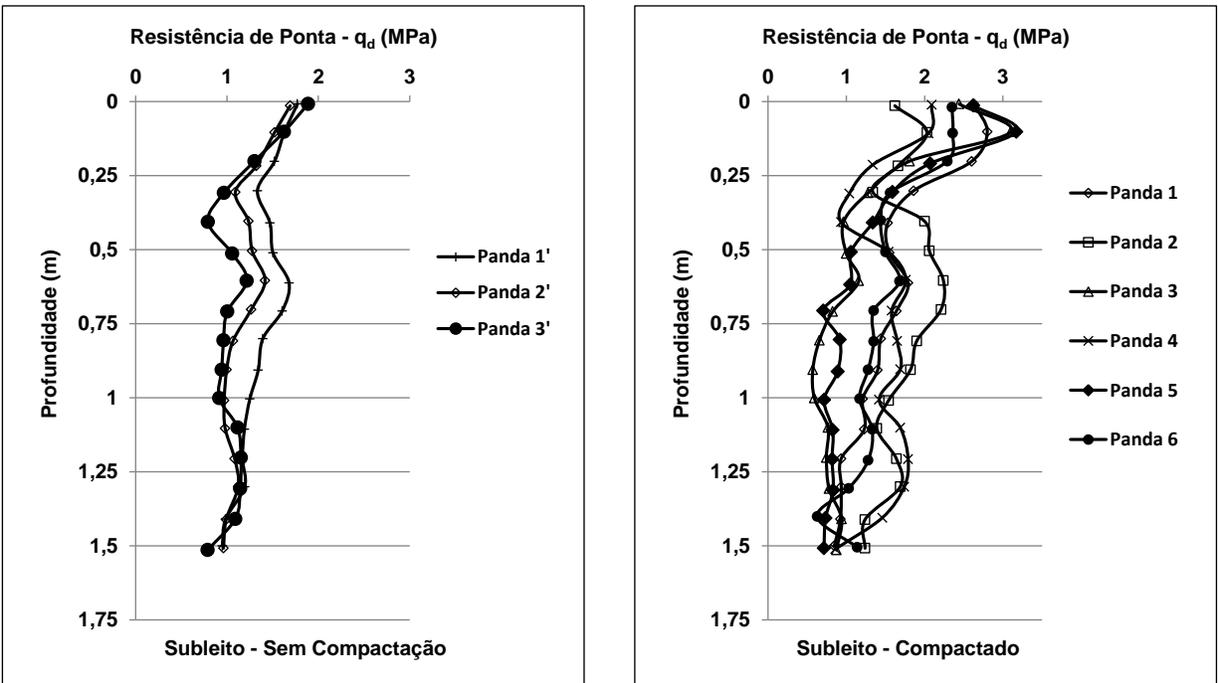


Figura 5.32 - Perfis de resistência de ponta (q_d) do penetrômetro PANDA obtidos no subleito.

Analisando-se os perfis ilustrados na Figura 5.32 percebe-se que o subleito no seu estado natural apresentou uma resistência de ponta ao longo de 1,5 metros de profundidade variando de 1 a 2 MPa, enquanto que essa variação após a sua devida compactação variou de 1 a 3 MPa, de modo que os primeiros 25 cm de profundidade apresentou um acréscimo de resistência de ponta dado a sua compactação fazendo com que a ordem de grandeza variasse de 2 a 3 MPa. A Figura 5.33 ilustra melhor esse ganho de resistência de ponta, a partir das médias obtidas nas medições realizadas no subleito antes e depois da compactação.

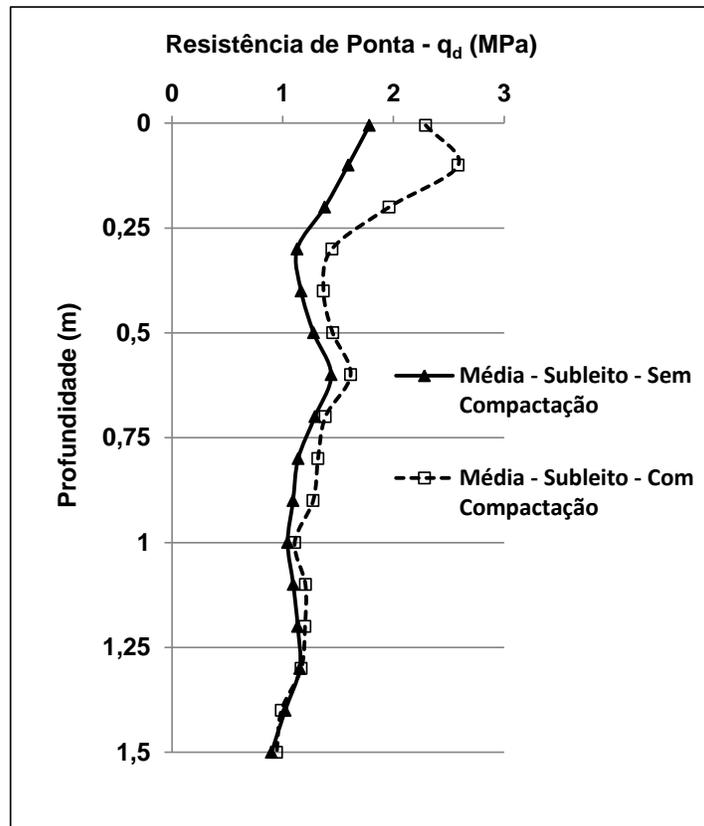


Figura 5.33 - Perfis de resistências de ponta médios obtidos no subleito antes e depois de compactado.

A partir da Figura 5.33 fica evidente que a compactação realizada no subleito na energia intermediária promoveu uma melhoria na resistência à penetração de ponta do subleito avaliado, dado que a sua influência em termos de ganhos expressivos pode ser notado até a profundidade de 50 cm. No entanto, pela comparação dos perfis o efeito gerado pela compactação do subleito passa a ter um significado pouco expressivo para a profundidade acima de 25 cm, uma vez que os perfis tendem a se sobrepor.

Uma vez que a base concebida no trecho experimental em estudo teve sua espessura previamente dimensionada em 20 cm, definida em três seções típicas, foram realizadas medições de resistências com o penetrômetro dinâmico PANDA, nas três seções típicas projetadas. A Figura 5.34 ilustra as médias obtidas em cada uma das seções.

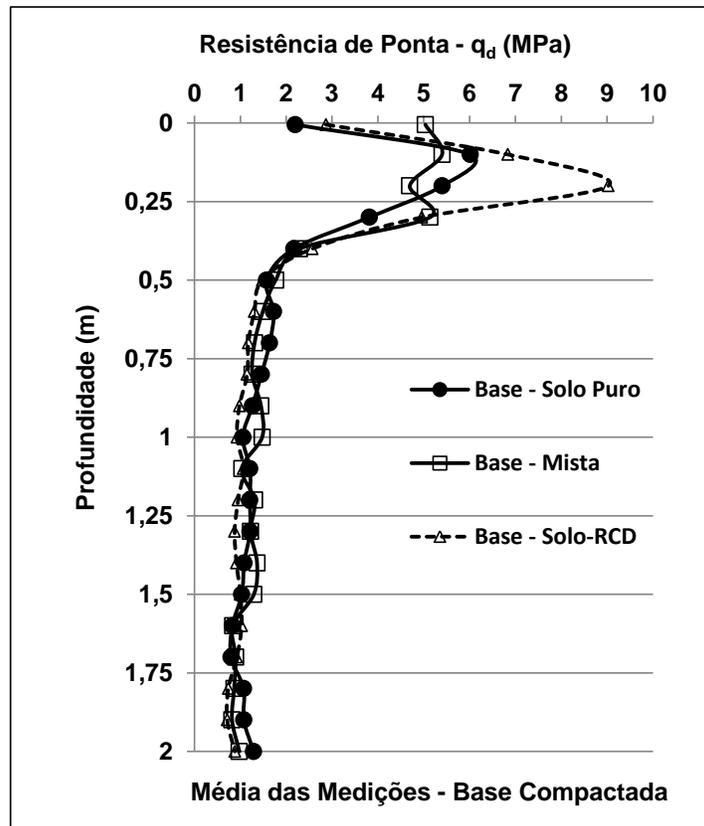


Figura 5.34 - Perfis de resistências de ponta médios obtidos a partir da base compactada.

Analisando-se a Figura 5.34 percebe-se que a seção típica contendo a mistura de solo-RCD ao longo da espessura de 20 cm da base foi a que apresentou um maior ganho de resistência de ponta, demonstrando o potencial de utilização do RCD associado ao solo em obras de pavimentação. A seção típica do trecho contendo a mistura de solo-RCD chegou a ter picos de resistência à penetração superior a 50% em relação as medidas apresentadas pelas outras duas seções (Figura 5.34). Com relação à influência da compactação ao longo da profundidade, percebe-se que as resistências maiores ficam evidentes até a profundidade de 45 cm aproximadamente. Essa ordem de grandeza na camada de base já era esperada, tendo em vista que as análises feitas na Figura 5.33, revelaram que a influência dada pela compactação do subleito afetou, de forma expressiva, os valores de resistência até a profundidade de 25 cm, de modo que, ao se somar com os 20 cm de base compactada chega-se ao valor de 45 cm. Ainda de acordo com os perfis da Figura 5.34 observa-se que a compactação exercida na base em conjunto com a compactação realizada no subleito não tem uma expressividade ao longo da profundidade acima de 45 cm, de modo que as medições realizadas apresentam valores médios variando de 1 a 2 MPa até a profundidade de 2 m.

5.4.3. Controle da taxa de ligante

Os ensaios realizados para a determinação da taxa de ligante, empregados na etapa de imprimação e pintura de ligação, apresentaram valores de 1,3 l/m² e 1,25 l/m², respectivamente. Desse modo, com base nas recomendações do DNIT por meio das normas ES 144 (DNIT, 2010c) e ES 145 (DNIT, 2010d), pode-se afirmar que as taxas aplicadas no trecho encontram-se dentro dos limites estabelecidos por essas normas.

5.4.4. Medidas de deflexões utilizando a viga Benkelman

Inicialmente, a Figura 5.35 ilustra o esquema representativo dos locais em que foram realizadas as medições de deflexões com o uso da viga Benkelman.

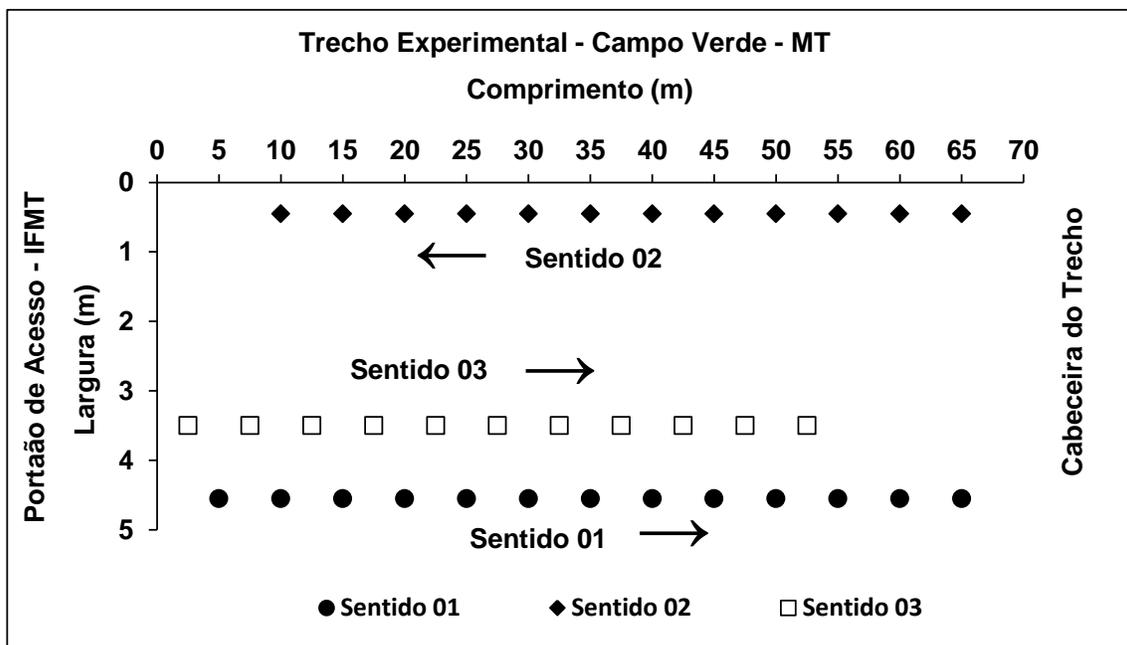


Figura 5.35 - Croqui representativo dos pontos iniciais onde se realizou as medidas de deflexões através do uso da viga Benkelman.

A partir do esquema ilustrado na Figura 5.35 pode-se perceber que as medições da viga Benkelman nos sentidos 01 e 03 foram realizadas a partir do portão de acesso ao IFMT em direção ao que se denominou de cabeceira da pista. Com relação às medidas realizadas no sentido 02 o caminho percorrido foi o inverso. A distância dos bordos ilustrada pelos sentidos 01 e 02 foi de 0,45 m, conforme recomendações impostas pela ME 024 (DNIT, 1994). No que concerne ao

sentido 03, adotou-se uma distância do bordo de 1,5 m próximo ao sentido 01, em virtude de eventuais veículos trafegarem de forma centralizada ao longo do trecho, uma vez que a sua largura é de apenas de 5 m. A Figura 5.36 ilustra uma imagem do trecho experimental, como forma de facilitar a visualização do esquema esboçado na Figura 5.35.



Figura 5.36 - Trecho experimental ilustrando a cabeceira da pista e o portão de acesso ao IFMT.

Com relação às estacas estabelecidas para o comprimento do trecho experimental, da estaca 0 até a de 30 m tem-se como material empregado na camada de base o solo na condição pura; da estaca 30 a de 40 m, tem-se uma camada mista, de modo que considerou-se para efeito desse estudo 10 cm de sub-base composto por solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) e 10 cm de base composto por solo puro; e, por fim, da estaca 40 até a de 70 m, tem-se como material de base a mistura de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo).

As Tabelas de 5.2 a 5.4 apresentam os resultados obtidos nas medições realizadas com a viga Benkelman sobre a camada de revestimento.

Tabela 5.2 - Resultados obtidos no sentido 01 para as medições com a viga Benkelman.

Viga Benkelman - Trecho - Campo Verde - MT - Sentido 01												
Estaca	Leituras (x 10 ⁻² mm)									D ₀ (x 10 ⁻² mm)	R (m)	R.D ₀
	L ₀	L ₂₅	L ₅₀	L ₇₅	L ₁₀₀	L ₁₂₅	L ₁₅₀	L ₂₀₀	L _f			
5 m	500	490	480	469	468	440	434	404	404	109	275	30000
10 m	500	490	480	469	468	440	412	392	392	123	275	33750
15 m	500	472	473	470	469	434	420	391	391	124	98	12165
20 m	500	486	472	470	468	440	430	397	397	117	197	22991
25 m	500	492	476	471	470	463	453	408	408	104	344	35938
30 m	500	492	485	471	472	465	455	410	410	102	344	35156
35 m	500	492	482	474	468	465	461	407	407	106	344	36328
40 m	500	494	485	474	469	464	458	412	412	100	459	45833
45 m	500	495	489	485	482	477	471	410	410	102	551	56250
50 m	500	495	491	485	482	480	476	420	420	91	551	50000
55 m	500	495	482	479	476	477	465	412	412	100	551	55000
60 m	500	495	489	485	479	475	471	421	421	90	551	49375
65 m	500	495	485	476	472	469	465	417	417	94	551	51875

Tabela 5.3 - Resultados obtidos no sentido 02 para as medições com a viga Benkelman.

Viga Benkelman - Trecho - Campo Verde - MT - Sentido 02												
Estaca	Leituras (x 10 ⁻² mm)									D ₀ (x 10 ⁻² mm)	R (m)	R.D ₀
	L ₀	L ₂₅	L ₅₀	L ₇₅	L ₁₀₀	L ₁₂₅	L ₁₅₀	L ₂₀₀	L _f			
10 m	500	490	481	472	463	460	456	407	407	106	275	29063
15 m	500	490	481	472	454	450	447	399	399	115	275	31563
20 m	500	490	480	470	461	458	456	405	405	108	275	29688
25 m	500	492	488	484	478	474	470	419	419	92	344	31641
30 m	500	491	484	480	470	468	464	410	410	102	306	31250
35 m	500	495	482	471	469	465	460	404	404	109	551	60000
40 m	500	493	485	479	475	470	465	407	407	106	393	41518
45 m	500	495	489	485	479	475	471	416	416	95	551	52500
50 m	500	495	485	481	478	475	471	415	415	96	551	53125
55 m	500	498	492	489	484	482	479	419	419	92	1377	126563
60 m	500	495	490	483	480	475	471	416	416	95	551	52500
65 m	500	495	485	480	475	473	468	415	415	96	551	53125

Tabela 5.4 - Resultados obtidos no sentido 03 para as medições com a viga Benkelman.

Viga Benkelman - Trecho - Campo Verde - MT - Sentido 03												
Estaca	Leituras (x 10 ⁻² mm)									D ₀ (x 10 ⁻² mm)	R (m)	R.D ₀
	L ₀	L ₂₅	L ₅₀	L ₇₅	L ₁₀₀	L ₁₂₅	L ₁₅₀	L ₂₀₀	L _f			
2,5 m	500	490	481	470	460	456	451	399	399	115	275	31563
7,5 m	500	495	489	485	473	470	466	413	413	99	551	54375
12,5 m	500	493	486	475	470	467	463	408	408	104	393	41071
17,5 m	500	494	489	484	479	476	473	415	415	96	459	44271
22,5 m	500	496	493	489	486	484	479	416	416	95	688	65625
27,5 m	500	496	492	488	484	482	479	414	414	98	688	67188
32,5 m	500	493	490	488	485	482	478	419	419	92	393	36161
37,5 m	500	496	492	490	489	486	483	421	421	90	688	61719
42,5 m	500	495	490	487	483	480	476	410	410	102	551	56250
47,5 m	500	495	492	489	486	483	480	419	419	92	551	50625
52,5 m	500	497	492	490	487	485	481	415	415	96	918	88542

Com base nas Tabelas 5.2 a 5.4 ilustradas anteriormente, as Figuras de 5.37 a 5.39 apresentam as bacias de deflexões médias obtidas para os sentidos realizados, dando atenção especial às seções típicas propostas ao longo do trecho.

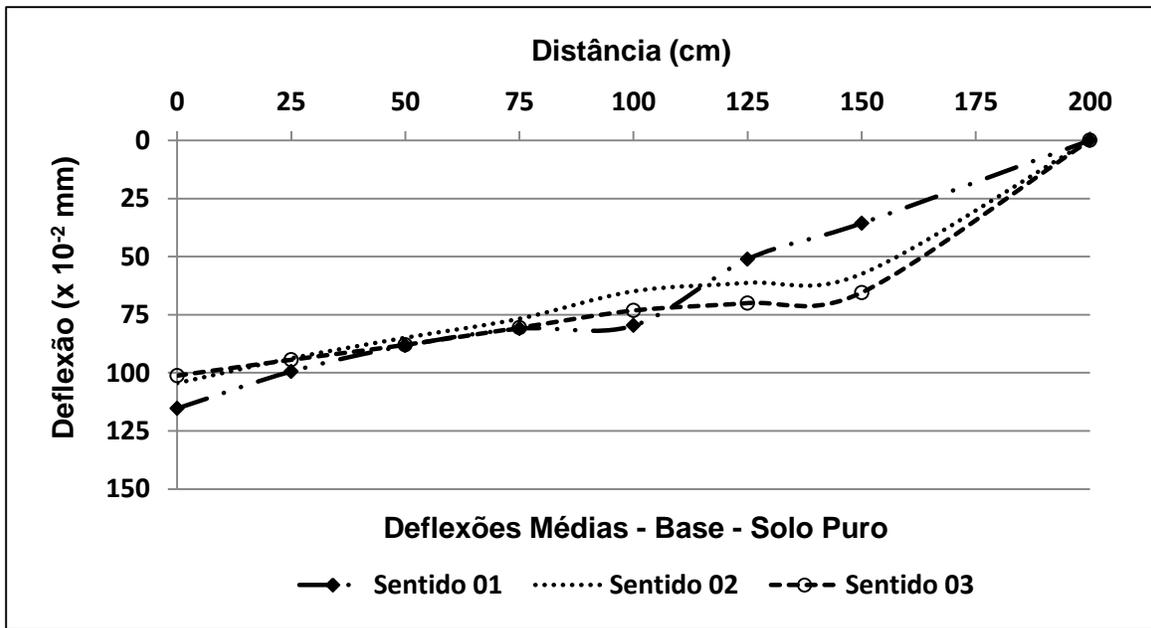


Figura 5.37 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base em solo puro.

Analisando-se a Figura 5.37 observa-se que a média das deflexões, obtidas para as medições realizadas quando a viga Benkelman encontrava-se localizada em cima da base constituída de solo puro, variou de 0×10^{-2} mm, quando da deflexão D_{200} , a 115×10^{-2} mm, quando da deflexão D_0 . Segundo FERREIRA (2010) a ordem de grandeza aceitável para as deflexões em pavimentos flexíveis deve estar compreendida entre 0 e 150×10^{-2} mm, de modo que a seção típica em análise encontra-se aceitável para uso como obra viária, de acordo com estes limites. Ainda com relação à Figura 5.37 percebe-se que a média das deflexões D_{125} e D_{150} , ao longo do sentido 01, resultaram valores de deflexões menores quando comparadas as deflexões médias desses pontos nos sentidos 02 e 03. Tal situação pode estar diretamente ligada aos procedimentos normais de leituras executados na viga, dada à rapidez do ensaio, porém dentro dos limites estatísticos aceitáveis. No que concerne às deflexões D_0 , D_{25} , D_{50} , D_{75} e D_{100} , observa-se que a média das deflexões obtidas nos três sentidos apresentou valores semelhantes, o que pode indicar não só a homogeneidade do material ao longo dessa seção, mais que os materiais sobrepostos possuem grau de compactação semelhante.

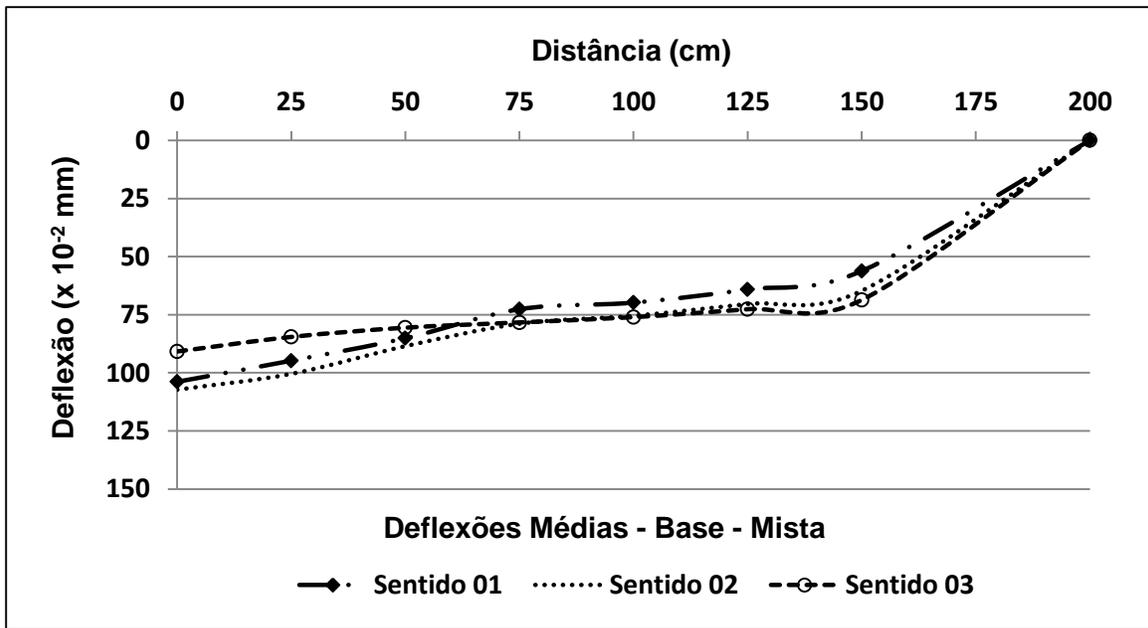


Figura 5.38 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base mista.

A Figura 5.38 revela uma variação de 0×10^{-2} mm, quando da deflexão D_{200} , a 107×10^{-2} mm, quando da deflexão D_0 , de modo que esse intervalo também atende os limites mencionados por FERREIRA (2010) para pavimentos flexíveis. No que diz respeito às médias das deflexões para as medidas realizadas sobre o revestimento tendo como camada a seção mista de 10 cm de solo-RCD e mais 10 cm de solo puro, percebe-se que não houve uma variação expressiva.

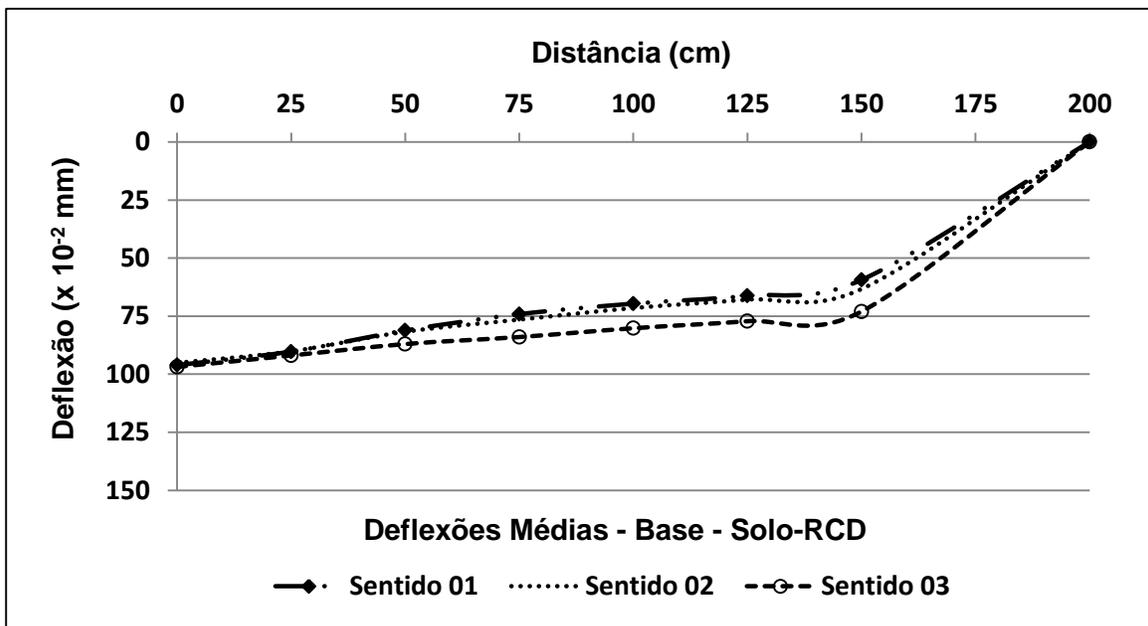


Figura 5.39 - Bacias de deflexões médias obtidas sobre o revestimento com a base em solo-RCD.

A partir das bacias de deflexões ilustradas pela Figura 5.39 pode-se inferir que o maior valor apresentado pela deflexão D_0 foi da ordem de 97×10^{-2} mm, o que possibilita concluir que as menores deflexões médias para este ponto foram obtidas quando o material da base foi constituído de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo). Neste sentido, é possível destacar o potencial dessa mistura como um material tecnicamente viável para obras de pavimentação. Uma melhor visualização das deflexões médias ao longo do trecho completo pode ser observada na Figura 5.40.

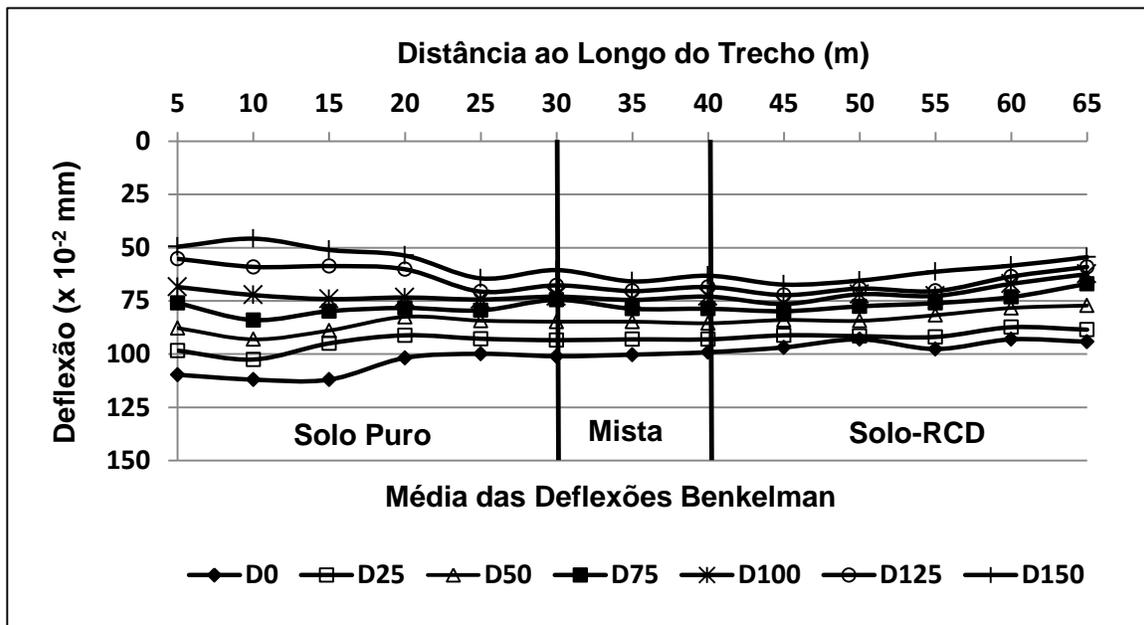


Figura 5.40 - Deflexões médias obtidas ao longo do trecho experimental de Campo Verde - MT.

Observando-se as deflexões médias obtidas ao longo do trecho experimental por meio da Figura 5.40 percebe-se que a seção típica contendo a mistura de solo-RCD na camada de base tende a apresentar uma menor variação no intervalo das deflexões medidas, quando comparada a seção contendo solo puro. No que diz respeito aos valores apresentados por D_0 , percebe-se que em uma ordem crescente em termos de deflexões médias, a camada de base constituída apenas de solo puro foi a que apresentou os maiores valores de D_0 , seguida da seção típica intermediária (seção mista) e da seção composta pela mistura de solo-RCD, respectivamente. Diante desse cenário, é possível afirmar que a mistura de solo-RCD proporcionou a geração de menores deflexões em seus pontos iniciais. Contudo, dado a característica que cada um dos materiais possui, percebe-se que para as deflexões finais, os valores obtidos para a camada de base composta de solo puro apresentou valores de deflexões menores, quando comparada as demais seções.

As Tabelas de 5.2 a 5.4 também apresentam os valores obtidos para dois parâmetros amplamente utilizados nas análises de medições em pavimentos flexíveis através do uso da viga Benkelman, que são o raio de curvatura (R) e o seu produto com a deflexão inicial ($R \cdot D_0$). Como forma de visualizar melhor as tendências geradas por esses dois parâmetros, as Figuras 5.41 e 5.42 esboçam algumas relações entre esses parâmetros e as deflexões iniciais (D_0) obtidas.

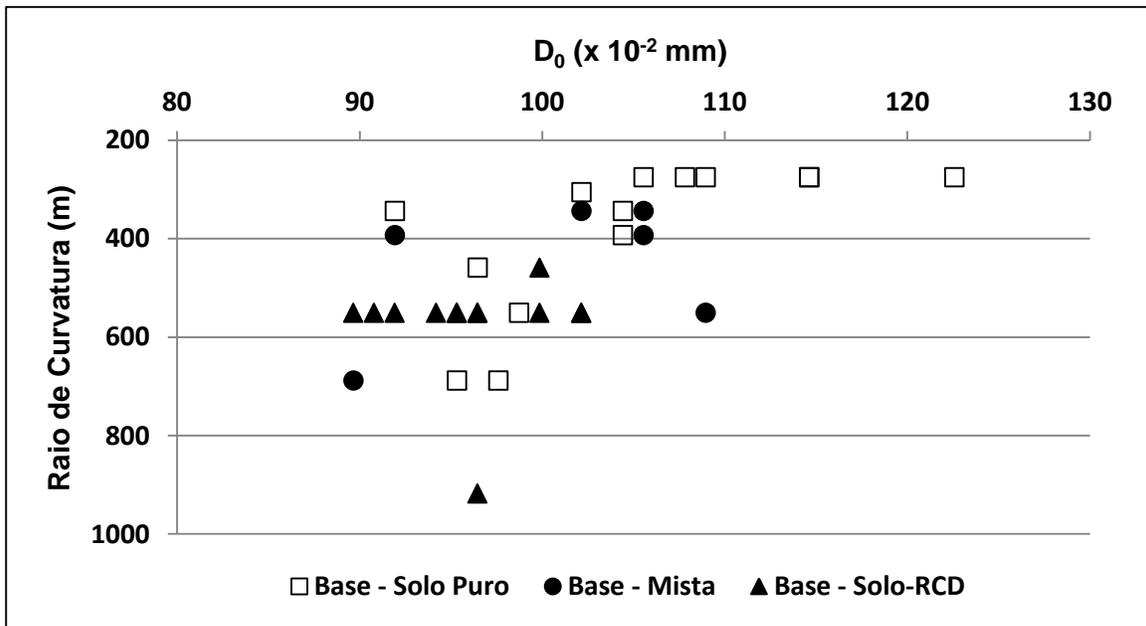


Figura 5.41 - Relação entre D_0 e o raio de curvatura para as medidas realizadas.

Com base nas relações estabelecidas pela Figura 5.41, observa-se que os raios de curvaturas obtidos para o segmento do trecho em que a camada de base foi constituída da mistura de solo-RCD, além de apresentar-se com valores mais elevados, gerou deflexões iniciais inferiores, quando comparado aos outros segmentos do trecho, em que foram adotadas outras seções típicas na camada de base. Neste contexto, com relação aos valores obtidos para os raios de curvatura, FERREIRA (2010) destaca que quanto maior for o seu valor, melhor será o desempenho do pavimento flexível quando da incidência de cargas atuantes. Diante desse aspecto, o comportamento apresentado pela seção típica relativa à mistura de solo-RCD, como material de construção, mostrou-se melhor que as demais seções típicas adotadas ao longo do trecho experimental. É importante destacar que o procedimento PRO 011 (DNIT, 1979) estabelece que os raios de curvaturas não devem ser inferiores a 100 m, para que não haja patologias precoces no pavimento. Assim, com base nos resultados obtidos infere-se que todos os valores atendem os requisitos desse procedimento.

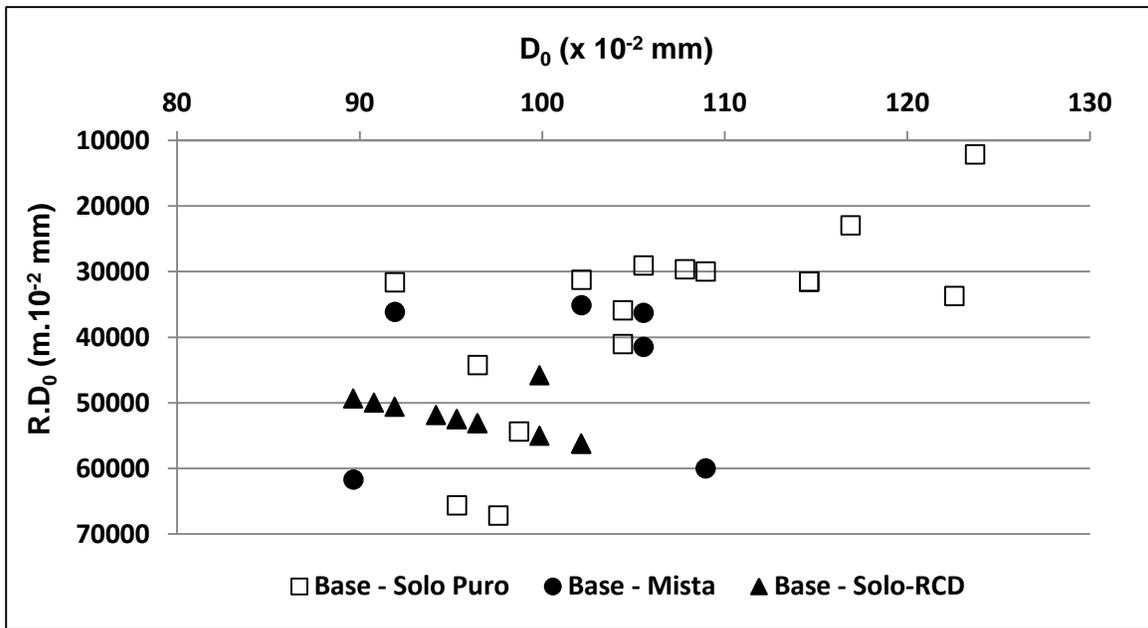


Figura 5.42 - Relação entre D_0 e o produto $R.D_0$ para as medidas realizadas.

Pela relação apresentada na Figura 5.42, observa-se, de modo análogo aos comentários feitos anteriormente, que o produto obtido pelo raio de curvatura versus as deflexões iniciais foi maior para o segmento do trecho em que a camada de base foi composta pela mistura de solo-RCD. De acordo com PAIVA & CAUSIM (2000), a avaliação da condição em que se encontra um pavimento pode ser realizada a partir do levantamento das bacias de deflexões, tomando-se por base o parâmetro obtido pelo produto entre o raio de curvatura e as deflexões iniciais ($R.D_0$). Neste contexto, OLIVEIRA (2007) descreve que valores de $R.D_0$ menores que $5500 m \cdot 10^{-2} mm$ indicam uma possível existência de problemas estruturais no pavimento. Dessa forma, diante dos valores ilustrados na Figura 5.42 e tomando-se por base as propostas formuladas por OLIVEIRA (2007), pode dizer que o trecho experimental em análise não apresenta problemas estruturais com base nas análises realizadas pelo produto $R.D_0$. Contudo, é importante destacar que apenas esse critério não é suficiente para uma avaliação integral de um pavimento.

A Figura 5.43 estabelece uma relação entre os raios de curvaturas obtidos versus o produto $R.D_0$, onde é possível perceber que para o segmento do trecho onde a camada de base foi confeccionada com a mistura de solo-RCD, tanto os raios de curvatura apresentaram-se maior, quanto o produto $R.D_0$.

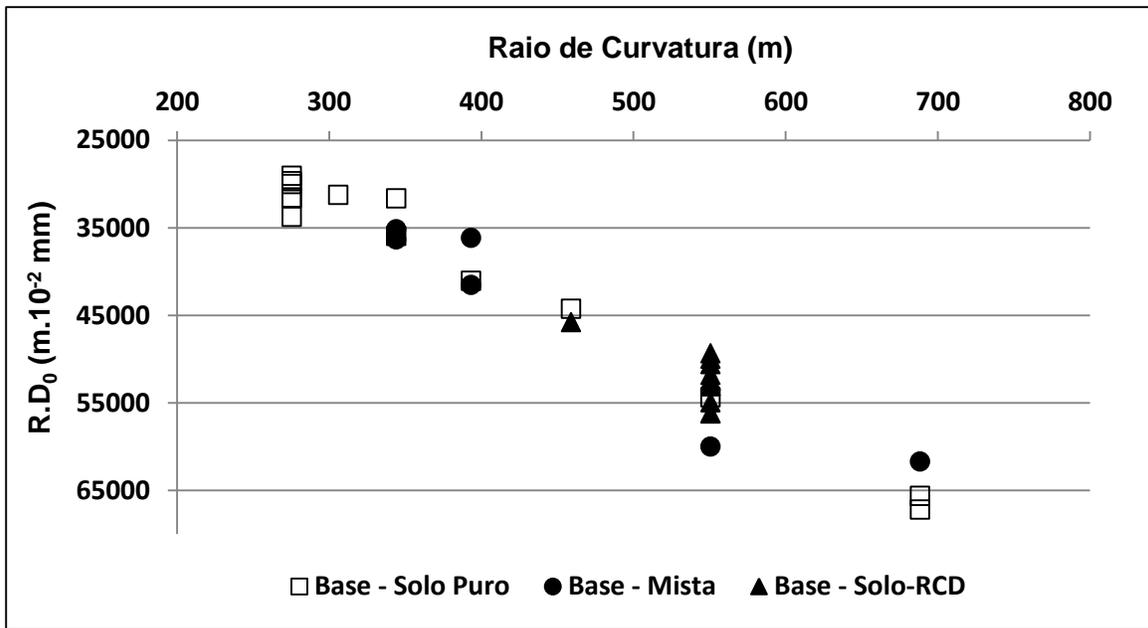


Figura 5.43 - Relação entre os raios de curvatura e o produto R.D₀ para as medidas realizadas.

No intuito de se fazer uma avaliação qualitativa para as deflexões obtidas ao longo do trecho experimental de Campo Verde - MT, calculou-se as deflexões características baseando-se nas recomendações estatísticas descritas pelo procedimento PRO 011 (DNIT, 1979). O cálculo das deflexões características foi feito utilizando-se a relação apresentada a seguir:

$$D_c = D + S \quad (5.3)$$

Onde:

D_c - deflexão característica (x 10⁻² mm)

D - média aritmética das deflexões máximas (x 10⁻² mm)

S - desvio padrão

Para que essas deflexões características fossem avaliadas qualitativamente, calculou-se a deflexão máxima admissível a partir da Equação 5.4, onde o número de solicitações por eixo padrão de 8,2 tf (N) adotado foi de 5x10⁶, caracterizando um pavimento sujeito a um tráfego leve, compatível com o trecho experimental executado e estando dentro da realidade do tráfego atual.

$$\log D_{adm} = 3,01 - 0,176 \log N \quad (5.4)$$

Onde:

D_{adm} - deflexão máxima admissível (x 10⁻² mm)

N - número de solicitações por eixo padrão de 8,2 tf

Dessa forma, visando uma melhor interpretação dos resultados obtidos, as Figuras 5.44 e 5.45 ilustram detalhes representativos para as análises qualitativas necessárias.

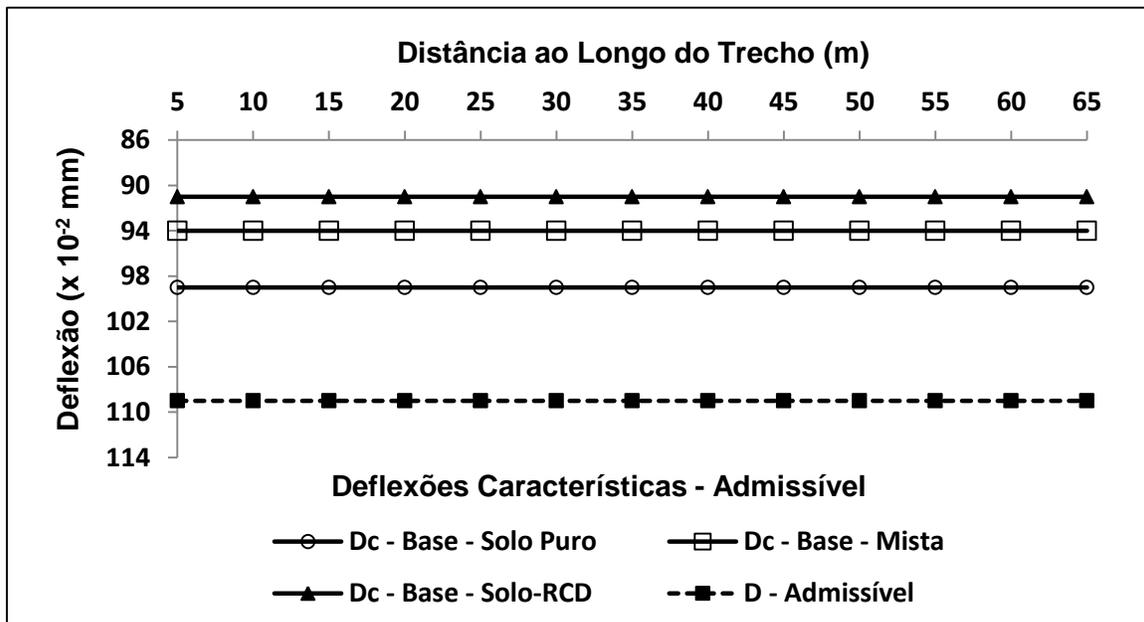


Figura 5.44 - Relação entre as deflexões características e a deflexão máxima admissível obtida para o trecho experimental de Campo Verde - MT.

Baseando-se nos resultados ilustrados na Figura 5.44, observa-se que os valores obtidos para as deflexões características em todas as seções típicas adotadas no trecho experimental foram inferiores a deflexão máxima admissível. Consubstanciado neste fato é possível afirmar que a estrutura do pavimento suporta o nível de tráfego inicial previsto neste estudo. Além disso, analisando-se as deflexões características, de forma individualizada, fica evidente o potencial de utilização das misturas de solo-RCD (25% de RCD + 75% de solo) em camadas de bases de pavimentos flexíveis, uma vez que o valor obtido (91×10^{-2} mm) foi inferior às deflexões avaliadas para as demais seções típicas: 99×10^{-2} mm para a camada de base com solo puro e 94×10^{-2} mm para a camada de base mista. É importante destacar que essas análises sofrem variações sazonais à medida que o tráfego vai atuando no pavimento, de modo que novas leituras de deflexões precisam ser realizadas, para que haja um acompanhamento da vida útil desse pavimento. Dessa forma, a partir desse monitoramento é possível determinar o momento ideal de se fazer algum tipo de intervenção relativa à manutenção, de forma a preservar a integridade e funcionalidade do pavimento, em função do desgaste sofrido.

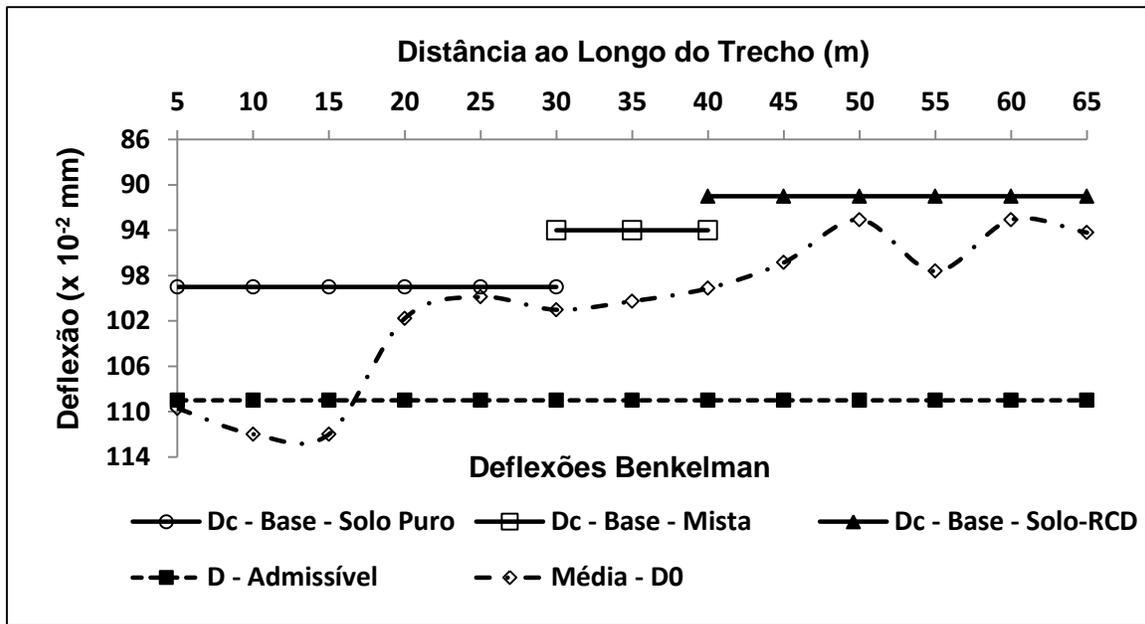


Figura 5.45 - Relação entre as deflexões características, as médias das D_0 e a deflexão máxima admissível para as medidas realizadas ao longo do trecho experimental.

Analisando-se a Figura 5.45 percebe-se que os valores obtidos para as deflexões iniciais (D_0) não ultrapassam nenhuma das deflexões características, obtidas em função de cada um dos materiais empregados na camada de base, além do que, seus valores encontram-se situados abaixo do limite estabelecido pela deflexão máxima admissível, com exceção dos valores médios obtidos no início do trecho, em que é possível verificar sua extrapolação junto à linha de tendência da deflexão máxima admissível. No entanto, quando da análise estatística, esses pontos de extrapolação encontram-se dentro dos desvios padrões necessários.

6. ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA

No intuito de avaliar a viabilidade econômica da mistura de solo-RCD em estudo (25% de RCD e 75% de solo, em massa) para aplicação nas camadas de base dos trechos urbanos do município de Campo Verde - MT que necessitam ser pavimentados, realizou-se um estudo financeiro fundamentado na teoria da engenharia econômica, onde, aplicou-se os conceitos concebidos pelo valor presente líquido (VPL) como instrumento de análises, para a solução adotada no trecho experimental dessa pesquisa.

6.1. PARÂMETROS CONCEBIDOS PARA A ANÁLISE ECONÔMICA

6.1.1. Geração *per capita* de RCD em Campo Verde - MT

Em virtude de levantamentos realizados junto a Secretaria de Planejamento do Município de Campo Verde - MT verificou-se que nos últimos 05 anos a geração *per capita* média de RCD no município foi da ordem de 1,03 kg/hab./dia. Desse modo, diante desse valor, para uma população estimada em 32.000 habitantes, segundo dados da Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT, no final de 2012, obtêm-se uma geração anual de RCD de 12.030,4 t/ano. Sendo assim, considerando-se um valor médio para a massa específica compactada do RCD igual a 1,4 t/m³, conforme recomendação de ROCHA (2006), chega-se a um volume anual de RCD produzido pelo município de Campo Verde - MT de 8.593,14 m³.

6.1.2. Demanda atual de pavimentação em Campo Verde - MT

No que concerne à demanda atual de pavimentação a ser executada pelo município de Campo Verde - MT, dados pesquisados junto a Secretaria de Planejamento desse município apontam para uma necessidade da ordem 750.000 m² de área a ser pavimentada, contemplando trechos urbanos da cidade e acessos importantes a povoados pertencentes ao município. Dessa forma, uma vez que o consumo de RCD utilizado nas seções típicas do trecho experimental dessa pesquisa culminou num consumo de 14 m³ de resíduos de construção e demolição de obras para

175 m² de superfície executada, chega-se a um volume de RCD de 60.000 m³, necessários para o atendimento da demanda de pavimentação de Campo Verde - MT. Sendo assim, dada à capacidade de geração anual de RCD de 8.593,14 m³, pelo município de Campo Verde - MT, obtêm-se um período de 7 anos para o atendimento de toda a demanda de pavimentação requerida pelo município de Campo Verde - MT. É oportuno destacar que o atendimento dessa demanda em 7 anos, encontra-se de acordo com a capacidade de execução destes pavimentos para o município em questão.

6.1.3. Elementos para a implantação de uma usina recicladora em Campo Verde - MT

Tendo em vista a necessidade de aquisição de um terreno para a implantação de uma usina recicladora no município de Campo Verde - MT, visando às análises de viabilidade econômica desse estudo, tomou-se como referência uma área equivalente a de uma usina de reciclagem de resíduos de construção localizada no município de São Gonçalo do Amarante - RN, denominada de ECOBRIT, onde, para efeito desse estudo, considerou-se um terreno de dimensões de 100 x 200 metros, totalizando uma área de 20.000 m², a ser adquirido em Campo Verde - MT. Para essa área, pesquisas de mercado realizadas em Campo Verde - MT apontam para um valor de referência da ordem de R\$ 20,00 por m², em terrenos localizados na periferia dessa cidade. Sendo assim, para a situação descrita acima, chega-se a um valor de aquisição do terreno de R\$ 400.000,00.

Além disso, dada a necessidade de uma área edificada, dentro do terreno, em torno de 100 m² para funcionar como uma estrutura administrativa básica, constituída de espaços como: sala de reuniões, escritório, recepção, banheiros e copa, por exemplo, também foi realizado um estudo de mercado local apontando um custo médio de construção nessa região em torno de R\$ 750,00 o m², o que passaria a gerar um custo de execução da edificação da ordem de R\$ 75.000,00.

Por fim, além do terreno e da edificação, faz-se necessário inserir um custo de aquisição para uma usina de reciclagem completa, constituída de britador de mandíbulas, correias transportadoras, jogo de peneiras, e, britadores secundários e terciários. Dessa forma, para efeito dessa pesquisa, adotou-se o valor de referência mencionado por CORREA *et al.* (2012), onde, o preço orçado para uma usina recicladora de resíduos de construção é de R\$ 370.000,00.

A Tabela 6.1 apresenta os valores necessários para a implantação dos elementos básicos da usina recicladora de RCD proposta para ser implantada em Campo Verde - MT.

Tabela 6.1 - Valores previstos para a implantação de uma usina de RCD em Campo Verde - MT.

Elemento	Valor
Compra do Terreno	R\$ 400.000,00
Edificação - (Estrutura Administrativa)	R\$ 75.000,00
Usina de Reciclagem - Completa	R\$ 370.000,00
Total	R\$ 845.000,00

6.1.4. Fatores referentes aos custos da reciclagem de RCD em Campo Verde - MT

No que concerne aos principais custos pertinentes à reciclagem dos RCD é importante destacar os fatores da coleta e transporte dos mesmos, o custo de produção empregado na geração de agregados reciclados de RCD, e, o custo gerado pela depreciação da usina recicladora. Dessa forma, para efeito dessa pesquisa, foram adotados os valores de referência da usina recicladora de RCD - ECOBRIT, para os dois primeiros fatores descritos, e, a concepção sugerida por CORREA *et al.* (2012) para a depreciação da usina recicladora. A Tabela 6.2 apresenta os valores de referência adotados para os principais fatores pertinentes aos custos da reciclagem de RCD.

Tabela 6.2 - Valores adotados para os principais fatores de custos da reciclagem de RCD.

Fator de Custo	Referência	FONTE
Coleta e Transporte	R\$ 9,85/m ³	ECOBRIT
Custo de Produção dos Agregados Reciclados de RCD	R\$ 11,26/m ³	ECOBRIT
Depreciação da Usina de Reciclagem	10,7% ao ano	CORREA et al. (2012)

Desse modo, considerando-se a capacidade de produção de RCD gerada pelo município de Campo Verde - MT de 8.593,14 m³, conforme descrito no item 6.1.1, a Tabela 6.3 apresenta os custos anuais gerados pela reciclagem de RCD.

Tabela 6.3 - Custos anuais gerados pela reciclagem de RCD.

Fator de Custo	Valor
Coleta e Transporte	R\$ 84.642,46
Custo de Produção dos Agregados Reciclados de RCD	R\$ 96.758,79
Depreciação da Usina de Reciclagem	R\$ 39.590,00
Total	R\$ 220.991,25

6.1.5. Benefícios econômicos gerados pela reciclagem de RCD em Campo Verde - MT

No âmbito dos benefícios econômicos gerados pela reciclagem de RCD no município de Campo Verde - MT, duas parcelas devem ser levadas em consideração, a primeira diz respeito ao custo de coleta e transporte de RCD até o lixão, que a Prefeitura de Campo Verde - MT deixaria de ter, e, a segunda está ligada aos passivos ambientais positivos voltados pela não ocupação do espaço para estocagem do RCD e a economia do material natural extraído da jazida de solo, dado o aproveitamento do RCD como material de construção alternativo empregado nas camadas de bases dos pavimentos urbanos de Campo Verde - MT. Diante desses fatores, dados coletados junto a Secretaria de Planejamento da Prefeitura Municipal de Campo Verde - MT apontam uma economia de R\$ 13,27 por m³ de RCD não transportado até o lixão da cidade. Contudo, com relação aos passivos ambientais positivos, por tratar-se de um fator de difícil mensuração econômica, para efeito desse estudo chamou-se de “x” reais o m³ de RCD beneficiado. Dessa forma, para uma produção anual de RCD reciclado igual ao gerado pelo município (8.593,14 m³) a Tabela 6.4 apresenta os benefícios econômicos anuais gerados pela reciclagem de RCD.

Tabela 6.4 - Benefícios econômicos anuais gerados pela reciclagem de RCD.

Fator Benéfico	Valor
Coleta e Transporte	R\$ 114.031,01
Passivos ambientais positivos	R\$ 8.593,14* X

6.1.6. Elementos econômicos gerados pelo fim da demanda de obras em Campo Verde - MT

Uma vez que esse estudo prevê o atendimento da real demanda por pavimentação no município de Campo Verde - MT num período estimado de 7 anos, conforme detalhado no item 6.1.2, do ponto de vista econômico a infraestrutura da usina é passível de uma quantificação econômica, caso viesse a ser colocada em venda. Desse modo, dentro dessa análise econômica realizou-se uma pesquisa de mercado junto à venda de imóveis na cidade de Campo Verde - MT, chegando-se a uma projeção da ordem de valorização para o terreno e a edificação construída em torno de 44% para os próximos 8 anos. Adotou-se o período de 8 anos, pois até o 7º ano a usina estaria em pleno funcionamento. Com relação à venda da usina recicladora de resíduos de construção, mesmo havendo uma depreciação ao longo dos anos, seguindo os critérios mencionados por CORREIA *et. al* (2012) chega-se a um valor residual para a usina recicladora de R\$ 92.870,00.

6.2. FLUXO DE CAIXA GERADO

De posse dos parâmetros concebidos para a análise econômica, conforme descrições no item 6.1, a Figura 6.1 apresenta o fluxo de caixa gerado para análise da viabilidade econômica desse estudo.

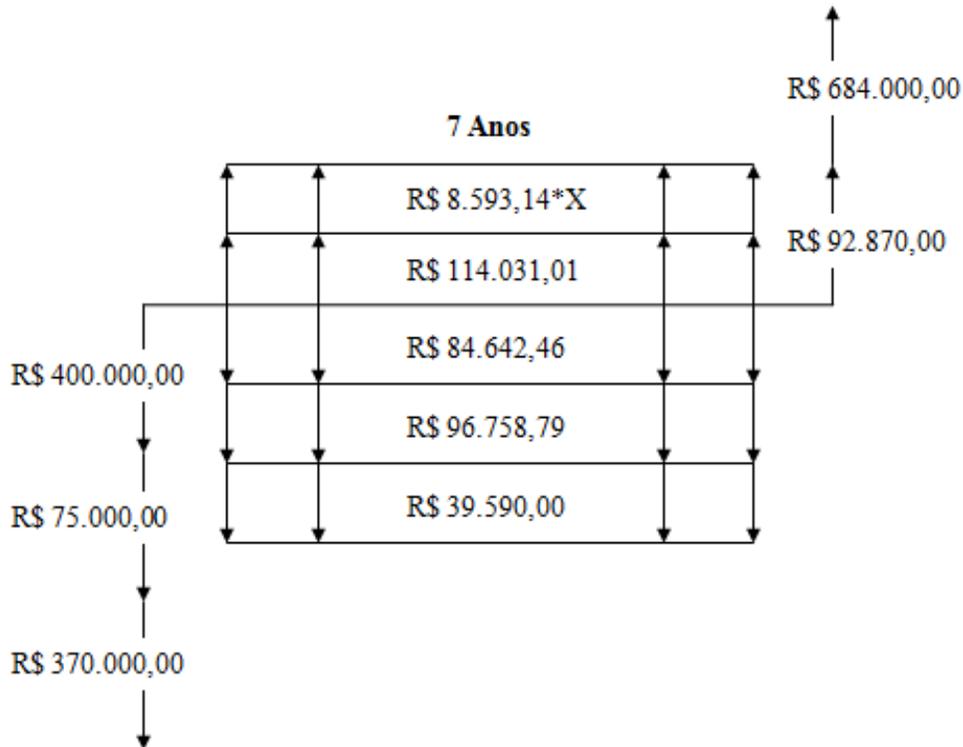


Figura 6.1 - Fluxo de caixa gerado para análise da viabilidade econômica dessa pesquisa.

6.3. VALOR PRESENTE LÍQUIDO (VPL)

Tomando-se como base o fluxo de caixa ilustrado na Figura 6.1 aplicou-se o conceito do Valor Presente Líquido (VPL), como instrumento de análise econômica para a solução em estudo, considerando-se uma taxa de retorno de 8% ao ano, baseada na média aritmética do Índice Nacional do Custo da Construção Civil do Brasil (INCC), dos últimos 10 anos. Desse modo, diante dessa situação chega-se ao cálculo do VPL conforme detalhes a seguir:

$$\begin{aligned} \text{VPL} = & - (400.000,00 + 75.000,00 + 370.000,00) - \{(84.642,46 + 96.758,79 + 39.590,00) * \\ & [(1 + 0,08)^7 - 1] / 0,08 * (1 + 0,08)^7\} + \{(114.031,01 + 8.593,14 * X) * \\ & [(1 + 0,08)^7 - 1] / 0,08 * (1 + 0,08)^7\} + \{(684.000,00 + 92.870,00) * 1\} / (1 + 0,08)^8 \} \end{aligned}$$

$$\text{VPL} = - 982.155,88 + 44.739,07 * X$$

Sendo assim, uma vez que a matemática financeira considera viável um dado empreendimento quando o VPL resulta em um valor positivo, tem-se que para a viabilidade econômica da solução proposta neste estudo à expressão $- 982.155,88 + 44.739,07 * X$ deve ser maior que zero. Logo, resolvendo-se a inequação $- 982.155,88 + 44.739,07 * X > 0$ encontra-se um valor para o “x” igual a R\$ 21,95. Desse modo, tendo em vista que o valor de “x” representa o benefício ambiental gerado pela reciclagem de RCD em m³, em termos de não dispor o RCD em aterros e da não utilização de materiais naturais para o uso em obras de pavimentação, de forma equivalente aos agregados reciclados produzidos, torna-se possível afirmar que o valor encontrado consiste de um valor considerado pequeno, fazendo com que a solução proposta nesta pesquisa para o município de Campo Verde - MT represente uma alternativa economicamente viável.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A seguir, serão apresentadas as principais conclusões extraídas na presente tese, bem como serão feitas algumas sugestões para trabalhos futuros.

7.1. CONCLUSÕES

No que diz respeito às frações de RCD avaliadas, os ensaios de caracterização física revelaram materiais de granulometria contínua aberta com pouca presença de materiais finos, indicando um elevado potencial para uso em obras de pavimentação, uma vez que a capacidade de suporte de um pavimento está diretamente ligada à presença de frações mais grosseiras. Para os ensaios qualitativos de abrasão *Los Angeles* e índice de forma, as frações de RCD avaliadas encontram-se dentro dos padrões de agregados naturais, de modo que esses valores podem ser extrapolados para uso em obras de pavimentação, mesmo não havendo uma normatização específica para esses limites nas normas da ABNT e/ou DNIT. Dos ensaios de DRX e pH realizados nas frações de RCD foram constatados a presença de materiais expansivos como a Portlandita, onde observou-se, a posteriori, por meio do ensaio de expansão via CBR, que a presença desse mineral não representou um efeito significativo para o emprego do RCD em camadas de base de pavimentos urbanos, dado o valor pouco expressivo de expansão encontrado nas amostras ensaiadas.

Das análises realizadas no solo laterítico empregado na camada de base do trecho experimental executado, constatou-se que a granulometria do mesmo enquadrou-se numa faixa de boa qualidade para uso em camadas de base (Faixa D), conforme recomendações do DNIT para tráfegos com $N > 5 \times 10^6$. Além disso, sua composição mineralógica rica em óxidos de ferro e de alumínio constitui-se de um material de elevada capacidade de suporte para uso em obras viárias, dado a dureza que esses elementos possuem.

No que diz respeito às análises realizadas para as misturas de solo-RCD em laboratório nas proporções de 15%, 25% e 35% de RCD em massa, em relação à porcentagem do solo laterítico, verificou-se que o incremento do RCD ao solo promoveu uma alteração na granulometria do solo

na condição de pura, de modo que a faixa de enquadramento para uso em camadas de base segundo as recomendações do DNIT passou a fazer parte da Faixa “C”, representando um ganho expressivo em termos de estabilização granulométrica. Quanto aos ensaios de compactação e CBR, verificou-se que a influência da energia modificada quando comparada a energia intermediária não produziu um ganho significativo em termos de resistência para as misturas analisadas, além do que a mistura contendo 35% de RCD possuiu comportamento muito semelhante à mistura contendo 25% de RCD. Diante desse fato, e, em virtude da capacidade de geração de RCD no município de Campo Verde - MT ficou definido a mistura contendo 25% de RCD, em massa, em relação ao solo laterítico, como mistura padrão para a realização dos ensaios de comportamento mecânico e como material de definição empregado na execução do trecho experimental realizado.

No que tange ao comportamento mecânico obtido por meio do ensaio de resistência à compressão simples, comparando-se a mistura de solo-RCD contendo 25% de RCD + 75% de solo, com o solo laterítico na condição pura, foi constatado que o incremento do RCD ao solo elevou a resistência à compressão simples de modo a produzir um material de maior resistência. Também foi observado que a resistência à compressão simples da mistura de solo-RCD tendeu a se estabilizar aos 30 dias, em virtude da fração de concreto existente na composição do RCD, apresentando um comportamento semelhante aos concretos usuais empregados nas mais diversas obras civis.

Das análises realizadas no ensaio do módulo de resiliência, observou-se que a presença do RCD associada ao solo produziu um material de módulo resiliente maior que o solo puro, de modo que a presença desses resíduos promoveu uma maior estabilidade do material, elevando o módulo de resiliência em aproximadamente 50 MPa. Quanto ao tempo de cura, verificou-se que o módulo de resiliência tende a se comportar de modo análogo aos períodos definidos para os ensaios de resistência à compressão simples, de modo que a fração de concreto existente nas frações de RCD tende a constituir um material de importante destaque no comportamento apresentado pelas misturas de solo-RCD analisada e empregada na execução do trecho experimental.

Dos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento rápido verificou-se que os ângulos de atritos da mistura de solo-RCD, contendo 25% de RCD e 75% de solo, variaram de 46° a 51°, com uma média de 48°, não tendo uma influência expressiva ao longo do tempo. Para as análises realizadas para o solo na condição pura os valores obtidos para os ângulos de atritos apresentaram uma variação de 44° a 49°, estabelecendo uma média de 47°, de modo que o período de cura também se mostrou pouco relevante. Dentro desse cenário, é oportuno destacar que dado à proximidade das médias obtidas para os ângulos de atrito da mistura de solo-RCD e para o solo na condição pura, não se pode inferir que houve um aumento significativo de ganho de resistência, em função da incorporação de RCD ao solo para esta condição de ensaio.

No que diz respeito às análises realizadas para a avaliação da quebra dos grãos nos ensaios de compactação, módulo de resiliência e para as amostras extraídas em campo, após a compactação dos materiais empregados na camada de base do trecho experimental, observou-se que apesar de haver a quebras dos grãos em todas as amostras ensaiadas, a sua composição granulométrica se manteve dentro de uma mesma faixa de estabilização granulométrica especificada pelo DNIT, de modo que tanto para o solo quanto para a mistura de solo-RCD contendo 25% de RCD + 75% de solo, a aplicação da energia empregada resulta em modificações pouco expressivas desses materiais, sendo, portanto, irrelevantes o efeito da quebra obtido.

Das análises realizadas nos ensaios de sucção observou-se que a presença de RCD associada ao solo culminou num comportamento muito semelhante ao do solo laterítico na condição pura, mesmo conhecendo a existência de materiais porosos no RCD, como os resíduos oriundos de alvenaria e pisos. Assim sendo, e, tendo em vista o comportamento mecânico apresentando por meio dos ensaios de resistência à compressão simples e do módulo de resiliência, pode-se concluir que o efeito da sucção nessas misturas de solo-RCD constitui-se de um fenômeno não dominante para a aplicação dessa proposição em obras de pavimentação.

Em virtude da boa capacidade de suporte apresentada pelo solo do subleito, quando da realização do ensaio de CBR na energia intermediária, e tendo em vista a qualidade do material concebido para a camada de base do trecho experimental em estudo, não foram necessárias à execução das camadas de reforço do subleito e da sub-base.

Os ensaios de controle de compactação *in situ* foram realizados em conformidade com a boa prática da engenharia rodoviária, de modo que o trecho experimental em estudo funcionou como um objeto de estudo moldado dentro das concepções próximas às adotadas no dia a dia.

Os perfis obtidos no ensaio de resistência à penetração dinâmica por meio do equipamento PANDA revelaram a influência dada pelos rolos compactadores empregados nas camadas do trecho experimental em estudo, permitindo avaliar a densificação dos materiais compactados ao longo de todo o trecho.

As deflexões obtidas no trecho experimental em estudo, calculadas através de leituras realizadas com o auxílio da viga Benkelman, encontram-se dentro dos limites aceitáveis para o tráfego atuante.

Consubstanciado nas análises técnicas realizadas, é possível concluir que o uso do RCD associado ao solo laterítico de Campo Verde - MT, quando do seu emprego em camadas de base de pavimentos urbanos, constitui-se de uma solução tecnicamente viável. Além disso, da análise econômica realizada, verificou-se que para a concepção adotada nesta pesquisa, esse tipo de solução torna-se economicamente viável.

Por fim, num cenário geral, a possibilidade de utilização do RCD associado a um solo com características semelhantes ao estudado, pode ser extrapolada como soluções alternativas em outros municípios brasileiros, como materiais de elevado potencial para uso em obras de pavimentação, tendo em vista o embasamento técnico-científico produzido neste trabalho.

7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Uma vez que as análises realizadas nesta pesquisa encontram-se limitadas ao programa experimental proposto para a mistura de solo-RCD, contendo 25% de RCD e 75% de solo, com fins voltados para aplicação em camadas de base, a partir de um estudo de caso, em um pavimento urbano, executado no município de Campo Verde - MT, os seguintes tópicos são sugeridos para pesquisas futuras:

- * Avaliar o emprego de RCD na condição mista e sem associação a nenhum solo, para uso em camadas de base e sub-base de pavimentos em áreas urbanas;
- * Avaliar o emprego de misturas de solo-RCD com solos de outras regiões e com características diferentes com fins voltados para obras viárias;
- * Avaliar a influência de carregamentos cíclicos sobre a estabilidade da mistura de solo-RCD proposta nesta pesquisa;
- * Estudar outras proporções de misturas de solo-RCD e outras composições de RCD com aplicação voltada para o uso em obras de pavimentação;
- * Avaliar soluções semelhantes com o auxílio do equipamento FWD;
- * Promover a retroanálise dos resultados obtidos nas medidas de deflexões calculadas com as leituras oriundas da viga Benkelman desta pesquisa;
- * Realizar o estudo de misturas de solo-RCD em outras faixas granulométricas;
- * Avaliar o emprego do RCD em composições asfálticas destinadas a camada de revestimentos;
- * Executar trechos experimentais com outros materiais alternativos visando comparar com o emprego do RCD em obras viárias;
- * Monitorar o trecho experimental executado nessa pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO (1999). T-307 - Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT (1984a). NBR 7181 - Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

____ABNT (1984b). NBR 6508 - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

____ABNT (1984c). NBR 6458 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

____ABNT (1984d). NBR 6459 - Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

____ABNT (1984e). NBR 7180 - Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984, 3p.

____ABNT (1986). NBR 7182 - Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

____ABNT (1987a). NBR 9937 - Agregados - Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 6p.

____ABNT (1987b). NBR 9776 - Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 3p.

____ABNT (1987c). NBR 9895 - Solo - Índice de Suporte Califórnia - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 14p.

____ABNT (2001). NBR NM 51 - Agregado graúdo - Ensaio de abrasão *Los Angeles*. Rio de Janeiro, 2001. 6p.

____ABNT (2003). NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6p.

____ABNT (2004a). NBR 15113 - Resíduos Sólidos da Construção Civil e Resíduos Inertes - Aterros - Diretrizes para Projeto, Implantação e Operação, Rio de Janeiro, 2004. 12p.

____ABNT (2004b). NBR 15114 - Resíduos Sólidos da Construção Civil e Resíduos Inertes - Áreas de Reciclagem - Diretrizes para Projeto, Implantação e Operação, Rio de Janeiro, 2004. 7p.

____ABNT (2004c). NBR 15115 - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Execução de camadas de pavimentação - Procedimentos, Rio de Janeiro, 2004. 10p.

____ABNT (2004d). NBR 15116 - Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos, Rio de Janeiro, 2004. 12p.

____ABNT (2004e). NBR 6296 - Método de ensaio para determinação da densidade 20°/4° C de produtos betuminosos líquidos e semi-sólidos, Rio de Janeiro, 2004. 4p.

____ABNT (2007). NBR 14491 - Emulsões asfálticas - Determinação da viscosidade Saybolt-Furol, Rio de Janeiro, 2007. 8p.

AMORIM, E. F.; SILVA, R. A. F. da; RIBEIRO, L. F. M. (2011). Estudo de Dosagens de Misturas Betuminosas Utilizando-se Asfalto-Borracha e Agregados Provenientes da Região da Baixada Cuiabana. In: XVI Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto - XVI CILA, 2011, Rio de Janeiro - RJ. IBP, 2011. v. 2. p. 1169-1180.

ARM, M. (2001). Self-Cementing Properties of Crushed Demolished Concrete in Unbound Layers: Results from Triaxial Test and Field Test. Waste Management, 21, pp. 235 - 239.

ASTM - American Society for Testing and Materials. ASTM (2001). D4972 - Standard test method for pH of soils.

____ASTM (2006). D2166 - Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil.

____ASTM (2010). D5298 - Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper.

AUGUSTO, C. (2011). Reportagem - Machadão Começa a ser Demolido. Reportagem. Internet - www.nominuto.com/noticias/cidades/machadao. Natal - RN. 2p.

BAKOSS, S. L., RAVINDRARAJAH, R. S. (1999). Recycled Construction and Demolition Materials for Use in Roadwork's and Other Local Government Activities. University of Technology, Sidney.

BALZAN, D. C., GALETTI, F. V., MELO, V. L., PIRES, L. M. (2003). Utilização de Agregados Reciclados de Obras de Construção Civil em Pavimentos Urbanos - Especificação e Obras no Município de São Paulo. 12ª Reunião Anual de Pavimentação. Aracaju - SE. CD-ROM.

BENNERT, T., PAPP JR, W. J., MAHER, A., GUCUNSKI, N. (2000). Utilization of Construction and Demolition Debris Under Traffic-Type Loading in Base and Subbase Applications. Transportation Research Record. Washington. n. 1714, p.33-39.

BERNUCCI, L. L. B., LEITE, F. C., MOTTA, R. S. (2005). Aplicação de Agregado Reciclado de RCD em Pavimentação: Sistema Viário da USP-Leste. Apresentação. CD. In: SEMINÁRIO

GESTÃO E RECICLAGEM DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO AVANÇOS E DESAFIOS. São Paulo - SP.

BERNUCCI, L. L. B., LEITE, F.C., PREUSSLER, L. A., MOTTA, R. S., MOURA, E., ABDU, M. R. (2006). Monitoramento de Trecho Experimental com Agregado Reciclado de Resíduos Sólidos da Construção Civil e Asfalto-Borracha. 37ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv. Goiânia - GO. 11p.

BERNUCCI, L. L. B., MOTTA, L. M. G., SOARES, J. B., CERATTI, J. A. P. (2010). Pavimentação Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros. PETROBRAS - ABEDA. 3ª Reimpressão. Rio de Janeiro - RJ. 500p.~

BLANKENAGEL, B. J., GUTHRIE, W. S. (2006). Laboratory Characterization of Recycled Concrete for Use as Pavement Base Material. Transportation Research Record. Washington. n. 1952, p.21-27.

BODI, J., FILHO, J. A. B., ALMEIDA, S. (1995). Utilização de Entulho de Construção Civil Reciclado na Pavimentação Urbana. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá - MT. p.409-436.

BOGADO, J.G.M. (1998). Aumento da Produtividade e Diminuição de Desperdícios na Construção Civil: um Estudo de Caso - Paraguai. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis - SC. 122p.

BRITO FILHO, J. A. B. (1999). Cidades versus Entulhos. In: Seminário - Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil. Anais - Volume 2. p.56-67.

CARNEIRO, A. P., BURGOS, P. C., ALBERTE, E. P. V. (2001). Uso do Agregado Reciclado em Camadas de Base e Sub-Base de Pavimentos. Projeto Entulho Bom. Salvador: EDUFBA / Caixa Econômica Federal. Salvador - BA. p.190-227.

CHINI, A. R., KUO, S., ARMAGHANI, J. M., DUXBURY, J. P. (2001). Test of Recycled Concrete Aggregate in Accelerated Test Track. Journal of Transportation Engineering. Reston, Virginia, v. 127, n. 6. p.486-492.

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente - Ministério do Meio Ambiente, Governo Federal, Brasil. (2002). Resolução nº 307, de 05 de julho de 2002. Brasília - DF, 3p.

CORREA, B. C., CURSINO, D., SILVA, G. (2012). Viabilidade de Implantação de uma Usina de Reciclagem da Construção Civil na Cidade de São José dos Campos - SP. XIII Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e IX Encontro Latino de Pós-Graduação. João Pessoa - PB. CD-ROM. 6p.

COSTA, J. S. (2006). Agregados Alternativos para Argamassa e Concreto Produzidos a partir da Reciclagem de Rejeitos Virgens da Indústria de Cerâmica Tradicional. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos - SP. 264p.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT (1979). PRO 011 - Procedimento - Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro, 1979. 16p.

____DNIT (1994a). ME 086 - Agregado - Determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 1994. 5p.

____DNIT (1994b). ME 092 - Solo - Determinação da massa específica aparente *in situ*, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, 1994. 5p.

____DNIT (1994c). ME 024 - Pavimento - Determinação das deflexões pela viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

____DNIT (1994d). PRO 175 - Procedimento - Aferição de Viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1994. 11p.

____DNIT (1994e). ME 053 - Misturas betuminosas - Percentagem de betume. Rio de Janeiro, 1994. 5p.

____DNIT (1997a). ME 054 - Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997. 10p.

____DNIT (1997b). EM 369 - Emulsões asfálticas catiônicas. Rio de Janeiro, 1997. 4p.

____DNIT (1999). ME - 398 - Agregados - Índice de degradação após compactação Proctor - ID_p. Rio de Janeiro, 1999. 6p.

____DNIT (2000). ME 006 - Emulsões asfálticas - Determinação da sedimentação. Rio de Janeiro, 2000. 4p.

____DNIT (2009a). ES 104 - Terraplenagem - Serviços preliminares - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009. 11p.

____DNIT (2009b). ES 108 - Terraplenagem - Aterros - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009. 13p.

____DNIT (2010a). ES 137 - Pavimentação - Regularização do subleito - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 7p.

____DNIT (2010b). ES 141 - Pavimentação - Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 11p.

____DNIT (2010c). ES 144 - Pavimentação asfáltica - Imprimação com ligante asfáltico convencional - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 7p.

____DNIT (2010d). ES 145 - Pavimentação asfáltica - Pintura de ligação com ligante asfáltico convencional - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 7p.

____DNIT (2010e). ES 153 - Pavimentação asfáltica - Pré-misturado a frio com emulsão catiônica convencional - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 11p.

____DNIT (2010f). ES 139 - Pavimentação - Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 8p.

FERREIRA, C. M. (2010). Trabalhando com Viga Benkelman. Apostila. São Paulo - SP. 30p.

FRANÇOIS, D., JULLIEN, A. (2009). A Framework of Analysis for Field Experiments with Alternative Materials in Road Construction. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Centre de Nantes, BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex, France. Waste Management 29 (2009). p.374-382.

FREDLUND, C. A., RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Jonh Wiley & Sons, Inc. New York, 517p.

FUJII, L. M. T., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2013). Estudo de um Solo Tropical, RCD, Cal Virgem e Cal Hidratada. In: 6º Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos, 2013, Cuiabá - MT. Geocentro 2013 - 3º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste / 6º Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos. Cuiabá - MT: KCN Editora, 2013. v. Único. p. 295-300.

GÓMEZ, A. M. J. (2011). Estudo Experimental de um Resíduo de Construção e Demolição (RCD) para Utilização em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.TM-196/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF. 148p.

GÓNGORA, I. A. G. (2011). Utilização de Geossintéticos como Reforço de Estradas não Pavimentadas: Influência do Tipo de Reforço e do Material de Aterro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.TM-190/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF. 76p.

GOUVES, R. P. H. (1991). Le Panda: Pénétrômetre dynamique léger à energie variable pour la reconnaissance de sols. Université Blaise Pascal.

HAMASSAKI, L. T., SBRIGHI, C. N., FLORINDO, M. C. (1996). Uso de Entulho como Agregado para Argamassas de Alvenaria. Workshop Sobre Reciclagem e Reutilização de Resíduos como Material de Construção Civil. EPUSP / ANTAC. São Paulo - SP. p.107-115.

HENDRICKS, F., JANSSEN, G. M. T. (2001). Reuse of Construction and Demolition Waste in the Netherlands for Road Constructions. Heron, v.46, n.2, p.109-117.

HENDRICKS, F., NIJKERK, A. A., VAN KOPPEN, A. E. (2007). O Ciclo da Construção. Versão autorizada em Português para Editora da Universidade de Brasília.

HILLEL, D. (1971). Soil Water - Physical Principles and Processes. New York: Academic Press.
JOHN, V. M. (2000). Resíduos de Construção e Demolição. Apresentação. FINEP - HABITARE. São Paulo - SP. 24p.

JOHN, V.M. AGOPYAN, J. (2000). Seminário de Reciclagem de Resíduos Sólidos Domiciliares. São Paulo - SP. 45p.

KANCHERLA, A. (2004). Resilient Modulus and Permanent Deformation Testing of Unbound Granular Materials. A Thesis by Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of MASTER OF SCIENCE Texas, USA, 159p.

KUO, S., MAHGOUB, H. S., ORTEGA, J. E. U. (2001). Use of Recycled Concrete Made with Florida Limestone Aggregate for a Base Course in Flexible Pavement. Final Report, Florida Department of Transportation. Orlando, Florida.

LEITE, F. C., MOTTA, R. S., BERNUCCI, L. L. B., MOURA, E., ABDU, M. R. (2006). Comparação de Valores de Índice de Suporte Califórnia de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil. 13ª Reunião de Pavimentação Urbana, ABPv, Maceió - AL. 8p.

LEITE, F. C. (2007). Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo - SP. 216p.

LIMA, J. A. R. (1999). Proposição de Diretrizes para Produção e Normalização de Resíduos de Construção Reciclado e Suas Aplicações em Argamassas e Concretos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP. 240p.

MARINHO, F. A. M. (1995). A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção. Encontro Sobre Solos Não Saturados. Porto Alegre - RS, p. 112-125.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Ed. da Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro - RJ, 380p.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. (1988). Design of Asphalt Pavements Using Lateritic Soil in Brazil. Solos e Rochas, vol. 11, número único, 3-9.

MEDINA, J., PREUSSLER, E. S. (1980). Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Solos e Rochas - Revista Brasileira de Geotecnia, COPPE-UFRJ, vol. 3, número 1, 3-26.

MITCHELL, J. K., SOGA, K. (2008). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, INC., Canada, 3rd ed., 577p.

MOLENAAR, A. A. A., VAN NIEKERK, A. A. (2002). Effects of Gradation, Composition and Degree of Compaction on the Mechanical Characteristics of Recycled Unbound Materials. Transportation Research Record. Washington. n. 1787, p.73-82.

MOREIRA, J. F., DIAS, J. F., REZENDE, M. E. B. (2006). Utilização de Resíduos de Construção e Demolição em Base de Pavimentos na Cidade de Uberlândia - MG. 13ª Reunião de Pavimentação Urbana. Código 48, Maceió - AL. 12p.

MOTTA, L. M. G., FERNANDES, C. (2003). Utilização de Resíduo Sólido da Construção Civil em Pavimentação Urbana. 12^a Reunião Anual de Pavimentação. Aracaju.

MOTTA, R. S. (2005). Estudo Laboratorial de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil para Aplicação em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, 134p.

NATAATMADJA, A., TAN, Y. L. (2001). Resilient Response of Recycled Concrete Road Aggregates. Journal of Transportation Engineering. Reston, Virginia, v. 127. n. 5. p.450-453.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimento de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo / SP, 240p.

O'MAHONY, M. M., MILLIGAN, G. W. E. (1991). Use of Recycled Materials in Subbase Layers. Transportation Research Record. Washington. n. 1310, p.73-80.

OLIVEIRA, J. C. (2007). Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-049/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF. 167p.

OTÁLVARO, I. F. C. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-082/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF. 122p.

PAIVA, C. E. L., CAUSIM, P. B. (2000). Estudo de Avaliações das Condições Estruturais de um Pavimento a partir de Bacias de Deformação. 32^a Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, Distrito Federal, 1:297:307.

PANDOLFELLI, V. C., STUDART, A. R., PILEGGI, R. G. (2000). Dispersão e Empacotamento de Partículas: Princípios e Aplicações em Processamento Cerâmico. Fazendo Arte Editorial. Volume 224. São Carlos - SP.

PETKOVIC, G., ENGELSEN, J. C., HAOYA, A. O., BREEDVELD, G. (2004). Environmental Impact from the Use of Recycled Materials in road Construction: Method for Decision-Making in Norway. Resources. Conservation and Recycling, 42. p.249-264.

PICCHI, F.A. (1993). Sistema de Qualidade: Uso em Empresas de Construção de Edifícios. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP. 462p.

PINTO, T.P. (1989). Perdas de Materiais em Processos Construtivos Tradicionais. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos. São Carlos - SP.

PINTO, T.P. (1999). Metodologia para a Gestão Diferenciada de Resíduos Sólidos da Construção Urbana. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP.

PMSP - Prefeitura Municipal de São Paulo. (PMSP, 2003). ETS 001 - Camadas de Reforço do Subleito, Sub-base e Base Mista de Agregado Reciclado de Resíduos Sólidos de Construção Civil. Especificação de Serviço. Secretaria de Infraestrutura Urbana - Superintendência de Projetos Viários. Publicado no DOM em 20.03.2003.

POON, C. S., CHAN, D. (2006). Feasible Use of Recycled Concrete Aggregates and Crushed Clay Brick as Unbound Road Su-Base. *Construction and Building Materials*. v. 20, p.578-585.

RAVERDY, M., BRIVOT, F., PAILLIERE, A. M., DRON, R. (1980). *Appréciation de l'Activité Pouzzolanique des Constituants Secondaires*. Congrès International de La Chimie des Ciments, 7, Paris. Proceedings. V.3, IV - 36/41.

REZENDE, L.R. (1999). *Técnicas Alternativas para a Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF, 178p.

REZENDE, L.R. (2003). *Estudo do Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis*. Tese de Doutorado. Publicação GTD 014/03. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF, 372p.

RIBEIRO JÚNIOR, I., CONCIANI, W. (2005). *Controle da Expansão do Solo Saprolítico de Filito com Cal Hidratada Cálcica para Construções Populares*. In: Seminário Mato-grossense de Habitação de Interesse Social, Anais eletrônicos - CD-ROM, Cuiabá: CEFET-MT/UFMT, Cuiabá - MT, 10p.

ROCHA, E. G. A. (2006). *Os Resíduos Sólidos de Construção e Demolição: Gerenciamento, Quantificação e Caracterização. Um Estudo de Caso no Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-002A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 155p.

SANTOS, J. (2004). *Estabilização de uma Argila Laterítica do Distrito Federal para uso em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-127/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95p.

SANTOS, E. C. G. dos. (2007). *Aplicação de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD - R) em Estruturas de Solo Reforçado*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP, 168p.

SANTOS, E. C. G. dos., MONTENEGRO, I. R., BATHURST, R. J., PALMEIRA, E. M. (2010). *Instrumentação e Instalação de Geogrelha de PET em um Muro Envelopado Construído com Resíduo de Construção e Demolição*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG 2010. Anais. Gramado - RS.

SCHNEIDER, D. M. (2003). *Deposições Irregulares de Resíduos da Construção Civil na Cidade de São Paulo*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Saúde Pública, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP. 130p.

SENÇO, W. (2007). Manual de Técnicas de Pavimentação - volume I - 2ª edição. PINI. São Paulo - SP. 761p.

SINDUSCON - SP. (2005). Gestão Ambiental de Resíduos da Construção Civil - A Experiência do SINDUSCON - SP. São Paulo - SP.

SILVA FILHO, C. R. V. (2010). Gestão de Resíduos Sólidos no Brasil: Situação e Perspectivas. Audiência Pública. Apresentação. ABRELPE. São Paulo - SP. 25p.

SOIBLEMAN, L. (1993). As Perdas de Materiais na Construção de Edifícios: sua Incidência e Controle. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS, 127p.

SOUZA, M. L. de. (1981). Pavimentação Rodoviária. 2ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos: DNIT - Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 361p.

SPACES, B. (2011). Equipamentos da Atlas Copco Otimizam Demolição dos Estádios da Copa. Reportagem. Internet - www.spacebrasil.com.br/2011/02. São Paulo - SP. 2p.

TRICHÊS, G., KRYCKYJ, P. R. (1999). Aproveitamento de entulho da construção civil na pavimentação urbana. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4., São José dos Campos. Anais. São Paulo: ABMS. p.259-265.

TRICHÊS, G., KRYCKYJ, P. R. (2000). Use of Civil Construction Waste in Urban Pavements: a Feasibility Study. 5 th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development. Belo Horizonte - MG. Brazil. CD-ROM. Paper 142-065, 9p.

UZAN, J. (1985). Characterization of Granular Materials. Transportation Research Record, 1022: p.52-55.

WEINBERG, M., BETTI, R. (2011). 7 Bilhões de Oportunidades. Reportagem. Revista Veja - Ed. 2241 - Ano 44 - nº 44. Editora Abril. São Paulo - SP. p.122-132.

VAZQUEZ, E. (2001). Aplicación de Nuevos Materiales Reciclados en la Construcción Civil. IV Seminário de Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil – Materiais Reciclados e Suas Aplicações. IBRACON, São Paulo - SP.

VIEIRA, G.L. (2003). Estudo do Processo de Corrosão sob a Ação de Íons Cloreto em Concretos Obtidos a partir de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. 150p.