



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE  
ÁREA GEOTÉCNICA

**ESTUDO COMPARATIVO DO CBR “IN SITU” & LWD PARA  
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE  
SUBLEITOS**

Thays Nogueira Rodrigues

Campina Grande – PB  
Abril de 2017

Thays Nogueira Rodrigues

**ESTUDO COMPARATIVO DO CBR “IN SITU” & LWD PARA  
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE  
SUBLEITOS**

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE  
CAMPINA GRANDE, COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO  
TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

Área de Concentração – Geotécnica

Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena  
Orientador

Prof. Dr. Saul Barbosa Guedes  
Coorientador

Campina Grande – PB  
Abril de 2017

**FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG**

R696e

Rodrigues, Thays Nogueira.

Estudo comparativo do CBR “in situ” & LWD para determinação da capacidade de suporte de subleitos / Thays Nogueira Rodrigues. – Campina Grande, 2017.

105 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2017.

"Orientação: Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena, Prof. Dr. Saul Barbosa Guedes".

Referências.

1. Pavimento. 2. Solos. 3. Deformabilidade. 4. Correlações. I. Lucena, Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes. II. Guedes, Saul Barbosa. III. Título.

CDU 625.8:624.13(043)

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Thays Nogueira Rodrigues

**Título: ESTUDO COMPARATIVO DO CBR “IN SITU” & LWD PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE SUBLEITOS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração – Geotécnica

Dissertação defendida e aprovada em:

Pela Banca Examinadora

---

Prof. D.Sc. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena  
(Orientador)  
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

---

Prof. D.Sc. Saul Barbosa Guedes  
(Orientador)  
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

---

Profa. P.h.d. Kamilla Vasconcelos Savasini  
(Examinadora Externa)  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP

---

Profa. D.Sc. Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena  
(Examinadora Interna)  
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

## DEDICATÓRIA

À memória de Severina Firmino (Vó Biu), que me educou e me fez  
conhecer o maior exemplo de ser humano, no qual me inspiro.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, que tem guiado os meus passos conduzindo-me a realização dos seus sonhos em minha vida. O homem planeja o seu caminho, mas é Deus quem lhe dirige os passos.

Aos meus pais, Ernane Rodrigues e Claudeth Nogueira, obrigada pela compreensão e por apoiarem todos os meus objetivos e projetos. O apoio, a dedicação e amor que sempre me deram me fortalece para seguir em frente. Vocês são o meu porto seguro.

A meus irmãos e sobrinhos, quero poder compartilhar com vocês todas as nossas conquistas. Amo-os incondicionalmente.

Ao meu amor Carlos Eduardo por ter compartilhado de cada preocupação e desafio durante a realização deste trabalho e por ter me dado força em muitos momentos que precisei.

Aos professores Adriano Elísio e Saul Guedes, que são mestres na arte de ensinar e transmitir seus conhecimentos. Agradeço por toda dedicação e paciência que tiveram durante a realização desta pesquisa.

A Joseildo Cunha e David Guedes, por terem contribuído diretamente para a realização dos ensaios *in situ*. Gratidão a vocês por toda generosidade.

A Thamires, Letícia e Raiff pelo esforço e ajuda durante os ensaios de laboratório.

Aos amigos da UFCG pelo companheirismo, em especial: Daniel, Laiana, Mauro, Nataliene, Pablio, Paulo, Raquel e Thiago.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP, pela boa vontade e por toda estrutura fornecida durante a fase experimental desta pesquisa.

Ao programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, pela oportunidade de crescimento profissional.

Ao CNPQ pela bolsa de estudo concebida para a realização desta pesquisa.

E a todos que contribuírem de forma direta ou indireta para que esta pesquisa se concretizasse, a todos o meus sinceros agradecimentos.

## RESUMO

O ensaio California Bearing Ratio (CBR) “in situ” determina a capacidade de suporte das camadas dos pavimentos, apresenta resultados mais representativos do que os obtidos em laboratório por serem as amostras ensaiadas em condições reais de umidade e confinamento. Entretanto o ensaio envolve equipamentos pesados que dificultam a locomoção e instalação, tornando-o oneroso. O Light Weight Deflectometer (LWD) é um ensaio não destrutivo realizado “in situ” que fornece o módulo de deformabilidade dinâmico do solo. A sua utilização na avaliação de camadas de pavimentos tem sido impulsionada devido à simplicidade de execução e portabilidade do equipamento. Portanto, este trabalho objetiva comparar os resultados de índice de CBR e módulo de deformabilidade, ambos obtidos in situ, por meio de análise de regressão, com o intuito de avaliar a utilização de um equipamento simplificado e de baixo custo de realização de ensaio na determinação da capacidade estrutural das camadas de subleitos. A fase experimental desta pesquisa consistiu inicialmente na escolha de ruas não pavimentadas que estivessem distribuídas na cidade de Campina Grande, em seguida foram realizados “in situ” os ensaios de LWD, CBR, peso específico aparente e coleta de amostras para a realização em laboratório dos ensaios de caracterização, compactação e CBR. Posteriormente as análises de regressão foram realizadas a fim de obter uma Equação que correlacionasse o valor do módulo de deformabilidade com o valor do índice de CBR “in situ”. De modo geral, a pesquisa mostrou que há uma tendência de comportamento semelhante entre os parâmetros de deformabilidade e capacidade de suporte obtido a partir dos LWD e CBR “in situ”, e uma correlação pôde ser estabelecida para que se pudesse prever o valor da capacidade de suporte de camadas do subleito “in situ” a partir da realização do ensaio LWD de forma confiável, facilitando assim a obtenção deste parâmetro geotécnico a partir de um ensaio de fácil execução, mais rápido e menos dispendioso.

Palavras Chave: Pavimento; Solos; Deformabilidade; Correlações.

## **ABSTRACT**

The CBR "in situ" test determinates the bearing capacity of the pavement layers and it's performed on the field, which results that are more representative than those obtained in the laboratory because the samples are tested under real conditions of moisture and containment. However, this assay involves heavy equipments which make the process is harder in terms of locomotion and installation and consequently making him more expensive. The development of new methodologies of pavement sizing (empirical-mechanistic models) makes it necessary to evaluate the characteristics of the materials that constitute the pavement, from an investigation that can predict the behavior of these materials whereas the tension-deformation stage, caused by the passage of vehicles. The Light Weight Deflectometer (LWD) it's a non destructive test conducted "in situ" that provides the dynamic soil deformability modulus. The use of this module in the assessment of pavement layers has been stimulated due to the simplicity of the execution and the portability of the equipment. Therefore, this work aims to compare the index results of CBR and deformability module, both obtained "in situ", through regression analysis, in order to rate the use of a cheaper and simplified equipment to perform a test in the determination of the structural capacity of the subgrade layers. The experimental stage of this research is based on: the choice of the unpaved streets along the city of Campina Grande; the perform "in situ" of the LWD test, CBR "in situ" and the Apparent specific mass "in situ"; sample collections; were carried out in situ. Description of soils in laboratory and analysis of correlations. Altogether, the research shows that there is a trend of similar behavior between parameters of deformability and support capacity obtained from LWD and CBR "in situ", respectively, and a correlation could be established so that we can predict the value of the layers support capacity of subgrade "in situ" from the performance of the LWD assay in a reliable way, thus facilitating the achievement of this geotechnical parameter from an easy-to-execute, faster and less expensive test.

**Key-words:** Pavement; Soils; Deformability; Correlations.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1-Seção típica de pavimento flexível.....  | 20 |
| Figura 2-Seção típica de pavimento rígido.....  | 20 |
| Figura 3-Distribuição das tensões nas camadas subjacentes do pavimento rígido e flexível.....   | 24 |
| Figura 4- Etapas do método de dimensionamento .....   | 29 |
| Figura 5-Metodologia de procedimento de dimensionamento mecanístico.....  | 31 |
| Figura 6-Procedimento realizado na moldagem do corpo de prova para o ensaio CBR.....  | 33 |
| Figura 7-Esquema do corpo de prova para imersão .....   | 33 |
| Figura 8- Prensa de carregamento para ensaio de CBR .....   | 34 |
| Figura 9-Curva pressão-penetração obtido a partir do ensaio CBR.....  | 34 |
| Figura 10--Esquema de equipamentos para CBR in situ .....   | 36 |
| Figura 11- Equipamento LWD Dynatest 3031.....   | 40 |
| Figura 12-Prima 100 .....   | 41 |
| Figura 13- Loadman - Falling weight deflectometer.....  | 42 |
| Figura 14- Equipamento ZFG 3000 LWD e partes constituintes.....   | 43 |
| Figura 15- Sequência de atividades desenvolvidas na pesquisa.....   | 49 |
| Figura 16- Regiões geográficas da cidade de Campina Grande com localização dos pontos de Ensaio.....  | 51 |
| Figura 17-a) Rua Alta Leite - Prata b) localização do poço de inspeção .....  | 51 |
| Figura 18- a) Rua Fernandes Viêira - Mirante b) localização do poço de inspeção.....  | 52 |
| Figura 19- Etapas de preparação de amostras de Solos (a) amostra de solos (b) destorroamento (c) quarreamento.....  | 53 |
| Figura 20- Etapas do ensaio de compactação a) uniformização da umidade b) compactação do material.....  | 54 |
| Figura 21- Etapas de realização do ensaio CBR laboratório a) uniformização da umidade ótima b) compactação c) imersão do corpo de prova d) penetração .....   | 55 |
| Figura 22- Esquema utilizado na realização dos ensaios in situ .....  | 56 |
| Figura 23- a) colocação das amostras no recipiente b) utilização de papel PVC para preservar umidade c) caixa para transporte das amostras .....              | 56 |
| Figura 24- Execução do ensaio frasco de areia a) marcação do furo b) escavação do furo c) instalação do conjunto frasco+funil sobre o rebaixo da bandeja..... | 57 |
| Figura 25- Equipamentos do ensaio CBR "in situ" .....   | 59 |
| Figura 26- a) preparo da superfície b) conjunto macaco de engrenagem – anel dinamométrico – pistão de penetração .....  | 59 |
| Figura 27- a) execução do ensaio CBR "in situ" b) deformação sofrida pelo solo após a realização do ensaio .....  | 60 |
| Figura 28- a) posicionamento do equipamento LWD b) nível de bolha .....   | 61 |
| Figura 29- a) execução do ensaio LWD b) impressão do resultado.....   | 62 |
| Figura 30-Curva granulométrica - Solo 3 (Rua Fernandes Vieira) .....  | 64 |
| Figura 31- Curva granulométrica - Solo 6 (Rua Joaquim José do Vale).....  | 64 |
| Figura 32- Curva de compactação - Solo 3 .....  | 69 |
| Figura 33- Curva de compactação - Solo 19 .....   | 69 |
| Figura 34- Curva granulométrica (com defloculante) dos solos 3, 12 e 14 .....   | 71 |
| Figura 35- Curva de compactação dos solos 3, 12 e 14 .....  | 71 |
| Figura 36- Módulo de deformabilidade (LWD) e CBR "in situ" .....  | 79 |
| Figura 37- Correlação CBR "in situ" e LWD - Todos os solos ensaiados .....  | 80 |
| Figura 38- Correlação CBR "in situ" e LWD – Solos do tipo A-2-4 .....   | 80 |
| Figura 39- Correlação CBR "in situ" e LWD – Solos do tipo SM.....   | 81 |
| Figura 40- Correlação CBR "in situ" e LWD – Sem considerar os resultados dos solos 2, 7, 8, 13 e 16.....  | 83 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 41- Comparação CBR "in situ" e LWD entre o presente estudo e adaptado VARGHESE ET AL, 2009.....                                   | 83 |
| Figura 42 - Ábaco de dimensionamento de pavimentos flexíveis.....  | 87 |
| Figura 43 - Tela do ELSYM5 com os dados das camadas do pavimento da amostra 15 (CBR de laboratório).....                                 | 89 |
| Figura 44 - Tela do ELSYM5 com os dados do carregamento da amostra 15 (CBR de laboratório).....  | 90 |
| Figura 45 - Tela do ELSYM5 com os dados referentes ao ponto de análise da estrutura do pavimento da amostra 15 (CBR de laboratório)..... | 91 |
| Figura 46 - Resultados das tensões (Kgf/cm <sup>2</sup> ) para a estrutura da amostra 15 (CBR de laboratório).....                       | 91 |
| Figura 47 - Resultados das deformações (cm/cm) para a estrutura da amostra 15 (CBR de laboratório).....                                  | 92 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1- Características do ZFG 3000 GPS .....  | 43 |
| Tabela 2- Resultados da análise granulométrica por peneiramento .....  | 63 |
| Tabela 3- Resultados de limites de consistência, peso específico dos grãos e classificação dos solos.....  | 66 |
| Tabela 4- Resultados do ensaio de compactação .....  | 68 |
| Tabela 5- Resultados do ensaio de CBR laboratório.....   | 72 |
| Tabela 6- Resultados teor de umidade, peso específico aparente “in situ” e grau de compactação .....   | 73 |
| Tabela 7- Resultados do ensaio LWD.....  | 75 |
| Tabela 8- Resultados dos ensaios de CBR "in situ" .....  | 77 |
| Tabela 9- Valores críticos para controle do coeficiente de correlação ( $R^2$ ), para níveis de significância ( $1 - \alpha$ ) e N observações (CHASSE & BROWN, 1992)..... | 82 |
| Tabela 10 - Espessura mínima de revestimento betuminoso.....   | 87 |
| Tabela 11 - Resultado do dimensionamento - Método empírico do DNIT .....   | 88 |
| Tabela 12 - Resultados da análise do dimensionamento utilizando o ELSYM5 .....   | 93 |
| Tabela 13 - Resultado do redimensionamento das estruturas analisadas - ELSYM5 .....  | 94 |

## **LISTA DE QUADROS**

|  |    |
|--|----|
| Quadro 1-Principais métodos empíricos e elementos principais considerados no dimensionamento (Adaptado JUNIOR, 2005) ..... | 26 |
| Quadro 2-Localização dos pontos de realização dos ensaios .....  | 50 |
| Quadro 3-Ensaio realizados na pesquisa e as respectivas normas utilizadas.....   | 53 |

## LISTA DE ABREVIATURAS

|        |  |
|--------|--|
| AASHTO | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| ABNT   | Associação Brasileira de Normas Técnicas                           |
| ASTM   | American Society for Testing and Materials                         |
| CBR    | California Bearing Ratio   |
| DCP    | Cone de Penetração Dinâmica  |
| DNER   | Departamento Nacional de Estrada de Rodagem                        |
| DNIT   | Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes            |
| FWD    | Falling Weight Deflectometer                                       |
| HRB    | Highway Research Board   |
| HZ     | Hertz  |
| IG     | Índice de Grupo  |
| IP     | Índice de Plasticidade   |
| ISC    | Índice de Suporte Califórnia                                       |
| K      | Coefficiente de Equivalência Estrutural                            |
| KPa    | Quilo Pascal ( $10^3$ Pascal)                                      |
| LL     | Limite de Liquidez   |
| LP     | Limite de Plasticidade   |
| LWD    | Light Weight Deflectometer   |
| MN     | Meganewton   |
| MPa    | Mega Pascal ( $10^6$ Pascal)                                       |
| PMSP   | Prefeitura Municipal de São Paulo                                  |
| SPT    | Standart Penetration Test  |
| SUCS   | Sistema Unificado de Classificação de Solos                        |

## SUMÁRIO

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 1.0     | INTRODUÇÃO .....   | 16 |
| 1.1     | Objetivos .....  | 17 |
| 1.1.1   | Objetivo Geral .....   | 17 |
| 1.1.2   | Objetivos Específicos .....  | 17 |
| 1.2     | Organização da Dissertação .....                                     | 18 |
| 2.0     | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....  | 19 |
| 2.1     | Pavimento .....  | 19 |
| 2.1.1   | Generalidades .....  | 19 |
| 2.1.2   | Classificação dos Pavimentos .....                                   | 22 |
| 2.1.2.1 | Pavimento Flexível .....   | 22 |
| 2.1.2.2 | Pavimento Rígido .....   | 23 |
| 2.1.2.3 | Pavimento Semirrígido .....  | 23 |
| 2.1.3   | Distribuição de Cargas no Pavimento .....                            | 24 |
| 2.1.4   | Dimensionamento de Pavimento Flexível .....                          | 25 |
| 2.1.4.1 | Métodos Mecanísticos-Empíricos .....                                 | 28 |
| 2.2     | Califórnia Bearing Ratio (CBR) .....                                 | 31 |
| 2.2.1   | Procedimento de Ensaio .....   | 32 |
| 2.2.2   | CBR in situ .....  | 35 |
| 2.3     | Light Weight Deflectometer (LWD) .....                               | 36 |
| 2.3.1   | Generalidades .....  | 36 |
| 2.3.2   | Princípio de Funcionamento .....                                     | 38 |
| 2.3.3   | Deflectômetros Portáteis (LWDs) .....                                | 39 |
| 2.3.3.1 | Dynatest 3031 LWD .....  | 39 |
| 2.3.3.2 | CARL BRO PRIMA 100 .....   | 40 |
| 2.3.3.3 | LOADMAN Portable Falling Weight Deflectometer .....                  | 41 |
| 2.3.3.4 | ZFG 3000 GPS .....   | 42 |
| 2.3.4   | Correlações Existentes Entre o Ensaio do LWD Com o Ensaio CBR .....  | 44 |
| 2.3.5   | Outros Estudos Utilizando o LWD .....                                | 46 |
| 2.4     | Considerações Finais .....   | 48 |
| 3.0     | MATERIAIS E MÉTODOS .....  | 49 |
| 3.1     | Locais Escolhidos Para a Realização Dos Ensaios .....                | 50 |
| 3.2     | Métodos de Ensaios .....   | 52 |
| 3.2.1   | Ensaios em Laboratório .....   | 52 |
| 3.2.2   | Ensaio In Situ .....   | 55 |
| 3.2.2.1 | Teor de Umidade .....  | 56 |
| 3.2.2.2 | Peso Específico Aparente “In situ” – Método do Frasco de Areia ..... | 57 |
| 3.2.2.3 | CBR <i>In Situ</i> .....   | 58 |
| 3.2.2.4 | Light Weight Deflectometer – LWD .....                               | 60 |
| 4.0     | RESULTADOS E DISCUSSÕES .....  | 63 |

|  |    |
|--|----|
| 4.1 Ensaio de Caracterização.....  | 63 |
| 4.2 Ensaio de Resistência e Deformabilidade.....                           | 71 |
| 4.2.1 Em laboratório.....  | 72 |
| 4.2.2 <i>In Situ</i> .....   | 73 |
| 4.3 Análises Estatísticas Dos Resultados Obtidos.....                      | 78 |
| 4.3.1 LWD Versus CBR “In Situ” .....                                       | 78 |
| 4.4 Análises Mecânica-empírica do Dimensionamento de Pavimentos .....      | 84 |
| 4.4.1 Dados de Entrada para a análise.....                                 | 85 |
| 4.4.2 Cálculo das espessuras - método do DNIT .....                        | 86 |
| 4.4.3 Cálculo das tensões e deformações utilizando o software ELSYM5 ..... | 89 |
| 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....   | 96 |
| 5.1 Conclusões .....   | 96 |
| 5.2 Sugestões.....   | 97 |
| 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....  | 98 |

### 1.0 INTRODUÇÃO

Inicialmente, entre 1954 e 1969, o dimensionamento de pavimentos flexíveis envolvia a aplicação de uma metodologia totalmente empírica, baseada em parâmetros físicos observados em pavimentos já existentes. Este tipo de metodologia não considera o conceito de deformabilidade das camadas e do subleito no cálculo das espessuras do pavimento (MARQUES, 2004).

Atualmente, novas metodologias de dimensionamento de pavimentos (métodos mecanísticos-empíricos) têm sido desenvolvidas no sentido de reproduzir o estado tensão-deformação das camadas ocasionada pelo tráfego com as passagens dos veículos (PREUSSLER, 2007).

Desta forma, tem-se a necessidade de caracterizar a capacidade de suporte dos solos de fundação dos pavimentos por um módulo de deformabilidade que traduz a relação entre a pressão aplicada e suas deformações (BRANCO et al., 2008).

Recentemente, foram desenvolvidos dispositivos de ensaios *in situ* (*Dynatest 3031 LWD, CARL BRO PRIMA 110, LOADMAN Portable FWD, ZFG 3000 GPS e etc*) que tornaram possível obter uma medição direta do módulo de deformabilidade durante a construção de camadas de pavimentos. O uso futuro de tais dispositivos para avaliação da qualidade dos materiais *in situ* está se tornando uma possibilidade real e, finalmente, pode ser esperado o emprego destes dispositivos em substituição a utilização do ensaio California Bearing Ratio (CBR) (FLEMMING et al., 2000).

O ensaio do CBR “*in situ*” fornece a capacidade de suporte do subleito, em razão de deformação. Entretanto por ser necessário um veículo de carga para servir como reação a penetração do pistão no solo, a instalação e execução deste ensaio torna-se uma atividade onerosa e laboriosa.

Segundo Hakari e Nadgouda (2013) para obter resultados precisos e representativos, é necessário que o ensaio de CBR seja realizado por técnicos que tenham experiência e habilidades na realização do ensaio. Os autores ainda apontam para a importância da estimativa e avaliação do CBR de solos do subleito, com bases

em ensaios simples e que sejam realizados *in situ*, especialmente no caso de rodovias de baixo volume de tráfego.

O *Light Weight Deflectometer* (LWD) é um equipamento portátil de campo cujo ensaio é do tipo não destrutivo, utilizado para medir o módulo de deformabilidade das camadas do pavimento *in situ*. Este foi desenvolvido para controle de qualidade de camadas compactadas, entretanto vem sendo comumente utilizado como alternativa na determinação da capacidade de suporte do subleito (FLEMMING et al., 2000; AYYANCHIRA, 2014).

Este estudo consiste na comparação dos resultados de módulo de deformabilidade, obtido a partir do LWD e índice de CBR “*in situ*”, a fim de obter uma Equação que correlacione estes parâmetros. Sendo assim, serão realizadas análises de regressão a partir dos resultados dos ensaios CBR “*in situ*” e LWD de amostras de solo obtidos em diferentes localidades na cidade de Campina Grande. Propondo então uma alternativa de utilizar um método *in situ*, simplificado, de baixo custo de realização do ensaio, e que apresenta maior rapidez na obtenção da capacidade estrutural da camada de subleito.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

Comparar os resultados de índice de CBR “*in situ*” com os valores de módulo de deformabilidade obtido a partir do LWD a fim de propor uma alternativa simples e rápida para determinação “*in situ*” das características dos materiais do subleito.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- realizar análise de regressão com os resultados obtidos a partir dos ensaios do CBR “*in situ*” e LWD;
- obter uma alternativa de determinação da capacidade de suporte de subleitos com base no ensaio de campo e de fácil execução;
- verificar o comportamento dos valores de módulo de deformabilidade e CBR “*in situ*” em relação à variação do teor de umidade;
- realizar uma análise mecânica para as estruturas dimensionadas a partir do método empírico do DNIT.

## **1.2 Organização da Dissertação**

Esta dissertação está organizada em cinco capítulos, uma breve descrição sobre o que será abordado em cada capítulo está descrito a seguir:

Capítulo 1 – Está apresentada a introdução, contextualizando o tema proposto, os objetivos gerais e específicos e a forma de organização do trabalho.

Capítulo 2 – Apresenta a revisão bibliográfica dos temas considerados mais relevantes para o desenvolvimento deste trabalho: considerações gerais sobre pavimentos (generalidade, tipos de pavimentos, camadas constituintes, métodos de dimensionamento de pavimentos), sobre os ensaios Califórnia Bearing Ratio - CBR e Light Weight Deflectometer – LWD e por fim apresenta o estado da arte em relação as correlações entre os métodos CBR e LWD.

Capítulo 3 – São descritos os materiais utilizados e os métodos adotados na realização do trabalho.

Capítulo 4 – Contém a apresentação e análise dos resultados obtidos.

Capítulo 5 – Apresenta as conclusões a respeito do trabalho e algumas sugestões para trabalhos futuros.

Ao final estão inseridas as referências.

### **2.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

Neste capítulo estão descritos assuntos relevantes para o desenvolvimento desta pesquisa, apresentando inicialmente uma fundamentação sobre os pavimentos rodoviários, incluindo alguns métodos de dimensionamento e finalizando com uma abordagem geral da descrição dos ensaios California Bearing Ratio e Light Weight Deflectometer.

#### **2.1 Pavimento**

##### **2.1.1 Generalidades**

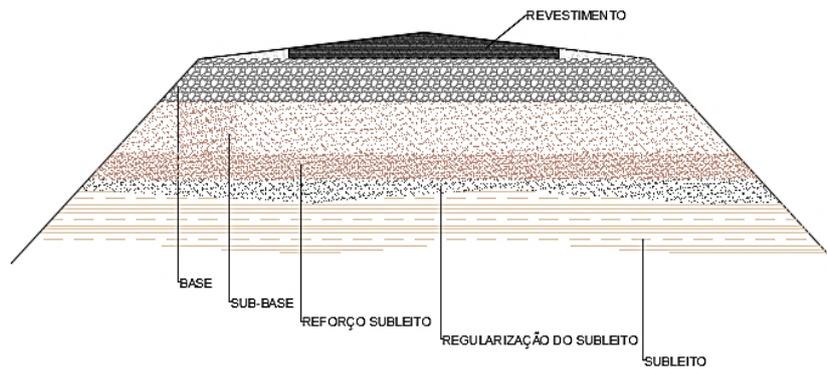
O pavimento é uma estrutura composta de múltiplas camadas, constituídas por diferentes materiais que estão assentes sobre um terreno de fundação denominado subleito.

A estrutura do pavimento é composta por subleito, leito, sub-base, base e revestimento asfáltico (no caso dos pavimentos flexíveis) ou placa de concreto (no caso de pavimentos rígidos). Cada camada apresenta materiais com diferentes características e propriedades, que se comportam diferentemente quanto à deformação, quando submetidos a carregamentos externos (carga dos veículos automotivos) (SILVA E CARNEIRO, 2014).

Este tipo de estrutura está destinado: a distribuir os esforços verticais e horizontais provenientes das ações do tráfego, proteger as camadas inferiores das intempéries e proporcionar aos usuários uma superfície segura e regular. (PAPAGIANNAKIS E MASSAD, 2008).

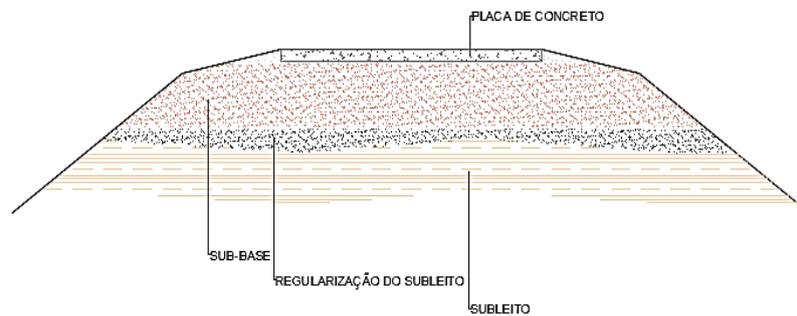
As Figuras 1 e 2 ilustram seções típicas de pavimento flexível e rígido, respectivamente.

**Figura 1-Seção típica de pavimento flexível**



Fonte: AUTOR, 2017

**Figura 2-Seção típica de pavimento rígido**



Fonte: AUTOR, 2017

As camadas constituintes do pavimento apresentam qualidade e resistência que diminuem da superfície até o solo de fundação, em conformidade com a degradação dos esforços atuantes (SANTOS, 2010).

Uma estrutura típica de pavimento apresenta as seguintes camadas:

- **regularização do Subleito** – camada de espessura irregular, construída sobre o subleito e destinada a conformá-lo com o projeto (SENÇO, 2007).

A regularização do subleito, quando necessário, é empregada para que este possa receber as demais camadas. O subleito é preparado por meio da execução de cortes e aterros a fim de conferi-lo adequadas condições de conformação e aplainamento transversalmente e longitudinalmente.

- **reforço do subleito** – camada utilizada quando o subleito possuir material de qualidade inferior ou em casos de pavimentos muito espessos, executada com a finalidade de reduzir a espessura da sub-base.

O reforço do subleito não é obrigatório tendo em vista que espessuras maiores das camadas superiores podem aliviar as pressões ao subleito. Entretanto, Balbo (2007) afirma que é mais economicamente viável utilizar reforço do subleito, que por sua vez, resistirá a solicitações de maior ordem de grandeza, respondendo pelas funções do subleito e exigindo menores espessuras das camadas granulares, de base e sub-base.

Neste caso, a camada de reforço é composta por material superior em termos de resistência, ao encontrado no subleito.

- **sub-base** – camada complementar à base, quando por circunstâncias técnico-econômicas não é aconselhável executar a base diretamente sobre o subleito regularizado ou sobre o reforço.

A sub-base granular tem a função de diminuir as tensões de compressão na fundação e prevenir o bombeamento do solo do subleito para a camada acima. Além disso, permite que o solo de fundação seja capaz de suportar a circulação de obra, ao reduzir as tensões no solo de fundação e ao homogeneizar as características mecânicas da superfície de circulação em obra (SILVA, 2005).

- **base** – localizada logo abaixo do revestimento, fornece suporte estrutural. Esta camada é destinada a resistir e distribuir as tensões nas camadas inferiores.

A base pode ser constituída por solo estabilizado naturalmente, misturas de solos e agregados (solo-brita), brita graduada, brita graduada tratada com cimento, solo estabilizado quimicamente com ligante hidráulico ou asfálticos, concreto e etc (BALBO, 2007).

- **revestimento** – camada sobre a qual incidem diretamente as ações. Esta camada está mais exposta às intempéries, recebendo diretamente a ação do rolamento dos veículos.

A camada do revestimento é destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada as camadas inferiores (BERNUCCI et al., 2008).

Devem ser resistentes ao desgaste, tanto quanto possível impermeável e propiciar conforto e segurança as condições de rolamento.

### **2.1.2 Classificação dos Pavimentos**

Os pavimentos podem ser classificados em três grupos distintos: pavimento flexível, pavimento rígido e pavimento semirrígido. Eles são divididos em função da rigidez das camadas constituintes, da forma como são distribuídos os esforços no subleito, e das propriedades dos diferentes materiais utilizados em sua composição,

Alguns autores não fazem uso do termo semirrígido para classificar pavimentos com presença de base cimentada, apresentam unicamente duas classes: rígidos e flexíveis. Recentemente há uma tendência de nomear da seguinte maneira os pavimentos: pavimentos de concreto de cimento Portland (ou simplesmente concreto-cimento) e pavimentos asfálticos, para indicar o tipo de revestimento do pavimento (BERNUCCI et al., 2008).

#### **2.1.2.1 Pavimento Flexível**

Os pavimentos flexíveis são constituídos basicamente por camadas de material granular e por camada de misturas betuminosas. Sua capacidade de suporte depende da forma como as camadas irão absorver parte das solicitações impostas e transmitir o restante para as localizadas em níveis inferiores.

O corpo do pavimento é o principal responsável por suportar as cargas de tráfego, podendo ser composto por camadas estabilizadas com ligantes (betuminosos ou hidráulicos) e também por camadas granulares (MARÉ, 2011).

A composição desta estrutura permite grande flexibilidade e, por conseguinte deformações elevadas, no entanto, esta estrutura é pouco resistente a esforços de tração (SANTOS, 2010). Sua resposta estrutural depende das características das camadas constituintes do pavimento: materiais, rigidez, resistência e espessura das camadas (BELTRÁN E ROMO, 2014).

Este tipo de pavimento apresenta maior deformabilidade quando comparados aos pavimentos rígidos, à camada de rolamento pode acomodar-se à deformação da base quando solicitada, por isso são chamados de flexíveis. Desta forma, este tipo de

pavimento utiliza um maior número de camadas e distribui as cargas para uma área menor de subleito.

Os pavimentos flexíveis apresentam algumas vantagens em relação aos demais tipos de pavimentos, podemos citar as mais importantes: menor custo inicial, se adaptam a eventuais recalques do subleito, rapidez na execução e liberação ao tráfego e reparações fáceis e rápidas.

#### **2.1.2.2 Pavimento Rígido**

Os pavimentos de concreto-cimento são aqueles em que o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Nesses pavimentos a espessura é fixada em função da resistência à flexão das placas de concreto e das resistências das camadas subjacentes.

Pavimentos rígidos são aqueles cujas camadas de rolamento (ou revestimento) são elaboradas com concreto (produzido com agregados e ligantes hidráulicos), que podem ser feitos com diversas técnicas de manipulação e elaboração do concreto – como pré-moldagem ou produção in loco –, que apresentam suas particularidades de projeto, execução, operação e manutenção (BALBO, 2007).

No caso de pavimentos de concreto de cimento Portland, devido à elevada rigidez do revestimento em relação às demais camadas, as cargas de superfície são distribuídas por uma grande área em relação à área de contato pneu-pavimento, aliviando dessa forma as tensões transmitidas às camadas subjacentes (BERNUCCI et al., 2008).

Eventualmente estes pavimentos podem ser reforçados por telas ou barras de aço, que são utilizadas para aumentar o espaçamento entre as juntas ou promover reforço estrutural.

#### **2.1.2.3 Pavimento Semirrígido**

Pavimento semirrígido constitui um pavimento com a camada superior de materiais ligados com ligantes betuminosos aplicados sobre uma camada de materiais granulares tratados com ligantes hidráulicos, e uma camada de sub-base estabilizada mecanicamente (SANTOS, 2010). Seria uma situação intermediária entre os pavimentos

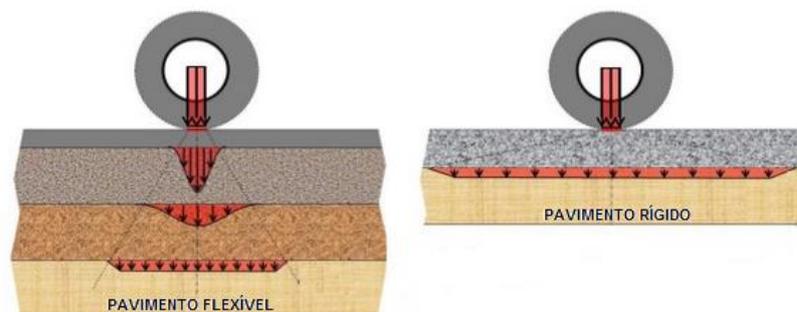
rígidos e flexíveis, é caso das misturas do tipo solo-cal, solo-betume, solo-cimento no qual apresentam uma razoável resistência às solicitações a tração (DNIT, 2006).

### 2.1.3 Distribuição de Cargas no Pavimento

A distribuição das cargas por meio das camadas do pavimento procede de maneira distinta, variando de acordo com o tipo de pavimento. No pavimento rígido, a placa absorve a maior parte das tensões, distribuindo-as em uma área relativamente maior, redistribuindo os esforços e diminuindo a tensão imposta à fundação. O pavimento flexível distribui a carga em parcelas proporcionais à rigidez de cada camada, sendo assim, todas as camadas sofrem deformações elásticas significativas.

A Figura 3 ilustra a forma como as tensões atuam e se distribuem ao longo das camadas do pavimento rígido e flexível, respectivamente.

**Figura 3-Distribuição das tensões nas camadas subjacentes do pavimento rígido e flexível**



Fonte: Adaptado de BECKER, 2012.

A pressão aplicada é reduzida com a profundidade, onde as camadas superiores estão submetidas a maiores pressões, exigindo na sua construção materiais de melhor qualidade (SENÇO, 2007). Silva (2005) menciona que o comportamento dos pavimentos, quando submetidos a solicitações, dependerá também das características dos materiais utilizados nas várias camadas.

O comportamento mecânico das camadas granulares também é fortemente condicionado por sua compactação, teor de umidade e estado de tensões, o que torna importante a análise das condições climáticas do local da obra, de modo a limitar os efeitos desfavoráveis associados à presença de água (SANTOS, 2010).

#### **2.1.4 Dimensionamento de Pavimento Flexível**

O objetivo de um projeto de dimensionamento de pavimentos é determinar as espessuras das camadas: reforço de subleito, sub-base, base e revestimento. Quando se tem um dimensionamento adequado, as camadas são suficientes para resistir, transmitir e distribuir as pressões resultantes da passagem dos veículos ao subleito, sem que o conjunto sofra ruptura, deformações apreciáveis ou desgaste superficial excessivo (SENÇO, 2007).

Anteriormente os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis eram classificados em teóricos e empíricos. Porém nos últimos anos, com a evolução da mecânica dos materiais, tem-se dado importância ao desenvolvimento de novas metodologias de dimensionamento que visam reduzir a parcela do empirismo, tomando entendimento do problema de forma mais analítica, para que os resultados obtidos sejam coerentes com o comportamento da estrutura em serviço. A tendência para o dimensionamento de pavimentos asfálticos são os modelos de dimensionamento mecanísticos-empíricos (FERRI, 2013).

Atualmente no cenário brasileiro, os dimensionamentos de pavimentos flexíveis envolvem ainda a aplicação de uma metodologia empírica, a maioria com base nos ensaios de CBR, para determinação da capacidade de suporte dos materiais.

Os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis são oriundos da observação da evolução do estado de condição dos pavimentos. Por esse procedimento, os parâmetros medidos em campo são tabulados periodicamente e associados a grandezas, tais como a repetição de cargas e a capacidade de suporte dos materiais. Desta forma, este método é fruto da modelagem estatística da evolução dos parâmetros físicos observados no pavimento em serviço (ALMEIDA et al., 2015).

A metodologia empírica baseia-se em correlações entre parâmetros que representam características físicas e mecânicas dos materiais que irão compor a estrutura do pavimento, bem como da fundação ou subleito. Estas correlações são estabelecidas com o auxílio de observações de comportamento em campo e em laboratório (JORDÃO, 2009).

Entre os principais métodos empíricos de dimensionamento pode-se citar: índice de grupo (IG), método do CBR, método do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), método do Hveem e o da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP). No Quadro 1 estão apresentados os principais elementos considerados em cada método.

**Quadro 1-Principais métodos empíricos e elementos principais considerados no dimensionamento (Adaptado JUNIOR, 2005)**

| MÉTODO                                     | CAPACIDADE DE SUPORTE              | PARÂMETROS DE ENTRADA                              | TRÁFEGO  | CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS  |
|--|------------------------------------|--|--|--|
| Índice de Grupo (IG) (Pré-dimensionamento) | IG                                 | Índices físicos; IG do subleito; Tráfego           | Tráfego Leve (VDM*<50); Tráfego médio (50<VDM<300); Tráfego pesado (VDM>300)   | Índice de Grupo: 1-0 Excelente; 2-1 bom; 4-2 regular; 9-4 ruim; >9 péssimo |
| CBR  | CBR                                | CBR; Tráfego                                       | Tráfego leve - 3.200 Kgf/roda Tráfego Médio - 4.100 kgf/roda Tráfego Pesado 5500 kgf/roda  | Sub-base: CBR >20%   |
| DNIT                                       | CBR                                | IG do subleito; CBR; Tráfego                       | Número equivalente de eixo padrão (K)  | Subleito: CBR >2%; Expansão: <2%   |
| Hveem                                      | Resistência de Deformação Plástica | Resistência a deformação plástica; Tráfego; Coesão | Número de repetições de carga por roda (EWL)   | -  |
| PMSP                                       | CBR                                | CBR; Tráfego; Equivalência estrutural              | Tráfego muito leve (N=2x10 <sup>4</sup> solicitações); Tráfego leve (N=2x10 <sup>5</sup> solicitações); Tráfego meio pesado (N=2x10 <sup>6</sup> solicitações); Tráfego pesado (N=2x10 <sup>7</sup> solicitações); Tráfego muito pesado (N=5x10 <sup>7</sup> solicitações) | Subleito: CBR >2%; Expansão: <2%   |

VDM: volume médio diário

O IG (índice de grupo) é um número inteiro com intervalo de variação entre 0 e 20 que é função da porcentagem de material que passa na peneira nº 200 (SANTOS, 2006). Ele indica as propriedades indesejáveis, fornecidas pela fração fina do solo – silte, argila, húmus e outras, não diferenciando as variações de atrito interno trazidas pela fração inerte do solo, que podem alterar os resultados do dimensionamento.

O método do índice de grupo permite realizar o dimensionamento do pavimento, baseado apenas nos ensaios de caracterização do solo de subleito (limite de liquidez, limite de plasticidade e análise granulométrica).

Sendo assim, o método do índice de grupo apresenta-se apenas como um método de pré-dimensionamento de pavimentos, podendo ser utilizado para orientação de estudos iniciais.

O método do CBR foi o primeiro método de dimensionamento de pavimentos flexíveis criado sobre bases estritamente empíricas. O critério básico de ruptura adotado é aquele por cisalhamento do subleito e camadas granulares, que causam o aparecimento de sulcos de trilhas de rodas (deformações permanentes) ou mesmo rupturas plásticas no subleito (BALBO, 2007).

Como a maioria dos métodos utilizados no país foram desenvolvidos no exterior, em locais com características ambientais e de materiais bastante diferentes das existentes no Brasil, os dimensionamentos de estruturas podem não ser confiáveis. No caso do método do CBR, os motivos estão relacionados, entre outros aspectos, ao congelamento do subleito, a não consideração das características dos materiais tropicais, a definição do tipo de carregamento, ao método construtivo ou, ainda, às condições climáticas (FRANCO, 2007).

No método do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) determina-se a espessura total do pavimento, capaz de proteger o subleito, quanto à ruptura por cisalhamento ou por acúmulo de deformações permanentes ou plásticas. Este é o método mais utilizado atualmente para rodovias, sendo considerado como o mais utilizado entre os métodos empíricos. Entretanto, apresenta limitação por não permitir uma generalização para outras regiões e diferentes cargas de tráfego (MEDINA E MOTTA, 2005).

O método da P.M.S.P. ganhou uma aceitação quase geral para pavimentos urbanos, entre as razões, destaca-se o fato de permitir uma rápida convergência para uma estrutura final, facilitando os trabalhos de projetos (SENÇO, 2007).

#### **2.1.4.1 Métodos Mecanísticos-Empíricos**

No Brasil e nos demais países notam-se uma tendência de que os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos sejam progressivamente complementados ou até mesmo substituídos por métodos que apresentem maior embasamento teórico como é o caso dos métodos mecanísticos-empíricos. (FERRI, 2013).

A necessidade da modelagem mecanístico-empírico vem da busca constante de aprimorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar materiais, cujo desempenho de campo ainda não se têm experiência suficiente (FRANCO, 2007).

Conforme DNIT (2006) esses modelos têm a função de quantificar a redução do nível de serventia ou a geração de defeitos ao longo da vida de serviço do pavimento.

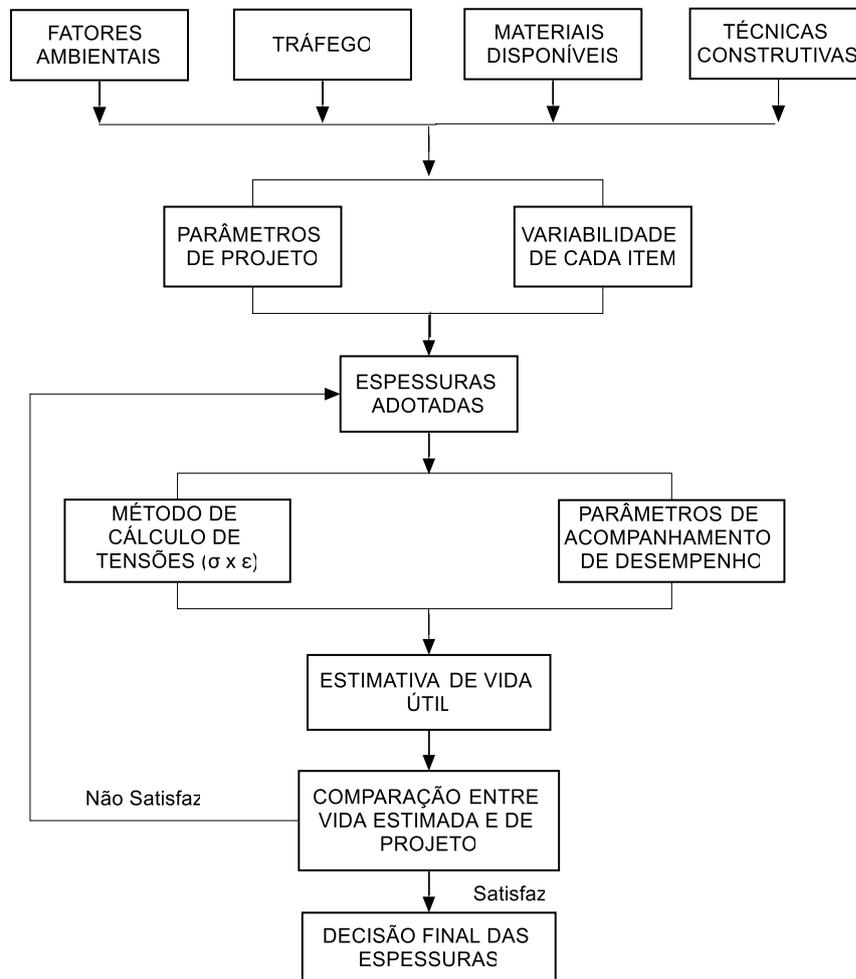
Os métodos mecanístico-empírico têm sido desenvolvidos e avaliados por muitos autores a nível nacional como: MOTTA, 1991; BENEVIDES, 2000; FRANCO, 2007; SOARES ET AL., 2009; BASTOS ET AL., 2014; SANTIAGO E SOARES, 2015.

Com o auxílio da informática, diversos programas foram desenvolvidos para as análises necessárias ao projeto de pavimentos novos como, por exemplo, o ELSYM 5, utilizado essencialmente para análise de tensões e deformações, podendo ser utilizado indiretamente para o projeto de pavimentos novos e restaurações; o FEPAVE, desenvolvido na Universidade de Berkeley em 1968; o SisPav, desenvolvido na COPPE/UERJ por Filipe Franco em 2007 e o M-E PDG, novo software do guia da AASHTO de 2003 com alto nível de detalhamento e que pode ser utilizado diretamente em projetos de pavimentos novos e restaurações de alto nível.

A partir dos estudos sobre a Mecânica dos Pavimentos desenvolvidos na COPPE/UFRJ nos anos 70, Motta (1991) apresentou um método mecanístico de dimensionamento de pavimento flexíveis, utilizando como ferramenta analítica o programa FEPAVE (Finite Element Analysis of Pavement Structures), esquematizado no fluxograma apresentada na Figura 4. O método incorpora novas técnicas de ensaio de matérias de pavimentação, e apresentam como parâmetros de dimensionamento os

procedimentos de cálculos de tensão e deformação nas diversas camadas, a consideração explícita da influência das condições climatológicas, os conceitos de serventia e desempenho previsto dos pavimentos e as características de tráfego.

**Figura 4- Etapas do método de dimensionamento**



Fonte: MOTTA, 1991

O Elsym5 é um programa de análise que foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, e teve sua versão modificada para uso em microcomputadores em 1985, ele analisa até cinco camadas superpostas do pavimento pelas equações de Burmister e os materiais são considerados homogêneos, isótropos e elásticos lineares. (MARCACCINI, 2009).

Franco (2007) utilizou uma base de dados coletados de ensaios de instrumentação de outras pesquisas tecnológicas realizadas no Brasil para desenvolver o SisPAV, um sistema computacional que permite o dimensionamento mecânico das

espessuras das camadas do pavimento com base nas informações detalhadas do tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais.

O método proposto por Franco (2007) utiliza as características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego, considerando:

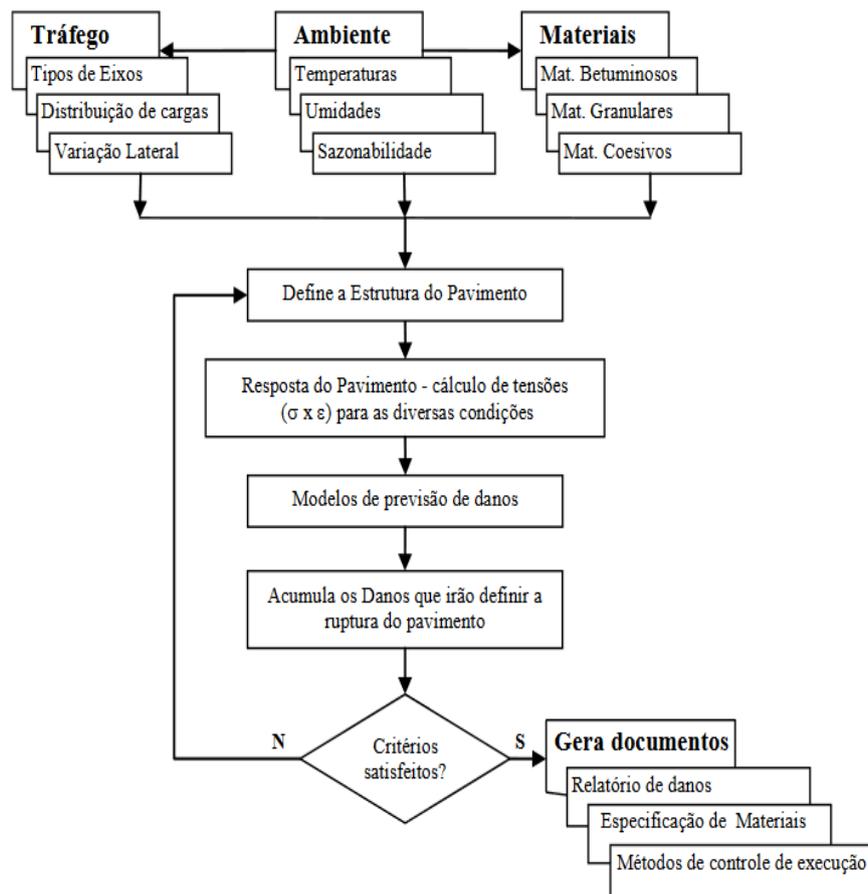
- a análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral;
- variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto;
- materiais com comportamento elástico linear e não linear;
- modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros;
- parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo;
- análise de confiabilidade.

A Figura 5 apresenta o fluxograma básico utilizado para o desenvolvimento do SisPav, com os detalhamentos para análise da influência do clima, da combinação dos diversos tipos de eixos e da variação lateral do tráfego.

Duas opções de análise são possíveis de serem realizadas. A primeira delas é o dimensionamento da estrutura, em que o programa analisa os dados de entrada e, por meio de um algoritmo similar ao de busca binária em tabela ordenada, encontra a espessura da camada que atenda os requisitos de projeto. A segunda análise só realiza uma verificação dos dados e requisitos definidos pelo projetista e informa a vida de projeto que a estrutura pode suportar.

Nas duas análises o programa verifica os danos acumulados por fadiga no revestimento asfáltico ou, se for o caso, na base das camadas cimentadas.

**Figura 5-Metodologia de procedimento de dimensionamento mecânico**



Fonte: FRANCO, 2007

## 2.2 Califórnia Bearing Ratio (CBR)

O ensaio de CBR traduzido como índice de suporte califórnia (ISC), foi idealizado por O. J. Porter no final da década de 20, para avaliar a resistência dos solos americanos, típicos de clima frios e temperados. Associado a ele foi desenvolvido um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo qual se obtém a espessura total do pavimento necessária para suprir a deficiência do solo do subleito quanto à sua capacidade de suporte (MARSON, 2004).

O valor do índice do CBR é utilizado como uma medida de resistência para avaliar o comportamento do subleito e das camadas do pavimento, sendo este mundialmente empregado como base para projetos de pavimentos. Tem sua aplicação na seleção de materiais para pavimentação, bem como no controle tecnológico de terraplenos ou subleito (PREUSSLER, 2007).

O ensaio consiste em definir a relação percentual entre a pressão necessária para fazer penetrar, de maneira padronizada, um pistão numa amostra de solo saturada e compactada segundo o método proctor, a uma velocidade constante de 1,27 mm/min e a pressão para fazer penetrar o mesmo pistão, à mesma profundidade, numa amostra de material padrão referencial (SENÇO, 2007).

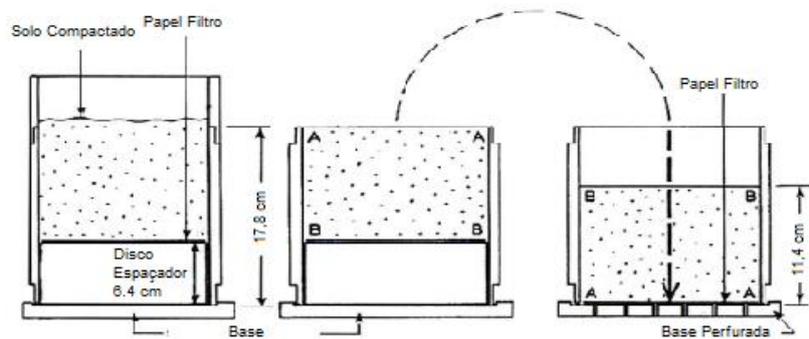
A resistência no ensaio CBR é uma resposta que combina indiretamente a coesão com o ângulo de atrito do material (BERNUCCI et al., 2008). O valor de CBR do solo pode depender de muitos fatores como densidade seca máxima, teor de umidade ótima, limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, tipo de solo, permeabilidade do solo etc. Além disso, a condição de solo saturado ou seco também afeta o valor do índice de CBR (TALUKDAR, 2014).

### **2.2.1 Procedimento de Ensaio**

As normas nacionais que tratam do ensaio de CBR são a DNIT 049/94 Solos – Determinação do Índice de Suporte California utilizando amostras não trabalhadas e a NBR 9895 (ABNT, 2016) - Solo – Índice de Suporte Califórnia. O ensaio de CBR realizado em laboratório compõe-se basicamente em três etapas: compactação do corpo de prova, imersão para obtenção da curva de expansão e medida da resistência à penetração.

- Compactação do corpo de prova: a amostra previamente preparada é compactada num cilindro de aproximadamente 150 mm de diâmetro interno e 170 mm de altura, em cinco camadas iguais, cada camada receberá 12 golpes de soquete (energia Proctor Normal), 26 ou 56 (energia Proctor intermediária ou modificada), com teores crescentes de umidade a fim de caracterizar a curva de compactação. A Figura 6 ilustra os procedimentos realizados para a moldagem do corpo de prova.

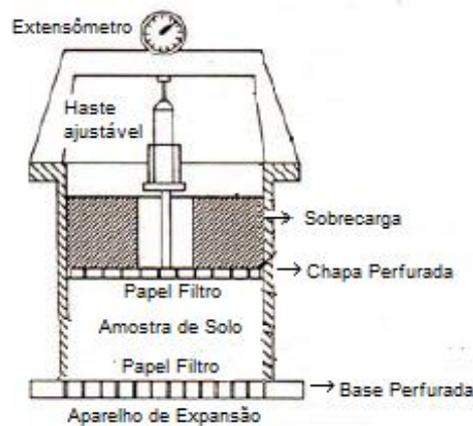
**Figura 6- Procedimento realizado na moldagem do corpo de prova para o ensaio CBR**



Fonte: Adaptado de KERERAT, 2006

- imersão para obtenção da curva de expansão: após a etapa de compactação o corpo de prova é colocado em imersão por quatro dias (dependendo do tipo de solo), durante o período de imersão é empregado uma sobrecarga-padrão, que busca reproduzir a sobrecarga do pavimento no subleito. As medidas de expansão são realizadas de 24 em 24 horas. A Figura 7 apresenta o esquema do corpo de prova imerso.

**Figura 7- Esquema do corpo de prova para imersão**

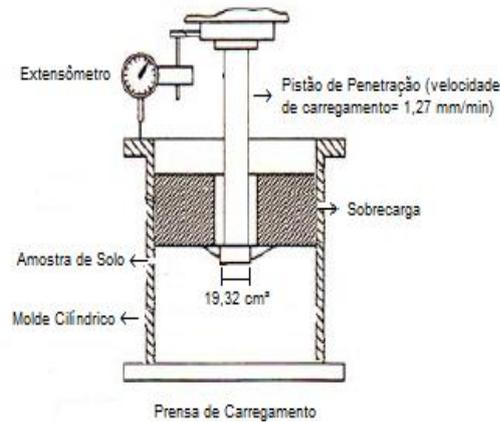


Fonte: Adaptado de KERERAT, 2006

- medida de resistência à penetração: após o período de imersão o corpo de prova é colocado em uma prensa onde é feita a penetração de um pistão de 49,6 mm de diâmetro que penetra na amostra a uma velocidade constante de 1,27 mm/min, onde são feitas as leituras de pressão correspondentes às penetrações de 0,63; 1,25; 2,50; 5,00;

7,50; 10,00 e 12,50 mm. Na Figura 8 é possível visualizar o conjunto prensa e corpo de prova preparados para execução do ensaio CBR.

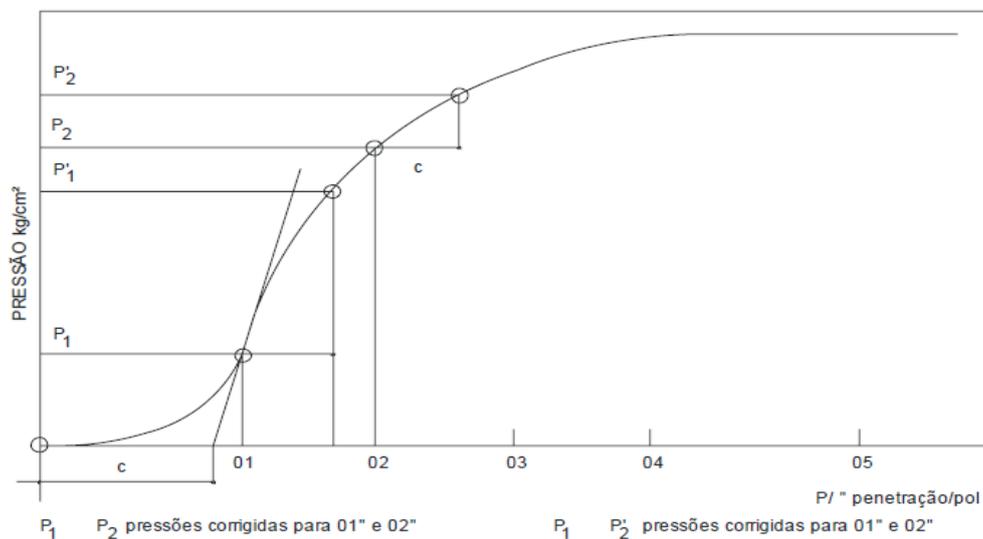
**Figura 8- Prensa de carregamento para ensaio de CBR**



Fonte: Adaptado de KERERAT, 2006

Com o valor das pressões aplicadas traça-se, a curva pressão-penetração mostrada na Figura 9, onde os valores das pressões são corrigidos multiplicando-os pela constante do anel.

**Figura 9-Curva pressão-penetração obtido a partir do ensaio CBR**



Fonte: DNIT, 1994

A partir da curva pressão-deformação obtêm-se os valores de pressão corrigida correspondentes a deformação de 2,54mm (0,1 pol) e 5,08mm (0,2 pol). O índice de CBR, em porcentagem, é obtido a partir da Equação 1. Os valores de pressão padrão

são de 6,90 MPa e 10,35 MPa para as correspondentes penetrações de 2,54 e 5,08, respectivamente. Adota-se para o índice de CBR o maior valor obtido nas penetrações citadas.

$$\text{CBR (\%)} = \frac{\text{pressão calculada ou corrigida}}{\text{pressão padrão}} \quad (1)$$

### 2.2.2 CBR in situ

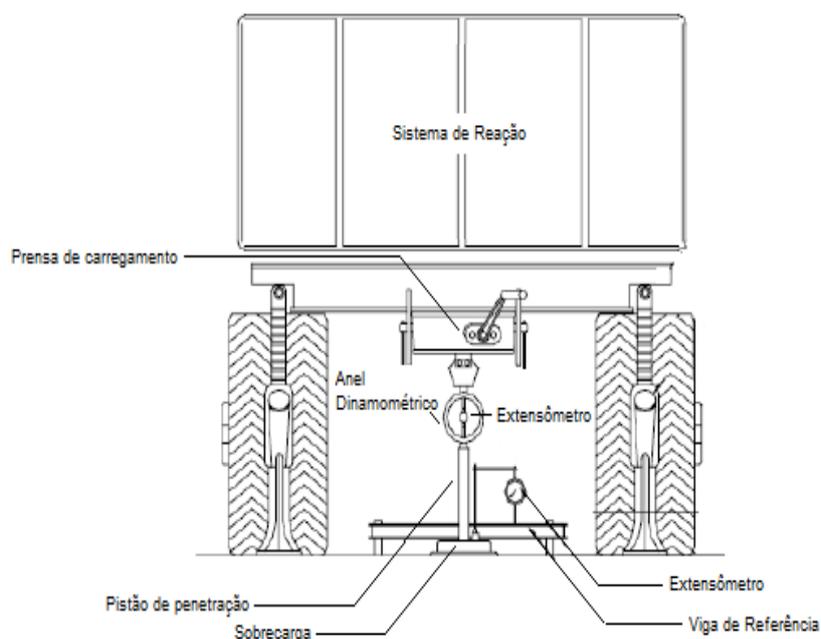
O ensaio CBR pode ser realizado em campo, empregando um veículo pesado para aplicação de carga sobre o pistão de modo que provoque a sua penetração no material da camada a ser controlada (BERNUCCI et al., 2008).

A realização do ensaio CBR in situ é análoga ao ensaio de CBR de laboratório, diferindo apenas em relação ao tempo de imersão de 4 dias que é realizado no ensaio de CBR de laboratório e da moldagem do corpo de prova. No ensaio de CBR in situ a superfície é preparada realizando-se o nivelamento do solo para o assentamento do pistão. Entre as vantagens em obter o valor do índice de CBR in situ, destaca-se a de que o ensaio é realizado estando o solo nas condições reais de umidade, densidade e estado de confinamento.

Por não considerar as variações que podem ocorrer em relação ao teor de umidade do solo a D4429 (ASTM, 2009) recomenda que o valor do índice de CBR in situ pode indicar satisfatoriamente a capacidade de carga da camada, sendo assim possível utilizá-lo em projetos de dimensionamento, quando o ensaio for conduzido nas seguintes situações: o grau de saturação do solo for maior que 80%; quando o solo apresentar grãos maiores e sem coesão (de modo que não seja afetada a resistência do solo com a variação do teor de umidade) e quando a camada de solo não foi modificada por atividades de construção em até dois anos anteriores ao ensaio. Neste último caso, o teor de umidade não se torna constante, mas encontra-se dentro de intervalos de variação muito pequenos.

A Figura 10 apresenta o esquema realizado para realização do ensaio CBR in situ. Os equipamentos envolvidos são: sistema de reação (veículo), prensa de carregamento, pistão de penetração, sobrecarga, viga de referência, anel dinamométrico e extensômetros.

**Figura 10--Esquema de equipamentos para CBR in situ**



Fonte: Adaptado de KERERAT, 2006

Vale ressaltar que o valor do CBR obtido em laboratório pode não corresponder ao de campo devido a vários fatores como: diferença na sobrecarga e perda de umidade dos materiais. Há materiais cuja resistência é bastante dependente da sobrecarga, tal como sua expansão. (BERNUCCI et al., 2008).

Existe certa dificuldade em realizar o ensaio do CBR in situ em solo com partículas grossas, onde por ser a área do pistão pequena, abaixo da região onde está sendo feito o carregamento, pode haver alguma pedra, e como consequência o valor do índice de CBR obtido apresentará um valor de resistência maior do que é o real da camada.

## **2.3 Light Weight Deflectometer (LWD)**

### **2.3.1 Generalidades**

Os LWDs ou deflectômetros portáteis são equipamentos utilizados para medir in situ o módulo de deformabilidade dinâmico do solo ( $E_{vd}$ ), baseado no princípio do teste de placa de carga dinâmico (AYYANCHIRA, 2014; ELHAKIM et al., 2014).

O equipamento é utilizado na avaliação das propriedades mecânicas do pavimento com o objetivo de auxiliar no processo de projeto e construção dos pavimentos (COMMURI et al., 2012). Este é utilizado no controle de qualidade de camadas compactadas e também para avaliar a capacidade de carga do solo, por meio de correlações (KOPF et al., 2005).

Os equipamentos LWDs são uma versão portátil do Falling Weight Deflectometer (FWD). Em essência o LWD usa a tecnologia semelhante dos equipamentos de teste FWD, mas foram desenvolvidos com o objetivo principal de reduzir a duração do pulso de carga e a máxima força aplicada (isto é, menores pesos levantados manualmente) para apresentar a vantagem da portabilidade. (COMMURI et al., 2012; FLEMMING et al., 2007).

O uso destes equipamentos portáteis tem sido largamente impulsionado pelo tempo reduzido de execução do ensaio e por sua portabilidade quando comparados com os testes convencionais existentes utilizados na determinação da rigidez in situ dos solos. A curta duração, em média 3 minutos, permite a execução de um grande número de medições.

Podem-se citar algumas vantagens apresentadas pelo LWD:

- tempo mínimo necessário para realização do ensaio, apenas dois minutos por ponto de medição;
- não é necessário nenhum veículo para ser utilizado como reação na determinação do módulo de deformabilidade;
- design ergonômico, fácil operação e facilmente transportável, mesmo em locais de difícil acesso;
- resultado apresentado imediatamente após a realização do ensaio, onde os dados podem ser impressos ou armazenados automaticamente.

Dentre as diversas aplicações em obras de engenharia em que a utilização dos LWDs tem sido mundialmente empregada, podemos citar: construção de rodovias e ferrovias, terraplenagem, controle de compactação de valas e canais, inspeção de qualidade de reaterro de fundação e em perfurações.

### 2.3.2 Princípio de Funcionamento

O princípio de funcionamento dos LWDs consiste em deixar cair livremente um peso de queda a partir de uma altura fixa, até atingir a placa de carregamento, assumida para ser rígida.

Um impulso de carga é aplicado e a deflexão resultante da superfície é medida por meio de geofones (sensores), estas deflexões são utilizadas na determinação do módulo de deformabilidade ou módulo de elasticidade dinâmico da camada do pavimento (NAZZAL et al., 2007; AYYANCHIRA, 2014).

O peso, altura de queda, área de contato da carga com a superfície, taxa de carregamento e o número de geofones instalados podem variar de acordo com os diversos tipos de equipamentos LWDs e correspondem ao efeito de carga dinâmica imposta a superfície (AYYANCHIRA, 2014).

O módulo de rigidez (ou deformabilidade) da superfície ( $E_{LWD}$ ) obtido a partir do ensaio LWD é calculado, baseando-se na teoria da elasticidade de Boussinesq, a partir da Equação 2 (FLEMMING et al., 2007).

$$E_{LWD} = \frac{F(1+\nu^2)\sigma x R}{D_f} \quad (2)$$

Onde:

- $E_{LWD}$  = Módulo de deformabilidade (MPa);
- $F$  = Fator de distribuição de tensões ( $F=2$  para placa flexível,  $F=\pi/2$  para placa rígida);
- $\nu$  = Coeficiente de Poisson do material;
- $\sigma$  = Tensão aplicada (KPa);
- $R$  = Raio da placa de carga (mm);
- $D_f$  = Pico de deflexão ( $\mu\text{m}$ ).

Juntamente com o valor do módulo de deformabilidade o LWD fornece também como resultados os valores de deflexões, que indicam as deformações sofridas pelo solo quando submetido ao esforço dinâmico, e o valor do grau de compatibilidade.

O grau de compatibilidade (s/v) é um valor empírico que expressa a relação entre deflexão e velocidade de aplicação da força. Esta pode fornecer uma ideia acerca do estado de compactação das camadas ensaiadas. De acordo com o manual do equipamento valores de grau de compatibilidade maiores que 3,5 indicam que ainda é possível tornar o material mais compacto. Os solos que obtiverem valores de grau de compatibilidade menores que 3,5 indicam que não é possível uma compactação adicional.

### **2.3.3 Deflectómetros Portáteis (LWDs)**

Nos últimos anos vários equipamentos Portáteis Light Weight Deflectometer (LWDs) foram desenvolvidos e diferentes tipos estão disponíveis no mercado. Embora eles apresentem muitas semelhanças em sua mecânica de funcionamento, estes possuem diferenças em suas concepções e no modo de operação (NAZZAL et al., 2007). É evidente que a utilização destes é mais confiável se eles apresentam boa correlação com o FWD (FLEMING et al., 2007).

Os tipos de equipamento portáteis (LWDs) que estão sendo mais comumente utilizados são: Dynatest 3031 LWD; CARL BRO Prima 100; LOADMAN Portable Falling Weight Deflectometer e o ZFG 3000 GPS.

#### **2.3.3.1 Dynatest 3031 LWD**

Desenvolvido pela empresa Dynatest International,- Dinamarca. O sistema permite realizar cerca de 2000 medições ou o equivalente a mais de 12 horas de funcionamento contínuo e está interligado a um receptor de dados portátil por meio de Bluetooth. A massa do peso de queda é de 10 kg, o diâmetro da placa de carga pode ser de 150 ou 300 mm. No centro da placa está localizado o transdutor sísmico (geofone de alta precisão), podem ser inseridos dois geofones adicionais para que seja possível a determinação da bacia de deflexão. A Figura 11 apresenta o equipamento LWD dynatest 3031.

**Figura 11- Equipamento LWD Dynatest 3031**



### **2.3.3.2 CARL BRO PRIMA 100**

O PRIMA 100 (Figura 12) é um dispositivo desenvolvido pela “Carl Bro - Pavements Consultants” na Dinamarca. Este equipamento destina-se fundamentalmente a avaliar “in situ” camadas de base e sub-base em materiais granulares, bem como camadas de leito do pavimento estabilizadas ou não com ligantes hidráulicos.

O equipamento pesa no total 26 kg. Os impactos causados pela massa de queda de 10 kg na placa de rolamento (30 cm) são amortecidos por meio de dois, três ou quatro amortecedores de borracha para produzir uma carga pulso de 15-20 milissegundos, a faixa de carga varia de 1 a 15 KN.

Este é utilizado para medir força e deformação, utilizando um transdutor de velocidade (deflexão máxima de 2,2 mm), com possibilidade de acoplar até dois geofones extras para fornecer a bacia de deflexão. O dispositivo requer um computador portátil para a produção e análise de dados, sendo fornecida com o dispositivo.

**Figura 12-Prima 100**

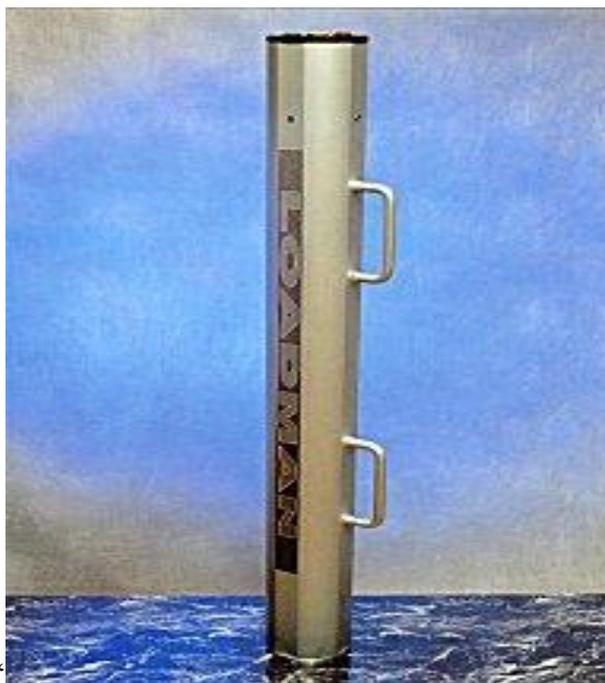


### **2.3.3.3 LOADMAN Portable Falling Weight Deflectometer**

O LOADMAN foi desenvolvido na Finlândia pela AI-Engineering Oy, possui memória interna para guardar os resultados sendo possível por meio do conector USB transferir os resultados para o computador. A deformação causada pela carga do peso de queda é medida por um acelerômetro, este é duplo integrado e, assim, o desvio pode ser calculado.

O equipamento possui um peso total igual a 16 Kg, com a massa do peso de queda igual a 10 Kg. O diâmetro da placa de carga varia de 132 a 300 mm, com uma altura de queda de 80 cm, a duração dos impulsos de carga vão de 25 a 30 ms, o equipamento está apresentado na Figura 13.

**Figura 13- Loadman - Falling weight deflectometer**

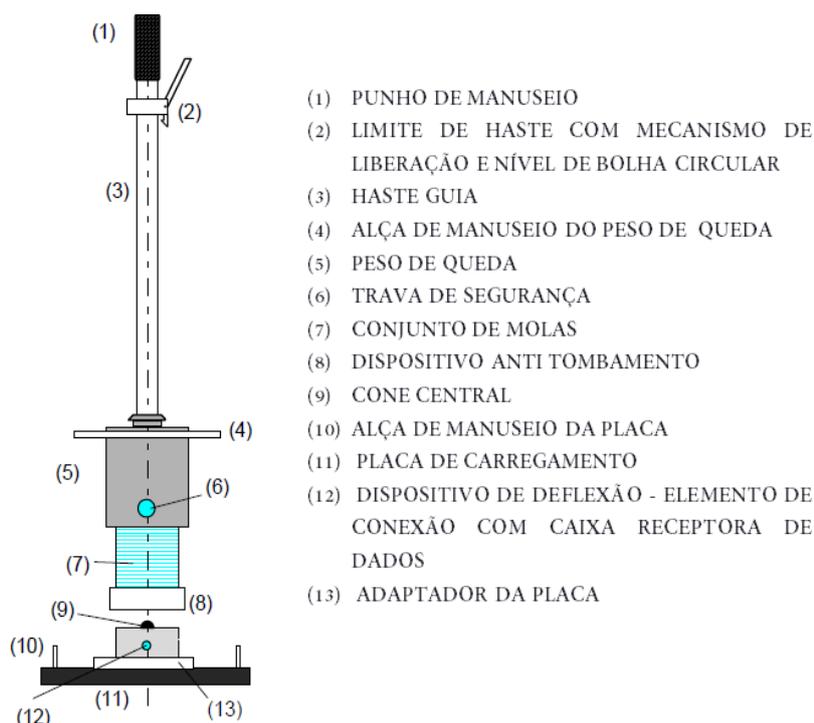


#### **2.3.3.4 ZFG 3000 GPS**

O LWD ZFG 3000 GPS (equipamento utilizado nesta pesquisa) foi fabricado pela Zorn Instruments na Alemanha, e consiste de um dispositivo de carregamento que produz um impulso de carga definido. O solo então é submetido a um impulso aplicado através de uma placa de aço em forma de disco que é assumida para ser rígida. Um sensor (geofone), localizado no centro da superfície da placa, mede a deflexão sofrida pelo solo (KOPF et al., 2005; NAZZAL et al., 2007; AYYANCHIRA, 2014).

O equipamento é composto basicamente por: dispositivo de carregamento e placa de carga, na Figura 14 estão apresentadas as partes constituintes do LWD ZFG 3000 GPS.

**Figura 14- Equipamento ZFG 3000 LWD e partes constituintes**



Fonte: Adaptado de FERRI, 2013

A Tabela 1 apresenta as especificações do equipamento portátil LWD ZFG 3000 GPS.

**Tabela 1- Características do ZFG 3000 GPS**

| LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER - ZFG 3000 GPS   |                              |                          |
|---|------------------------------|--------------------------|
| DISPOSITIVO DE CARREGAMENTO                 | MASSA DO PESO DE QUEDA       | 10 kg                    |
|   | PESO TOTAL DA HASTE GUIA     | 5 kg                     |
|   | ALTURA                       | 1135 mm                  |
|   | DURAÇÃO DO IMPULSO DE CARGA  | $17 \pm 1,5$ ms          |
|   | MÁXIMA PRESSÃO NO SOLO       | 0,1 MN/m <sup>2</sup>    |
|   | FORÇA MÁXIMA DE PULSO        | 7,07 KN                  |
| PLACA DE CARGA                              | DIÂMETRO                     | 300 mm                   |
|   | ALTURA                       | 130 mm                   |
|   | PESO DA PLACA                | 15 kg                    |
| DADOS TÉCNICOS DOS DISPOSITIVOS ELETRÔNICOS | INTERVALO DE $E_{vd}$ MEDIDO | 5 – 70 MN/m <sup>2</sup> |
|   | FAIXA DE FREQUÊNCIA          | 0 – 500 HZ               |

### 2.3.4 Correlações Existentes Entre o Ensaio do LWD Com o Ensaio CBR

Na literatura técnica uma série de estudos e investigações (HEUKELOM E KLOMP, 1962; POWELL ET AL., 1984; NAZZAL, 2003), de ensaios in situ e laboratório, tem sido realizados com o objetivo de obter correlações entre o CBR e outros parâmetros do solo (PURWANA E NIKRAZ, 2013).

O desenvolvimento dos métodos de dimensionamento, a partir de técnicas mecanísticos-empíricos, que propõe a análise de pavimentos e seu desempenho em longo prazo tem sido uma justificativa para o desenvolvimento de pesquisas que visam correlacionar a resistência e a deformação permanente do subleito e demais materiais, tanto para a construção, como também ao longo do desempenho do pavimento. (HOSSAIN E APEAGYEI, 2010; COMMURI et al., 2012).

Heukelom e Klomp (1962) foram um dos primeiros investigadores que desenvolveram a correlação entre o módulo de deformabilidade do solo e CBR. A Equação 3, sugerida pelos autores, foi utilizada no Guia AASHTO de 1993 para o projeto de estruturas de pavimentos:

$$E(\text{MPA}) = 10,34 \cdot \text{CBR} \quad (3)$$

Powell et al. (1984) na Grã-Bretanha, propôs a expressão (Equação 4), onde o módulo de deformabilidade foi medido utilizando o FWD. A expressão proposta pelos autores é uma das relações amplamente aceita, para valores de CBR variando entre 2 a 12%.

$$E(\text{MPA}) = 17,58 \text{ CBR}^{0,64} \quad (4)$$

O potencial de uso dos ensaios não-destrutivos (Geogauge, DCP e LWD) foi observado por Nazzal (2003) que verificou a eficiência dos equipamentos para medir a rigidez dos materiais e realizou correlações com base na análise de regressão entre Geogauge, LWD e DCP com os ensaios de CBR.

O autor afirma que o módulo de rigidez tem relação com o peso específico aparente seco, de tal forma que a rigidez aumenta com o aumento da densidade seca ao

mesmo teor de umidade, esta relação depende principalmente do material ensaiado e do seu comportamento.

Nazzal (2003) a partir da análise de regressão produziu o modelo, apresentado na Equação 5, cujo  $R^2 = 0,83$  para módulo de deformabilidade variando entre 12,7 Mpa  $< E_{FWD} < 174,5$  MPa à um nível de significância  $< 99,9\%$ . Os resultados da pesquisa mostraram que os dispositivos portáteis (Geogauge, DCP e LWD) conseguem prever, de maneira confiável, os valores de índice de CBR e, portanto pode ser utilizados na avaliação da rigidez de diferentes camadas de pavimentos.

$$CBR = -14,0 + 0,66(E_{FWD}) \quad (5)$$

Nageshwar et al. (2008) realizou o ensaio de LWD in situ e coletou amostras que foram moldadas em laboratório para a realização do ensaio de CBR. O autor tentou reproduzir as mesmas condições de teor de umidade e densidade encontrada em campo, os corpos de prova para realização do ensaio de CBR não foram imersos. As análises consistiram em observar solos de origem predominantemente lateríticos, obtendo para este, o modelo de correlação linear com  $R^2 = 0,93$ , representado pela Equação 6.

$$CBR = -2,7543 + 0,2864 E_{PFWD} \quad (6)$$

Varghese et al. (2009) em laboratório moldou amostras de solo puro laterítico, solo puro siltoso, e em seguida fez-se misturas de solo laterítico e siltoso nas proporções de 25 %, 50 % e 75 % em três diferentes condições de umidade. O autor realizou os ensaios de LWD, placa de carga, CPD e CBR com o objetivo de obter correlações entre os ensaios para amostras moldadas nas mesmas condições e sem imersão.

A Equação 7 que correlaciona o CBR com o módulo obtido a partir do LWD foi encontrada por Varghese et al. (2009) apresenta um  $R^2 = 0,82$ , nível de significância = 99%.

$$CBR = 0,207 E_{PFWD} + 1,2 \quad (7)$$

Nageshwar et al. (2008) e Varghese et al. (2009) verificaram que os valores de módulo de deformabilidade e CBR decrescem a medida que ocorre o aumento do teor de umidade.

### 2.3.5 Outros Estudos Utilizando o LWD

Outros estudos têm sido dedicados em incorporar essas novas tecnologias, LWD, seja no processo construtivo de pavimentos, seja ao processo de controle de qualidade, ou em outros aspectos (FERRI, 2013). Abaixo estão listados alguns trabalhos que utilizaram o equipamento LWD.

- PREUSSLER (2007)

O autor propôs a utilização do equipamento LWD, para a determinação das propriedades mecânicas e de deformabilidade das camadas do pavimento (deslocamento elásticos, módulos de resiliência por retroanálise e coeficientes de recalque) com o intuito do aperfeiçoamento das técnicas de controle tecnológico de obras rodoviárias.

O estudo de caso, realizado na obra da BR – 101/NE buscou definir procedimentos e metodologias específicas para a obra, de forma, que possibilitasse a empregabilidade do ensaio LWD. Empregando-se também de relações que facultam a determinação das propriedades mecânicas das camadas de pavimentos com exatidão e representatividade.

Como resultados, PREUSSLER (2007) reiterou a tendência de que camadas mais rígidas são menos deformáveis elasticamente e verificou a igualdade de valores modulares obtidos através do LWD ou por retroanálise das bacias de deflexões do FWD.

O autor reafirma e destaca a praticidade, facilidade operacional e rapidez de ensaios e resultado do equipamento LWD e mostra algumas vantagens técnicas e econômicas do equipamento em relação aos procedimentos tradicionais:

- maior abrangência da área a ser analisada, devido à elevada produtividade e exatidão do equipamento;

- o conhecimento abrangente das propriedades de resistência e deformabilidade das camadas, de forma que fornecesse a possibilidade de verificação da qualidade dos serviços executados;

- indicação e otimização dos processos de compactação, tornando possível a correção em áreas localizadas de forma imediata ou a liberação das camadas, garantindo homogeneidade e produtividade da obra;

- redução significativa dos custos dos serviços de controle tecnológico.

- ELHAKIM ET AL (2014)

O autor verificou a adequação do equipamento LWD para prever o grau de compactação de dois solos específicos (calcário “mal graduado” e areias siliciosas).

O estudo foi realizado para densidades relativas de 20%, 40%, 60% e 80% a fim de representar o comportamento do solo: muito solto, solto, meio denso e denso, com o intuito de estudar o efeito da densidade no valor dos módulos medido através do LWD.

As amostras de solo foram colocadas em uma câmara, especialmente construída para a realização da pesquisa, por meio de um peso de 5 kg onde as espessuras das camadas variaram entre 10 e 20 cm de acordo com as diferentes densidades relativas.

Os resultados indicaram que o módulo de deformabilidade aumenta com o aumento da densidade relativa da areia, ou seja, para a mesma densidade relativa, o módulo do LWD para areia siltosa é mais elevado do que o módulo para areia calcária.

- BILODEAU ET AL (2015)

Um estudo experimental foi conduzido em laboratório a fim de medir o efeito de camadas drenantes de Geocomposto em estruturas de pavimentos de pequena escala.

O autor verificou o comportamento mecânico das camadas de pavimento (base e sub-base) com relação aos efeitos significativos das diferentes configurações de camadas drenantes. A eficácia das camadas de drenagem foi medida em termos de evolução volumétrica, onde foi utilizado o LWD para medir o comportamento mecânico experimental da estrutura do pavimento, em relação à recuperação da resistência estrutural das camadas quando se fazia a saturação das camadas drenantes.

- COSTA (2015)

A autora verificou a viabilidade do uso do CPD e LWD para projetos de fundações superficiais, por meio de correlações com os parâmetros obtidos no ensaio do SPT. A autora observou boa correlação entre o ensaio LWD e SPT para solo do tipo SM.

Além de comprovar a viabilidade técnica do uso do LWD em alternativa ao SPT para solos granulares, viu-se também que o ensaio é viável economicamente, uma vez que o custo de operação e aquisição dos equipamentos é menor.

## **2.4 Considerações Finais**

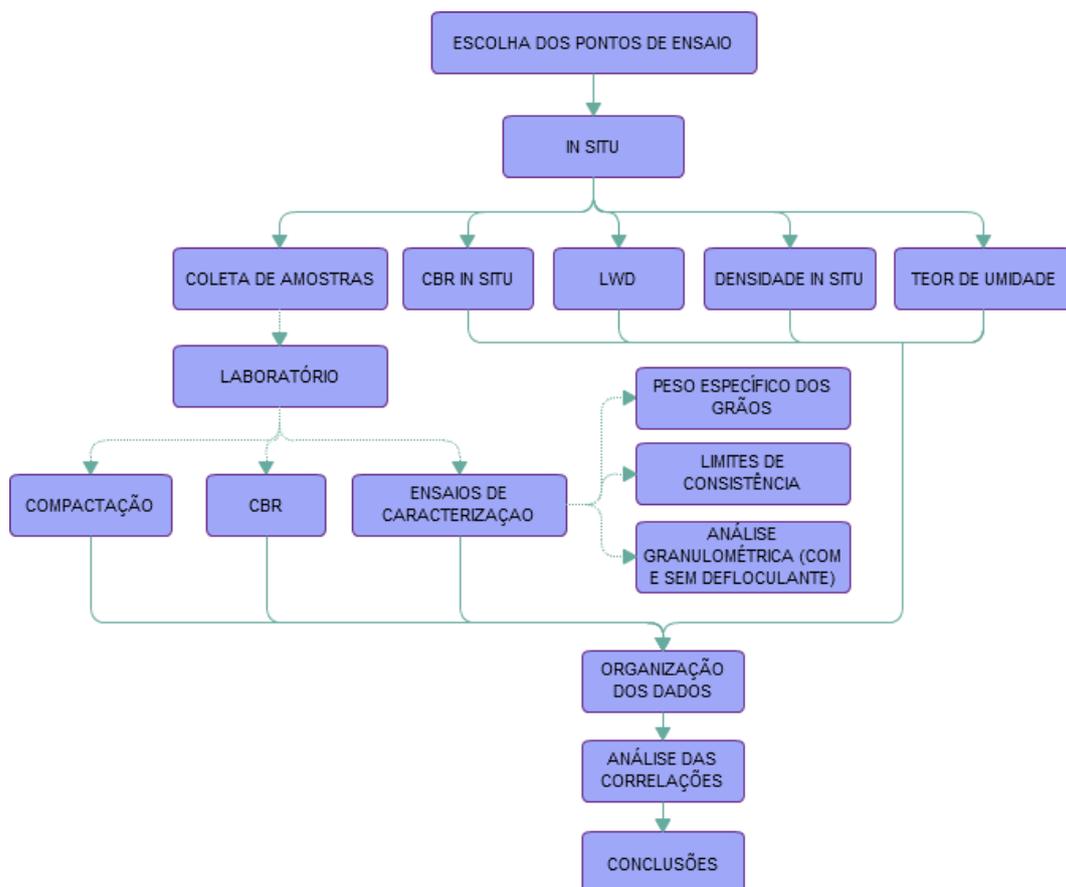
Com o que foi apresentado percebe-se que embora o ensaio de CBR seja ainda o ensaio mundialmente utilizado na determinação da capacidade de suporte das camadas do pavimento, entende-se que a incorporação de equipamentos modernos tem sido uma realidade atual na área da pavimentação. O uso de dispositivos deflectométricos portáteis para verificação da conformidade de camadas de pavimentos está se tornando uma possibilidade real e, finalmente, pode ser esperado o emprego destes dispositivos em substituição a utilização do ensaio de CBR.

Esta previsão de valores de CBR com base nos valores observados de módulo de deformabilidade do subleito, tem sido objeto de estudo de diversos pesquisadores (Heukelon e Klomp (1962), Powell et al. (1984), Nazzal (2003), Nageshwar et al. (2008) e Varghese et al. (2009)). Sendo assim, esta pesquisa dedica-se a encontrar uma correlação entre os ensaios LWD e CBR, a fim prever o valor do índice de CBR a partir da realização do ensaio in situ do LWD.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve a metodologia, os materiais e os procedimentos utilizados na realização desta pesquisa. A pesquisa incluiu a realização de ensaios em campo e laboratório em vinte trechos de ruas não pavimentadas na cidade de Campina Grande. No campo foram realizadas três medições de LWD e CBR “in situ” para cada trecho, com o objetivo de obter o valor médio do módulo de deformabilidade e índice de CBR “in situ”. O peso específico aparente “in situ” foi obtido a partir do método do frasco de areia, foi determinado o teor de umidade utilizando o método da estufa. Em seguida, os resultados foram analisados. A Figura 15 apresenta o fluxograma com a sequência de atividades desenvolvidas.

**Figura 15- Sequência de atividades desenvolvidas na pesquisa**



### 3.1 Locais Escolhidos Para a Realização Dos Ensaio

A pesquisa de campo teve como objetivo a seleção de ruas não pavimentadas que fossem de fácil acesso (para facilitar o deslocamento do caminhão) e com baixo tráfego de veículos, estas deveriam estar preferencialmente distribuídas pelas regiões geográficas da cidade de Campina Grande (Zona Norte, Sul, Leste, Oeste e Central) para que se pudesse obter uma diversificação de tipos de solos analisados.

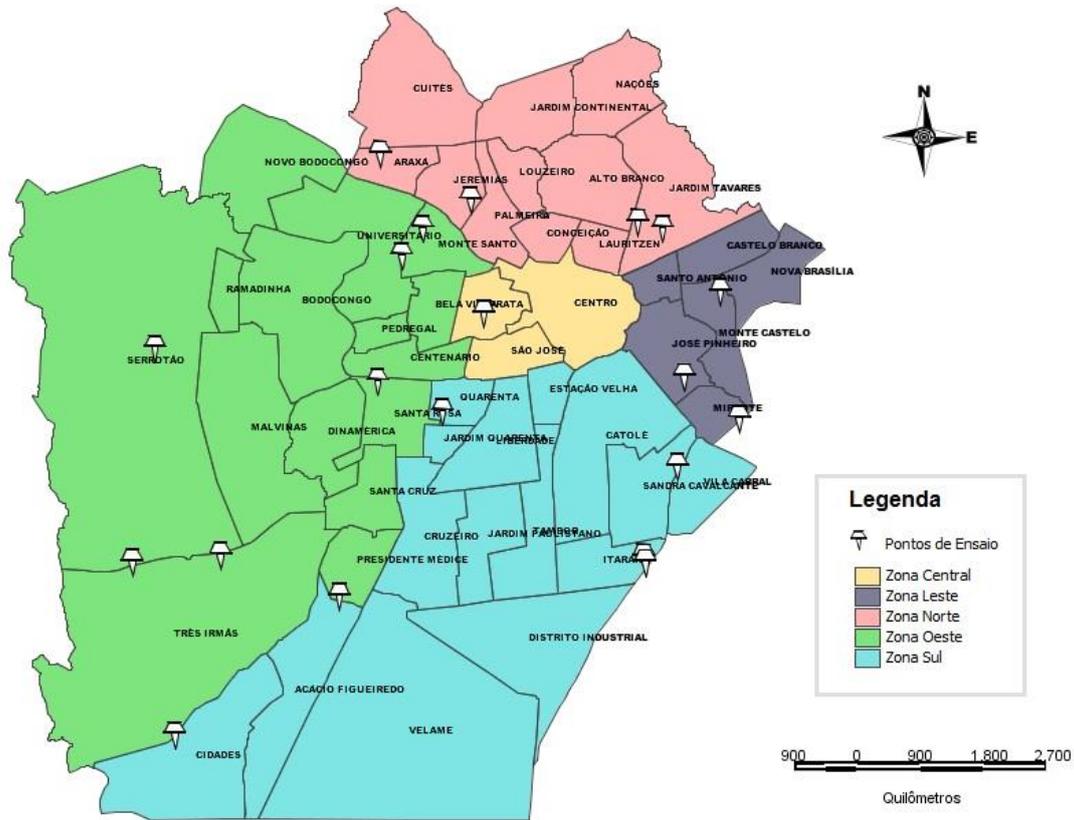
No total foram escolhidos vinte (20) locais distribuídos em toda área urbana da cidade de Campina Grande. No Quadro 2 estão apresentados os pontos de realização dos ensaios juntamente com os bairros em que estão inseridos e as respectivas coordenadas geográficas.

**Quadro 2-Localização dos pontos de realização dos ensaios**

|    | LOCAL                              | BAIRRO            | ZONA    | COORDENADA GEOGRÁFICA  |
|----|------------------------------------|-------------------|---------|------------------------|
| 1  | Rua Alta Leite                     | Prata             | Central | S 7°224290 W 35°900345 |
| 2  | Rua Rubens Saldanha                | José Pinheiro     | Leste   | S 7°232328 W 35°869293 |
| 3  | Rua Fernandes Viêira               | Mirante           | Leste   | S 7°234772 W 35°857788 |
| 4  | Rua Hortência Ribeiro              | Monte Castelo     | Leste   | S 7°218335 W 35°864605 |
| 5  | Rua Buenos Aires                   | Jardim Tavares    | Norte   | S 7°209315 W 35°875126 |
| 6  | Rua Joaquim José do Valê           | Jardim Tavares    | Norte   | S 7°210114 W 35°871948 |
| 7  | Rua São Jorge                      | Jeremias          | Norte   | S 7°206268 W 35°896675 |
| 8  | Rua das Juremas                    | Três Irmãs        | Oeste   | S 7°252028 W 35°929127 |
| 9  | Rua Almeida Barreto                | Santa Rosa        | Oeste   | S 7°229683 W 35°908733 |
| 10 | Av. Francisco L. de A              | Serrotão          | Oeste   | S 7°252877 W 35°940479 |
| 11 | Rua Leniel S. M. D.                | Monte Santo       | Oeste   | S 7°213449 W 35°905548 |
| 12 | Rua Inalda Meira Gayoso            | Monte Santo       | Oeste   | S 7°209929 W 35°902821 |
| 13 | Rua Estr. p. Mutirão<br>Ramadinha  | Serrotão          | Oeste   | S 7°225222 W 35°937366 |
| 14 | Av. Alcides Carneiro               | Araxá             | Oeste   | S 7°200268 W 35°908241 |
| 15 | Rua Monsenhor J. Coutinho          | Presidente Medici | Oeste   | S 7°257447 W 35°913841 |
| 16 | Bairro Três Irmãs                  | Três Irmãs        | Oeste   | S 7°275252 W 35°935139 |
| 17 | Rua José Carlos Cirino             | Itararé           | Sul     | S 7°252617 W 35°874660 |
| 18 | Av. Sen. Argemiro de<br>Figueiredo | Itararé           | Sul     | S 7°253332 W 35°874466 |
| 19 | Rua da República                   | Quarenta          | Sul     | S 7°233620 W 35°900433 |
| 20 | Av. Sen. Argemiro Figueiredo       | Sandra Cavalcante | Sul     | S 7°240928 W 35°870255 |

No mapa (Figura 16) observa-se a distribuição dos locais de realização dos ensaios de acordo com as posições geográficas na cidade de Campina Grande - PB. Na Zona Central a realização de apenas um poço de inspeção pode ser justificada pela ausência de ruas não pavimentadas.

**Figura 16- Regiões geográficas da cidade de Campina Grande com localização dos pontos de Ensaio**



Nas Figuras 17 e 18 estão apresentados os registros fotográficos e as imagens aéreas dos poços de inspeção localizados nas Ruas Alta Leite – Prata e Fernandes Viêira – Mirante, como exemplificação.

**Figura 17-a) Rua Alta Leite - Prata b) localização do poço de inspeção**



(a)



(b)

**Figura 18- a) Rua Fernandes Viêira - Mirante b) localização do poço de inspeção**



(a)



(b)

### 3.2 Métodos de Ensaios

Os métodos de ensaios utilizados foram baseados em normas e procedimentos nacionais: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT); e internacionais: American Society for Testing and Materials (ASTM).

A pesquisa constituiu-se de ensaios em laboratório (caracterização física do solo e ensaios de resistência) e ensaios em campo (resistência e deformabilidade).

#### 3.2.1 Ensaios em Laboratório

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil (UAEC) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Os ensaios realizados foram: peso específico dos grãos, limites de Atterberg, análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (com e sem defloculante), compactação dos solos e CBR de laboratório.

As amostras de solos utilizadas foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016) – *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*.

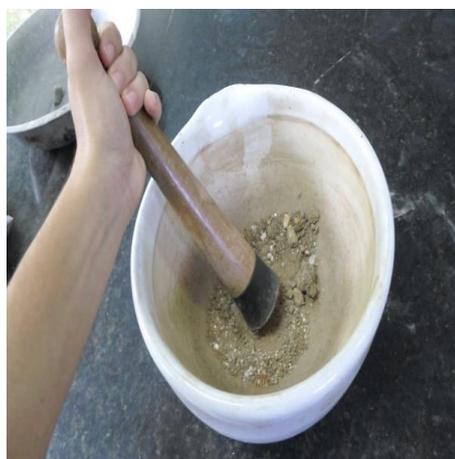
A Figura 19 ilustra as etapas de preparação das amostras. O material coletado em campo foi trazido para o laboratório, na sequência as amostras de solo foram submetidas à secagem prévia, até atingirem a umidade higroscópica. Em seguida

utilizou-se a mão de gral e o almofariz para desmanchar os torrões existentes. Com o auxílio do quarteador foram obtidas às amostras representativas.

**Figura 19- Etapas de preparação de amostras de Solos (a) amostra de solos (b) destorroamento (c) quarteamento**



(a)



(b)



(c)

O quadro 3 apresenta os ensaios realizados em laboratório com as respectivas normas utilizadas.

**Quadro 3-Ensaio realizados na pesquisa e as respectivas normas utilizadas**

| ENSAIO DE LABORATÓRIO                           |                      |
|---|----------------------|
| Peso Específico dos Grãos                       | ABNT - NBR 6508/2016 |
| Limite de Liquidez                              | ABNT - NBR 6459/2016 |
| Limite de Plasticidade                          | ABNT - NBR 7180/2016 |
| Análise Granulométrica (com e sem defloculante) | ABNT - NBR 7181/2016 |
| Compactação                                     | ABNT - NBR 7182/2016 |
| CBR   | DNER - ME 049/1994   |

Os ensaios de caracterização (peso específico dos grãos, análise granulométrica e limites de consistência) foram realizados com o objetivo de identificar e classificar solos que apresentam comportamentos semelhantes sob os aspectos de interesse da engenharia. Os métodos de classificação utilizados foram o método da HRB (Highway Research Board) e da SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos).

Na análise granulométrica dos solos a etapa de sedimentação foi realizada com e sem o uso de defloculante, a fim verificar a eficiência da utilização do defloculante (hexametáfosfato de sódio); Este visa desagregar possíveis torrões ainda existentes, a fim de que cada partícula possa sedimentar individualmente.

A compactação foi realizada aplicando a energia do Proctor Normal (5 camadas e 12 golpes) manual com reuso, tendo em vista que o objetivo da pesquisa propõe investigar a capacidade de suporte das camadas de subleito. A Figura 20 ilustra alguns dos procedimentos realizados para o ensaio de compactação.

**Figura 20- Etapas do ensaio de compactação a) uniformização da umidade b) compactação do material**



(a)



(b)

A partir dos parâmetros obtidos no ensaio de compactação foi realizado o ensaio de CBR de laboratório, onde os corpos-de-prova foram moldados com o teor de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Na Figura 21 estão apresentadas as etapas para realização do ensaio CBR em laboratório.

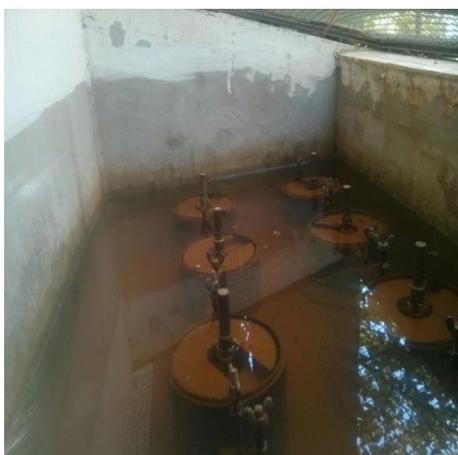
**Figura 21- Etapas de realização do ensaio CBR laboratório a) uniformização da umidade ótima b) compactação c) imersão do corpo de prova d) penetração**



(a)



(b)



(c)



(d)

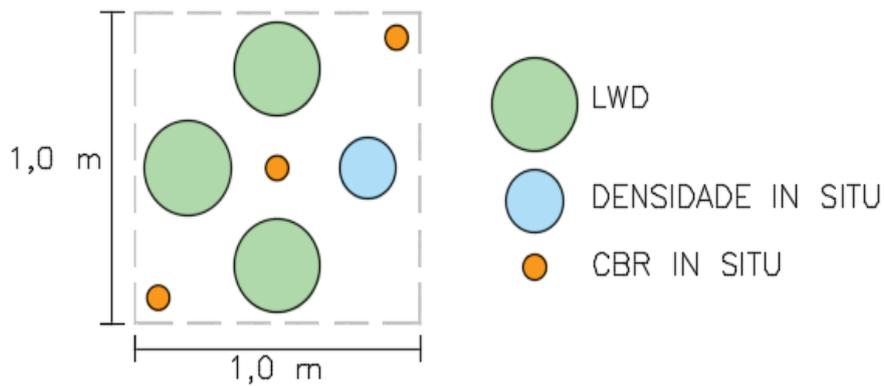
### **3.2.2 Ensaio In Situ**

No campo foram realizados os ensaios: peso específico aparente “in situ” – Método do frasco de areia, determinação do teor de umidade, CBR in situ e LWD.

Os ensaios CBR “in situ” e LWD foram realizados no mês de julho de 2016 e os ensaios de peso específico aparente “in situ” foram realizados no mês de dezembro de 2016 na cidade de campina grande nos vinte locais selecionados. A realização dos ensaios no mesmo período foi impossibilitada por problemas operacionais.

O teor de umidade das amostras de solos foi obtido durante a realização dos ensaios (julho/2016 e dezembro/2016) a partir do método da estufa. A Figura 22 apresenta o esquema utilizado na realização dos ensaios in situ em cada poço de inspeção.

**Figura 22- Esquema utilizado na realização dos ensaios in situ**



### 3.2.2.1 Teor de Umidade

Os teores de umidade das amostras de solos “in situ” foram determinados a partir dos métodos da estufa.

#### ▪ Método da Estufa

A partir das amostras de solos coletadas após a realização dos ensaios in situ determinou-se o teor de umidade dos solos utilizando os procedimentos apresentados no anexo da NBR 6457 (ABNT, 2016). A Figura 23 apresenta a as etapas de coleta de amostra para determinação do teor de umidade em laboratório.

**Figura 23- a) colocação das amostras no recipiente b) utilização de papel PVC para preservar umidade c) caixa para transporte das amostras**



(a)



(b)



(c)

### 3.2.2.2 Peso Específico Aparente “In situ” – Método do Frasco de Areia

Em cada poço de inspeção determinou-se o peso específico aparente “in situ” a partir do método do frasco de areia conforme os procedimentos contidos na norma NBR 7185 (ABNT, 2016) – *Solo – Determinação da Massa específica aparente “in situ”, com o emprego do frasco de areia.*

O método do frasco de areia é um dos métodos indiretos mais utilizados para determinação do peso específico aparente “in situ”. De acordo com a NBR 7185/2016 este método aplica-se a solos com qualquer tipo de granulação, contendo ou não pedregulhos, que possam ser escavados com ferramentas manuais, e cujos vazios naturais sejam suficientemente pequenos para que a areia usada no ensaio não penetre neles. A Figura 24 ilustra a execução deste ensaio.

**Figura 24- Execução do ensaio frasco de areia a) marcação do furo b) escavação do furo c) instalação do conjunto frasco+funil sobre o rebaixo da bandeja**



(a)



(b)



(c)

### 3.2.2.3 CBR *In Situ*

O ensaio de CBR *in situ* foi realizado em conformidade com a norma ASTM D4429-09. Três ensaios CBR foram realizados, para obter a média dos valores em cada poço de inspeção.

O Equipamento de CBR *in situ* é composto por (Figura 25):

- Macaco de engrenagem operado manualmente, equipado com dispositivo de manivela rotativo para aplicar carga ao pistão de penetração; devendo apresentar uma capacidade mínima de carga de 2700 kg;
- Anel dinamométrico, com capacidade 4.000 kg sensível a 2,5 kg, devidamente calibrado;
- Pistão de Penetração, apresentando 50,8 mm de diâmetro e aproximadamente comprimento de 101 mm;
- Extensômetros, graduado em 0,0001 mm para medir os encurtamentos diametrais e outro para medir deformações;
- Disco anelar de aço, para sobrecarga, dividido diametralmente em duas partes, com aproximadamente 4,54 kg de massa total;
- Sistema de reação, veículo pesado, ou sistema de ancoragem que propicie uma reação de aproximadamente 31 KN;
- Viga de referência, aproximadamente com comprimento de 1 m.

**Figura 25- Equipamentos do ensaio CBR 'in situ'**



Iniciou-se o ensaio com a marcação dos pontos no interior do poço de inspeção, em seguida, a superfície foi preparada retirando todo o material superficial solto, que não seria representativo do solo, nivelando a superfície de modo que está ficasse mais uniforme e horizontal possível. Em seguida o veículo foi colocado de forma que o centro do sistema de reação ficasse sobre o ponto de realização do ensaio. O conjunto com macaco de engrenagem, anel dinâmométrico e pistão de penetração foram então instalados acima do ponto onde seria aplicado o carregamento (Figura 26).

**Figura 26- a) preparo da superfície b) conjunto macaco de engrenagem – anel dinâmométrico – pistão de penetração**



(a)



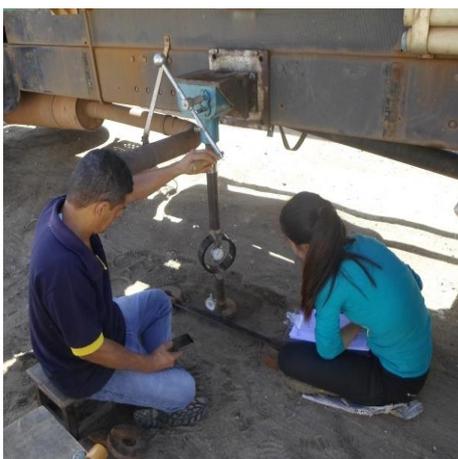
(b)

A viga de referência foi então preparada de maneira que estivessem com suas extremidades firmemente apoiadas sobre dois suportes, igualmente afastados do pistão de penetração.

O extensômetro foi preso ao pistão, utilizando a braçadeira, e apoiado sobre a superfície da viga de referência, os discos de sobrecarga foram colocados, com o objetivo de representar o peso do pavimento sobre o subleito.

Em seguida iniciou-se a aplicação das cargas com a velocidade constante de 1,27 milímetros por minuto, efetuando as leituras de pressão a cada 15 segundos, este critério de leituras foi adotado para que tivesse um controle maior da velocidade do ensaio. A Figura 27 mostra a execução da penetração e a deformação sofrida pelo solo após a realização do carregamento.

**Figura 27- a) execução do ensaio CBR "in situ" b) deformação sofrida pelo solo após a realização do ensaio**



(a)



(b)

### 3.2.2.4 Light Weight Deflectometer – LWD

O procedimento deste ensaio baseou-se nas especificações do fabricante do equipamento (ZORN INSTRUMENTS), de acordo com o modelo utilizado (ZFG 3000 GPS) e na especificação da ASTM E 2583-2015. Três ensaios de LWD foram realizados em cada poço de inspeção, para que pudesse obter a média dos valores de módulo de deformabilidade, sendo assim mais representativo da camada de subleito.

Inicialmente, a superfície foi preparada retirando a camada superficial e em seguida nivelando-a de modo que a placa de carregamento estivesse em contato uniforme com a superfície.

Em alguns casos é necessária a aplicação de uma camada uniforme de areia fina para melhorar a aderência da placa de carga com a superfície a fim de proporcionar uma superfície nivelada para distribuir o impacto de maneira uniforme. Flemming (2007) verificou que pode existir uma influência devido a não uniformidade do contato da placa com a superfície, e observou que a aplicação de uma camada fina de areia de tamanho uniforme propicia uma superfície plana para distribuir o impacto de maneira uniforme.

Preparada a superfície, a placa de carga foi posicionada e o dispositivo de carregamento fixado; o pino de travamento foi liberado para permitir o deslocamento do peso na haste. Um impacto inicial foi realizado, a fim de obter uma acomodação da placa de carga sobre a superfície. A Figura 28 ilustra o posicionamento do equipamento na superfície a ser ensaiada e o detalhe do nível de bolha.

**Figura 28- a) posicionamento do equipamento LWD b) nível de bolha**



(a)



(b)

A placa de carga foi então conectada a caixa receptora de dados. Esta permite a medição da bacia de deflexão para a camada, através do cabo de transferência de dados. O dispositivo foi ligado e esperou-se até que este reconhecesse as coordenadas geográficas, através do GPS.

Logo em seguida, o peso de 10 kg foi erguido e fixado ao dispositivo de liberação. É necessário esperar a caixa receptora de dados indicar a permissão para a execução do primeiro impacto, logo o peso de queda foi liberado, tomando precaução de manter a haste na posição vertical com o auxílio do nível de bolha.

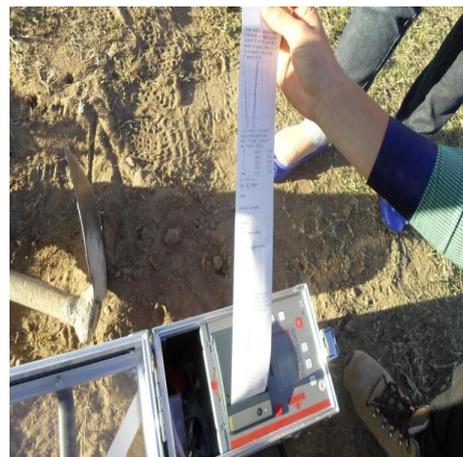
Após o primeiro contato com a mola o peso de queda é novamente erguido e encaixado ao dispositivo de liberação, este procedimento é realizado mais duas vezes até se completar a aplicação dos três pulsos de carregamentos sobre a placa.

O resultado do ensaio é calculado imediatamente a partir da média dos três impactos e apresentados, podendo ser visualizado na caixa receptora de dados. A Figura 29 mostra a execução do ensaio LWD e a impressão do resultado a partir da caixa receptora de dados.

**Figura 29- a) execução do ensaio LWD b) impressão do resultado**



(a)



(b)

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados em laboratório e *in situ*, desenvolvidos durante a fase experimental desta pesquisa. Em seguida, estão apresentadas as análises estatísticas dos resultados.

### 4.1 Ensaios de Caracterização

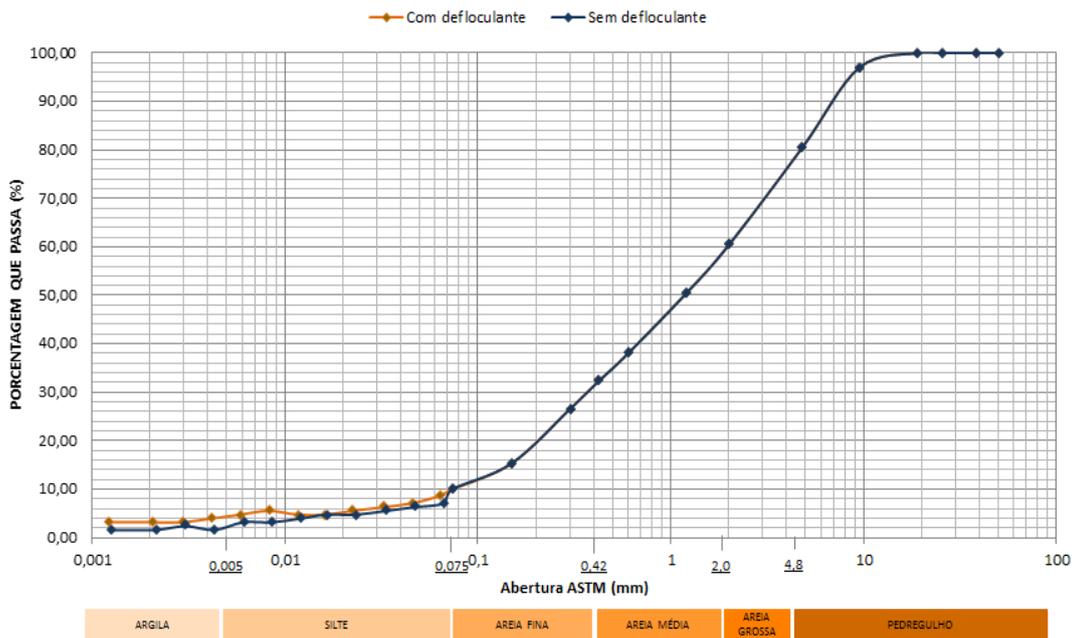
Os ensaios de caracterização física foram realizados a fim de identificar e classificar os solos analisados. A análise granulométrica foi feita a partir do método do peneiramento e sedimentação. Na Tabela 2 encontram-se os resultados da análise granulométrica por peneiramento.

**Tabela 2-Resultados da análise granulométrica por peneiramento**

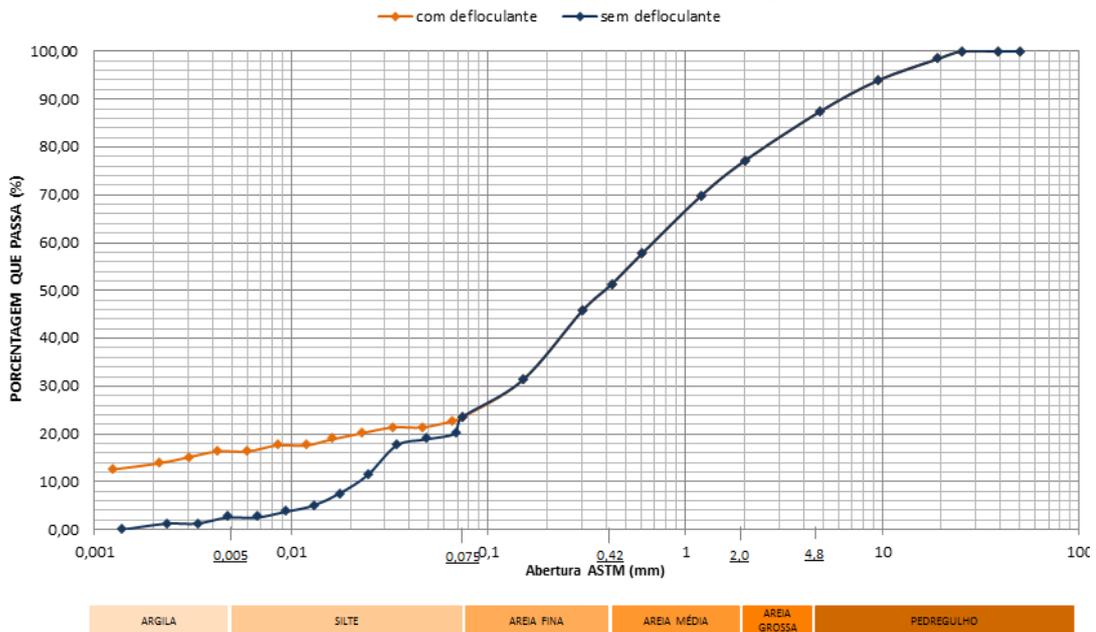
| Amostras de solos / # Pen. | Porcentagem que passa (%) |        |        |       |       |       |        |
|----------------------------|---------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|
|                            | 1"                        | 3/4"   | 3/8"   | nº 4  | nº 10 | nº 40 | nº 200 |
| 1                          | 100,00                    | 100,00 | 97,43  | 90,01 | 70,69 | 34,63 | 19,60  |
| 2                          | 100,00                    | 100,00 | 98,02  | 87,68 | 74,10 | 51,28 | 18,92  |
| 3                          | 100,00                    | 100,00 | 96,98  | 80,40 | 60,36 | 32,12 | 9,97   |
| 4                          | 100,00                    | 100,00 | 100,00 | 99,68 | 98,95 | 88,68 | 43,88  |
| 5                          | 100,00                    | 100,00 | 96,81  | 91,95 | 84,09 | 56,77 | 18,40  |
| 6                          | 100,00                    | 98,41  | 93,90  | 87,35 | 77,08 | 51,17 | 23,51  |
| 7                          | 100,00                    | 100,00 | 97,94  | 93,74 | 87,33 | 58,34 | 17,54  |
| 8                          | 100,00                    | 100,00 | 100,00 | 99,95 | 99,17 | 85,04 | 27,19  |
| 9                          | 100,00                    | 100,00 | 98,59  | 95,67 | 91,70 | 69,28 | 30,90  |
| 10                         | 100,00                    | 100,00 | 100,00 | 99,75 | 98,99 | 86,08 | 25,28  |
| 11                         | 100,00                    | 99,17  | 97,75  | 95,68 | 92,87 | 62,69 | 14,33  |
| 12                         | 100,00                    | 100,00 | 97,93  | 94,56 | 89,24 | 63,87 | 18,91  |
| 13                         | 100,00                    | 100,00 | 95,44  | 84,53 | 73,35 | 48,09 | 19,57  |
| 14                         | 100,00                    | 100,00 | 98,04  | 92,55 | 78,69 | 50,43 | 17,16  |
| 15                         | 100,00                    | 99,22  | 97,03  | 90,71 | 83,87 | 62,53 | 25,54  |
| 16                         | 100,00                    | 100,00 | 100,00 | 99,80 | 98,21 | 82,01 | 16,95  |
| 17                         | 100,00                    | 98,94  | 93,72  | 90,70 | 84,30 | 61,63 | 24,73  |
| 18                         | 100,00                    | 100,00 | 99,14  | 97,00 | 91,40 | 68,40 | 28,94  |
| 19                         | 100,00                    | 100,00 | 98,31  | 96,45 | 93,18 | 76,42 | 36,69  |
| 20                         | 100,00                    | 100,00 | 96,91  | 84,34 | 64,71 | 35,66 | 10,26  |

A partir dos resultados de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foi possível obter as curvas granulométricas para todos os solos observados. Como exemplo, as Figuras 30 e 31 mostram as curvas granulométricas dos solos 3 e 6, respectivamente, estas foram escolhidas para serem apresentadas por representarem comportamentos bem distintos em relação ao uso do defloculante na realização do ensaio de análise granulométrica.

**Figura 30-Curva granulométrica - Solo 3 (Rua Fernandes Vieira)**



**Figura 31- Curva granulométrica - Solo 6 (Rua Joaquim José do Vale)**



As características granulométricas dos solos que foram utilizados apresentam uma variação de 0,05 % a 19,60 % de pedregulho; 0,73 % a 20,04 % de areia grossa; 10,27 % a 36,06 % de areia média; 15,03 % a 65,06 % de areia fina; 6,03 % a 31,81 % de silte e 3,39 % a 27,50 % de argila. Logo, a fração grossa que predomina nos solos analisados é de areia fina, e em relação à fração fina a de silte.

O solo 3 apresentou os percentuais de 70,43 % de areia, 6,03% e 3,94% de silte e argila, respectivamente, considerando a curva com defloculante. Observando a Figura 30 percebe-se que as curvas granulométricas, com e sem defloculante, são quase coincidentes, este fato pode ser explicado pela predominância de fração de areia em detrimento das frações de material fino (silte e argila) no solo.

Em contraposição, na Figura 31 as curvas granulométricas obtidas para o solo 6 se distanciam, ocorre uma diferença cerca de 12% entre os tamanhos das partículas finas, com e sem defloculante. O comportamento da curva sem defloculante pode ser explicado pela presença de 16,35 % de fração de argila na amostra do solo 6, onde estas partículas podem não terem sido totalmente desagregadas sem a ação do defloculante, apresentando-se então no seu estado natural, ou seja, agregadas formando torrões.

Portanto, percebe-se que a utilização do defloculante é essencial para obter a análise granulométrica real do solo, principalmente quando a amostra apresenta grande quantidade de partículas finas. Sendo assim, a execução do ensaio de sedimentação com e sem defloculante pode ajudar a identificar a influência das partículas finas no comportamento da curva granulométrica do solo.

Na Tabela 3 estão apresentados os valores dos limites de consistência (LL; LP e IP), peso específico dos grãos e a classificação das amostras de solo, realizada segundo os métodos da HRB e SUCS.

**Tabela 3-Resultados de limites de consistência, peso específico dos grãos e classificação dos solos**

| Amostras de solos | Peso Específico dos Grãos (KN/m <sup>3</sup> ) | LL (%) | LP (%) | IP (%) | HRB   | SUCS  |
|-------------------|--|--------|--------|--------|-------|-------|
| 1                 | 26,16  | 19,00  | 17,16  | 1,84   | A-1-b | SM    |
| 2                 | 26,56  | 21,50  | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 3                 | 28,13  | 23,00  | NP     | NP     | A-1-b | SW-SM |
| 4                 | 26,35  | NL     | NP     | NP     | A4    | SM    |
| 5                 | 25,97  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 6                 | 26,55  | 23,00  | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 7                 | 26,19  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 8                 | 26,60  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 9                 | 26,62  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 10                | 25,93  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 11                | 26,28  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 12                | 26,27  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 13                | 26,26  | NL     | NP     | NP     | A-1-b | SM    |
| 14                | 26,50  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 15                | 27,14  | 24,00  | 19,29  | 4,71   | A-2-4 | SM    |
| 16                | 26,38  | NL     | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 17                | 26,52  | 17,00  | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 18                | 27,51  | 21,00  | NP     | NP     | A-2-4 | SM    |
| 19                | 26,57  | 20,65  | 16,28  | 4,37   | A4    | SM    |
| 20                | 28,09  | 22,00  | NP     | NP     | A-1-b | SP-SM |

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização foi possível classificar os solos. De acordo com o método da HRB, cerca de 70 % dos solos analisados foram classificados como solos do tipo A-2-4. Pelo método da SUCS, 90 % dos solos foram classificados como SM. Das (2007) indica que é esperado que um solo classificado como A-2-4 no sistema HRB seja equivalente a um solo SM no sistema SUCS, o que condiz com o que foi obtido.

Os solos A-2-4/SM apresentam-se como solos granulares com finos siltosos de baixa compressibilidade. De acordo com o manual do DNIT (2006) solos classificados como A-2-4 apresentam um comportamento de excelente a bom como materiais constituintes de subleito de pavimento.

A predominância do tipo de solo A-2-4/SM em pesquisas realizadas com solos na região de Campina Grande também foi observada por Guedes (2008), Jordão (2009) e Costa (2015).

De acordo com o método da HRB os solos 1, 3, 13 e 20 foram classificados como solos A-1-b, que são solos com predomínio de areia grossa a média, com ou sem material fino. Os solo 4 e 19 foram classificados como sendo solos A4 que são em geral material típico siltoso não plástico ou moderadamente plástico.

Pelo método da SUCS, o solo 3 foi classificado como sendo SW-SM, areia bem graduada com silte e pedregulho. Enquanto solo 20 foi classificado como SP-SM, material típico arenoso mal graduado com silte e pedregulho.

O peso específico dos grãos para os solos analisados apresentaram o menor valor de 25,93 KN/m<sup>3</sup> (solo 10) e o maior valor foi de 28,13 KN/m<sup>3</sup> (solo 3). Os valores encontrados estão coerentes com o intervalo apresentado por Santana (2009) indicando que os valores de peso específico dos grãos variam, em média, entre os limites de 23,00 e 29,00 KN/m<sup>3</sup>. Pinto (2006) afirma que valores de peso específico dos grãos próximos de 30,00 KN/m<sup>3</sup> são em virtude da deposição de sais de ferro no solo.

Os limites de consistência, apresentados na Tabela 3, indicaram que 85 % das amostras ensaiadas não apresentam plasticidade e 55 % não possuem limite de liquidez. Estes valores são esperados já que a maioria das amostras ensaiadas é constituída de solos granulares, ou seja, solos que não apresentam coesão. Em sua pesquisa Silva Junior (2005) também verificou a ausência de limite de liquidez e plasticidade para solos desta mesma tipologia (A-2-4/SM).

Apenas os solos 1, 15 e 19 apresentaram índice de plasticidade, porém sendo estes valores muito pequenos, da ordem de 1,84 %; 4,71 %; 4,37 %, respectivamente.

O solo 19 apresentou a maior porcentagem de fração de argila (27,50 %) e também o maior valor de índice de plasticidade, comparada com os demais solos. Essas duas características estão intimamente ligadas, já que a plasticidade dos solos é diretamente influenciada pelos finos argilosos presentes na amostra.

Na Tabela 4 estão apresentados os resultados dos ensaios de compactação realizados para os solos analisados.

**Tabela 4-Resultados do ensaio de compactação**

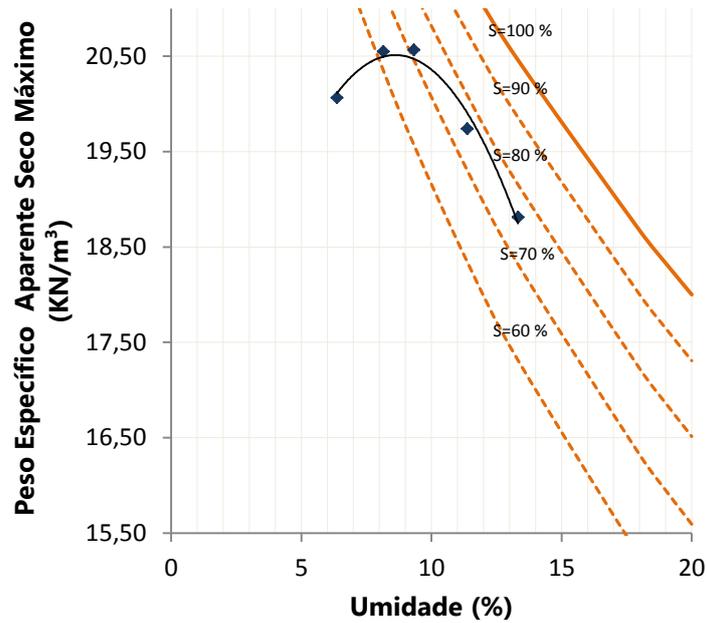
| Amostras de solos | Peso Específico Aparente Seco Máximo (KN/m <sup>3</sup> ) | Teor de umidade ótimo (%) |
|-------------------|---|---------------------------|
| 1                 | 19,17   | 10,50                     |
| 2                 | 19,63   | 8,94                      |
| 3                 | 20,60   | 8,80                      |
| 4                 | 19,11   | 8,80                      |
| 5                 | 19,88   | 9,01                      |
| 6                 | 20,00   | 9,44                      |
| 7                 | 18,52   | 11,30                     |
| 8                 | 18,58   | 9,40                      |
| 9                 | 19,56   | 9,45                      |
| 10                | 18,00   | 10,35                     |
| 11                | 18,39   | 9,81                      |
| 12                | 18,78   | 10,28                     |
| 13                | 20,28   | 8,73                      |
| 14                | 19,76   | 8,13                      |
| 15                | 19,57   | 10,96                     |
| 16                | 17,82   | 10,88                     |
| 17                | 18,92   | 11,64                     |
| 18                | 18,30   | 11,18                     |
| 19                | 18,88   | 11,70                     |
| 20                | 19,83   | 9,37                      |

Os valores de peso específico aparente seco máximo encontram-se no intervalo de 17,82 KN/m<sup>3</sup> (solo 16) a 20,60 KN/m<sup>3</sup> (solo 3). Os valores de teor de umidade ótima apresentaram um valor mínimo de 8,13 % (solo 14) e valor máximo de 11,70 % (solo 19).

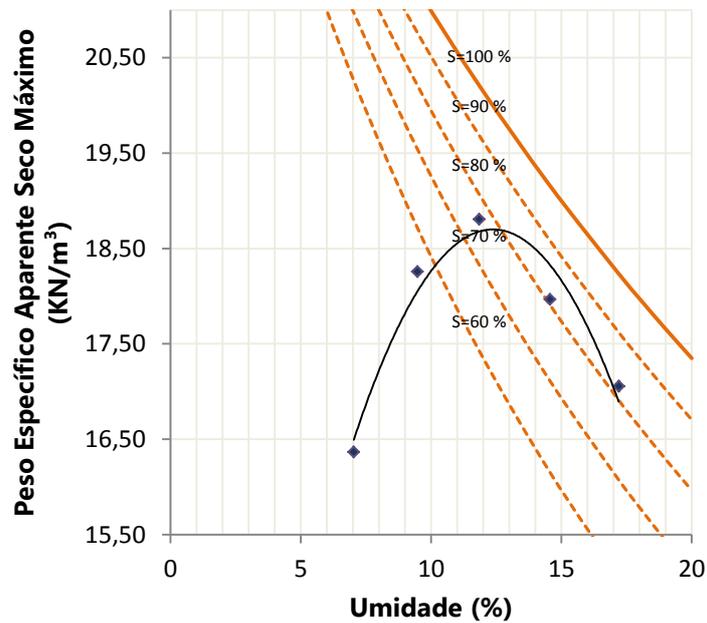
Os valores encontrados estão em acordo com os obtidos por Guedes (2008) que também estudou solos da região de Campina Grande, encontrando valores de peso específico aparente seco máximo no intervalo de 15,55 KN/m<sup>3</sup> a 20,20 KN/m<sup>3</sup> e para teor de umidade ótimo encontrou valores entre 8,9 % e 23,5 %.

Como exemplo, estão apresentadas nas Figuras 32 e 33 as curvas de compactação dos solos 3 e 19, que foram os solos que apresentaram o maior valor de peso específico aparente seco máximo e o maior valor de teor de umidade ótimo dos solos analisados, respectivamente.

**Figura 32- Curva de compactação - Solo 3**



**Figura 33- Curva de compactação - Solo 19**



Pinto (2006) indica os seguintes valores típicos de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima: areias com pedregulhos, bem-graduadas e pouco argilosas apresentam peso específico aparente seco máximo elevado, da ordem de 20 a 21  $\text{KN/m}^3$ , e umidade ótima baixa, de aproximadamente 9 a 10 %; Areia fina argilosa laterítica,

ainda que a fração de areia seja mal graduada, podem apresentar umidade ótima na ordem de 12 a 14 % com densidade seca máxima igual a 19.

De acordo com Pinto (2006), o solo 3 encontra-se dentro do intervalo especificado para areias com pedregulhos, bem-graduadas e poucas argilas, sendo os resultados de acordo ao que foi observado a partir dos métodos de classificação da HRB e da SUCS para este solo.

Os solos 4 e 19 apresentaram valores de peso específico aparente seco máximo próximos do valor de 19 KN/m<sup>3</sup>, representativos de materiais silto-argiloso.

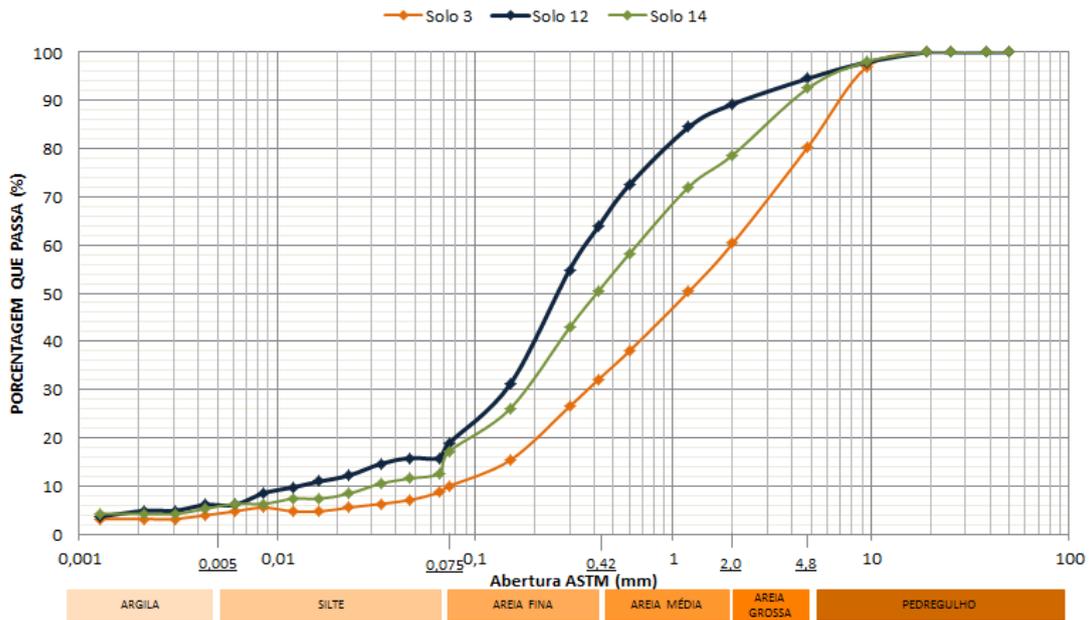
Nas Figuras 34 e 35 estão apresentadas as curvas granulométricas e de compactação dos solos 3, 12 e 14, respectivamente. Dado que foi utilizada a mesma energia de compactação, observa-se que a distribuição granulométrica pode influenciar na curva de compactação dos solos.

Os solos 12 e 14 representam uma areia siltosa com 75,65 % e 75,39 % de areia, 12,83 % e 11,91 % de silte e 6,08 % e 5,25 % de argila, respectivamente, os valores do peso específico aparente seco máximo foram de 18,78 KN/m<sup>3</sup> (solo 12) e 19,76 KN/m<sup>3</sup> (solo 14). O solo 3 (classificado como uma areia de grossa a média com ou sem material fino) possui 70,43 % de areia, 6,03 % de silte e 3,94 % de argila e a peso específico aparente seco máximo de 20,60 KN/m<sup>3</sup>.

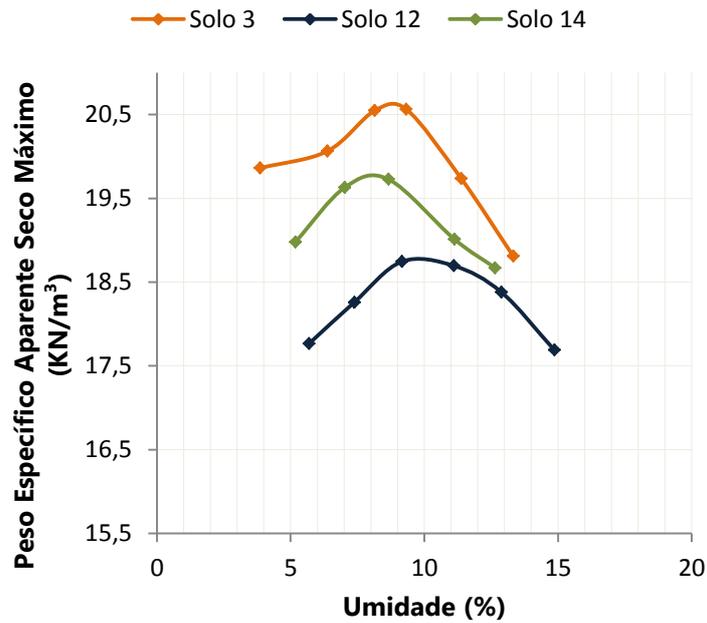
Observando as Figuras 34 e 35 nota-se, que a porcentagem de finos presentes na amostra, produz uma diminuição no valor do peso específico aparente seco máximo. O solo 3 apresenta o maior valor de peso específico aparente seco máximo, seguido dos solos 12 e 14.

Varghese et al. (2009) analisando solos lateríticos e siltosos, observou que a medida que se fez o incremento na amostra de solo laterítico puro das proporções de 25 %, 50% e 75 % fração fina (solo siltoso) ocorreu uma diminuição no valor do peso específico aparente seco máximo passando de um valor de 18,80 KN/m<sup>3</sup> (solo laterítico puro) para 15,40 KN/m<sup>3</sup> (solo laterítico com 75 % de material siltoso).

**Figura 34- Curva granulométrica (com defloculante) dos solos 3, 12 e 14**



**Figura 35- Curva de compactação dos solos 3, 12 e 14**



## 4.2 Ensaios de Resistência e Deformabilidade

Para a apresentação dos resultados de resistência e deformabilidade optou-se por dividi-los em ensaios realizados em laboratório e em campo.

#### 4.2.1 Em laboratório

##### ▪ CBR de Laboratório

Os resultados dos ensaios de CBR de laboratório moldados na umidade ótima estão apresentados na Tabela 5. Estes valores representam a média de dois ensaios realizados para cada solo observado.

**Tabela 5-Resultados do ensaio de CBR laboratório**

| Amostras de solos | Umidade Ótima (%) | Umidade de Moldagem (%) | CBR (%) | Desvio Padrão (%) |
|-------------------|-------------------|-------------------------|---------|-------------------|
| 1                 | 10,50             | 10,47                   | 39      | 0,91              |
| 2                 | 8,94              | 8,46                    | 27      | 0,44              |
| 3                 | 8,80              | 8,32                    | 16      | 0,63              |
| 4                 | 8,80              | 8,81                    | 26      | 0,39              |
| 5                 | 9,01              | 8,97                    | 41      | 0,00              |
| 6                 | 9,44              | 9,28                    | 15      | 1,72              |
| 7                 | 11,30             | 11,03                   | 25      | 0,15              |
| 8                 | 9,40              | 9,34                    | 44      | 1,86              |
| 9                 | 9,45              | 9,05                    | 24      | 0,17              |
| 10                | 10,35             | 10,00                   | 19      | 1,36              |
| 11                | 9,81              | 9,40                    | 29      | 0,80              |
| 12                | 10,28             | 9,78                    | 22      | 0,05              |
| 13                | 8,73              | 8,21                    | 64      | 0,95              |
| 14                | 8,13              | 7,83                    | 37      | 2,13              |
| 15                | 10,96             | 10,89                   | 6       | 0,19              |
| 16                | 10,88             | 10,52                   | 32      | 0,16              |
| 17                | 11,64             | 11,52                   | 5       | 0,20              |
| 18                | 11,18             | 11,20                   | 11      | 0,29              |
| 19                | 11,70             | 11,26                   | 9       | 0,77              |
| 20                | 9,37              | 9,16                    | 12      | 0,15              |

De acordo com os resultados obtidos, os valores do índice de CBR de laboratório para os solos analisados apresentaram um valor mínimo de 5 % (solo 17) e um valor máximo igual a 64 % (solo 13).

Senço (2007) indica que os solos classificados como SM (de acordo com o método da SUCS) apresentam prováveis valores de CBR de laboratório dentro do intervalo de 10 a 40 %; observando os solos do tipo SM analisados nesta pesquisa, percebe-se que todos apresentaram valores de CBR de laboratório dentro do intervalo especificado, exceto os solos 8, 13, 15, 17 e 19.

De acordo com o DNIT (2006) todos os solos observados apresentam características de resistência adequadas para serem utilizados como solos de subleito, já que a recomendação é de que os materiais apresentem valores de índice de CBR de laboratório maior que 2 %.

#### 4.2.2 In Situ

- **Teor de Umidade e Peso Específico Aparente “in situ”**

Os resultados dos ensaios de peso específico aparente “in situ” e os teores de umidade estão apresentados na Tabela 6.

**Tabela 6-Resultados teor de umidade, peso específico aparente “in situ” e grau de compactação**

| Amostras de Solos | Umidade in situ (%) - ESTUFA dezembro/2016 | Peso Específico Aparente In situ (KN/m <sup>3</sup> ) | Grau de Compactação (%) |
|-------------------|--|---|-------------------------|
| 1                 | 2,71                                       | 18,77   | 98                      |
| 2                 | 4,04                                       | 20,29   | 103                     |
| 3                 | NR   | NR  | NR                      |
| 4                 | 2,35                                       | 18,76   | 98                      |
| 5                 | 2,98                                       | 18,47   | 93                      |
| 6                 | 4,40                                       | 19,99   | 100                     |
| 7                 | 3,49                                       | 17,55   | 95                      |
| 8                 | 4,70                                       | 15,69   | 84                      |
| 9                 | 6,33                                       | 19,78   | 101                     |
| 10                | 4,16                                       | 15,34   | 85                      |
| 11                | 1,18                                       | 16,77   | 91                      |
| 12                | 1,30                                       | 18,82   | 100                     |
| 13                | 1,48                                       | 20,05   | 99                      |
| 14                | 3,04                                       | 19,16   | 97                      |
| 15                | 4,58                                       | 18,66   | 95                      |
| 16                | 1,84                                       | 18,16   | 102                     |
| 17                | 7,46                                       | 17,52   | 92                      |
| 18                | 4,66                                       | 17,90   | 98                      |
| 19                | 5,79                                       | 17,09   | 91                      |
| 20                | 5,26                                       | 20,03   | 101                     |

NR = NÃO REALIZADO

Os valores de teor de umidade determinados no mês de dezembro de 2016 estiveram entre 1,18 % (solo 11) e 7,46 % (solo 17). Com estes resultados foram determinados os pesos específicos aparentes “in situ” para cada solo observado, que apresentaram um valor mínimo de 15,34 KN/m<sup>3</sup> (solo 10) e valor máximo de 20,29 KN/m<sup>3</sup> (solo 2).

A partir da relação entre os valores de peso específico aparente “in situ” e peso específico aparente seco máximo, obtida no ensaio de compactação realizado em laboratório e apresentado na Tabela 4, pode-se determinar o respectivo grau de compactação “in situ” para cada poço de inspeção analisado. Os valores de grau de compactação encontram-se também expressos na Tabela 6.

O solo 8 apresentou o menor valor de grau de compactação (84 %) e o solo 2 apresentou o maior valor de grau de compactação (103 %). Aproximadamente 68 % dos solos analisados apresentaram valores de grau de compactação acima dos fixados por especificações, o DNIT (2006) recomenda valores acima de 95 %.

Os solos 8 e 10 apresentaram valores de grau de compactação de 84 % e 85 %, respectivamente, cabe destacar que eram locais que tinha pouco volume de tráfego, o que pode indicar que estes seriam solos compactados naturalmente, justificando assim o valor baixo de grau de compactação.

Destaca-se que a execução do ensaio para determinação do peso específico aparente “in situ” do solo 3 (Rua Fernandes Viêira - Mirante) não pode ser realizada porque ao retornar ao local estavam sendo executados serviços de terraplenagem.

- **Light Weight Deflectometer – LWD**

Na Tabela 7 estão apresentados os valores de teor de umidade, valores médio de deflexão, grau de compatibilidade e módulo de deformabilidade para cada ponto de ensaio analisado.

**Tabela 7-Resultados do ensaio LWD**

| Amostras de Solos | Teor de Umidade in situ (%) - ESTUFA julho/2016 | Deslocamento elástico - Sm (mm) | Grau de compatibilidade (s/v) | Módulo de deformabilidade (MPa) | Desvio Padrão (Mpa) |
|-------------------|---|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------|
| 1                 | 3,83  | 0,315                           | 2,703                         | 107,32                          | 0,85                |
| 2                 | 8,12  | 0,429                           | 2,417                         | 78,77                           | 2,76                |
| 3                 | 3,69  | 0,417                           | 2,598                         | 80,94                           | 0,39                |
| 4                 | 4,19  | 0,319                           | 2,772                         | 106,00                          | 1,83                |
| 5                 | 2,78  | 0,952                           | 3,691                         | 35,55                           | 1,70                |
| 6                 | 1,63  | 0,351                           | 2,549                         | 96,19                           | 1,92                |
| 7                 | 4,30  | 0,526                           | 2,577                         | 64,21                           | 1,71                |
| 8                 | 5,07  | 0,910                           | 2,578                         | 39,16                           | 8,99                |
| 9                 | 5,15  | 0,434                           | 3,146                         | 77,93                           | 3,59                |
| 10                | 2,11  | 1,270                           | 3,384                         | 27,32                           | 4,52                |
| 11                | 3,82  | 1,134                           | 3,712                         | 29,77                           | 0,42                |
| 12                | 2,90  | 0,709                           | 2,439                         | 47,72                           | 2,36                |
| 13                | 3,13  | 0,408                           | 2,462                         | 82,74                           | 1,02                |
| 14                | 3,26  | 0,231                           | 2,568                         | 146,43                          | 0,95                |
| 15                | 2,97  | 0,590                           | 3,023                         | 57,26                           | 0,15                |
| 16                | 2,32  | 0,349                           | 2,243                         | 96,71                           | 0,56                |
| 17                | 7,14  | 0,540                           | 3,006                         | 62,58                           | 1,10                |
| 18                | 9,52  | 1,221                           | 3,614                         | 28,03                           | 3,23                |
| 19                | 3,40  | 0,285                           | 2,933                         | 119,38                          | 9,44                |
| 20                | 6,93  | 0,421                           | 2,613                         | 80,33                           | 2,39                |

A partir da Tabela 7 observa-se que os valores de módulo de deformabilidade apresentaram um valor mínimo de 27,32 MPa (solo 10) e valor máximo igual a 146,43 MPa (solo 14). Valores de módulo de deformabilidade alto indicam que a deflexão sofrida pelo solo foi baixa, ou seja, para o solo 10 o valor da deflexão foi de 1,270 mm em contrapartida o solo 14 sofreu um deslocamento de apenas 0,231 mm.

Em relação ao grau de compatibilidade, como foi citado no item 2.3.2, solos com valores de grau de compatibilidade menor que 3,5 devem apresentar valor de grau de compactação elevado, o contrário também é observado. Logo, observando os valores de grau de compatibilidade (Tabela 7) e grau de compactação (Tabela 6) percebe-se que os solos 5, 10, 11 e 18 apresentaram valores de grau de compatibilidade acima de 3,5 e apresentaram também valores de grau de compactação abaixo de 95 %, com exceção do solo 18 que apresentou um valor de grau de compactação igual a 98 %.

Todos os solos com valor de grau de compatibilidade abaixo de 3,5 apresentaram também valores de grau de compactação acima de 95 %, com exceção dos solos 8, 17 e 19. De forma geral a observação feita pelo manual do LWD (apresentada na seção 2.3.2), com relação ao valor do grau de compatibilidade, foi observada nos dados analisados nesta pesquisa, considerando, de acordo com as especificações, que os solos que apresentaram valores de grau de compactação acima de 95 % eram solos que não necessitariam de uma compactação adicional.

Observando a Tabela 7 percebe-se, que o solo 18 com maior teor de umidade em relação aos solos observados (9,52 %) apresentou um dos menores valores de módulo de deformabilidade, e o solo 14 que apresentou o maior valor de módulo de deformabilidade (146,43 MPa) teve um valor de teor de umidade igual 3,26 %.

Hossain e Apeageyi (2010) destacaram em sua pesquisa que a presença de sucção capilar pode inferir ao solo valores de módulo de deformabilidade elevados quando na verdade o solo apresenta pouca resistência à deformação. O autor ainda comenta que a sucção poderia explicar a alta variabilidade nos valores de LWD obtidos nas condições “in situ”.

O teor de umidade pode ser um dos fatores que influenciam no valor do módulo de deformabilidade, onde a ação da sucção capilar, no caso de solos que apresentam valores de teor de umidade baixo, pode inferir ao solo uma resistência adicional fazendo com que o solo apresente um valor de módulo de deformabilidade dinâmico alto. É importante destacar que provavelmente os solos observados apresentam um valor baixo de sucção, em função das características dos solos por se tratar de solos predominantemente classificados como A-2-4.

A influência da sucção em relação a variação do módulo de deformabilidade só poderia ser confirmada caso estivesse sido medido os valores de sucção capilar dos solos observados, isto não foi realizado nesta pesquisa.

- **CBR “in situ”**

Os valores apresentados na Tabela 8 representam o valor do índice de CBR médio obtido in situ para cada camada de subleito estudada.

**Tabela 8-Resultados dos ensaios de CBR "in situ"**

| Amostras de Solos | Teor de Umidade in situ (%) - ESTUFA julho/2016 | CBR "in situ" (%) | Desvio Padrão (%) |
|-------------------|---|-------------------|-------------------|
| 1                 | 3,83  | 52                | 2,10              |
| 2                 | 8,12  | 72                | 6,29              |
| 3                 | 3,69  | 27                | 1,72              |
| 4                 | 4,19  | 49                | 0,53              |
| 5                 | 2,78  | 12                | 0,31              |
| 6                 | 1,63  | 53                | 5,60              |
| 7                 | 4,30  | 61                | 3,39              |
| 8                 | 5,07  | 48                | 0,21              |
| 9                 | 5,15  | 35                | 3,63              |
| 10                | 2,11  | 11                | 1,06              |
| 11                | 3,82  | 25                | 2,37              |
| 12                | 2,90  | 35                | 0,86              |
| 13                | 3,13  | 66                | 2,53              |
| 14                | 3,26  | 70                | 2,27              |
| 15                | 2,97  | 45                | 1,87              |
| 16                | 2,32  | 24                | 0,38              |
| 17                | 7,14  | 17                | 0,00              |
| 18                | 9,52  | 10                | 0,08              |
| 19                | 3,40  | 58                | 1,21              |
| 20                | 6,93  | 30                | 6,23              |

O menor valor de índice de CBR “in situ” obtido foi igual a 10 % (solo 18) e os maiores valores de CBR “in situ” foram de 72 % (solo 2) e 70 % (solo 14).

Verifica-se na Tabela 7, que o maior valor de módulo de deformabilidade obtido foi para o solo 14, que também apresentou um dos maiores valores de índice de CBR “in situ”. O solo 18 apresentou um dos menores valores de módulo de deformabilidade, e de índice de CBR “in situ” e maior valor de teor de umidade (Tabela 8), estando em acordo com o que foi observado por Varghese et al. (2009), onde o módulo de deformabilidade medido pelo LWD e os valores de CBR diminuem com o aumento do teor de umidade.

O estado de compactação, densidade in situ e a granulometria também influenciam no valor do módulo de deformabilidade. O solo 2, por exemplo, apresentou o maior valor de CBR “in situ”, mesmo estando com teor de umidade elevado (8,12 %), portanto este pode ser justificado pela presença da fração de pedregulho (12,32 %) existente na amostra de solo.

Os solos 15 e 19 tiveram valores de CBR in situ igual a 45 % e 58 %, e apresentaram valores de CBR de laboratório de 6 % e 9 % (Tabela 5), respectivamente, ou seja, estes solos apresentaram valores altos de CBR in situ e valores muito baixos de CBR de laboratório.

Observando a Tabela 3, nota-se que os solos 15 e 19 apresentaram índice de plasticidade e também uma porcentagem de fração argilosa de 14,67 % e 27,50 %, respectivamente. Logo, a redução no valor do índice de CBR de laboratório observada por ser justificada pela característica argilosa presente nos solos que podem ter realçado a dependência da resistência ao teor de umidade, tendo em vista que o valor do índice de CBR de laboratório expressa a resistência do material completamente saturado (etapa de imersão).

### **4.3 Análises Estatísticas Dos Resultados Obtidos**

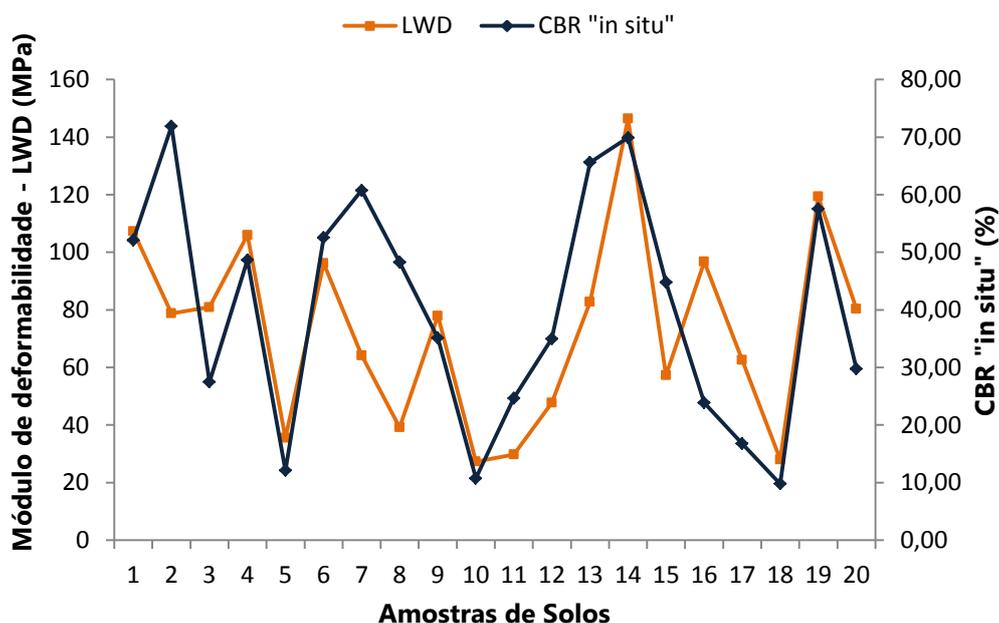
A análise estatística dos resultados foi realizada a fim de verificar a existência de uma relação entre as variáveis (módulo de deformabilidade, CBR “in situ” e peso específico aparente “in situ”) e a partir do modelo de análise de regressão, determinar uma Equação que correlacione os parâmetros estudados.

#### **4.3.1 LWD Versus CBR “In Situ”**

A partir dos dados apresentados nas Tabelas 7 e 8, valores do módulo de deformabilidade (LWD) e índice de CBR “in situ”, respectivamente, foi possível obter os gráficos apresentados nas Figuras 36 a 39.

A Figura 36 apresenta o comportamento dos valores de módulo de deformabilidade (LWD) e CBR “in situ” para cada solo observado. Nota-se que os gráficos apresentam tendências semelhantes, ou seja, os valores de CBR “in situ” e módulo de deformabilidade são diretamente proporcionais, isto é esperado, pois valores de módulo de deformabilidade alto indicam que o solo irá deformar menos quando solicitado, sendo assim, apresentam uma resistência maior a deformação, expressa pelo valor alto de índice de CBR.

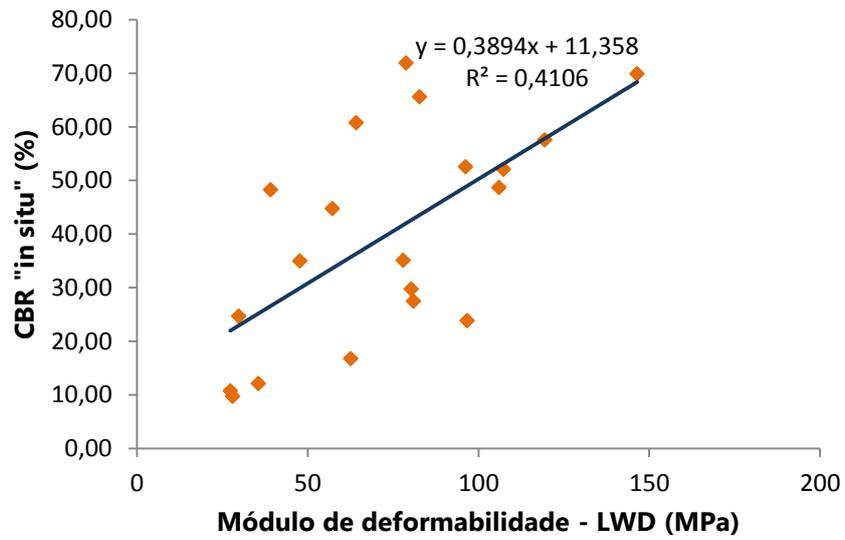
**Figura 36- Módulo de deformabilidade (LWD) e CBR "in situ"**



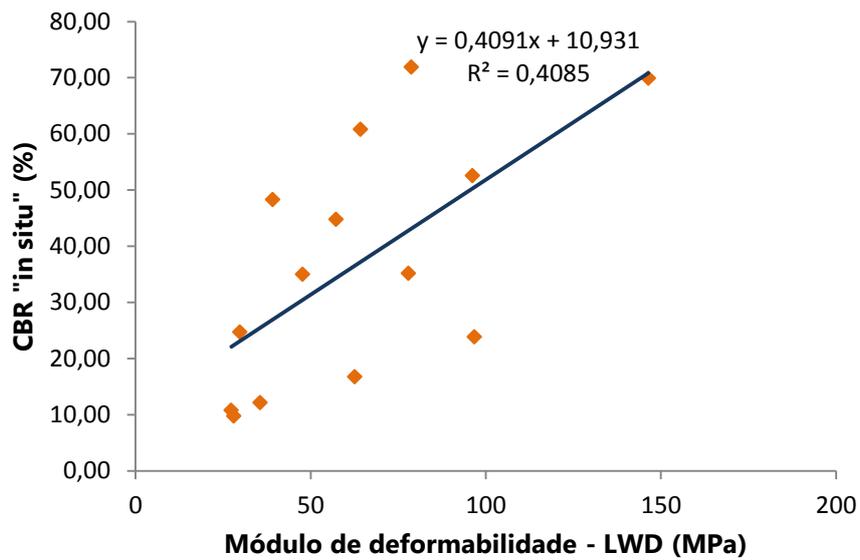
O modelo matemático adotado para relacionar o módulo de deformabilidade com o CBR “in situ”, baseado em referências bibliográficas (Nazzal (2003), Nageshwar et al. (2008) e Varghese et al. (2009)), é:  $CBR \text{ “in situ”} = a (LWD) + b$  (modelo linear). Outros modelos de análise de regressão também foram observados, entretanto o que mais se adequou aos dados foi o modelo linear.

Os resultados foram correlacionados para todos os solos encontrados, neste caso apenas para os solos do tipo A-2-4 (método HRB) e os solos do tipo SM (método da SUCS). As Figuras de 37 a 39 apresentam as correlações para os casos considerados.

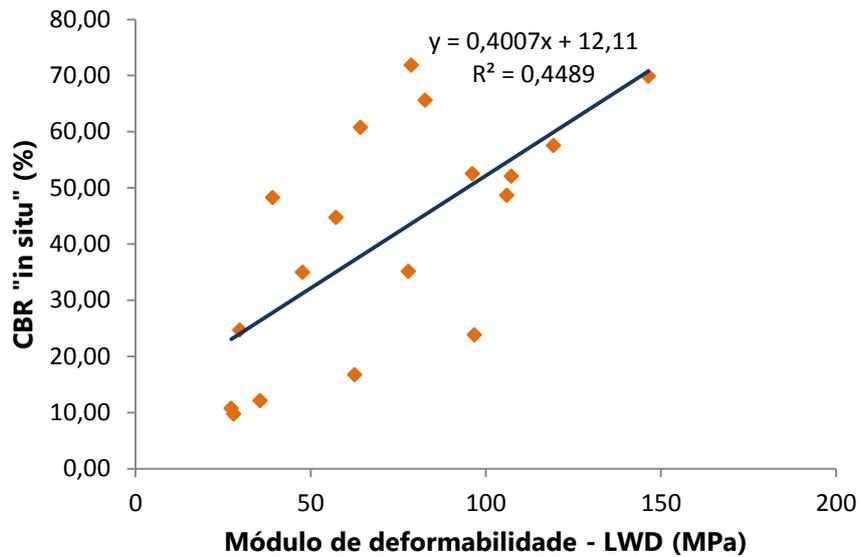
**Figura 37- Correlação CBR "in situ" e LWD - Todos os solos ensaiados**



**Figura 38- Correlação CBR "in situ" e LWD – Solos do tipo A-2-4**



**Figura 39- Correlação CBR "in situ" e LWD – Solos do tipo SM**



A partir da análise de regressão realizada pode-se obter as Equações 8, 9 e 10, que correlaciona os valores de CBR obtidos “in situ” com os valores de LWD. A Equação 8 considera todos os solos observados nesta pesquisa, para a Equação 9 foram considerando apenas os solos classificados como solos A-2-4 e na Equação 10 os valores analisados são para solos do tipo SM. As Equações propostas são para módulo de deformabilidade variando  $27,32 < LWD < 146,43$  MPa.

$$CBR = 0,3894 (LWD) + 11,358 \text{ com } R^2 = 0,4106 \quad (8)$$

$$CBR = 0,4091 (LWD) + 10,931 \text{ com } R^2 = 0,4085 \quad (9)$$

$$CBR = 0,4007 (LWD) + 12,110 \text{ com } R^2 = 0,4489 \quad (10)$$

Em seu trabalho, Chase & Brown (1992) apresentam a Tabela 9 que transcrevem os valores de coeficiente de correlação aceitáveis de acordo com o nível de significância adotado e o número de amostras observadas. Em acordo com os dados dos autores, para os vinte dados observados nesta pesquisa considerando o nível de significância de  $\alpha = 5$  % tem-se que o valor de coeficiente de correlação esperado é de 0,444. Este valor aproximou-se dos valores de  $R^2$  obtidos nas Equações 8, 9 e 10.

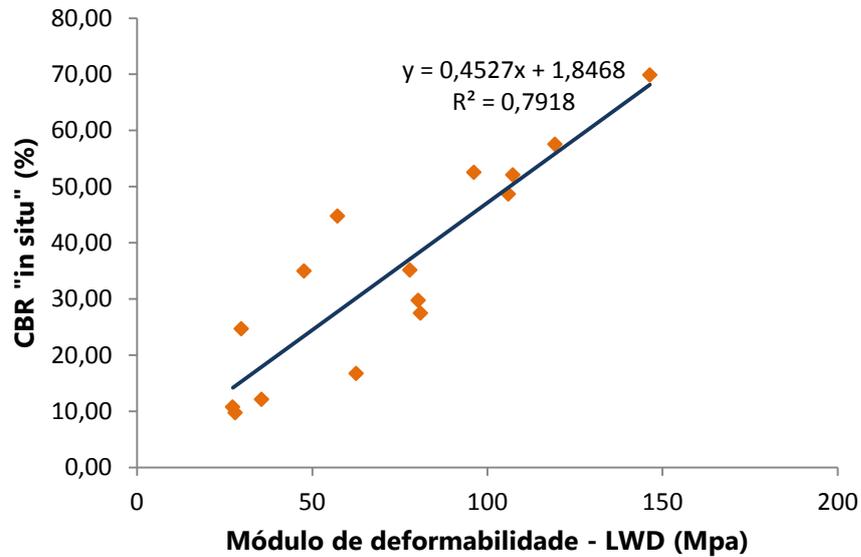
**Tabela 9- Valores críticos para controle do coeficiente de correlação ( $R^2$ ), para níveis de significância ( $1 - \alpha$ ) e N observações (CHASSE & BROWN, 1992).**

| N  | $\alpha = 5\%$ | $\alpha = 1\%$ | N    | $\alpha = 5\%$ | $\alpha = 1\%$ |
|----|----------------|----------------|------|----------------|----------------|
| 4  | 0,95           | 0,999          | 20   | 0,444          | 0,561          |
| 6  | 0,811          | 0,917          | 24   | 0,404          | 0,515          |
| 7  | 0,754          | 0,875          | 26   | 0,388          | 0,496          |
| 8  | 0,707          | 0,834          | 28   | 0,374          | 0,479          |
| 9  | 0,666          | 0,798          | 29   | 0,368          | 0,470          |
| 10 | 0,632          | 0,765          | 30   | 0,361          | 0,463          |
| 11 | 0,602          | 0,735          | 40   | 0,312          | 0,402          |
| 12 | 0,576          | 0,708          | 50   | 0,279          | 0,361          |
| 13 | 0,553          | 0,684          | 60   | 0,254          | 0,330          |
| 14 | 0,532          | 0,661          | 90   | 0,205          | 0,239          |
| 15 | 0,514          | 0,641          | 100  | 0,196          | 0,256          |
| 16 | 0,497          | 0,623          | 250  | 0,124          | 0,163          |
| 17 | 0,482          | 0,606          | 500  | 0,088          | 0,115          |
| 18 | 0,456          | 0,575          | 1000 | 0,062          | 0,081          |
| 19 | 0,456          | 0,575          |      |                |                |

Observando a Figura 36 percebe-se que à medida que o valor do módulo de deformabilidade aumenta o valor do índice de CBR “in situ” também aumenta para a maioria dos dados observados, com exceção dos solos 2; 7; 8; 13 e 16, que apresentam comportamentos distintos dos demais. Quando se faz a análise de regressão sem considerar os dados dos solos citados acima, o valor do coeficiente de correlação aumenta para  $R^2 = 0,7918$  (Figura 40). Obtendo então a Equação 11, proposta para solos com módulo de deformabilidade no intervalo de  $27,32 < LWD < 146,43$  Mpa.

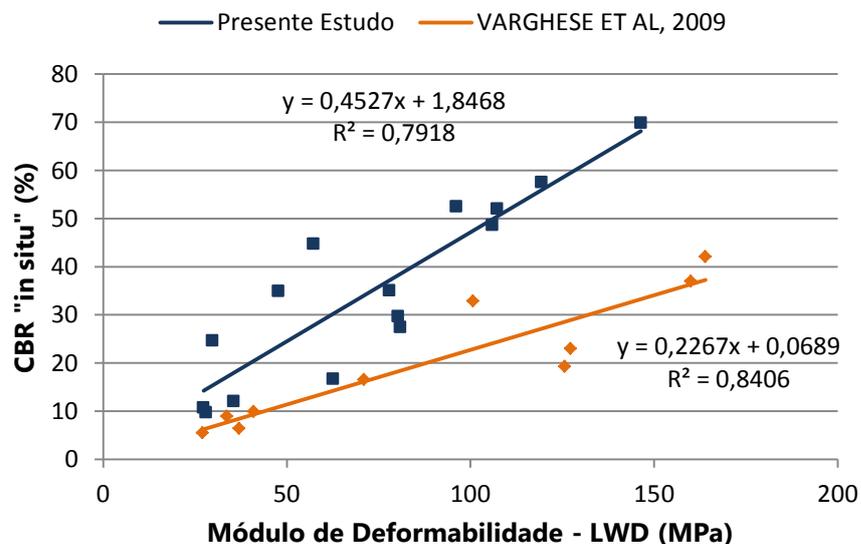
$$CBR = 0,4527 (LWD) + 1,8468 \text{ com } R^2 = 0,7918 \quad (11)$$

**Figura 40- Correlação CBR "in situ" e LWD – Sem considerar os resultados dos solos 2, 7, 8, 13 e 16.**



Varghese et al. (2009) também realizou os ensaios de LWD e CBR estando a amostra de solo no mesmo estado de confinamento, umidade e densidade. Deste modo, o desempenho do modelo desenvolvido nesta pesquisa (Figura 40) foi então comparado ao modelo proposto e formulado pelos autores, mencionados acima. A comparação gráfica entre os resultados desta pesquisa e o resultados obtidos por Varghese et al. (2009) está apresentada na Figura 41.

**Figura 41- Comparação CBR "in situ" e LWD entre o presente estudo e adaptado VARGHESE ET AL, 2009**



Observa-se que o modelo desenvolvido nesta pesquisa para solos classificados predominantemente como sendo A-2-4 se comporta de forma semelhante ao modelo representados pela Equação 7, proposto por Varghese et al. (2009) que encontrou um  $R^2 = 0,82$ .

#### **4.4 Análises Mecanística-empírica do Dimensionamento de Pavimentos**

Este item apresenta uma análise mecanicista-empírica de estruturas de pavimentos obtidas a partir do dimensionamento utilizando um método de dimensionamento empírico. A análise conteve-se em observar as tensões e deformações verticais no topo da camada de subleito, atendendo para o objetivo desta pesquisa que seria a análise dos materiais que compõem o terreno de fundação dos pavimentos.

Foram consideradas cinco amostras dos solos observados, sendo estas as que apresentaram o menor valor de índice de CBR de laboratório, que são os solos 15, 17, 18, 19 e 20 (ver Tabela 5). As estruturas dos pavimentos foram dimensionadas através do método empírico do DNIT que utiliza como parâmetros de entrada os resultados de índice de CBR (neste caso foram dimensionadas duas estruturas, uma considerando o valor do CBR de laboratório e outra o índice de CBR in situ) e número equivalente de operações do eixo padrão (N).

Após o dimensionamento realizou-se uma análise mecanística das estruturas através de um modelo elástico linear com o auxílio do software de análise estrutural ELSYM5. Esta análise envolve a avaliação das características de deformação permanente das camadas constituintes do pavimento. A determinação destas características em relação às camadas do subleito foi realizada a partir do ensaio LWD, que permite a obtenção do valor do módulo de deformabilidade in situ. Os valores de módulo de deformabilidade das camadas de subleito analisadas estão apresentados na tabela 7. Para as demais camadas dos pavimentos foram adotados os valores de módulo de deformabilidade de acordo com Bastos (2013); Maragon (2004) e Soares et al. (1999).

Os parâmetros de entrada do ELSYM5 são as espessuras das camadas (obtidas a partir do método do DNIT), coeficiente Poisson e módulo de deformabilidade.

A análise constituiu em verificar se a estrutura dimensionada atende as condições de deformação permanente no subleito sem sofrer colapso. Sendo assim, efetuou-se a comparação entre as tensões verticais de compressão no topo do subleito calculadas pelo software ELSYM5 e as tensões verticais máximas admitidas calculadas a partir do modelo de tensões verticais máximas propostos por Heukelom e Klomp (1962), também a partir do modelo de deformação permanente relatado por Capitão (2003) pode-se converter as deformações verticais sofridas no topo do subleito em número equivalente de operações do eixo padrão máximas previstas até a ruína do material, possibilitando comparar a vida de fadiga das estruturas dimensionadas com o número equivalente de operações do eixo padrão de projeto.

#### 4.4.1 Dados de Entrada para a análise

Os dados de entrada das camadas constituintes do pavimento utilizados para o dimensionamento empírico e para a análise a partir do software ELSYM5 estão mencionados abaixo:

- Subleito – solos naturais classificados como A-2-4; A-4 e A-1-b:
  - ✓ Califórnia Bering Ratio (CBR) = Tabela 5 (laboratório) e Tabela 8 (in situ)
  - ✓ Módulo de Deformabilidade = Tabela 7 (LWD)
  - ✓ Coeficiente de Poisson = 0,40 (SENÇO, 2007)
- Reforço do Subleito – Solo siltoso - Amostra 1 (BASTOS, 2013)
  - ✓ Califórnia Bering Ratio (CBR) = 13 %
  - ✓ Módulo de Deformabilidade = 223 Mpa
  - ✓ Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,35
  - ✓ Coeficiente Estrutural ( $K_{REF}$ ) = 1
- Sub-base – Areia Siltosa – Amostra 4 (BASTOS, 2013)
  - ✓ Califórnia Bering Ratio (CBR) = 40 %
  - ✓ Módulo de Deformabilidade = 298 Mpa
  - ✓ Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,35
  - ✓ Coeficiente Estrutural ( $K_S$ ) = 1
- Base – Mistura de Solo (35 %) e Brita (65 %) - Amostra 5 (BASTOS, 2013)
  - ✓ Califórnia Bering Ratio (CBR) = 70 %
  - ✓ Módulo de Deformabilidade = 363 Mpa

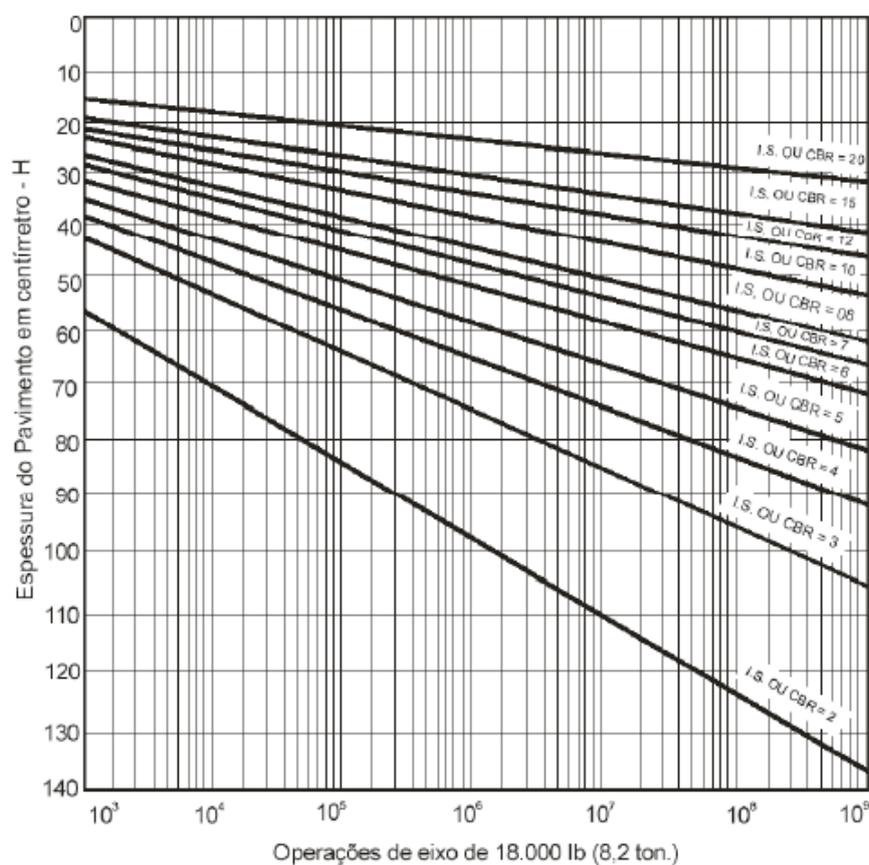
- ✓ Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,35
- ✓ Coeficiente Estrutural ( $K_B$ ) = 1
- Revestimento
  - ✓ Tratamento Superficial Simples (TSS) com módulo de resiliência igual a 500 Mpa (MARAGON, 2004), coeficiente de Poisson igual a 0,30 (BALBO, 2007) e coeficiente de equivalência estrutural sendo  $K_R=1,2$  (BASTOS, 2013).
  - ✓ Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) com módulo de resiliência igual a 3000 Mpa (SOARES ET AL., 1999), coeficiente de Poisson igual a 0,35 (BALBO, 2007) e coeficiente de equivalência estrutural sendo  $K_R=2,0$  (BASTOS, 2013)

Em relação ao tráfego de projeto adotou-se cinco níveis de solicitações com número N assumindo os valores adotados por Bastos (2013). Para cada amostra de solo ensaiada considerou-se um valor de N, respectivamente:  $N=1 \times 10^6$  (Solo 15);  $N=5 \times 10^6$  (Solo 17);  $N=1 \times 10^7$  (Solo 18);  $N=5 \times 10^7$  (Solo 19);  $N=1 \times 10^8$  (Solo 20).

#### **4.4.2 Cálculo das espessuras - método do DNIT**

Para o dimensionamento utilizando o método do DNIT, utilizou-se o ábaco da Figura 42 para determinar a espessura total do pavimento ( $H_m$ ), a partir do valor do índice de CBR do subleito e do número de operações de eixo padrão. As espessuras mínimas a serem adotada para os revestimentos betuminosos recomendados pelo DNIT estão apresentadas na Tabela 10, variando em função do valor do numero N adotado.

**Figura 42 - Ábaco de dimensionamento de pavimentos flexíveis**



Fonte: DNIT, 2006

**Tabela 10 - Espessura mínima de revestimento betuminoso**

| N                             | Espessura Mínima do Revestimento Betuminoso       |
|-------------------------------|---|
| $N \leq 10^6$                 | Tratamentos superficiais betuminosos              |
| $10^6 < N \leq 5 \times 10^6$ | Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura |
| $5 \times 10^6 < N \leq 10^7$ | Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura       |
| $10^7 < N \leq 5 \times 10^7$ | Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura      |
| $N > 5 \times 10^7$           | Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura      |

Fonte: DNIT, 2006

Após determinar a espessura total do pavimento ( $H_m$ ), fixada a espessura do revestimento e com os valores de índice de CBR dos materiais que compõem as demais camadas podem-se determinar as espessuras da base ( $B$ ), sub-base ( $h_{20}$ ) e reforço de subleito ( $h_n$ ) através do ábaco da Figura 42 e das equações de 12 a 14:

$$RK_R + BK_B \geq H_{20} \quad (12)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S \geq H_n \quad (13)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_nK_{REF} \geq H_m \quad (14)$$

Onde:

$K_R$ : coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

R: espessura do revestimento;

$K_B$ : coeficiente de equivalência estrutural da base;

B: espessura da base;

$H_{20}$ : espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base;

$K_S$ : coeficiente de equivalência estrutural da sub-base;

$h_{20}$ : espessura da sub-base;

$H_n$ : espessura de pavimento necessária para proteger o reforço do subleito;

$K_{REF}$ : coeficiente de equivalência estrutural do reforço de subleito;

$h_n$ : espessura do reforço do subleito;

$H_m$ : espessura total de pavimento

A Tabela 11 apresenta o resumo do dimensionamento obtido pelo método empírico do DNIT considerando o índice de CBR obtido em laboratório e o índice de CBR in situ. Destaca-se que foram consideradas espessuras mínimas de 15 cm como recomenda o manual do DNIT (2006).

**Tabela 11 - Resultado do dimensionamento - Método empírico do DNIT**

| AMOSTRAS<br>CAMADAS / NUMERO N | Solo 15<br>$1 \times 10^6$ | Solo 17<br>$5 \times 10^6$ | Solo 18<br>$1 \times 10^7$ | Solo 19<br>$5 \times 10^7$ | Solo 20<br>$1 \times 10^8$ |
|--------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| CBR (LABORATÓRIO)              |                            |                            |                            |                            |                            |
|                                | TSS                        | TSS                        | CBUQ                       | CBUQ                       | CBUQ                       |
| Revestimento (cm)              | 3                          | 5                          | 7,5                        | 10                         | 12,5                       |
| Base (cm)                      | 21                         | 22                         | 15                         | 15                         | 17                         |
| Sub-base (cm)                  | 15                         | 20                         | 15                         | 16                         | -                          |
| Reforço do Subleito (cm)       | 15                         | 18                         | -                          | -                          | -                          |
| CBR (IN SITU)                  |                            |                            |                            |                            |                            |
|                                | TSS                        | TSS                        | CBUQ                       | CBUQ                       | CBUQ                       |
| Revestimento (cm)              | 3                          | 5                          | 7,5                        | 10                         | 12,5                       |
| Base (cm)                      | 19                         | 22                         | 15                         | 15                         | 15                         |
| Sub-base (cm)                  | -                          | -                          | 15                         | -                          | -                          |
| Reforço do Subleito (cm)       | -                          | -                          | -                          | -                          | -                          |

Observando a Tabela 11 é possível perceber que o dimensionamento de pavimentos realizados a partir de valores de capacidade de suporte determinada pelo ensaio de CBR

“in situ” de modo geral projetam estruturas mais delgadas. Isto se deve ao fato dos valores de CBR obtidos em laboratório apresentarem em sua maioria valores inferiores aos obtidos in situ. Rezende (1999) justifica esse comportamento pelo ensaio em laboratório ser realizado em corpos de provas que foram imersos em água durante o período de quatro dias, o que provoca um decréscimo na resistência do solo medida pelo ensaio de CBR. O grau de compactação alto também pode ter influenciado para o acréscimo no valor de CBR “in situ”.

#### 4.4.3 Cálculo das tensões e deformações utilizando o software ELSYM5

As análises mecânicas foram realizadas com os dados apresentados no item 4.4.1 e da Tabela 11. A Figura 43 apresenta a vista da tela do programa ELSYM5 com os dados referentes às camadas da estrutura considerando como subleito a amostra do Solo 15 dimensionada a partir do CBR de laboratório para exemplificação.

**Figura 43 - Tela do ELSYM5 com os dados das camadas do pavimento da amostra 15 (CBR de laboratório)**

ELASTIC LAYER DATA

Number of layers: 5

| Layer Number (top to bottom) | Thickness (inches) | Poisson's Ratio | Modulus of Elasticity |
|------------------------------|--------------------|-----------------|-----------------------|
| 1                            | 3.00               | .30             | 5000.00               |
| 2                            | 21.00              | .35             | 3630.00               |
| 3                            | 15.00              | .35             | 2980.00               |
| 4                            | 15.00              | .35             | 2230.00               |
| 5                            | .00                | .40             | 570.00                |

\*Note: Enter Zero thickness when bottom layer is semi-infinite.

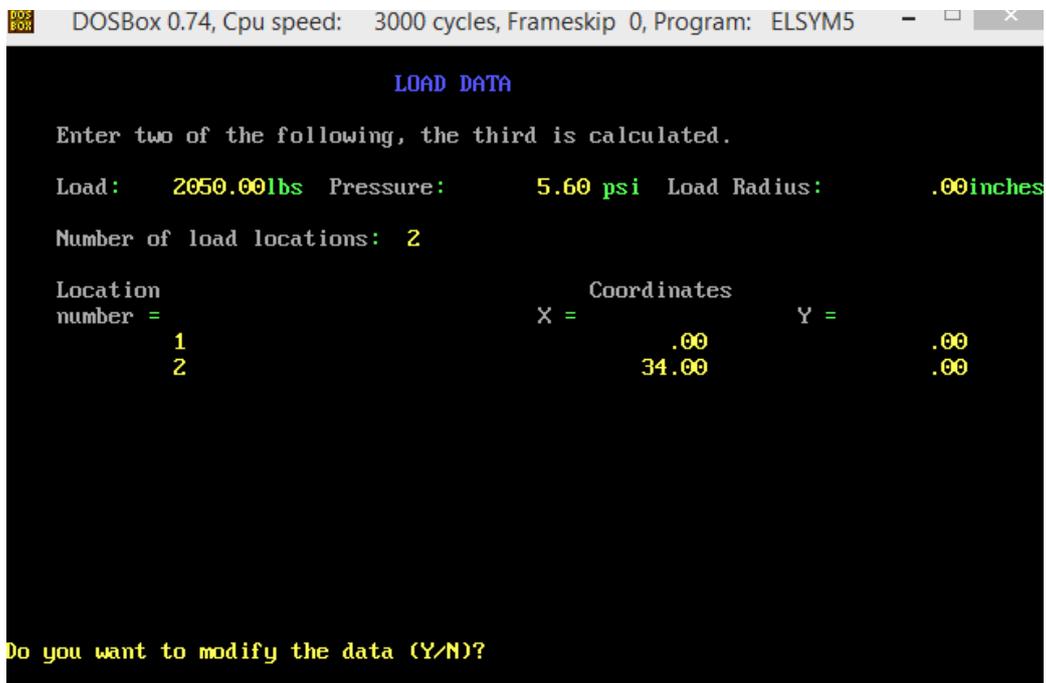
Do you want to modify the data (Y/N)?

Em relação ao carregamento optou-se por adotar os dados considerados por Gregorio (2016) sendo o eixo simples de rodas duplas (ESRD) carregado com 8,2 toneladas, eixo considerado padrão pelo método do DNER, a carga representada por cada pneu foi de 2050 Kg. A pressão de cada pneu adotada de 0,56 Mpa (5,6 Kg/cm<sup>2</sup>).

A distância entre a aplicação de carga entre as rodas duplas adotada foi de 34,0 cm de acordo com o que foi apresentado por Rocha (2010). Sendo assim em relação ao eixo X foram analisados os pontos mais críticos localizados sob as rodas e entre as rodas (0; 17; 34 cm)

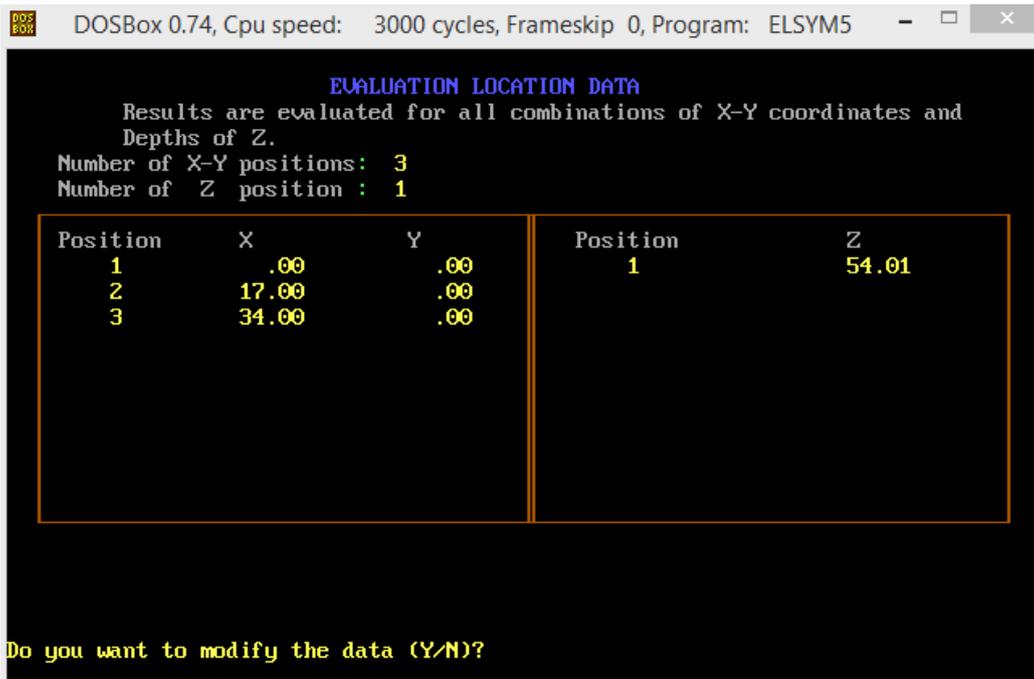
A figura 44 apresenta a configuração, medidas e posicionamento das rodas, informada ao programa para a amostra de solo 15. Destaca-se que se adotou o mesmo tipo de carregamento para todas as amostras de solos analisadas.

**Figura 44 - Tela do ELSYM5 com os dados do carregamento da amostra 15 (CBR de laboratório)**



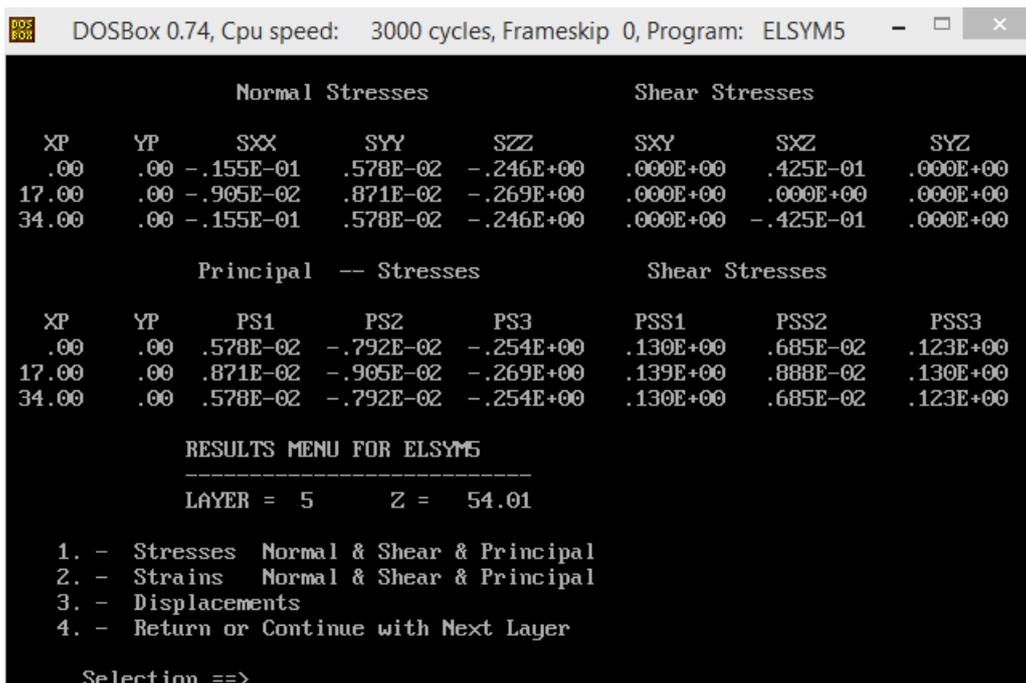
É importante observar que foram analisadas as tensões e deformações sofridas no topo do subleito, sendo assim, a posição selecionada no programa para a análise em relação ao eixo Z variou de acordo com cada estrutura analisada. A Figura 45 mostra os dados referentes ao ponto de análise para a amostra 15.

**Figura 45 - Tela do ELSYM5 com os dados referentes ao ponto de análise da estrutura do pavimento da amostra 15 (CBR de laboratório)**



Os resultados das tensões e deformações verticais no topo do subleito foram obtidos, a figura 46 registra a tela de resultados da simulação do programa ELSYM5, a primeira tabela refere-se às tensões normais e a segunda são as tensões principais para a amostra de solo 15.

**Figura 46 - Resultados das tensões (Kgf/cm<sup>2</sup>) para a estrutura da amostra 15 (CBR de laboratório)**



Na figura 47 está apresentada a tela com os resultados das deformações sofridas no topo do subleito, a primeira tabela refere-se às deformações normais e a segunda as deformações principais.

**Figura 47 - Resultados das deformações (cm/cm) para a estrutura da amostra 15 (CBR de laboratório)**

| Normal Strains |     |          |          |           | Shear Strains |           |          |
|----------------|-----|----------|----------|-----------|---------------|-----------|----------|
| XP             | YP  | EXX      | EYY      | EZZ       | EXY           | EXZ       | EYZ      |
| .00            | .00 | .142E-03 | .194E-03 | -.426E-03 | .000E+00      | .209E-03  | .000E+00 |
| 17.00          | .00 | .166E-03 | .210E-03 | -.471E-03 | .000E+00      | .000E+00  | .000E+00 |
| 34.00          | .00 | .142E-03 | .194E-03 | -.426E-03 | .000E+00      | -.209E-03 | .000E+00 |

| Principal -- Strains |     |          |          |           | Shear Strains |          |          |
|----------------------|-----|----------|----------|-----------|---------------|----------|----------|
| XP                   | YP  | PE 1     | PE 2     | PE 3      | PSE1          | PSE2     | PSE3     |
| .00                  | .00 | .194E-03 | .160E-03 | -.444E-03 | .638E-03      | .337E-04 | .605E-03 |
| 17.00                | .00 | .210E-03 | .166E-03 | -.471E-03 | .681E-03      | .436E-04 | .637E-03 |
| 34.00                | .00 | .194E-03 | .160E-03 | -.444E-03 | .638E-03      | .337E-04 | .605E-03 |

RESULTS MENU FOR ELSYM5  
-----  
LAYER = 5      Z = 54.01

1. - Stresses Normal & Shear & Principal
2. - Strains Normal & Shear & Principal
3. - Displacements
4. - Return or Continue with Next Layer

Selection ==>

A partir do valor de deformação permanente no topo do subleito obtido, utilizou-se o modelo relatado por Capitão (2003) (Equação 15) para calcular o número equivalente de operações do eixo padrão que a estrutura do pavimento flexível dimensionado suporta até sua ruína.

$$\varepsilon_v = 1,05 \times 10^{-2} \times N^{-0,223} \quad (15)$$

Onde:  $\varepsilon_v$  = deformação vertical de compressão no topo do subleito; N = número de repetições do eixo padrão de 80 KN.

Para estimar a tensão vertical admissível no subleito ( $\sigma_{vadm}$ ) utilizou-se a expressão apresentada por Heukelom e Klomp (1962) (Equação 16):

$$\sigma_{vadm} = \frac{0,006 \times M_R}{1 + 0,7 \log N} \quad (16)$$

Onde:  $\sigma_{vadm}$  = tensão vertical admissível no topo do subleito, em Kgf/cm<sup>2</sup>; MR = módulo de resiliência do subleito, em Kgf/cm<sup>2</sup>; N = número de aplicações de carga do eixo padrão

Na tabela 12 estão apresentados os valores de tensão e deformação vertical de compressão no topo do subleito, obtidos a partir do software ELSYM5, assim como, o número de aplicações de carga do eixo padrão de projeto e os valores calculados de tensão admissível e número de aplicações de carga antes da ruína do pavimento.

**Tabela 12 - Resultados da análise do dimensionamento utilizando o ELSYM5**

|   | AMOSTRAS             |                      |                   |                   |                       |
|---|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
|   | SOLO 15              | SOLO 17              | SOLO 18           | SOLO 19           | SOLO 20               |
|   | CBR ( LABORATÓRIO)   |                      |                   |                   |                       |
| TENSÃO (ELSYM5)<br>(Kgf/cm <sup>2</sup> )     | 0,269                | 0,204                | 0,234             | 0,419             | 0,458                 |
| TENSÃO ADMISSIVEL<br>(Kgf/cm <sup>2</sup> )   | 0,657                | 0,653                | 0,284             | 1,117             | 0,727                 |
| DEFORMAÇÃO VERTICAL<br>(ELSYM5) ( $\mu def$ ) | 471                  | 332                  | 825               | 351               | 547                   |
| NÚMERO N (ELSYM5)                             | $1,1 \times 10^6$    | $5,3 \times 10^6$    | $0,9 \times 10^5$ | $4,1 \times 10^6$ | $0,6 \times 10^6$     |
| NÚMERO N (PROJETO)                            | $1,0 \times 10^6$    | $5,0 \times 10^6$    | $1,0 \times 10^7$ | $5,0 \times 10^7$ | $1,0 \times 10^8$     |
|   | CBR (IN SITU)        |                      |                   |                   |                       |
| TENSÃO (ELSYM5)<br>(Kgf/cm <sup>2</sup> )     | 0,908                | 0,702                | 0,234             | 0,696             | 0,490                 |
| TENSÃO ADMISSIVEL<br>(Kgf/cm <sup>2</sup> )   | 0,657                | 0,653                | 0,284             | 1,117             | 0,727                 |
| DEFORMAÇÃO VERTICAL<br>(ELSYM5) ( $\mu def$ ) | 1460                 | 1060                 | 825               | 560               | 579                   |
| NÚMERO N (ELSYM5)                             | $6,4 \times 10^{12}$ | $2,7 \times 10^{13}$ | $0,9 \times 10^5$ | $0,5 \times 10^6$ | $6,47 \times 10^{12}$ |
| NÚMERO N (PROJETO)                            | $1,0 \times 10^6$    | $5,0 \times 10^6$    | $1,0 \times 10^7$ | $5,0 \times 10^7$ | $1,0 \times 10^8$     |

Para as estruturas dimensionadas utilizando o CBR obtido em laboratório ao verificar as tensões de compressão obtidas nos topos das camadas de subleitos percebe-se que todas as amostras apresentaram valores inferiores aos de tensão admissível de acordo com o critério adotado, indicando que para o número N adotado não causariam a ruptura por deformação permanente do pavimento.

Em relação ao valor de N apenas as estruturas referentes aos solos 15 e 17 atenderam as exigências de projeto, apresentando valores de N (ELSYM) superior ao de projeto; as amostras dos solos 18, 19 e 20 apresentaram valores de número N (ELSYM) inferior ao de projeto, o que indica que os pavimentos sofreriam fadiga antes de completar o período previsto de vida útil, estes valores inferiores podem indicar ainda que as camadas estejam subdimensionadas.

Desta forma, as estruturas obtidas para as amostras dos solos 18, 19 e 20 foram redimensionadas, utilizando o software ELSYM5. Rocha (2010) menciona que a as hipóteses seriam aumentar a espessura das camadas do pavimento ou variar as características das camadas e procurar calibrar os parâmetros, como o módulo de deformabilidade (elevação da rigidez das camadas de base e sub-base).

Para os solos 18 e 20 foi necessário aumentar as espessuras das camadas e inserir uma camada de reforço do subleito para que as estruturas atendessem aos critérios analisados. Para a estrutura dimensionada a partir do subleito constituído pelo solo 19 apenas aumentar a espessura das camadas foi suficiente para atender aos critérios de dimensionamento. Abaixo segue a Tabela 13, contendo os resultados das espessuras redimensionadas.

**Tabela 13 - Resultado do redimensionamento das estruturas analisadas - ELSYM5**

| AMOSTRAS                 | Solo 18         | Solo 19         | Solo 20         |
|--------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| CAMADAS / NUMERO N       | $1 \times 10^7$ | $5 \times 10^7$ | $1 \times 10^8$ |
|                          | CBUQ            | CBUQ            | CBUQ            |
| Revestimento (cm)        | 14              | 14              | 15              |
| Base (cm)                | 23              | 23              | 22              |
| Sub-base (cm)            | 22              | 22              | 22              |
| Reforço do Subleito (cm) | 15              | -               | 18              |

Com relação as estruturas dimensionadas a partir do índice de CBR in situ observou-se que para todas as amostras de solos observadas os valores de tensão de compressão estiveram acima dos valores previstos de tensões máximas admissível, com exceção do solo 18, que apresentou valor próximo do máximo. Verificando os números de operações do eixo padrão obtido todas apresentaram valores inferiores ao de projeto indicando que a estrutura sofreria ruptura por fadiga antes de completar a vida útil de projeto.

A partir disto, percebe-se que embora as estruturas dimensionadas a partir do valor de índice de CBR in situ apresentaram-se mais delgadas e conseqüentemente mais econômicas que as dimensionadas a partir do CBR de laboratório, considerando o método de dimensionamento do DNIT elas não atendem aos parâmetros de análise de tensões e deformações aceitáveis.

De acordo com a análise mecânica verificou-se que de modo geral as estruturas dimensionadas a partir da metodologia empírica não atenderam aos parâmetros observados, indicando que estas sofreriam ruptura por fadiga ao longo da vida útil de projeto. Logo, torna-se importante poder caracterizar os materiais não apenas em função do índice de CBR, mas também em relação aos parâmetros de deformabilidade a fim permitir a realização da análise mecânica para projetar pavimentos que atendam aos níveis de serventia (segurança, economia e conforto) ao longo de toda vida útil de projeto.

Desta maneira, tomando-se como necessária a determinação das características resilientes dos materiais empregados nas camadas do pavimento à utilização do LWD pode ser considerada como uma alternativa viável e eficiente considerando a facilidade de obtenção destes parâmetros e sua representatividade, por ser este ensaio realizado em campo.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 Conclusões

A partir da realização desta pesquisa pode-se concluir que:

Ao realizar a caracterização dos solos que compõem os materiais de subleito de ruas distribuídas na cidade de Campina Grande pode-se verificar que houve uma predominância de solos granulares com finos siltosos de baixa compressibilidade (A-2-4/SM) compondo os materiais de subleito. Isto pode indicar que na região de estudo os subleitos podem ser constituídos de forma predominante por solos arenosos com finos siltosos.

Ao considerar os dados de todas as amostras de solo viu-se que a correlação, com linha de tendência linear, entre o CBR “in situ” e o LWD foi de 41,06 %. Considerando apenas os valores para solos classificados como A-2-4 (HRB) e os valores de solos classificados como SM (SUCS) o coeficiente de correlação foi de 40,85 % e 44,89 %, respectivamente. A aproximação destes valores é justificada pela predominância dos solos classificados como A-2-4/SM nos solos observados.

Desconsiderando as amostras dos solos 2, 7, 8, 13 e 16, que não seguiram a mesma tendência de comportamento de módulo de deformabilidade em função do índice de CBR “in situ” apresentada pelos demais solos observados percebeu-se que o coeficiente de correlação entre o CBR “in situ” e LWD aumentou para o valor de 79,18 %, continuando com tendência linear. Este fato indica que os valores de LWD e CBR “in situ” são correlacionáveis e apresentam uma mesma tendência de comportamento.

Os valores do módulo de deformabilidade e o valor do índice de CBR “in situ” mostraram uma tendência decrescente à medida que ocorre um aumento no teor de umidade do solo. De forma geral, solos com teor de umidade elevado apresentam valores de LWD baixos, e solos com teor de umidade baixo apresentam valores de LWD alto. A ação da sucção pode ser uma das justificativas para este comportamento, como relatado por outros autores, onde os solos com teores de umidade baixa podem apresentar uma resistência adicional causada pela sucção, entretanto neste trabalho não foi possível confirmar esta hipótese por não terem sido realizados ensaios de sucção.

Os valores de módulo de deformabilidade variam diretamente com grau de compactação. Onde, solos em estado mais fofo (grau de compactação baixo) tende a deformar mais quando submetidos à ação da carga dinâmica imposta pelo LWD apresentando assim valores de módulo de deformabilidade menores, da mesma forma quando os solos encontram-se com o grau de compactação elevado tendem a apresentar módulo de deformabilidade também elevado por sofrerem pequenas deformações quando submetidos ao carregamento dinâmico.

Na análise mecanística-empírica percebeu-se que a partir da determinação do módulo de deformabilidade utilizando o LWD pode-se verificar que algumas das estruturas dimensionadas pelo método de dimensionamento empírico do DNIT não atendem aos parâmetros de fadiga de acordo com os critérios adotados para a análise utilizada nesta pesquisa, indicando que as camadas dimensionadas a partir do método empírico podem estar subdimensionadas por isto sofrerão ruptura antes do período de projeto previsto. Ainda verificou-se que as estruturas dos pavimentos dimensionadas a partir do índice de CBR in situ não atenderam aos parâmetros analisados, o que indica que mesmo resultando em espessuras mais delgadas, e assim consequentemente mais econômicas, estas não suportariam o carregamento previsto e entrariam em fadiga antes de completar a vida útil de projeto.

Portanto, a alternativa de utilizar o LWD para determinação da capacidade de suporte de subleitos em campo pode ser considerado como uma alternativa viável, tendo em vista que facilitaria a obtenção deste parâmetro geotécnico considerando que o ensaio LWD é um ensaio de fácil e rápida execução.

## **5.2 Sugestões**

- Realizar ensaios de CBR “in situ” e LWD para maior número amostral;
- Realizar os ensaios de CBR “in situ” e LWD juntamente com o ensaio de peso específico aparente “in situ” a fim de verificar a existência de uma possível correlação correlaciona-los;
- Verificar a influência do teor de umidade no valor do módulo de deformabilidade medido a partir do LWD, aferindo valores de sucção.
- Estudar a variabilidade dos valores de LWD para solos de mesma classificação considerando a variação do teor de umidade.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, L. C. A. et al. **Abordagens sobre dimensionamento de pavimentos flexíveis rodoviários: uma visão prévia do profissional brasileiro.** In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, 2, 2015, Fortaleza. Anais... Fortaleza, 2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (1993). **AASHTO Guide for design of Pavement Structures**, Amer Assn of State HWY, Washington.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. (2009). **ASTM D 4429. Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Soils in Place.**

\_\_\_\_\_. (2015). **ASTM E 2583. Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD).**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). **NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica e os procedimentos para determinação do Limite de Plasticidade e Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 7181. Solo – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 7182. Solo - Ensaio de compactação.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 9895. Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio.** Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2016). **NBR 7185. Solo - Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia.** Rio de Janeiro.

AYYANCHIRA, M. M. **Introduction of Light Weight Deflectometer.** International Journal of Engineering Research & Technology, v. 3, n. 4, p. 303-305, Abril. 2014.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração.** São Paulo: oficina de textos, 2007.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza.** 2013. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – UFC, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; BARROSO, S. H. A. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecânico-empírico a partir de ensaios acelerados e instrumentação em campo.** In: Congresso de Pesquisa e Ensaio em Transportes - ANPET, 28, 2014, Curitiba. Anais... Curitiba, 2014.

BECKER, E. **Conferencia sobre Pavimentos y pisos industriales – Estado del arte y algunas recomendaciones.** 2012. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/EdgardoBecker/e-becker-presentacin-sobre-pavimentos-y-pisos-industriales>

BELTRÁN, G.; ROMO, M. **Assessing artificial neural network performance in estimating the layer properties of pavements.** Ingenieria e Investigacion, Bogotá, v. 34, n. 4. p. 11-16, ago. 2014.

BENEVIDES, S. A. S. **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará.** 2000. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRÁS: ABEDA, 2008.

BILODEAU, J.; DORÉ, G.; SAVOIE, C. **Laboratory evaluation of flexible pavement structures containing geocomposite drainage layers using light weight deflectometer.** *Geotextiles and Geomembranes*, v. 43, p. 162-170, 2015.

BRANCO, F.; PEREIRA, P.; PICADO SANTOS, L. **Pavimentos Rodoviários.** Coimbra: Almedina, 2008.

CAPITÃO, S. D. **Caracterização mecânica de misturas betuminosas de alto módulo de deformabilidade.** 2003. 381 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Universidade de Coimbra, Coimbra.

CHASE, W.; BOWN, F. **General Statistics.** New York, John Wiley & Sons, Inc. 1992.

COMMURI, S. et al. **Pavement evaluation using a portable lightweight deflectometer.** Oklahoma Transportation Center, Midwest City, v. 11. p. 1-14, dez. 2012.

COSTA, S. C. F. E. **Estudo da viabilidade do uso do cone de penetração dinâmica e do light weight deflectometer em projetos de fundações superficiais.** 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 6ª ed. São Paulo: Ed. Thomson Learning, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (1994). DNIT – ME 049/94. *Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Método de ensaio.* Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (1994). DNIT – ME 052/94. *Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com o emprego do “Speedy”.* Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. (2006). DNIT – ME. *Manual de Pavimentação. Diretoria de Planejamento e Pesquisa.* Rio de Janeiro.

ELHAKIM, A. F.; ELBAZ, K.; AMER, M. I. **The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction.** Housing and Building National Research Center – HBRC Journal, v. 10, p. 298-307, dez. 2014

FERRI, S. **Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos.** 2013. 331 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FLEMING, P. R.; FROST, M. W.; LAMBERT, J. P. **A review of the lightweight deflectometer (LWD) for routine insitu assessment of pavement material stiffness.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, p. 80-87, 2007.

FLEMING, P. R.; FROST, M. W.; ROGERS, C. D. F. **A comparison of devices for measuring stiffness in situ.** In: International Symposium On Unbound Aggregates In Roads, & Dawson, A. R, UNBAR 5. Nottingham: United Kingdom, 2000. p. 193-200.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos - SISPAV.** 2007. 294 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GUEDES, S. B. **Estudo da viabilidade técnica do cone de penetração dinâmica (CPD), do cone de penetração estática (CPE) e do penetrômetro PANDA no dimensionamento de pavimentos urbanos.** 2008. 291 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

GREGORIO, R. K. **Análise mecanicista comparativa de estruturas de pavimentos para uso em corredores de autocarros.** 2016. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – ISEP, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

HAKARI, U.D.; NADGAUDA, K. D. **Estimation and evaluation of california bearing ratio by indirect methods.** IN: PROCEEDINGS OF INDIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE. Roorkee: India, 2013.

HEUKELOM, W., AND KLOMP, A.J.G. (1962). **Dynamic testing as a means of controlling pavement during and after construction.** Proceedings of the 1st international conference on the structural design of asphalt pavement, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

HOSSAIN, M. S.; APEAGYEI, A. K. **Evaluation of the lightweight deflectometer for in-situ determination of pavement layer moduli.** Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VTRC 10-R6, 2010.

JORDÃO, H. P. **Contribuição ao projeto de pavimentos urbanos de baixo volume de tráfego, através da utilização do cone de penetração dinâmica.** 2009. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

KERERAT, C. **Lab 10: California Bearing Ratio Test.** Notas de aula. University of Technology Rattanakosin, 2006. Disponível em: <http://readgur.com/doc/2132932/soil-mechanics-laboratory-lab-10--california-bearing-rati...>

KOPF, F.; ADAM, D.; PAULMICHL, I. (2005). **Investigation of the dynamics plate loading test with the light-weight deflectometer using the boundary element method.**

MARANGON, M. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência.** 2004. 477 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MARCACCINI, G. C. S. **Estudo experimental de laboratório para emprego da escória de aciaria como agregado em camadas de base de pavimento flexível.** 2009. 176 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MARÉ, F. L. **História das infra-estruturas rodoviárias.** 2011. 142 f. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

MARQUES, G. L. O. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; Efeito da compactação por impacto e giratória.** 2004. 461 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MARSON, L. A. **Correlações entre ensaios CBR e Mini-CBR para solos lateríticos de textura fina.** 2004. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2005.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaio de cargas repetidas.** 1991. 366 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

NAGESHWAR, R.; VARGHESE, G.; SHIVASHANKAR, R. **PFWD, CBR and DCP evaluation of lateritic subgrades of Dakshina Kannada, India.** The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), India, p. 1-6, out. 2008.

NAZZAL, M. D. et al. **Evaluating the light falling weight deflectometer device for in situ measurement of elastic modulus of pavement layers.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, p. 13-22. 2007.

NAZZAL, M. D. **Field evaluation of in-situ test technology for Qc/Qa during construction of pavement layers and embankments.** 2003. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical, Baton Rouge.

PAPAGIANNAKIS, A. T.; MASSAD, E. A. **Pavement design and materials.** Hoboken: John Wiley & Sons, 2008.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POWELL, W. D.; POTTER, J. F.; MAYHEW, H. C. AND NUNN, M. E. (1984) **The structural design of bituminous roads.** Department of Transport TRRL Report LR 1132. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, United Kingdom, 1984.

PREUSSLER, L. A. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento.** 2007. 80 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) –

Departamento de Engenharia e Transportes, Escola Politécnica da Universidade Federal de São Paulo, São Paulo.

PURWANA, Y. M.; NIKRAZ, H. **The correlation between the CBR and shear strength in unsaturated soil conditions.** International Journal of Transportation Engineering, Tehran, v. 1, No 3, p. 211-222, 2013.

ROCHA, A. J. **Dimensionamento de pavimentos flexíveis: comparação dos métodos empírico e mecanístico.** 2010. 116 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana.

SANTANA, S. C. **Indicadores físicos da qualidade de solos no monitoramento de pastagens degradadas na região Sul do Tocantins.** 2009. 76 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Tocantins, Gurupi.

SANTIAGO, L. S.; SOARES, J. B. **Contribuições ao desenvolvimento do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos no Brasil.** In: Congresso de Pesquisa e Ensaio em Transportes - ANPET, 29, 2015, Ouro Preto. Anais... Ouro Preto, 2015.

SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais.** 2006. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SANTOS, J. M. R. **Materiais utilizados na construção de pavimentos rodoviários.** 2010. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação.** v. 1. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007.

SILVA, H. M. R. D. **Caracterização do mastiche betuminoso e da ligação agregado-mastiche - Contribuição para o estudo do comportamento das misturas betuminosas.** 2005. 366 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Vias de comunicação). Universidade do Minho, Braga.

SILVA, J. E. M.; CARNEIRO, L. A. V. **Pavimentos de concreto: Histórico, tipos e modelos de fadiga.** Revista Militar de Ciência e Tecnologia, Rio de Janeiro, v. 31, p. 14-33, jul. 2014.

SILVA JUNIOR, F. A. S. **Cone de penetração dinâmica (DCP): Uma alternativa ao dimensionamento de pavimentos urbanos.** 2005. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

SOARES, J. B.; LEITE, L. M.; MOTTA, L. M. G. e CASTELO BRANCO, J. V. **O efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas.** In: XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 1999, São Carlos. Anais do XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 1999. v. I. p. 115-125.

SOARES, J. B.; MORENO, A. M.; MOTTA, L. M. G. **Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro.** Revista Pavimentação, ABPV, Rio de Janeiro, v. 17, p. 20-35, 2009.

TALUKDAR, D. K. **A study of correlation between california bearing ratio (CBR) value with other properties of soil.** International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, India, v. 4, p. 559-562, jan. 2014.

VARGHESE, G.; NAGESHWAR, R.; SHIVASHANKAR, R. **Investigations on unsoaked blended laterite using PFWD, PBT, DCP and CBR tests.** Journal of the Indian Roads Congress, No. 556, p. 283-293, dez. 2009.

ZORN INSTRUMENTS. **User Manual for the Light Weight Deflectometer (LWD) ZFG 3.0.** Disponível em: [http://www.idb-instruments.eu/wp-content/uploads/2013/05/User\\_Manual\\_ZFG-3.0-angl.pdf](http://www.idb-instruments.eu/wp-content/uploads/2013/05/User_Manual_ZFG-3.0-angl.pdf). Acesso em: 3 de março de 2016.