



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL*

**Igor Donizete dos Santos Silva**

**AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO  
DE SOLO PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS  
VICINAIS: ESTUDO DE CASO EM PALMAS – TO.**

**Palmas – TO**

**2016**



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL*

**Igor Donizete dos Santos Silva**

**AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO  
DE SOLO PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS  
VICINAIS: ESTUDO DE CASO EM PALMAS – TO.**

Projeto apresentado como requisito da disciplina Trabalho de conclusão de Curso II (TCC) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Especialista Fernando Moreno Suarte Junior.

**Palmas – TO**

**2016**

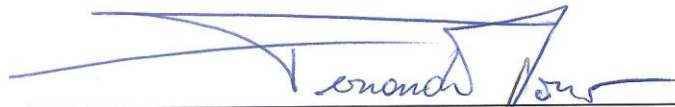
**Igor Donizete dos Santos Silva**

**AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO  
DE SOLO PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS  
VICINAIS: ESTUDO DE CASO EM PALMAS – TO.**

Projeto apresentado como requisito da disciplina Trabalho de conclusão de Curso II (TCC) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Especialista Fernando Moreno Suarte Junior.

Aprovada em 10 de novembro de 2016.

**BANCA EXAMINADORA**



Prof. Esp. Fernando Moreno Suarte Junior  
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas  
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos  
Centro Universitário Luterano de Palmas

**Palmas – TO**

**2016**

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, por ter me dado força, saúde e paz, para a concretização desse desafio e por sempre estar guardando meus passos e abençoando o meu caminho.

Aos meus Pais Donizete Baltazar da Silva e Alcione Leite dos Santos Silva os quais são os grandes responsáveis por essa vitória, onde seus conselhos, amor e carinho foram de total importância para o alcance dessa vitória, mesmo distantes na maioria do tempo, e ao meu Irmão Heitor Donizete dos Santos Silva.

A minha namorada Aline de Oliveira Leite, minha fonte de força e determinação, onde sempre buscou me ajudar em todos os momentos difíceis nessa jornada de muito trabalho e dificuldades.

A todos os meus familiares, por me darem forças e estarem sempre torcendo pela minha vitória. Aos meus grandes amigos e colegas, que estiveram sempre presentes nessa caminhada e pelo companheirismo desde o início dos estudos, até porque ninguém chega a lugar algum sozinho.

Ao meu professor orientador, Professor Especialista Fernando Moreno Suarte Junior, por todos esses anos de aprendizagem, participações, incentivos e desafios, e acima de tudo pela amizade e companheirismo construídos ao longo desse período.

## RESUMO

SILVA, Igor Donizete dos Santos. **AVALIAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO EM ESTRADAS VICINAIS: ESTUDO DE CASO EM PALMAS-TO.** 2016/2. Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Luterano de Palmas. Palmas–TO. Professor Orientador Especialista Fernando Moreno Suarte Júnior.

O presente trabalho de graduação realiza o estudo da via que liga o setor morado do Solo no Bairro de Taquaralto na cidade de Palmas–TO ao Aterro Sanitário Municipal de Palmas–TO localizado a cerca de 28,30 km do centro da cidade, identificando e caracterizando as manifestações patológicas além da estrutura contida na mesma, além da elaboração de estudos do material que constitui o trecho, onde que foram propostas misturas com a adição de agregados granulométricos e químicos, utilizando as técnicas de estabilização granulométrica e química. As patologias encontradas e caracterizadas (Seção Transversal Imprópria, Drenagem Lateral Inadequada, Corrugações, Excesso de Poeira, Buracos, Trilha de roda, Segregação de agregados) comprometem a segurança e o bem-estar dos usuários da via e aos moradores localizados no início do trecho estudado, sendo assim de grande importância a utilização de técnicas de melhoria do material como as propostas neste trabalho.

**Palavras Chaves:** Estabilização, Patologias, Solo, Granulométrica, Química.

## **ABSTRACT**

SILVA, Igor Donizete dos Santos. **EVALUATION OF SOIL STABILIZATION TECHNIQUES FOR PRIMARY COATING ON VICINAL ROADS: STUDY OF CASE AT PALMAS-TO.** 2016/2. Graduation course conclusion monograph of Civil Engineering Course. Academic Lutheran Center of Palmas. Palmas-TO. Specialist Teacher Advisor Fernando Moreno Suarte Júnior.

The present graduation work realizes the study of the road that connects the dwelled sector Taquaralto at the city Palmas-TO to the Municipal Landfill of Palmas-TO located about 28,30 km from the city downtown area, identifying and characterizing the pathological manifestations and the contained structure on itself, also the study elaboration of the material that constitutes the stretch, where were purposed admixtures with the addition of granulometrics aggregates and chemicals, using the granulometrics and chemicals stabilization techniques. The pathologies found and characterized (Unfit Transversal Section, Unfit Side Drainage, Corrugations, Dust Excess, Holes, Wheel Track, Aggregates Segregation) compromise the security and well-being of the stretch usuaries and the dwellers on the beginning of the studied stretch, therefore being of great importance the usage of improvement material techniques like the ones purposed on this work.

**Keywords:** Stabilization, Pathologies, Soil, Granulometric, Chemistry.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Extensão da malha rodoviária no Brasil .....	11
Figura 2: Pavimento Asfáltico.....	13
Figura 3: Ilustração sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes ..	14
Figura 4: Tratamento superficiais.....	17
Figura 5: Pavimento Rígido.....	18
Figura 6: Seção transversal imprópria.....	21
Figura 7: Drenagem lateral inadequada .....	22
Figura 8: Corrugações.....	23
Figura 9: Excesso de poeira.....	24
Figura 10: Buracos .....	25
Figura 11: Severidade em relação ao diâmetro e profundidade.....	25
Figura 12: Trilha de roda .....	26
Figura 13: Perda de agregados.....	28
Figura 14: Classificação das vias .....	29
Figura 15: Classificação das rodovias.....	30
Figura 16: Características de vias sugeridas de acordo com o VDM .....	32
Figura 17: Escalas granulométricas .....	40
Figura 18: Escala granulométrica pelo SUCS .....	40
Figura 19: Classificação T.R.B.....	41
Figura 20: Estabilização granulométrica .....	46
Figura 21: Estabilização solo-cimento.....	47
Figura 22: Localização do trecho a ser estudado.....	50
Figura 23: Localização das coletas de solos.....	51
Figura 24: Tabela 4 – Procedimento após peneiramento.....	53

Figura 25: Preparação das amostras .....	53
Figura 26: Quantidade mínima a se tornar para análise granulométrica .....	54
Figura 27: Agitador e serie de peneiras .....	54
Figura 28: Equipamentos utilizados para determinação do limite de liquidez .....	56
Figura 29: Determinação do limite de liquidez.....	57
Figura 30: Determinação do limite de plasticidade .....	59
Figura 31: Molde cilíndrico, cilindro complementar e base metálica .....	61
Figura 32: Soquete .....	62
Figura 33: Amostras levadas à imersão .....	63
Figura 34: Prensa e pistão para penetração .....	64
Figura 35: Curva de pressão / Penetração do I.S.C.....	64
Figura 36: Formação de morros no primeiro trecho (SOLO 1) .....	69
Figura 37: Formação de morros no segundo trecho (SOLO 2) .....	70
Figura 38: Trecho com seção transversal imprópria .....	71
Figura 39: Trecho com drenagem lateral inadequada .....	72
Figura 40: Trecho com corrugações.....	73
Figura 41: Trecho com excesso de poeira .....	74
Figura 42: Trecho com buracos.....	75
Figura 43: Trecho com trilha de roda .....	76
Figura 44: Trecho com segregação de agregados.....	77
Figura 45: Curva granulométrica do solo 1 .....	78
Figura 46: Curva granulométrica do solo 2 .....	79
Figura 47: Gráfico do limite de liquidez do solo 1 .....	80
Figura 48: Tentativa de moldagem do solo 1 para limite de plasticidade .....	81
Figura 49: Solo 1 – Peneiramento com a peneira nº40 (#0,42).....	82



Figura 50: Solo 1 – Após o peneiramento com a peneira nº40 (#0,42).....	83
Figura 51: Solo 2 – Peneiramento com a peneira nº40 (#0,42).....	84
Figura 52: Solo 2 – Após o peneiramento com a peneira nº40 (#0,42).....	84
Figura 53: Curvas de compactação das amostras .....	86
Figura 54: Curvas de relação de CBR e umidade .....	88
Figura 55: CBR das amostras com umidade ótima .....	89
Figura 56: CBR em relação ao teor de adição do solo 1 .....	90
Figura 57: CBR em relação ao teor de adição do solo 2.....	91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Composição granulométrica do solo 1 .....	77
Tabela 2: Composição granulométrica do solo 2 .....	79
Tabela 3: Determinação das misturas.....	85
Tabela 4: Resultados – Ensaio de Proctor .....	86
Tabela 5: Umidade ótima obtida pelo ensaio de Proctor .....	87
Tabela 6: Resultados – Califórnia Beraing Rático (CBR) .....	88
Tabela 7: Relação de umidade ótima e CBR .....	89

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>6</b>
1.1	OBJETIVOS .....	8
1.1.1	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>8</b>
1.1.2	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>8</b>
1.2	JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TRABALHO.....	9
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	10
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>11</b>
2.1	MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA.....	11
2.2	PROJETO GEOMÉTRICO DE ESTRADAS.....	12
2.3	PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL ....	12
2.3.1	<b>Pavimentos Flexíveis .....</b>	<b>12</b>
2.3.2	<b>Pavimentos rígidos .....</b>	<b>18</b>
2.4	RODOVIAS COM REVESTIMENTO TERROSO .....	19
2.4.1	<b>Definição .....</b>	<b>19</b>
2.4.2	<b>Tipos de defeitos .....</b>	<b>20</b>
2.5	ESTRADAS VICINAIS.....	29
2.5.1	<b>Definição .....</b>	<b>29</b>
2.5.2	<b>Características técnicas .....</b>	<b>31</b>
2.5.3	<b>Velocidade diretriz ou velocidade de projeto.....</b>	<b>31</b>
2.5.4	<b>Estudo de tráfego .....</b>	<b>32</b>
2.6	JURISDIÇÃO DAS RODOVIAS .....	33
2.6.1	<b>Rodovias Federais.....</b>	<b>33</b>
2.6.2	<b>Rodovias perante jurisdição do Ministério dos Transportes .....</b>	<b>34</b>
2.6.3	<b>Rodovias alçadas pela atuação do DNIT .....</b>	<b>34</b>
2.6.4	<b>Rodovias perante jurisdição Municipal .....</b>	<b>34</b>
2.6.5	<b>Rodovias perante jurisdição Estadual.....</b>	<b>34</b>
2.6.6	<b>Rodovias estaduais ou municipais coincidentes .....</b>	<b>34</b>
2.7	SOLOS.....	35
2.7.1	<b>Solos sob o ponto de vista da Engenharia .....</b>	<b>35</b>
2.7.2	<b>Compactação dos solos .....</b>	<b>37</b>
2.7.3	<b>Permeabilidade .....</b>	<b>38</b>
2.7.4	<b>Percolação .....</b>	<b>38</b>

2.7.5	<b>Coesão</b>	<b>38</b>
2.7.6	<b>Resistência dos solos</b>	<b>38</b>
2.7.7	<b>Classificação e identificação dos solos</b>	<b>39</b>
2.8	<b>ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS</b>	<b>43</b>
2.8.1	<b>Estabilização granulométrica</b>	<b>44</b>
2.8.2	<b>Solo-cimento</b>	<b>46</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>49</b>
3.1	TRECHO DE ESTUDO	49
3.2	LEVANTAMENTO DE DADOS EM CAMPO	50
3.2.1	<b>Caracterização da estrutura do pavimento</b>	<b>50</b>
3.2.2	<b>Verificação das manifestações patológicas existentes na via</b>	<b>50</b>
3.3	ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO	51
3.3.1	<b>Preparação das amostras</b>	<b>52</b>
3.3.2	<b>Granulometria</b>	<b>53</b>
3.3.3	<b>Limites</b>	<b>55</b>
3.4	COMPACTAÇÃO	59
3.5	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	62
3.5.1	<b>Teor de umidade</b>	<b>65</b>
3.5.2	<b>Umidade ótima</b>	<b>65</b>
3.5.3	<b>Determinação de massa específica</b>	<b>65</b>
3.6	ENSAIOS DE ESTABILIZAÇÃO	66
3.6.1	<b>Estabilização granulométrica</b>	<b>67</b>
3.6.2	<b>Estabilização química</b>	<b>67</b>
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>69</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO	69
4.2	MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EXISTENTES NA VIA	70
4.2.1	<b>Seção transversal imprópria</b>	<b>70</b>
4.2.2	<b>Drenagem lateral inadequada</b>	<b>71</b>
4.2.3	<b>Corrugações</b>	<b>72</b>
4.2.4	<b>Excesso de poeira</b>	<b>73</b>
4.2.5	<b>Buracos</b>	<b>74</b>
4.2.6	<b>Trilha de roda</b>	<b>75</b>
4.2.7	<b>Segregação de agregados</b>	<b>76</b>
4.3	CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL COLETADO	77

4.3.1	Caracterização granulométrica .....	77
4.3.2	Caracterização dos limites .....	80
4.3.3	Conclusão da caracterização da amostra .....	82
4.3.4	Propostas de estabilizações .....	85
4.4	ANÁLISE DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO .....	85
4.5	ANÁLISE DO ENSAIO DE CBR (CALIFÓRNIA BERAING RÁTICO).....	87
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>92</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	92
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	93
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>94</b>
	<b>APÊNDICE.....</b>	<b>98</b>

# 1 INTRODUÇÃO

O Brasil por ser um país onde o modal mais utilizado para deslocamento de pessoas e produtos agropecuários ou industriais é o rodoviário, sendo que a grande maioria não possui nenhum tipo de revestimento, e por se ter atualmente um grande problema por falta de recursos para a construção e a manutenção da malha rodoviária, as estradas vêm sofrendo muito por desgastes causados pela falta de manutenção e até mesmo por falta de técnicas economicamente viáveis para as construções de novas rodovias.

No Tocantins não é diferente, por ser um estado novo, ainda em formação, a malha rodoviária ainda se encontra em construção havendo muitas rodovias com revestimentos primários precários por falta de estudos de técnicas para a prevenção de problemas. E em Palmas – TO sendo a capital do estado acontece o mesmo problema, tais problemas existem na zona rural e ainda dentro da zona urbana da cidade também.

Faz-se necessário elaborar uma avaliação do trecho da estrada que liga o setor Morada do Sol no bairro de Taquaralto ao aterro sanitário municipal, por se tratar de um trecho que possui revestimento terroso sendo este constituído por dois tipos de materiais no decorrer de sua extensão, e por apresentar patologias como seção transversal imprópria, drenagem lateral inadequada, corrugações, excesso de poeira, buracos, trilha de roda e segregação de agregados, levando assim riscos de acidentes aos usuários da via e para os moradores do setor de Taquaralto onde se tem o início do trecho. Tais patologias são formadas pelo tipo de material utilizado no revestimento ou possíveis erros na execução da obra.

O estudo de caso consistirá primeiramente no conhecimento de tráfego que faz uso da via, juntamente com a análise das patologias do trecho, tendo em vista a caracterização de seus níveis de severidade, também serão feitos ensaios para caracterização e análise das resistências dos solos coletados no trecho. Conhecendo o solo serão feitas algumas propostas de estabilização dos mesmos solos, usando cimento e brita graduada como material para a estabilização, sendo propostos alguns teores de adição para esses materiais sobre o solo. Ao termino, os solos que possuem estabilização serão submetidos aos mesmos ensaios feitos anteriormente com o solo coletado em seu estado natural, tendo assim resultados

para a comparação entre o solo natural e as adições propostas, tendo ao fim as respostas técnicas sobre a utilização da estabilização deste material.

Por fim se fará um comparativo de custos entre as amostras estudadas. O comparativo será feito a partir de orçamentos feitos para cada situação proposta, sendo que será feito um orçamento para o solo natural que está sendo utilizado no trecho. O comparativo de custos tem como objetivo identificar se a estabilização do solo é economicamente viável ou não, tendo em mente que para cada caso se terá um valor diferente por se tratar de adições de materiais como brita graduada e cimento, sendo estas matérias industriais.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

Este trabalho de pesquisa tem como principal objetivo avaliar em laboratório as técnicas de estabilização de solo na cidade de Palmas – TO, no trecho localizado no setor Morada do Sol no bairro de Taquaralto, que liga a cidade ao aterro sanitário municipal, possuindo 5,40 km de extensão, distante 28,30 km do centro da cidade.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Estudo e caracterização das camadas da via a ser estudada;
- Verificar as manifestações patológicas existente, identificando as possíveis causas;
- Caracterizar os materiais das camadas da via e propor estabilizações de acordo com o resultado da caracterização dos solos coletados;
- Realizar estabilizações granulométricas e químicas, determinando as características e resultados de CBR;
- Determinar por meio de ensaios em laboratório a influência da estabilização na capacidade de suporte mensurado através do Índice de Suporte Califórnia e através do ensaio de compactação se obter os parâmetros: Curva de Compactação do Solo, Massa Específica Seco Máximo, Umidade Ótima e Curvas de saturação para os Traços de Estabilização propostos.



## 1.2 JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DO TRABALHO

Sabemos que o principal modal utilizado tanto para transporte de mercadorias e pessoas no Brasil é o rodoviário, e principalmente em lugares onde o desenvolvimento econômico é baixo, e as rodovias destes locais não são pavimentadas como a área a ser estudada por este trabalho, a importância das rodovias são ainda maiores. E eventuais patologias podem causar dificuldade na transição sobre estas estradas não pavimentadas, ou até mesmo causar interdições na mesma, causando sérios danos a sociedade que depende destas mesmas rodovias para trafegar.

A alguns anos a questão de aumentar a resistência e a vida útil das rodovias vem sendo levantada e debatida por muitos profissionais da área e pelas empresas responsáveis pela execução, planejamento e fiscalização das rodovias pavimentadas e também das que não possuem pavimentação. E um estudo como este será de grande ajuda para talvez resolver estes problemas, a estabilização de solos pode resolver o problema de deformações e aumentar a vida útil de estradas não pavimentadas e essa técnica pode ser levada também para rodovias pavimentadas e até mesmo para outras obras onde o solo é o principal material utilizado.

Pessoalmente este trabalho tem grande importância na minha vida acadêmica e futuramente profissional, pois a área de pavimentação é uma área muito importante e é a área que desejo trabalhar. Ter a oportunidade de desenvolver um trabalho de pesquisa onde uma técnica muito importante como a estabilização de solos será estudada e posteriormente colocado à prova é de grande magnitude para minha carreira acadêmica e profissional.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos, onde esta parte fica responsável por descrevê-las.

O primeiro capítulo é a parte introdutória do trabalho, com a função de contextualizar o tema em estudo neste trabalho, explanando os objetivos gerais e específicos, expondo a justificativa e a importância do presente trabalho.

O segundo capítulo estrutura todo o referencial teórico utilizado como base, onde são textualizados e analisados os temas como a pavimentação no Brasil, conceitos de pavimentação rodoviária, o que é pavimento, as estruturas pertencentes a pavimentação flexível e rígida, patologias em pavimentos primários, conceitos e caracterização de solos, estabilizações granulométricas e químicas.

O terceiro capítulo fica responsável por apresentar todas as metodologias apresentadas e utilizadas pelo autor, o qual é de total importância para o entendimento dos ensaios realizados.

O quarto capítulo expõe os resultados e análises com relação aos ensaios propostos e demonstrados na metodologia, tendo como objetivo se obter dados para comprovação da eficácia da técnica proposta.

O quinto capítulo apresenta as conclusões finais e as sugestões para possíveis trabalhos futuros tendo relação como o presente estudo realizado.

As referências bibliográficas, fica responsável pela apresentação das fontes de consultas realizadas para a elaboração deste trabalho.

Por fim, o apêndice traz todos os laudos dos ensaios realizados para a obtenção dos resultados utilizados no capítulo quatro e para a conclusão do capítulo 5.

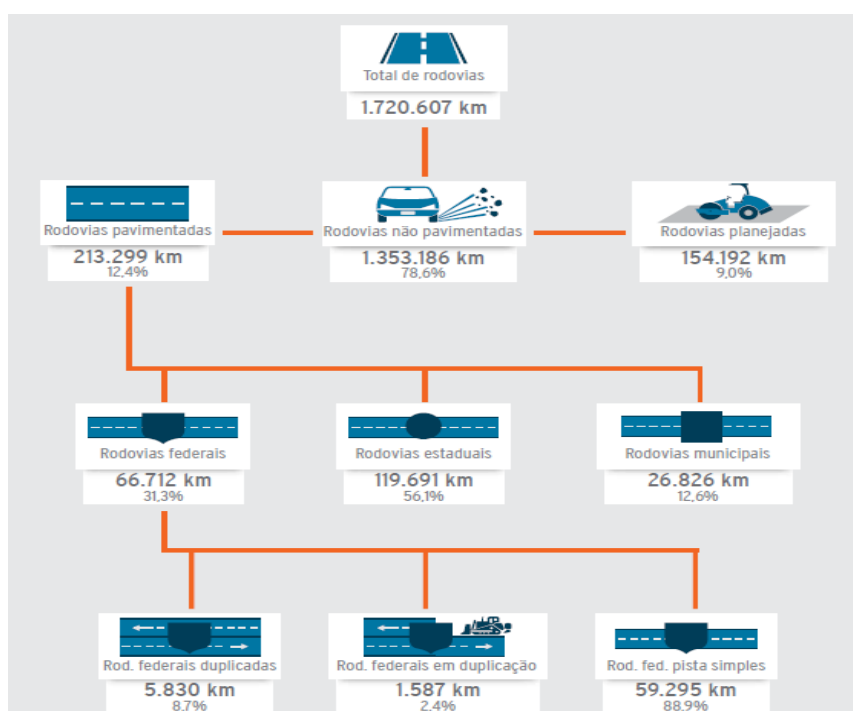
## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA

O modal rodoviário tem sido a preferência para transporte de pessoas e de bens no Brasil há anos, sendo responsável por 61% na matriz de transporte de cargas, enquanto o segundo modal mais utilizado para transportes de mercadorias é o ferroviário tendo apenas 20,7% de participação. Já na matriz de transporte de pessoas, o modal rodoviário predomina com 95% de participação. Devido a esse total de equilíbrio na matriz de transportes de cargas, o modal rodoviário, sendo ideal para deslocamentos em curtas e médias distâncias, vem sendo usado em viagens de longas distâncias, tornando assim dependentes de rodovias em condições ideais para sua utilização (CNT, 2015).

Conforme dados levantados do Sistema Nacional de Viação – SNV de 2015, o planejamento rodoviário não tem sido eficiente, já que há um desequilíbrio entre a extensão da malha rodoviária brasileira não pavimentada que chega a 78,6% de toda malha rodoviária e os apenas 12,4% pavimentadas.

**Figura 1:** Extensão da malha rodoviária no Brasil



Fonte: CNT (2015)

## **2.2 PROJETO GEOMÉTRICO DE ESTRADAS**

Compreende se como projeto geométrico o processo de unir as características de operação de uma estrada como, condições de segurança, aceleração, frenagem juntamente com a comodidade e conforto dos usuários (PONTES FILHO, 1998).

O projeto geométrico tem como principal base os princípios da geometria e de física e também das características de operação dos veículos que irão circular na estrada. Para a elaboração do projeto geométrico são usados cálculos teóricos juntamente com dados empíricos que são obtidos através de análises e observações. A construção de uma estrada deve atender 3 pontos principais que é ser tecnicamente e economicamente viável além de ser socialmente acessível (PONTES FILHO, 1998).

## **2.3 PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL**

O pavimento é uma estrutura formada por algumas camadas com espessuras finitas, construída a partir da superfície de terraplenagem, e tem como principal função resistir aos esforços do tráfego e também as variações climáticas, proporcionando aos usuários melhoria nas condições de transição sobre a rodovia sendo tecnicamente e economicamente viável (BERNUCCI et al, 2008).

Ainda, segundo BERNUCCI et al. (2008), O pavimento rodoviário é classificado em dois tipos básicos: rígidos e flexíveis. O pavimento rígido é basicamente chamado de pavimento de concreto de cimento Portland, ou apenas (concreto-cimento) e os flexíveis são conhecidos por pavimento asfáltico, indicando o tipo de revestimento do pavimento.

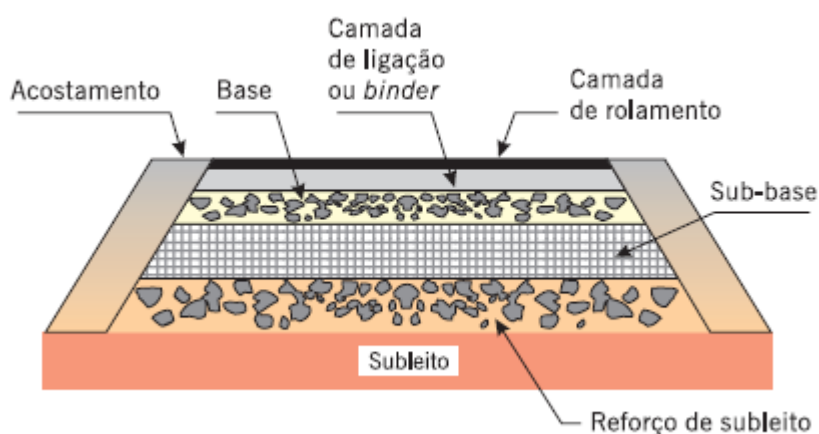
### **2.3.1 Pavimentos Flexíveis**

Os pavimentos flexíveis são aqueles em que o revestimento é constituído por uma mistura de agregados juntamente com ligantes asfálticos. Tendo como camadas em sua estrutura: revestimento asfáltico, base, sub-base, subleito e reforço do subleito. O revestimento asfáltico é a camada que fica diretamente em contato com os veículos, chamado de pista de rolamento. As camadas da estrutura são finitas, mudando de espessura ou até mesmo deixando de existir em alguns casos,

quando o tráfego não exige tanto da estrutura do pavimento (BERNUCCI et al, 2008).

Ainda, segundo BERNUCCI et al. (2008), o revestimento asfáltico é a camada inferior que tem como função resistir diretamente às ações do tráfego transmitindo estas tensões de forma atenuada às camadas inferiores, além de impermeabilizar a estrutura do pavimento. As tensões geradas pelo tráfego afetam diretamente a camada asfáltica gerando trincamento por fadiga desta camada, e o trincamento pode surgir também por envelhecimento do ligante asfáltico, ação climática e outros.

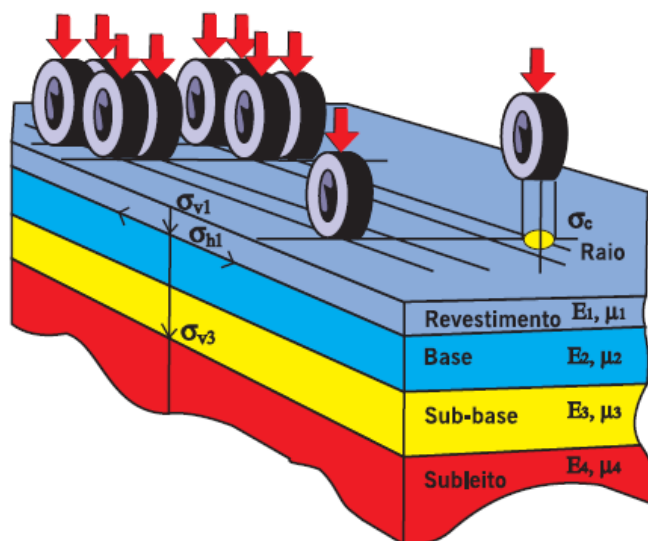
**Figura 2:** Pavimento Asfáltico



Fonte: BERNUCCI et al. (2008)

Em pavimentos asfálticos, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito tem grande importância estrutural. Tendo como principal objetivo a dissipação das energias geradas pelo tráfego limitando as deformações que ocorrem na estrutura do pavimento (MEDINA, 1997).

**Figura 3:** Ilustração sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes



Fonte: Albernaz (1997) *apud* BERNUCCI et al. (2008)

### 2.3.1.1 Regularização do Subleito

Executada logo após a terraplenagem, a regularização tem como atribuição corrigir possíveis falhas da superfície terraplenada, mesmo que ao final da terraplenagem, todos os cuidados necessários com o acabamento da superfície tenham sido tomados (SENÇO, 2007).

### 2.3.1.2 Subleito

Segundo Senço (2007), é uma camada de espessura finita apoiada sobre a camada de regularização do subleito e que tem como função ser a fundação de toda a estrutura do pavimento, suportando todos os esforços impostos pelo carregamento da estrutura do pavimento.

### 2.3.1.3 Reforço do Subleito

Segundo a norma DNIT 138/2010 – ES, é uma camada estabilizada, executada a cima do subleito que deve esta compactado e regularizado, utilizada apenas quando necessário tendo como função reduzir possíveis espessuras elevadas da camada de sub-base, causada pela baixa resistência da camada de subleito.

#### 2.3.1.4 Sub-base

Camada que complementa a base, devendo ser usada apenas quando não for tecnicamente e economicamente a construção da base diretamente sobre o leito regularizado ou sobre o reforço do subleito. Podendo ser usada também como medida para regularizar e diminuir a espessura da base (MARQUES, 2006).

#### 2.3.1.5 Base

Segundo Senço (2007), a camada de base tem a maior responsabilidade estrutural, devido a sua função que é de resistir aos esforços proveniente do tráfego de veículos tendo que distribuí-los nas camadas inferiores como tensões menores. Senço ainda salienta que a estrutura de um pavimento pode ser constituída apenas por revestimento e base, tendo as outras camadas dispensadas em alguns casos.

#### 2.3.1.6 Revestimento

Também chamado de capa de rolamento ou, apenas de capa. É a camada, impermeável ao máximo possível, que sofre a ação do tráfego diretamente, destinada a aumentar o conforto e garantir a segurança do usuário da via, além de aumentar a durabilidade da estrutura resistindo aos desgastes (SENÇO, 2007).

Ainda, segundo Senço (2007), no dimensionamento, as camadas que devem ser construídas serão fixadas, seguindo a lógica de que se possui um subleito de qualidade não será necessário o uso de um pavimento muito espesso e, ainda assim a construção de camadas como o reforço ou sub-base não se fará necessário. O autor ainda ressalta que para os métodos de dimensionamento, o revestimento tem espessura adotada, seja em função de critérios próprios e/ou em função do tráfego previsto. Para as vias simples de duas faixas de tráfego e duas mãos de direção a espessuras habituais utilizadas vão de 3 a 5 cm, já para autoestradas, chega-se a espessura de até 10 cm.

Logo após a realização da camada de base, se faz necessário a realização de uma cama para o recebimento do revestimento, feita a partir de material betuminoso e agregados. Onde a aplicação do material betuminoso se faz ainda com propriedade líquida do material, existindo três tipos de pinturas: Imprimação, pintura de ligação e pintura de cura (PINTO e PRESSLUER, 2002).

### Imprimação e pintura de ligação

A pintura betuminosa tem objetivo de aumentar a coesão da superfície da base pela penetração do asfalto, fixar possíveis partilhas soltas na superfície da base, impermeabilizar a mesma, evitando a penetração de água, e principalmente promover uma maior aderência entre a base e o revestimento (SENÇO, 2001).

Já ao que se refere à pintura de ligação, chamada também de imprimação dura ligante, tem como função específica promover aderência entre o revestimento asfáltico e a camada subjacente e impermeabilizá-las (SENÇO, 2001).

Ainda segundo SENÇO (2001), os materiais asfálticos utilizados, é o campo em que os asfaltos diluídos de petróleo e as emulsões asfálticas predominam. O uso dos asfaltos diluídos de petróleo (ADP) de baixa viscosidade se faz necessária para a penetração do ligante nos vazios superficiais da base. As misturas indicadas são:

- Para imprimaduras: CM-30 e CM-70
- Para pinturas de ligação:
  - Emulsões de ruptura rápida: RR-1C e RR-2C;
  - Emulsões de ruptura média: RM-1C e RM-2C;
  - Emulsões de ruptura lenta: RL-1C;
  - Asfalto diluído CR-70, que não se aplica a superfícies betuminosas.

### Concreto Betuminoso à Quente (CBUQ)

Segundo SENÇO (2001), é o mais nobre dos revestimentos flexíveis, podendo ser definido como um revestimento flexível resultante de uma mistura quente, em usina, de agregado graúdo, material de enchimento (filer) e betuminoso, espalhado e comprimido a quente.

### Areia Asfalto Usinada à Quente (AAUQ)

Segundo a norma DNIT 032/2004 – ES, é a mistura executada em usina, tendo características específicas, sendo constituído de areia, material para enchimento (filer) e ligante espalhado e compactado a quente.

### Camada Porosa de Atrito (CPA)

Segundo a norma DNER 386/1999 – ES, é definido como camada porosa de atrito a mistura executada em usina, sendo constituída de agregado, material de



enchimento (filer) e cimento asfáltico de petróleo com aditivo de polímero do tipo SBS, espalhada e comprimida a quente.

#### Stone Mastic Asphalt (SMA)

Segundo a especificação técnica DER ET-DE-P00/031 de 2007, é definido como Concreto asfáltico tipo SMA, uma mistura executada a quente, em usina apropriada. Composta por agregado mineral graduado, material de enchimento, fibras, cimento asfáltico de petróleo com aditivo de polímero e, quando necessário se adiciona melhorador de adesividade, sendo espalhada e compactada à quente.

#### Tratamentos superficiais

É definida como aplicação de pinturas asfálticas sobre ou sob camadas de agregado. Em todos os casos, a primeira camada deve ser executada sobre imprimadura que cobre a camada de base. Na execução dos tratamentos superficiais, a camada mais grossa de agregado praticamente define a espessura da camada final, completa e sua granulometria. Os tratamentos superficiais podem ser por penetração direta ou invertida como mostra a figura (SENÇO, 2001).

**Figura 4:** Tratamento superficiais

	Tipo	Número de camadas
Tratamentos superficiais	Penetração direta	Simples Duplo
	Penetração invertida	Triplo Quádruplo

Fonte: SENÇO (2001)

- Tratamento superficial simples (TSS): Camada de revestimento do pavimento, formada de uma aplicação ligante betuminosa coberta com uma camada de agregado, submetida à compressão (DNIT, 2009).
- Tratamento superficial duplo (TSD): Camada de revestimento do pavimento, formada de duas aplicações sucessivas ligante betuminosa

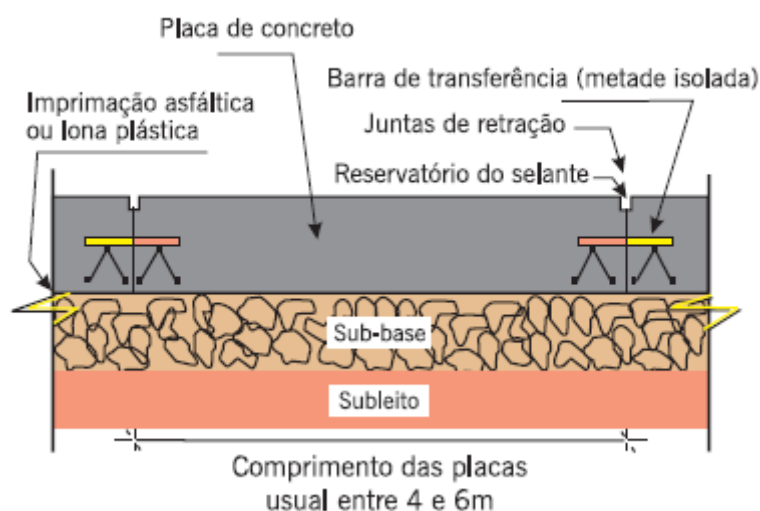
coberta com uma camada de agregado, submetida à compressão (DNIT, 2009).

- Tratamento superficial triplo (TST): Camada de revestimento do pavimento, formada de três aplicações sucessivas ligante betuminosa coberta com uma camada de agregado, submetida à compressão (DNIT, 2009).

### 2.3.2 Pavimentos rígidos

Segundo BERNUCCI et al. (2008), os pavimentos rígidos são aqueles em que o revestimento consiste em uma placa de concreto de cimento. Nesse tipo de pavimento a espessura é ligada diretamente a resistência à flexão das placas do revestimento e das camadas subjacentes. Estas placas de concreto podem conter ou não armação. É comum designar-se a camada desse tipo de camada como sub-base, pois a qualidade do material da camada é equivalente à sub-base dos pavimentos flexíveis.

**Figura 5:** Pavimento Rígido



Fonte: BERNUCCI et al (2008)

## 2.4 RODOVIAS COM REVESTIMENTO TERROSO

### 2.4.1 Definição

As rodovias chamadas de estradas de terra, não pavimentadas em termos de aplicação de camadas betuminosa ou de concreto de Cimento Portland, é compreendida como rodovias onde a superfície de rolamento é constituída dos mesmos materiais integrantes do seu leito natural, onde quando necessário são agregados materiais específicos para melhorar o desempenho da via. A grande maioria dessas rodovias são localizadas em áreas rurais, resultantes de evoluções de trilhas e caminhos precários, oriundas de épocas passadas e construídas através de características técnicas bastantes precárias (DNIT, 2005).

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), a boa condição de rolamento e aderência das estradas rurais é de grande importância, tendo obrigação de garantir condições satisfatórias de tráfego para os usuários, tendo condições de rolamento diretamente ligada com a regularização da pista.

A construção de tais rodovias está diretamente ligada ao baixo custo na execução, apresentam traçados que evitam ao máximo a construção de obras de arte especiais, reduzindo a movimentação de terra. Assim, seus traçados são bastante sinuosos, aproveitando geralmente as curvas de nível do terreno e os divisores de águas, possuindo assim grades quantidades de curvas (DNIT, 2005).

É notado que estradas que mantenham seus perfis levemente “encaixadas” no terreno natural, tendo cotas vermelhas muito pequenas, são apresentados pequenos problemas de manutenção, ainda sobre o ponto de vista de manutenção, os trechos críticos são os que correspondem às travessias de talvegues nos quais se tem rampas íngremes. Nesses trechos é importante se ter revestimento de material granular, permitindo o tráfego nos períodos de chuvas (DNIT, 2005).

Ainda, segundo DNIT (2005), Rodovias de terra, sendo rodovias federais, apresentam extensão reduzida, observando que, contudo, ao decorrer dos anos, muitas atendem a tráfego crescente, relativamente pesado e volumoso. Em função deste crescimento do tráfego, tais condições precárias, foram minoradas por atividades de manutenção das vias, através de alargamentos e pequenas correções. Para a introdução de possíveis melhoramentos no perfil ou em planta é recomendado se ter em mente dois importantes princípios:

- a) Recomenda-se a adoção de greides elevados, tendo a preocupação de assegurar uma boa drenagem. Onde se tem greide muito baixos ou enterrados, deve-se sempre que possível procurar melhorá-lo.
- b) Deve-se se ter o consenso de que estradas de melhor desempenho são situadas em áreas com drenagem suficiente, sobre solos granulares, com fração “fina” para lhe conferir coesão.

#### **2.4.2 Tipos de defeitos**

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), existem sete defeitos mais comuns que ocorrem em estradas não pavimentadas ou em estradas de revestimento terroso, que são:

- Seção transversal imprópria;
- Drenagem lateral inadequada;
- Corrugações;
- Excesso de poeira;
- Buracos;
- Trilha de roda;
- Segregação de agregados;

##### 2.4.1.1 Seção transversal imprópria

É a seção que possui abaulamento insuficiente para o escoamento de águas superficiais para fora da estrutura da plataforma da via. Com isso, são ocasionados defeitos que são agravados pela presença de poças d'água e depressões presentes na superfície de rolamento (BAESSO e GONÇALVES, 2003).

**Figura 6:** Seção transversal imprópria



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Segundo EATON et. al. (1987), a qualidade da via quanto a seção transversal é classificada de acordo com os níveis de severidade e a extensão dos defeitos. Estes níveis de severidade das seções transversais inadequadas são:

- **Baixa:** não à declividade transversal, superfície completamente plana;
- **Média:** superfície possui “bacias”;
- **Alta:** superfície possui grandes depressões nas trilhas de rodas;

#### 2.4.1.2 Drenagem lateral inadequada

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), ocorre por causa de vegetação e/ou entulho acumulado nas valetas ocasionando o mal direcionamento da água. A drenagem se torna ineficiente, dando origem aos depósitos de água em determinados locais da plataforma.

**Figura 7:** Drenagem lateral inadequada



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Segundo EATON et. al. (1987), para o termo de drenagem lateral, a classificação da qualidade da estrada é feita de acordo com os seguintes níveis de severidade:

- **Baixa:** existe pequena quantidade de água acumulada nas valetas e nada de vegetação e/ou entulho acumulado;
- **Média:** existe quantidade moderada de água acumulada na valeta, juntamente com pequena quantidade de vegetação e entulhos, existindo evidencia de erosões das valetas do lado de dentro da estrada;
- **Alta:** existe grande quantidade de água retida nas valetas, com vegetação e entulho cobrindo as valetas, existindo evidencia de erosões das valetas do lado de dentro da estrada;

#### 2.4.1.3 Corrugações

Define-se as corrugações como ondas, no sentido transversal, tendo distância entre uma da outra de 0,60 a 1,10 m, sendo resultado de um determinado movimento vibratório transmitido pelos veículos à estrada durante sua passagem. Tais movimentos são causados pela vibração dos motores, ao choque do veículo sobre o solo, à ação do molejo dos autos, onde a contribuição é expressiva na formação das corrugações, juntamente com as forças de tração, frenagem e outros (AGUIAR, 1963).

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), são depressões, tendo intervalos regulares, perpendicularmente ao sentido do fluxo do tráfego, apresentando-se na pista de rolamento das estradas não pavimentadas ou aquelas que possuem revestimento terroso. As dimensões das depressões é o que determina a severidade desse defeito.

**Figura 8:** Corrugações



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Para EATON et. al. (1987), os níveis de severidade das corrugações devem ser classificadas da seguinte forma:

- **Baixa:** se tem corrugações com profundidade menor que 2,5 cm ou sendo menor que 10% da área total da superfície da via que está coberta pelas corrugações;
- **Média:** se tem corrugações com profundidade de 2,5 a 7,5 cm ou entre 10% e 30% da área total da superfície da via que está coberta pelas corrugações;
- **Alta:** se tem corrugações com profundidades superiores a 7,5cm ou mais do que 30% da área total da superfície da via que está coberta pelas corrugações;

#### 2.4.1.4 Excesso de poeira

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), ocorre quando as passagens de veículos causam perda excessiva da fração fina pertencente de materiais que compõem a superfície da pista de rolamento. Tal atividade pode causar perigo aos usuários da via e até mesmo problemas de saúde. O potencial da severidade de tal defeito deve ser avaliado de acordo com a visibilidade dos usuários.

**Figura 9:** Excesso de poeira



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Para EATON et. al. (1987), a qualidade da via quanto ao excesso de poeira deve ser classificada de acordo com os seguintes níveis de severidade quanto a formação de poeira:

- **Baixa:** são nuvens pouco densas que não obstrui a visibilidade;
- **Média:** são nuvens mediamente densas que obstrui parcialmente a visibilidade, causando assim tráfego lento;
- **Alta:** são nuvens muito densas que obstrui bruscamente a visibilidade, causando assim um tráfego muito lento ou até mesmo parado;

#### 2.4.1.5 Buracos

São depressões ocorrentes na superfície da via, tendo normalmente 1 m de diâmetro. A sua formação se deve pela a grande e continua expulsão das partículas sólidas do leito quando se dá a passagem de veículos sobre locais onde se tem acúmulo de água (BAESSO e GONÇALVES, 2003).



**Figura 10: Buracos**

Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

EATON et. al. (1987), descreve os buracos como depressões pequenas que possuem formato de bacias, sendo originadas na superfície da via, são normalmente menores que 100 cm de diâmetro. Tais buracos ou panelas são originados quando o tráfego desgasta uma pequena parte da superfície da via, tendo um crescimento acelerado pela umidade que existe dentro do buraco.

Ainda, segundo EATON et. Al. (1987), para buracos de diâmetros menores que 100 cm os níveis de severidade são baseados de acordo com o diâmetro e profundidade.

**Figura 11: Severidade em relação ao diâmetro e profundidade**

PROFUNDIDADE MÁXIMA	DIÂMETRO MÉDIO			
	< 30 cm	30 – 60 cm	60 – 100 cm	> 100 cm
1.25 – 5 cm	BAIXA	BAIXA	MÉDIA	MÉDIA
5 – 10 cm	BAIXA	MÉDIA	ALTA	ALTA
+ 10 cm	MÉDIA	ALTA	ALTA	ALTA

Fonte: EATON et. al. (1987)

Segundo RSMS (1991), a qualidade das vias quanto aos buracos deve ser classificada de acordo com o a extensão dos buracos e com os seguintes níveis de severidade:

- **Baixa:** são buraco tendo profundidade inferior a 2,5 cm e/ou diâmetro inferior a 30 cm e menos que 10% da área total da superfície da via estando coberta por buracos e/ou pelo menos 5 buracos por seção;
- **Média:** são buracos tendo profundidade entre 2,5 a 5,0 cm e/ou diâmetro entre 30 e 60 cm e com 10% a 30% da área total da superfície da via estando coberta por buracos e/ou menos que 5 a 10 buracos por seção;
- **Alta:** são buracos tendo profundidades superior a 7,5 cm e/ou diâmetro superior a 60 cm e mais que 30% da área total da superfície da via estando coberta por buracos e/ou mais que 10 buracos por seção;

#### 2.4.1.6 Trilha de roda

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), trilha de rodas é uma depressão que ocorre em paralelo ao eixo da pista e é causada pela ação combinada do tráfego repetitivo causando fadiga juntamente com uma baixa capacidade de suporte e drenagem da via insuficiente. Quando não ocorre a eliminação imediatamente deste problema, podem tornar a via intransitável. Sua gravidade é agravada de acordo com a profundidade da trilha de roda.

**Figura 12:** Trilha de roda



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Para RIVERSON et. al. (1987), o surgimento das trilhas de rodas em vias se deve a superfície de material fino. Com a perda de material do revestimento, se tem

como resultado do desenvolvimento de uma superfície inadequada, podendo também ocorrer a exposição de um subleito de solos finos sujeitos aos efeitos da umidade. Tal umidade combinada com a drenagem insuficiente cria condições para a formação de tal defeito.

Segundo EATON et. al. (1987), a classificação da qualidade das vias quanto a trilha de roda deve ser feita de acordo com a extensão das trilhas de rodas e dos seguintes níveis de severidade:

- **Baixa:** são sulcos tendo profundidade inferior a 2,5 cm e tendo menos que 10% da área total da superfície da via coberta por afundamentos;
- **Média:** são sulcos tendo profundidade entre 2,5 e 7,5 cm tendo de 10% a 30% da área total da superfície da via coberta por afundamentos;
- **Alta:** são sulcos tendo profundidade superior a 7,5 cm e tendo mais que 30% da área total da superfície da via coberta por afundamentos;

#### 2.4.1.7 Segregação de agregados

Com a ação abrasiva do tráfego em vias não pavimentadas por ventura faz com que as maiores partículas granulares do solo se soltem da superfície de rolamento. Tal tráfego move as partículas de agregados soltos para fora das trilhas formando assim bermas no centro e/ou ao longo do acostamento da via ou na área com menos tráfego, paralelamente à linha central da via (WALKER, 1991).

Segundo BAESSO e GONÇALVES (2003), é gerado através da ação do tráfego provocando o lançamento de material granular para o centro ou laterais da via, formando assim bermas. Tal segregação ocorre por causa da adição de material granular procurando aumentar o atrito entre os pneus e a superfície, sem a devida compactação. Por causa desta má compactação, tal material acaba desagregando ficando assim solto e com a passagem dos veículos os agregados são movidos para as áreas da superfície com menos tráfego.

**Figura 13:** Perda de agregados



Fonte: BAESSO e GONÇALVES (2003)

Segundo EATON et. al. (1987), a classificação da via quanto a segregação de agregados deve ser feita de acordo com a extensão da perda de agregados e com os seguintes níveis:

- **Baixa:** são agregados soltos na superfície da via ou a existência de uma berma de agregados com menos de 5 cm de altura no acostamento ou na área menos trafegada e menos que 10% da área total da superfície da via estando coberta de agregados soltos;
- **Média:** existência de berma de agregados tendo de 5 a 10 cm de altura no acostamento ou na área menos trafegada tendo entre 10% e 30% da área total da superfície da via estando coberta de agregados soltos;
- **Alta:** existência de grande quantidade de agregados soltos ou de uma berma com altura superior a 10 cm no acostamento ou na área menos trafegada da via e com mais de 30% da área total da superfície da via estando coberta de agregados soltos;

## 2.5 ESTRADAS VICINAIS

### 2.5.1 Definição

Estradas vicinais são aquelas que tem como objetivo promover a interligações das malhas viárias regionais, integrando sistemas modais, canalizar a produção para um sistema viário superior ou centros de estocagem, industrialização, comercialização, consumo ou até mesmo de exportação assegurando os acessos rodoviários e a núcleos populacionais (DNER, 1999).

Segundo DER-SP (2012), estabelece-se como rodovias vicinais aquelas que são pavimentadas, já as não pavimentadas são denominadas de estradas vicinais. Para se lidar o conceito que se tem por vicinais, algumas considerações devem ser colocadas sobre a classificação e as funções de rodovias em geral. As rodovias podem ser classificadas segundo vários critérios, como:

- **Administração:** Particulares, municipais, estaduais ou federais;
- **Função dentro da rede viária:** sendo locais, coletoras ou arteriais;
  - Cabem as arteriais a interligações de municípios;
  - As coletoras efetuam a ligação das estradas locais às arteriais;
  - Locais proporcionam acessos a todas propriedades lindeiras, usinas, indústrias e outros;

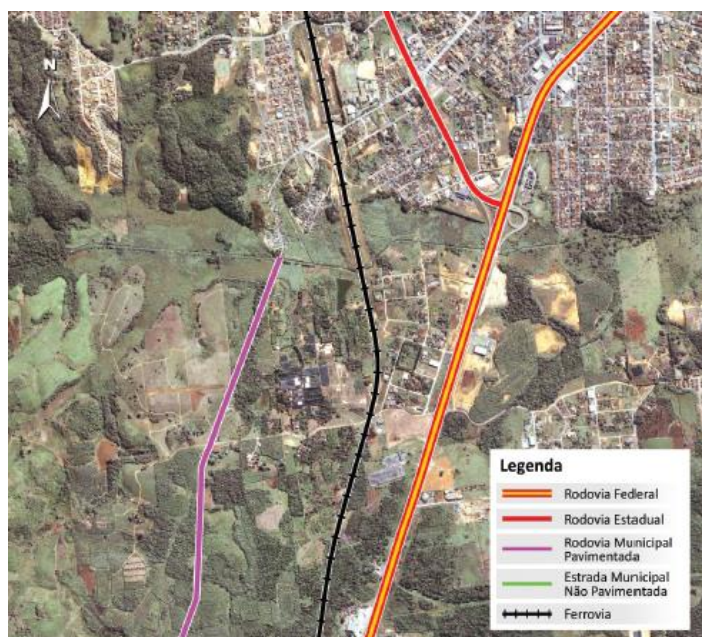
**Figura 14:** Classificação das vias



Fonte: DER-SP (2012)

- Padrão técnico: São classificados em (A, B, C, D e E) determinadas a partir dos valores máximos de suas rampas, e os mínimos de raios de curva, larguras de pistas de rolamento e dos acostamentos, distância de visibilidade e outros;
- Algumas características físicas: São classificadas em pavimentadas ou não pavimentadas, de uma ou duas pistas etc., e de seu relevo;

**Figura 15:** Classificação das rodovias



Fonte: DER-SP (2012)

- As rodovias federais, que são em geral vias arteriais, são de grande interesse à Nação, pois presta-lhe serviços;
- As rodovias estaduais, são usualmente usadas como vias arteriais ou coletoras, atende às necessidades do Estado, ficando retida em seu território;
- As estradas ou rodovias municipais, são quase sempre de caráter local, atendendo principalmente o município que detém sua administração, e dentro do limite de tais municípios;

Ainda segundo DER-SP (2012), a grande maioria as estradas vicinais são municipais, não pavimentadas, tendo apenas uma pista, sendo locais, e de padrão técnico baixo, sendo compatíveis com o tráfego que faz utilização das vias. Mas em

casos específicos, onde se tem um grande crescimento do tráfego por produções agrícolas maciças causando um grande tráfego de equipamento de transportes nas estradas, dessa maneira estas estradas e rodovias vicinais passam a desempenhar importantes funções que não eram previstas em sua elaboração, tais como: a colaboração dos sistemas coletor e arterial; articular a integração territorial demográfica e cultura da região; viabilizar uma possível elevação do nível econômico do setor primário, proporcionando o escoamento das produções de insumos da região; garantir acessos a locais históricos e turísticos.

### **2.5.2 Características técnicas**

As características geométricas das vicinais são vigorosamente condicionadas pelo aproveitamento de traçados já existentes, tal característica é indispensável para redução dos custos de sua construção, sendo compatível com sua função e com o tráfego que usará a via. Tais estradas pré-existentes se desenvolve, com muita frequência, ao longo de espigões ou divisores de água, dando-lhes razoáveis condições de drenagem natural (DER-SP, (2012)).

Segundo DER-SP (2012), a adoção do greide próximo do terreno natural é elaborada geralmente pela limitação econômica. Deste fato evolui, comumente, a situação de ocorrência de rampas bastante íngremes e de curvas horizontais e verticais bastante acentuadas. A conservação e regularização das vicinais são geralmente efetuadas por passagens de motoniveladoras, tal atividade rebaixa o greide, criando taludes de corte com algumas alturas consideráveis, assim limitando da plataforma de rolagem. Tais limitações condicionam as outras características das vicinais, levando à adoção de alternativas de maior economia, considerando todos custos da construção e da operação da vicinal, ao decorrer de toda sua vida útil.

### **2.5.3 Velocidade diretriz ou velocidade de projeto**

Velocidade escolhida para elaboração de projeto, de onde são derivados alguns valores mínimos de determinadas características físicas da via como: raios de curvas; superelevação e distancia de visibilidade, que são diretamente ligadas ao movimento dos veículos e à operação. Geralmente é a maior velocidade permitida para um trecho viário, quando o veículo estiver resignado apenas às limitações características geométricas da via, presando a segurança (DNIT, 2008).

Segundo DER-SP (2012), as especificações que são recomendadas pelo DNIT, são de modo geral a fixação da velocidade diretriz de 60 km/h para traçados que são desenvolvidas em regiões planas, já para regiões onduladas e montanhosas, é recomendado uma velocidade de 40 km/h e 30 km/h respectivamente. Para o caso de aproveitamento de traçados existentes, a velocidade diretriz adotada, para alguns trechos deve ser limitada pelas condições do traçado. O VDM (Volume Diário Médio das rodovias) é usado como parâmetro para projeto das vias, sugerindo a velocidade diretriz de acordo com este dado.

**Figura 16:** Características de vias sugeridas de acordo com o VDM

Classe	VDM (veículo/ dia/ bidirecional)	Volume de veículos comerciais	Tipo de revesti- mento	Largura (m)		Rampa máxima(%)			Velocidade (km/h)		
				Faixa	Acosta- mento/ Refúgio	Plano	Ondu- lado	Monta- nhoso	Plano	Ondu- lado	Monta- nhoso
<b>A</b>	> 1500	> 600	Pavim.	7,0	2,7	6	10	14	80	60	50
<b>B</b>	1000-1500	400-600	Pavim.	7,0	2,5	6	10	14	80	60	50
<b>C</b>	600-1000	240-400	Pavim.	7,0	2,0	6	10	14	80	60	50
<b>D</b>	200-600	80-240	Pavim./ Não Pavim.	6,4	1,2	7	10	16	60	50	30
<b>E</b>	< 200	< 80	Pavim./ Não Pavim.	6,0	1,0	7	11	16	50	40	30

Fonte: DER-SP (2012)

#### 2.5.4 Estudo de tráfego

Para se iniciar qualquer projeto rodoviário, é fundamental o conhecimento do tipo de tráfego irá transitar pela via estudada. É de interesse saber o número médio de veículos que irá passar por dia pela via, as taxas de porcentagem de tráfego de veículos de carga e de passeio, e os veículos de maiores portes que utilizarão a via com frequência. Tais dados só poderão ser aferidos com base em estudos de tráfego que levem em consideração a durabilidade e “vida útil” que se tem pretendia para a estrada (DER-SP, 2012).

Ainda segundo DER-SP (2012), o tráfego das estradas e/ou rodovias vicinais são estimadas, normalmente, tendo base as “contagens de tráfego” e, especialmente com pesquisas de “origem e destino”, levando em consideração projeção de crescimento futuro. Ainda assim, mesmo se tendo imprecisões, as elaborações de previsões são de total importância e necessárias, e normalmente são baseadas no conhecimento do tráfego antigo e de suas tendências.



## 2.6 JURISDIÇÃO DAS RODOVIAS

### 2.6.1 Rodovias Federais

Segundo DNIT (2007), são aquelas rodovias que são integradas na lei 5.917/73 e suas alterações, que são estabelecidas no Plano Nacional de Viação. A administração das Rodovias Federais é dividida em:

- a) **Administração Direta:** São aquelas de qual a responsabilidade pelos programas de operação, conservação, manutenção e construção de rodovias é de responsabilidade do DNIT.
- b) **Rodovia Delegada:** São aquelas que a responsabilidade pelos programas de operação, conservação, manutenção, restauração foi transmitida ao município, estado ou até mesmo o distrito federal por meio de convênios com o DNIT.
- c) **Rodovia Concedida:** são aquelas concedidas por processos de transferências para a iniciativa privada tendo em vista a exploração da rodovia, cabendo à empresa que venceu a licitação, tendo prazo determinado, todos os trabalhos necessários para se garantir boas condições da via, também proporcionar serviços adequados aos usuários como debito de cobrança de pedágio, tendo como obrigação a devolução da via em perfeito estado de condição física e operacional para o poder que concedeu a via ao final do período.
- d) **Rodovia Delegada para Concessão:** São aquelas, na qual um Município, Estado ou Distrito Federal, após a execução de convênio com o Ministério dos Transportes seguindo a lei 9.277/96, é transferida à iniciativa privada para se obter exploração da rodovia, sendo de responsabilidade da empresa vencedora da licitação, tendo prazo determinado, todos os trabalhos necessários para se garantir boas condições da via, também proporcionar serviços adequados aos usuários como debito de cobrança de pedágio, tendo como obrigação a devolução da via em perfeito estado de condição física e operacional para o poder que concedeu a via ao final do período.

### **2.6.2 Rodovias perante jurisdição do Ministério dos Transportes**

Segundo DNIT (2007), são rodovias Federais pertencentes ao PNV, Rodovias alçadas na atuação da ANTT, e as Federais que são concedidas formalmente pela UNÃO.

### **2.6.3 Rodovias alçadas pela atuação do DNIT**

São as rodovias Federais, onde seus trechos estão sob o regime administrativo direto, ou sendo delegada pelo DNIT aos Municípios, Estados e ao Distrito Federal (DNIT, 2007).

### **2.6.4 Rodovias perante jurisdição Municipal**

São rodovias que estão de fato sob a jurisdição municipal, estando com trechos sob regime administrativo direto ou contratada, sendo controladas por Prefeituras Municipais, sendo essas construídas pelos próprios municípios seguindo a diretriz de Rodovias Federais Planejadas (DNIT, 2007).

### **2.6.5 Rodovias perante jurisdição Estadual**

Segundo DNIT (2007), são rodovias com trechos estando sob regime administrativo direto ou contratada, sendo controladas através dos órgãos rodoviários estaduais, constando no plano de viação de cada estado, sendo incluídas também as rodovias construídas pelos Estados seguindo a diretriz de uma Rodovia Federal Planejada. Para o DNIT as Rodovias Estaduais são reconhecidas oficialmente somente as que constam no Sistema Rodoviário Estadual de cada unidade da Federação.

### **2.6.6 Rodovias estaduais ou municipais coincidentes**

Segundo DNIT (2007), são aquelas rodovias que são construídas através dos Municípios ou Estados seguindo a diretriz de Rodovias Federais Planejadas.

As Rodovias Federais planejadas em alguns casos podem coincidir com as de Rodovias Municipais ou Estaduais, sendo determinado que o traçado definitivo da Rodovia Federal será estabelecido somente após alguns estudos técnicos e econômicos, estes serão realizados na sua construção (DNIT, 2007).

Deste modo os tais trechos de Rodovias Municipais ou Estaduais superpostas, mesmo sendo litadas e denominadas como BR's, não fazem parte

jurisdição feral, constituindo assim as denominadas rodovias coincidentes, como as Rodovias Estaduais Transitórias (DNIT, 2007).

## 2.7 SOLOS

### 2.7.1 Solos sob o ponto de vista da Engenharia

#### 2.7.1.1 Definição de solo

Na mecânica dos solos, a palavra solo, não possui um significado direto. Tal palavra faz necessidade a uma definição erudita. No português clássico, termo solo tem o simples significado de “superfície do chão”, sendo o significado da palavra “*solum*” herdado do latim. No termo Mecânica dos Solos, tal termo obtém o significado característico para as finalidades da engenharia. Manifestando um material de mineração ou construção (VARGAS, 1977).

Ainda segundo VARGAS (1977), para a engenharia, como a grande maioria das obras são apoiadas em cima ou no interior da crosta terrestre, os materiais que dão origem a essa última são, são propriamente ditos, materiais de construção sob o tal ponto de vista. Com tudo isso, os materiais também podem ser utilizados como materiais de empréstimos para as construções civis. Dividindo tais matérias em solos e rochas. Sendo assim uma fora arbitrária e grosseiramente que são separadas entre si; más que é de grande ajuda para uma primeira tentativa de definição.

Portanto segundo VARGAS (1977), ao ponto de vista puramente técnico, o termo solo é aplicado aos materiais da crosta terrestre que são utilizadas para o suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados em obras da Engenharia Civil. Estes materiais, reagem sob as fundações, atuando também sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem e resistem a grandes esforços nos aterros e taludes, sendo influencia para as obras por seu comportamento e propriedades. O estudo teórico e a verificação prática dessas propriedades e atuação que dão a constituição da Mecânica dos Solos, sendo um ramo da Mecânica aplicada a um material pré-existente na natureza.

### 2.7.1.2 Origem e constituição

Todo solo tem origem remota ou imediata na decomposição das rochas pela ação das intempéries. Quando se tem um solo, que é um produto do processo de decomposição e este permanece no local em que se deu este fenômeno, ele tem o nome de “residual”. Quando este em seguida é carregado pelas águas das enxurradas ou rios, vento ou gravidade ou outros tipos desses agentes simultaneamente ele é chamado de “transportado”. Existem outros tipos de solos, nos quais elementos de composição orgânica que se misturam ao solo transportado aparecem. Também existem as terras diatomáceas, constituídas por carapaças de infusórios ou algas. E finalmente, os solos provenientes de uma evolução pedogênica, como os solos “porosos” dos países tropicais ou os que suportam as raízes das plantas (VARGAS, 1977).

Segundo DAS (2007), o produto de erosões e de rochas dão origem aos minerais que formam a solidez do solo. Os tamanhos individuais dos grãos possuem uma grande faixa de variação. O tamanho, forma e a composição química dos grãos influencia em muitas propriedades físicas dos solos. É de grande importância a familiarização dos tipos básicos que formam a crosta terrestre, minerais que formam as rochas e o processo de erosão. As rochas podem ser classificadas por sua origem como: *ígneas, sedimentares e metamórficas*

### 2.7.1.3 Propriedades físicas dos solos

O sucesso de uma obra de fundação ou de terra, em tese, exige um conhecimento total das propriedades técnicas dos solos que, ou sobre que, são feitas. Mas o conhecimento total é difícil, caro e demorado. Em mais de uma vez, como feito em ciências naturais, é procurado inferir tais propriedades a partir de outras mais simples, mais gerais e facilmente determináveis. Essas são chamadas de “propriedades índices” (VARGAS, 1977).

Segundo VARGAS (1977), na Mecânica dos Solos foi adotado como propriedades índices dos solos, algumas de suas propriedades físicas mais diretas como: sua granulometria, plasticidade, e atividade da fração fina destes solos. Existem também as propriedades relacionadas com os diversos estados com que o solo se apresenta na natureza.

### Textura, granulometria, tamanho e forma dos grãos

Os grãos de solos são reunidos de modo que se toquem entre si, deixando assim espaços vazios ou poros do solo: esses poros são preenchidos por ar ou água. Os solos são constituídos de três fases: Sólida, líquida e gasosa (VARGAS, 1977).

O tamanho relativo dos grãos que são formadoras da fase sólida dos solos é denominada de “textura” e a sua medida granulométrica (VARGAS, 1977).

No estudo das texturas dos solos, o método que é usado para se analisar a granulometria das areias e dos pedregulhos é o do simples peneiramento. Para os solos mais finos, como as argilas e siltes, não se usa o peneiramento, pois as peneiras deveriam obter uma malha muito pequenas, sendo impossível a obtenção industrial e impossível se ter preservação (VARGAS, 1977).

### Plasticidade e limites de Atteberg

Se define a plasticidade como a propriedade dos sólidos serem moldados sem a existência de variação de volume, compreendendo que a plasticidade de cestas argilas só existem porque as formas lamelares de seus grãos permitem um certo deslocamento relativo das partículas, sem a necessidade de variação de volume e essa plasticidade dependerá também do teor de umidade da argila (VARGAS, 1977).

Para se determinar o limite de liquidez, Atteberg usou como base o fato de que quanto o material é dito fluído toma a forma do recipiente que o contém. Se assim uma determinada fração for colocada, estando em estado fluído, num recipiente, este tomará a forma do recipiente. Se for inserida uma “ranhura” qualquer nesta massa de solo contida, essa ranhura irá ser fechada em um certo tempo (coeficiente de viscosidade alto) se, próximo de um líquido não viscoso, fechar-se a ranhura imediatamente (VARGAS, 1977).

### **2.7.2 Compactação dos solos**

A compactação em geral é a densificação do solo por meio da retirada do ar, precisando assim de aplicação de energia mecânica. O grau de compactação de um solo é mensurado tendo base o seu peso específico seco. Ao adicionar água ao solo durante a compactação, a água irá atuar com um agente que irá amolecer as partículas do solo, que deslizam uma sobre as outras se posicionando em uma

formação compactada de alta densidade. Primeiramente, o peso específico seco do solo após a compactação irá aumentar com o teor de umidade (DAS, 2007).

### **2.7.3 Permeabilidade**

Segundo DAS (2007), existem os solos permeáveis pelo motivo da existência dos vazios que são interconectados por onde a água pode fluir de pontos com alta energia em direção aos pontos com baixa energia. Estudos do fluxo de água pelo interior do solo permeável é de grande importância para a Mecânica dos Solos. Sendo necessário para se estimar a quantidade de fluxos subterrâneos em várias condições hidráulicas, para se investigar os problemas para estruturas de terra sujeitas a forças da percolação de água.

### **2.7.4 Percolação**

Em vários casos, a percolação da água sobre o solo não ocorre em apenas uma direção, e também não é uniforme ao longo da área perpendicular ao fluxo. Com essas situações, a percolação da água do lençol freático é calculada geralmente por meio da utilização de gráficos chamados de *redes de fluxo*, cujo o conceito deste modelo é baseado na *equação da continuidade de Laplace*, esta define a condição de percolação em regime permanente em determinado ponto da massa de solo (DAS, 2007).

### **2.7.5 Coesão**

Segundo VARGAS (1977), tendo grãos com espessura média muito pequena, sendo envolvidos por água intersticial, isto é, com a relação entre área e superficial das partículas e seu volume, muito grande, os grãos estarão ligados entre si e à água por forças capilares que lhes emprestarão uma resistência intrínseca, sendo chamada de coesão. Sendo assim os solos finos chamados de coesos.

### **2.7.6 Resistência dos solos**

Na pavimentação, os solos são basicamente utilizando com a condição de deformados, em raríssimos casos se tem ensaios em amostras indeformadas, deste modo os ensaios que são destinados a pavimentação são os de: Compreensão simples, CBR (índice de suporte Califórnia), resistência à tração por compressão e módulo de resistência (MOURA, 2011).

Ainda segundo MOURA (2011), um outro fato que pode justificar o uso desses ensaios seria a existência de uma camada cimentada, pois parte desta camada poderia estar trabalhando à compressão e outra parte à tração, deste modo é justificado o uso destes ensaios.

#### 2.7.6.1 California Bearing Ratio (CBR)

O ensaio de CBR é utilizado para determinação da resistência ao deslocamento lateral do material, este tipo de ruptura é o mais frequente quando o assunto é rodovias, medindo também a influência da coesão e do ângulo de atrito combinados. Este ensaio proporciona uma rápida forma de se prever rupturas e outros problemas, tendo a comparação da qualidade de diferentes materiais disponíveis para a obra. O valor do CBR é relacionado empiricamente com o desempenho da estrutura de pavimentação, sendo utilizado como índice de resistência para o projeto e dimensionamento do mesmo (MOURA, 2011).

### **2.7.7 Classificação e identificação dos solos**

#### 2.7.7.1 Escala granulométricas

Como um material da natureza, o solo deve ser identificado e classificado sendo um objeto de pesquisa. Todo problema de solo, se inicia com o seu encaixamento dentro de uma classificação escolhida dos solos em questão. Após a classificação, é que um possível problema se definirá, deste modo, se faz possível levar-se adiante a sua formulação e a sua solução. Os cálculos que envolvem solos na Engenharia serão baseados nas propriedades específicas da classe a que se pertence o solo. Assim se tem a importância da classificação do solo, na Mecânica dos Solos. O trabalho de processo dependerá diretamente da perfeição com que for feita em relação a identificação e classificação (VARGAS, 1977).

Segundo VARGAS (1977), a composição granulométrica é a porcentagem relativa das frações (pedregulho, areia, silte e argila) que compõe o solo. Mas, para isso, se faz necessário estabelecer uma “escala granulométrica”, sendo uma escala das grandezas dos diâmetros entre tais se encontram os tamanhos dos grãos das várias frações que constituem o solo. Existem diferentes escalas granulométricas, mas a mais comum, e nem mesmo, a oficialmente adotada entre nós é a escala adotada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas é outra.

**Figura 17: Escalas granulométricas**

U.S. Bureau of Soils	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	1	0,05	0,005	(mm)	
Internacional (Atterberg, 1905)	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Fina	Silte	Argila
	2	0,2	0,02	0,002 (mm)	
M.I.T. (1931)	Pedregulho	Areia	Areia	Silte	Argila
	2	0,6	0,06	0,002 (mm)	
ABNT (1945)	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Fina	Silte	Argila
	2	0,4	0,05	0,005	

Fonte: VARGAS (1977)

**Figura 18: Escala granulométrica pelo SUCS**

Pedras	acima de 3 polegadas ( 76 mm)
Cascalho grosso	entre 3" e 3/4" (76 e 19 mm)
Cascalho fino	entre 3/4" e a peneira nº 4 (19 e 4,76 mm)
Areia grossa	entre as peneiras n <sup>os</sup> 4 e 10 (4,76 e 2 mm)
Areia média	entre as peneiras n <sup>os</sup> 10 e 40 (2 e 0,43 mm)
Areia fina (limo ou mó)	entre as peneiras n <sup>os</sup> 40 e 200 (0,42 e 0,075 mm)
Finos (silte e argila)	passando na peneira nº 200 (menor que 0,075 mm)

Fonte: DNIT (2006)

### 2.7.7.2 Classificação geotécnica

Para a geotécnica, são eficientes na classificação granulométrica apenas os dos solos grossos, falhando completamente no caso de solos que se tem plasticidade. A classificação dos solos para a Engenharia Civil, deve-se levar em conta a granulometria e sua plasticidade (VARGAS, 1977).

### Classificação T.R.B.

Este tipo de classificação é muito usado pelos engenheiros rodoviários, classificando o solo em oito grupos, nomeado pelos símbolos A<sub>1</sub> a A<sub>8</sub>, cujo



comportamento como base pavimento é de qualidade decrescente na ordem dos grupos. Sendo assim o grupo A<sub>1</sub> terá um ótimo comportamento e o A<sub>8</sub> é um material que não servirá para o uso como base ou revestimento. A classificação Bureau mostra como esses grupos podem ser agrupados em cinco classes sendo: pedregulhos, areias, solos siltosos, solos argilosos e uma última classe, onde são incluídos os solos orgânicos e trufas. Esta tabela indica também as características dos grupos e um índice chamado de “índice de grupo” pelo qual se pode fazer a classificação dos solos (VARGAS, 1977).

**Figura 19: Classificação T.R.B.**

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS, DO TRB											
Classificação Geral	Materiais Granulares 35% (ou menos) passando na peneira nº 200							Materiais Silto-Argiloso Mais de 35% pass. na peneira nº 200			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
Classificação em Grupos	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Granulometria - % pass. na peneira											
nº 10 .....	50 máx										
nº 40 .....	30 máx	50 máx	51 máx								
nº 200 .....	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Característica da fração passada na peneira nº 40											
Limite de liquidez				40 máx	41 máx	40 máx	41 máx	40 máx	41 máx	40 máx	41 máx
Índice de plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx	10 máx	11 máx	11 máx	10 máx	10 máx	11 máx	11 máx
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Materiais constituintes	Fragmentos de pedra, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			
O IP do grupo A-7-5 é igual ao menor do que o LL menos 30; o IP do grupo A-7-6 é maior do que LL menos 30.											

Fonte: DNIT (2006)

### 2.7.7.3 Identificação visual dos solos

Segundo VARGAS (1977), a identificação dos solos é feita usando tabelas sendo essas bastantes simplificadas desde que proceda sistematicamente seguindo os seguintes estágios de investigação:

### 2.7.7.4 Exame de granulometria

O ar da amostra é retirado. Se este solo for pulverizável usando os dedos, espalha-se em papel branco e, com o auxílio de uma lupa tende-se procurar a quantidade de grãos que é visível individualmente. Se a grande parte deles se for, o solo é considerado grosso, caso contrário é considerado fino. Deste modo deve-se procurar separar os grãos maiores que 5 mm de diâmetro. Se esses constituírem mais da metade da fração visível é tratado como um pedregulho. Caso contrário, será considerado areia (VARGAS, 1977).

### Exame de dilatância

Depois de se ter retirado as partículas visíveis do solo, com o auxílio da lupa, deve-se preparar uma parte do solo úmido, com uma quantidade de água suficiente para que o solo se torne macio, mas não pegajoso. Então essa porção é colocada na palma da mão e sacuda-se rigorosamente. Após isso as areias puras, muito finas e os siltes aparecem após as sacudidas uma certa quantidade de água na superfície, tornando-a brilhante. Apertando a amostra com os dedos, a água e o brilho irão desaparecer da superfície, assim a amostra enrijece e se fragmenta (VARGAS, 1977).

### Exame de rigidez

Pegando o solo e rolando sobre as palmas das mãos sendo uma amostra preparada como se disse acima, para o exame de dilatância até que se tenha um rolinho de cerca de 3 mm de diâmetro que começa a romper na própria mão, o julgamento de rigidez é feito quando próximo do seu limite de plasticidade (VARGAS, 1977).

Depois que o rolinho de solo se tem o início de rompimento, agrupam-se novamente os fragmentos e continua-se a ação de amassamento. Quanto mais áspero o rolinho de solo ficar assim tratado e mais rijo for a massa, mais ativa será a fração coloidal do solo presente. Este julgamento da rigidez do solo, quando nas

propriedades do limite de plasticidade, serve também para se classificar o solo conforme o que está indicado na coluna correspondente (VARGAS, 1977).

## 2.8 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A estabilização de solos consiste em dá-lo resistência a rupturas e deformações durante o período que este estará exercendo funções tornam essas características uma exigência, sendo em um pavimento ou em outras obras (SENÇO, 2001).

Para VARGAS (1977), chama-se estabilização de solos o processo que dá ao solo uma maior resistência às cargas ou desgastes, por meio de compactação, corrigindo sua granulometria e sua plasticidade ou tendo adição de substâncias que lhe darão uma coesão proveniente da cimentação ou de aglutinação de seus grãos. O emprego mais comum da estabilização é quando se tem um material com resistência que não seja adequada para ser usado como base ou outra parte dos revestimentos.

Quando se tem a ideia de se usar a estabilização para o desempenho das estradas de terra a regra é bem simples. Se um solo tem o leito constituído de solo arenoso apresentando uma superfície de rolamento razoável durante o período das chuvas, mas se tem poeira durante o período da estiagem; ou estradas com leito sendo constituído por solo argiloso apresentando uma superfície de rolamento razoável durante a estiagem, mas tendo muita lama no período de chuva. Tornando quase intuitiva a ideia de se combinas as qualidades que são positivas destes materiais. Com uma mistura tendo proporções vantajosas de solo arenoso e de solo argiloso, a chance de se chegar a um produto que não formará poeira durante o período de seca e nem lama durante as chuvas, sendo assim um solo estabilizado (SENÇO, 2001).

Ainda segundo SENÇO (2001), sobre as características que se deve apresentar um solo estabilizado se destacam a resistência ao cisalhamento e à deformação. Tendo a condição de ser resistente ao cisalhamento, com a passagem de veículos faz com que o solo resista os esforços a deformação além de alguns limites considerados compatíveis em relação ao trafego, sem se romper.

A base estabilizada mecanicamente de uma forma geral deve ser revestida imediatamente com um tipo de cobertura asfáltica. Mas se existir a possibilidade

dessa base continuar sem um revestimento por um tempo superior a seis meses ou mesmo um ano, deverá então ser correspondente com: 1) a porcentagem que passa pela peneira 200 não seja inferior a uma taxa de 8%; 2) pode ser admitido um limite de liquidez do ligante de até um máximo de 35 e o seu índice de plasticidade estando entre 4 e 9 (VARGAS, 1977).

### **2.8.1 Estabilização granulométrica**

Para VARGAS (1977), muitas vezes não se faz possível uma simples correção, mas se tem solos em que os pedregulhos, areias ou siltes e argilas são predominante. Deste modo se faz necessária a composição artificial do solo estabilizado pelo proporcionamento adequado de cada um deles e sua mistura, a fim de se obter uma granulometria desejada no final.

Se por um motivo a plasticidade da fração que passa pela peneira de nº 40 for muito grande, se fará necessário a retirada da parte fina, por peneiramento ou lavagem, em proporções para que se reduza o I.P. a valores indicados anteriormente, ou então deve-se substituir tal parte por argila inativa, naturalmente com proporções que se mantenha a forma bem graduada (VARGAS, 1977).

Segundo SENÇO (2001), a estabilização de solos pode ser adquirida pela simples e adequada distribuição de diversas porções de diâmetro dos grãos, que se chama “estabilização granulométrica”. Diretamente falando, com a distribuição de porções possuindo tamanhos diferentes os vazios dos grãos maiores serão preenchidos pelos grãos de tamanho médio, e os vazios destes, será preenchido pelos grãos miúdos. A aglomeração, de estrutura densa, retrata um produto que se tem massa específica aparente que é superior à dos componentes, lhe proporcionando assim uma maior resistência e impermeabilidade, exigindo também, em caso de uso de algum aglomerante, como asfalto, cimento, cal ou outros. De uma forma geral, com a estabilização de solos é costume denominar:

- Agregado do solo à fração que correspondente à areia e pedregulho, que são retidos pela peneira nº 200;
- Fração que se passa pela peneira nº 200, sendo a fração fina, correspondente a argila e ao silte;

- Fração que passa pela peneira nº400, sendo a fração chamada de ligante. Tal fração é a utilizada para os ensaios de consistência, como de limite de Liquidez e o de Plasticidade;

Ainda segundo SENÇO (2001), tal separação destas frações, além de ajudar na distribuição granulométrica, permite também a avaliação de duas características importantes do solo que podem ser conhecidas pelos ensaios de cisalhamento, sendo eles: a coesão unitária e o ângulo de atrito interno do solo. A coesão do solo é adquirida principalmente pela parte do solo que passa pela peneira de nº 200, já o ângulo de atrito interno é condicionado a parte que é retida nesta mesma peneira. Sobre a estabilidade em termos de variação do volume em relação da variação do teor de umidade, é mensurado o índice de Plasticidade do solo que permite se ter sua avaliação, onde por meio do ensaio de imersão por quatro dias quando da execução do ensaio de C.B.R pode ser quantificada com uma precisão o índice de Plasticidade.

Segundo VARGAS (1977), a dosagem de frações de Pedregulhos, areias, Silte e Argila, buscando se obter um solo bem graduado e a plasticidade adequada poderá ser feita por processo análogo ao que se utiliza em qualquer proporcionamento de materiais granulosos, a partir de suas respectivas curvas granulométricas.

Resumindo, a estabilização granulométrica de um solo que é destinado à pavimentação pode ser encarada por diversos aspectos, implicando em diversas análises. No que se diz respeito aos índices físicos, mantendo dentro dos limites apropriados, tenha-se a garantia que a resistência não irá sofrer variações substanciais, principalmente a da variação do teor de umidade deste solo. Uma especial referência tem de ser feita para o índice de Plasticidade, que não pode ser apenas uma limitação superior. E sim deve situar-se dentro de parte de variação com mínimo e máximo, evitando assim possíveis variações prejudiciais ao volume (SENÇO, 2001).

Segundo SENÇO (2001), a mistura de solos buscando a obtenção dos limites especificados devem ser feita por meio de porcentagens calculadas por métodos que incluem o das tentativas, algébrico, o do gráfico de Rothfuchs e o do Instituto do Asfalto. Usando qualquer um destes métodos, é possível determinar os valores das porcentagens a misturar dos solos que é pretendido usar.

Quando existe a dificuldade para se conseguir a plasticidade adequada, se faz possível corrigir tal defeito usando a adição de um sal estabilizador ao solo, como o cloreto de cálcio, na proporção de cerca de 0,5% do peso total do solo. Tal sal retém a umidade do solo, diminuindo assim os efeitos de expansão ou retração ocorridos pelas variações climáticas (VARGAS, 1977).

**Figura 20:** Estabilização granulométrica



Fonte: UFJF (2012)

### **2.8.2 Solo-cimento**

Segundo SENÇO (2001), a aceitação do solo-cimento tem a ver com estudos necessários, em trabalhos preliminares, desenvolvidos em laboratórios, sendo trabalhos posteriores desenvolvidos no próprio local da obra. O solo-cimento oferece um grande campo para estudos, pesquisas, na dosagem, para se obter resultados ótimos de cimento e no controle das misturas que serão executadas no campo, sempre se fazendo necessário um acompanhamento tecnológico eficiente, se aproximando do trabalho das tendências naturais da profissão de Engenheiro.

É importante deixar claro que o aditivo estabilizador só poderá ser útil na prática se ele for economicamente viável. É possível que, em pavimentos rodoviários só seja economicamente viável o emprego de aditivos que sejam produzidos em larga escala industrialmente, como o cimento Portland ou subprodutos industriais com o valor baixo. Mas, se a estabilização está ligada à solução de um problema

preveniente e localizado é evidente que convém, mesmo economicamente falando, a utilização de produtos caros e complexos (VARGAS, 1977).

**Figura 21:** Estabilização solo-cimento



Fonte: UFJF (2012)

#### 2.8.2.1 Dosagem

Segundo VARGAS (1977), a dosagem do solo-cimento é feita por corpos de prova compactados no cilindro de Proctor como em um ensaio normal de Compactação. Entretanto, como se há hidratação do cimento se faz necessário que o ensaio seja feito o mais rápido possível. Os corpos de prova correspondentes às massas específicas aparentes secas máximas e umidade ótima, são retirados dos cilindros, e deixados em estufa, a fim de se realizar a hidratação do cimento.

O primeiro requisito para a obtenção de uma base ou sob-base de solo-cimento com características adequadas quanto ao comportamento durante a ação do tráfego é utilização de um teor suficiente de cimento Portland misturado com um solo pulverizado. Outro importante requisito é a que a mistura seja feita com um teor ótimo de umidade, produzindo assim uma mistura que, possa ser devidamente compactada antes da hidratação do cimento, atingindo assim uma massa específica máxima exigida (SENÇO, 2001).

Um solo que se tem uma maior porção de mistura solo-cimento, pode ser constituído por um material que apresenta em suas condições que realmente o identifica como comumente se é conhecido, e também pode apresentar com uma mistura de pedregulho, areia silte e argila. Diretamente falando, qualquer material

pode ser utilizado para base ou sub-base se este apresentar bons resultados em ensaios específicos para as misturas de solo-cimento (SENÇO, 2001).

Para SENÇO (2001), um solo de boa qualidade pode adquirir uma resistência elevada, tendo baixos teores de cimento. Mas, a execução e dosagem são baseados e podem ser controlados com uma eficiência razoável, o que não ocorre sempre com alguns tipos de base de pavimentos, dando uma relativa tranquilidade ao engenheiro no que se refere aos métodos empregados.

Ainda segundo SENÇO (2001), antes de se conhecer o solo, que é o material que se apresenta uma grande variação de qualidade em comparação com cimento e a água, algumas considerações sobre esses dois materiais devem ser feitas. Para a escolha do cimento que será utilizado existem algumas recomendações:

- O cimento utilizado é o Portland comum CPC;
- Podendo também se utilizar também o cimento Portland de Alto-Forno-EB208 ou cimento Portland Pozolânico-P-EB-758;

#### 2.8.2.2 Água

Para SENÇO (2001), dos materiais que compõe o solo-cimento, o que se exige ensaios mais ou menos simples é a água, para a verificação de possibilidade de sua utilização. Tal composto não deve conter teores desfavoráveis de sais, ácidos, álcalis ou material orgânico. Em termos de quantitativos é recomendado:

- Se ter no máximo 30 g por litro de sais na solução, podendo haver alterações no endurecimento ou na cura do solo-cimento;
- Se ter no máximo 5 g por litro de matéria orgânica e/ou substâncias em suspensão;
- Se ter um máximo de 0,2% de  $SO_3$ , na soma dos sulfatos existente no solo com os existentes na água;

#### 2.8.2.3 Teor de Cimento

Segundo SENÇO (2001), apesar de que, o teor de cimento utilizado para a mistura de solo-cimento seja geralmente expresso em volume, para a dosagem de misturas elaboradas em laboratório se faz mais prático utilizar o teor de cimento em peso.



### **3 METODOLOGIA**

O trabalho consistiu em um estudo de caso, com caráter qualitativo e quantitativo, onde foi necessário o levantamento de dados da via, como a constituição da estrutura e tipo de materiais empregados em sua construção estrutural. Foram também realizados ensaios em laboratório, buscando-se obter um tipo de estabilização de solo sendo ela granulométrica ou química e também se ter uma dosagem satisfatória tecnicamente e economicamente falando desta estabilização para se ter uma maior eficiência do revestimento terroso existente no trecho estudado.

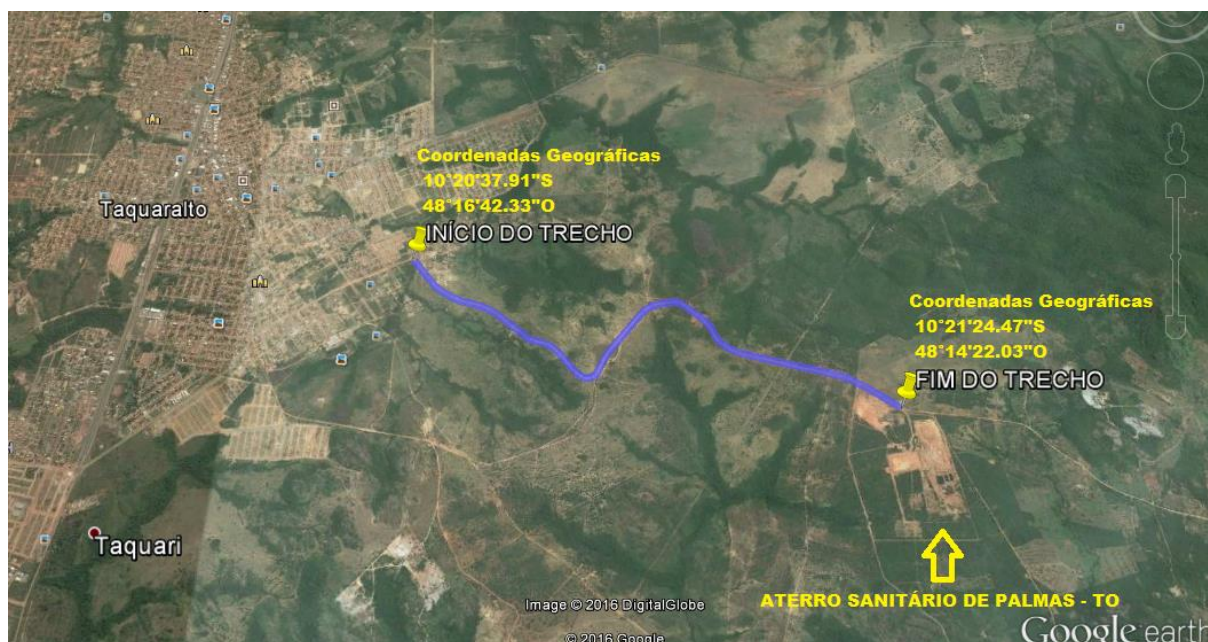
A metodologia tem como objetivo estabelecer um roteiro para que os objetivos propostos nesse estudo sejam cumpridos de maneira coerente e correta. Deste modo tal metodologia foi desenvolvida por etapas que serão apresentadas a seguir.

#### **3.1 TRECHO DE ESTUDO**

O trecho, alvo deste estudo, está localizado no município de Palmas – TO, sendo escolhida por se tratar de uma via com revestimento terroso e por ser constituída por diferentes solos visualmente identificados. A escolha de tal trecho se fez importante também pelo o tipo de tráfego que se faz uso da via, sendo caracterizado por passagens desde veículos leves como motos e carros de passeio até caminhões.

Se trata de um trecho municipal, que tem início ainda na área urbana de Palmas – TO, mais especificamente no setor Morada do Sol no bairro Taquaralto, terminando no Aterro Sanitário Municipal de Palmas – TO que fica a cerca de 28,30 km do centro da cidade. O trecho em estudo tem cerca de 5,40 km de extensão, e além de ser usada na trajetória de caminhões usados para o transporte dos resíduos residenciais da cidade de Palmas – TO para o aterro sanitário, o trecho é usado também por moradores da zona rural localizada na redondeza da via, sendo que este trecho é utilizado para o acesso de moradores ao assentamento P.A. São João I. O trecho já existia antes mesmo da criação do aterro sanitário, por se tratar de uma via com revestimento terroso, várias manutenções foram realizadas, tais manutenções tem sido realizadas com mais frequência por se ter tráfego constante de caminhões.

**Figura 22:** Localização do trecho a ser estudado



Fonte: Google (2016)

## 3.2 LEVANTAMENTO DE DADOS EM CAMPO

### 3.2.1 Caracterização da estrutura do pavimento

Para realizar a caracterização da estrutura do pavimento, foi feita uma visita ao trecho estudado, onde a análise foi feita em toda a extensão da via. Paradas em alguns pontos específicos da via foram necessárias, pois a via está em utilização constante há muito tempo, tornando assim a identificação mais difícil. O método utilizado para identificação foi o visual.

### 3.2.2 Verificação das manifestações patológicas existentes na via

Para a realização da verificação das manifestações patológicas foram realizadas duas visitas ao trecho em estudo. Tais visitas foram realizadas durante o dia, facilitando assim a identificação visual dos problemas. Este levantamento usou os métodos indicados por EATON e BAESSO E GONÇALVES (citados no referencial teórico), onde os níveis das patologias são classificados em baixa, média ou alta. As patologias que serão analisadas quanto ao seu nível de severidade no levantamento de dados em campo são:

- Seção transversal imprópria;
- Drenagem lateral inadequada;

- Corrugações;
- Excesso de poeira;
- Buracos;
- Trilha de roda;
- Segregação de agregados;

É importante ressaltar que pode não haver no trecho algumas patologias citadas logo acima. Sendo assim a visita de campo servirá para se obter dados do trecho e também para caracterizar as condições do mesmo.

### 3.3 ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO

Para os ensaios de caracterização foram necessárias visitas no campo para coleta de amostra de solos para os ensaios que serão realizados. Foram realizadas apenas duas visitas para coleta de solo, sendo essa coleta localizada em 2 pontos da via, por se tratar de um trecho onde se tem visualmente identificados dois diferentes tipos de solos, as coletas foram feitas no início e fim do trecho estudado. O solo coletado no início do trecho foi chamado de **SOLO 1** e o solo coletado no fim do trecho recebeu o nome de **SOLO 2**. O volume que será coletado será o bastante para se fazer os ensaios que serão logo abaixo citados e descritos seus procedimentos.

**Figura 23:** Localização das coletas de solos



Fonte: Google (2006)

Os procedimentos de retirada das amostras em campo foram feitas em conformidade com a NBR 9604/1986. Se tratando de amostras deformadas, onde este método se dá por escavação ou raspagem, alterando as condições naturais de compactidade do solo. Segundo essa normativa as amostras devem ser retiradas a cada metro, ou onde se tem diferença de material, tendo a quantidade variada, devendo ser guardas em sacos identificados.

### **3.3.1 Preparação das amostras**

Para a preparação das amostras para os futuros ensaios foi usada a NBR 6457 (Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Cada amostra teve sua preparação separada, mas sempre usando o mesmo método. A aparelhagem necessária foi a seguinte:

- a) Almofariz e mão de gral recoberta de borracha;
- b) Peneira de 4,8mm de acordo com a NBR 5734;
- c) Bandejas metálicas;
- d) Balança;

- 1) Todo material foi despejado em uma bandeja metálica e com o uso do Almofariz foram quebradas as partículas de solo que estavam juntas, tal união de solo se chama torrões e o destorroamento é importante para que se tem uma granulometria mais exata da amostra;
- 2) Logo após, o material foi pesado, buscando se obter a massa total da amostra. Descontando a massa total da bandeja metálica;
- 3) O material da amostra foi toda peneirada na peneira de 4,8mm diâmetro, tendo material retido na peneira, o mesmo deve ser pesada, buscando se obter a porcentagem do material retido na peneira. A quantidade retida foi comparada com os parâmetros da norma. (Para as duas amostras o percentual não passou dos 7%, sendo assim a parte retida na peneira foi descartada);

**Figura 24:** Tabela 4 – Procedimento após peneiramento

Peneira (mm)	Material retido (% em peso)	Cilindro a ser utilizado no ensaio	Observação
4,8	menor que 7	grande ou pequeno	desprezar o material retido
19,1	menor que 10	grande	desprezar o material retido
19,1	maior que 10	grande	ver nota abaixo
19,1	Maior que 30	-	recomenda-se não ensaiar de acordo com o método de ensaio de compactação de solos <sup>1</sup>

Fonte: NBR 6457 (1986)

**Figura 25:** Preparação das amostras

Fonte: Igor Donizete (2016)

### 3.3.2 Granulometria

Primeiramente foi definida quantidade da amostra para o ensaio, a definição foi feita pelos parâmetros dados pela NBR 6457/2016 onde essa descreve a quantidade de material necessária para o ensaio de análise granulométrica, onde que a amostra por se ter um diâmetro máximo de 4,8mm, a amostra foi de 1 kg.

**Figura 26:** Quantidade mínima a se tornar para análise granulométrica

Dimensões dos grãos maiores contidos na amostra, determinada por observação visual (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
> 25	8

Fonte: ABNT (1986)

Para os procedimentos da execução do ensaio forma obedecidos o que se estabelece a NBR 7181/1984, e foi executado da seguinte forma. Primeiramente se passou a amostra na peneira de 4,8 mm, como já feito na preparação da amostra. Como a amostra analisada passou 100% pela peneira, então a análise se dará pelo peneiramento fino. O peneiramento se dará a partir do auxílio de um agitador de peneiras juntamente com o conjunto de peneiras, como demonstra a próxima figura:

**Figura 27:** Agitador e serie de peneiras



Fonte: Igor Donizete (2016)

Para o peneiramento foi utilizado 100 g do material para o peneiramento e. O peneiramento do material se dará pelas peneiras de: 4,8; 2,0; 1,19; 0,59; 0,42; 0,25; 0,15; e 0,075 mm. Tendo as massas retidas em cada peneira anotada.

Para a confecção da curva granulométrica do material será calculada a massa total da amostra seca e de suas porcentagens de material fino retido nas peneiras usadas como descritas acima.

### **3.3.3 Limites**

#### **3.3.3.1 Limite de liquidez**

Todo ensaio seguirá as recomendações da NBR 6459/ABNT (Determinação do Limite de Liquidez de solos). Tal ensaio foi feito para as duas amostras coletadas, sempre respeitando a norma utilizada. Para o ensaio de Limite de liquidez foram utilizados os seguintes equipamentos:

- a) Peneira #40;
- b) Recipiente de porcelana;
- c) Espátula;
- d) Garrafa plástica com água destilada;
- e) Aparelho de Casagrande;
- f) Cinzeis;
- g) Capsulas para determinação de umidade;
- h) Balança;
- i) Estufa;

**Figura 28:** Equipamentos utilizados para determinação do limite de liquidez



Fonte: Igor Donizete (2016)

- 1) Para a preparação do material foi separado 200 gramas de material (seco ao ar) passando na peneira #40 sendo esta com 0,42mm;
- 2) Tal parte da amostra foi colocada no recipiente de porcelana e foram adicionadas pequenas quantidades de água até se obter uma homogeneização da massa;
- 3) Logo após, certa parte do material foi passada para a concha do aparelho Casagrande aplainando-a com a ajuda da espátula, buscando se obter uma espessura de 1cm na parte central da concha;
- 4) Com o cinzel foi feita uma ranhura passando pelo meio da massa, seguindo o maior sentido de comprimento do aparelho;
- 5) Girou-se a manivela do aparelho, respeitando a razão de duas voltas por segundo, fazendo a contagem dos números de golpes até que ocorra o fechamento da ranhura em um comprimento de pelo menos 1,2cm, parando assim a operação;



- 6) Foi retirado uma pequena quantidade do material onde se obteve o fechamento da ranhura, para a determinação da umidade;
- 7) A determinação da umidade foi feita pesando o material úmido retirado do aparelho e logo após o mesmo material foi levado à estufa e o mesmo pesado depois de 24 horas, obtendo assim a massa úmida presente na amostra;
- 8) Todo o material foi transferido de volta para o recipiente de porcelana, adicionando mais um pouco d'água. Tal processo foi repetido por mais quatro vezes.
- 9) Ao final da realização das 5 amostras e da pesagem das amostras depois de 24 hrs na estufa foram feitas as seguintes análises: com os pares (número de golpes e teor de umidade) foi construído um gráfico relacionando teores de umidade, usando a escala aritméticas no eixo das ordenadas e com o número de golpes na escala logarítmica no eixo das abcissas. Assim foi retirado o teor de umidade do gráfico no ponto onde corresponde a 25 golpes, obtendo assim o limite de liquidez.

**Figura 29:** Determinação do limite de liquidez



Fonte: Igor Donizete (2016)

### 3.3.3.2 Limite de plasticidade

Todo ensaio seguirá as recomendações da NBR 7180/ABNT (Determinação do Limite de Plasticidade de solos). Tal ensaio foi feito para as duas amostras coletadas, sempre respeitando a norma utilizada. Para o ensaio de Limite de Plasticidade foram utilizados os seguintes equipamentos:

- a) Peneira #40;
  - b) Recipiente de porcelana;
  - c) Espátula;
  - d) Garrafa plástica com água destilada;
  - e) Placa de vidro esmerilhada;
  - f) Capsulas para determinação de umidade;
  - g) Balança;
  - h) Estufa;
- 
- 1) Para a preparação do material foi separado 200 gramas de material (seco ao ar) passante na peneira #40 sendo esta com 0,42mm;
  - 2) Tal parte da amostra foi colocada no recipiente de porcelana e foram adicionadas pequenas quantidades de água até se obter uma homogeneização da massa;
  - 3) Foi moldado usando certa quantidade de massa uma elipsoidal, tal massa foi rolada sobre a placa de vidro até ocorrer o fissuramento em pequenos fragmentos buscando se obter dimensões de 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento;
  - 4) Foram coletados alguns dos fragmentos para a determinação da umidade, como feito no ensaio de limite de liquidez;
  - 5) Tal processo foi repetido por mais 4 vezes;
  - 6) Com as médias dos valores encontrados foi obtido o WP da amostra.

**Figura 30:** Determinação do limite de plasticidade



Fonte: Igor Donizete (2016)

### 3.4 COMPACTAÇÃO

Os procedimentos para o ensaio de compactação pelo método de Ensaio de Proctor Modificado são estabelecidos pela norma DNIT 164/2013 – ME, sendo este executado da seguinte forma. Primeiramente foi conhecido o material pois é este que vai determinar o volume usado para o ensaio, sendo de 6 kg para solos siltosos ou argilosos e 7kg para solos arenosos ou pedregulhosos, logo após essa determinação foi feito o destorroamento do solo, buscando a passagem de todo material pela peneira nº 4, este material foi colocado em estufa por vinte e quatro horas a uma temperatura de 60°C para que se perda toda a sua umidade.

Para a execução do ensaio a norma divide a execução em 4 passos após a preparação da amostra, sendo que este foi descrito logo à cima. Os 4 passos indicados pela norma são:

- 4) Foram fixados os molde na base metálica, ajustando o cilindro com cassa igual ou superior a 90 kg. Logo após foram coletadas duas cápsulas de solo úmido, sendo siltosos ou argilosos, e uma cápsula para solos arenosos e/ou

pedregulhos, foi determinar a massa das amostras úmidas estudadas e secar na estufa estando numa temperatura de 110°C podendo haver uma variação de 5°C para mais ou para menos, até se obter constância de massa; foram as determinações de massas com aproximadamente 0,01 g e se tomar a média como umidade representativa do corpo de prova compactado. No molde com o disco espaçador foi compactado o solo em cinco camadas iguais, procurando se obter uma altura total do corpo de prova que se tem geralmente 12,5 cm;

- 5) Foram aplicadas em cada camada 12 golpes para os solos sem adição de agregados e 26 para os solos com adição, com o soquete caindo de 45,72 cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. Por ocasião da compactação deve ser assente, previamente, sobre o disco espaçador um papel de filtro;
- 6) Foi removido o cilindro complementar, tomando-se o cuidado de destacar com a espátula o material a ele aderente. Com a régua de aço biselada rasar o excesso de material na altura exata do molde e determinar, com aproximação de 1 g, a massa do material úmido compactado mais a do molde. Por subtração da massa do molde se determina a massa do material úmido compactado ( $P'_h$ ).
- 7) Foram repetidas as operações citadas nos passos de número 1, 2 e 3 acrescentando água tendo assim teores de umidade maiores, quantas vezes necessárias for para se formar a curva de compactação do material e, sendo no mínimo, cinco vezes.

Para a confecção da curva de compactação, foram desenhadas sendo marcadas, onde as massas específicas aparentes do solo fiquem como ordenadas, e os teores de umidade correspondentes nas abcissas.

**Figura 31:** Molde cilíndrico, cilindro complementar e base metálica



Fonte: Igor Donizete (2016)

**Figura 32: Soquete**

Fonte: Igor Donizete (2016)

### **3.5 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA**

Este ensaio é muito simples, sendo muito utilizado na área da engenharia geotécnica e também na parte de rodovias, tendo em mente que o resultado deste ensaio se faz de toda importância para o dimensionamento estrutural de uma rodovia ou similares. Sendo este uma das características mais aceitas e utilizadas para se caracterizar e avaliar o comportamento e resistência do solo.

Para o ensaio de Califórnia Bearing Rácio (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC), foram aproveitadas as amostras moldadas no ensaio de Proctor, descrito anteriormente no item 3.4. Após se obter a moldagem dos corpos-de-prova os mesmos foram imersos por 96 horas, como demonstrado na próxima figura:

**Figura 33:** Amostras levadas à imersão



Fonte: Igor Donizete (2016)

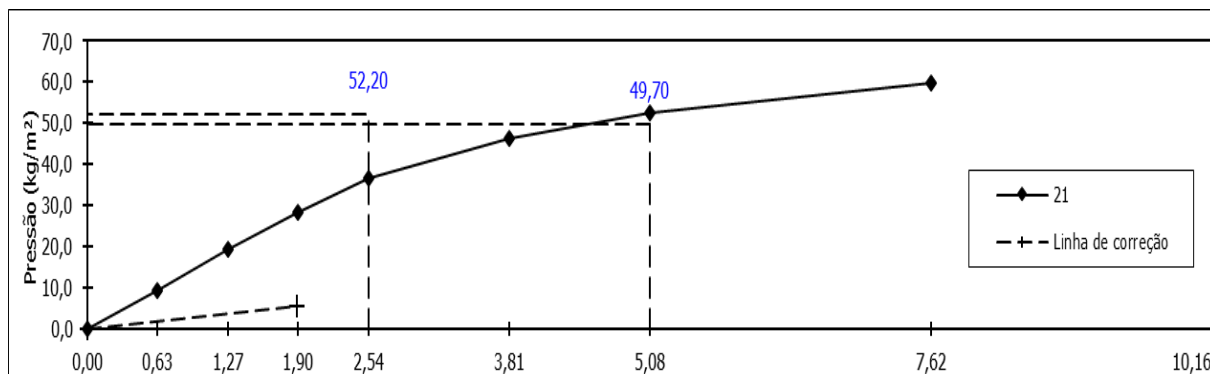
Após se passar as noventa e seis horas que os corpos-de-prova ficaram em imersão, os mesmos foram levados a uma prensa, aonde o pistão da prensa foi penetrado na amostra, aplicando-se uma carga determinada com velocidade conhecida, possibilitando assim a mensuração da resistência da amostra.

**Figura 34:** Prensa e pistão para penetração



Fonte: Igor Donizete (2016)

**Figura 35:** Curva de pressão / Penetração do I.S.C



Fonte: Igor Donizete (2016)



### 3.5.1 Teor de umidade

O teor de umidade foi obtido a partir do ensaio de compactação de Proctor seguindo a norma DNIT 164/2013 – ME, por meio do passo 1 citado no item 3.4, foram calculados os teores de umidade ( $h$ ) de cada compactação seguindo a fórmula:

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 \quad (01)$$

Onde:

$h$  = Teor de umidade em porcentagem;

$P_h$  = Massa da amostra úmida, como obtida no passo 1 da compactação;

$O_s$  = Massa da amostra seca em estufa na temperatura de 110°C podendo haver uma diferença de 5°C para mais ou para menos, até se obter a constância de massa;

### 3.5.2 Umidade ótima

A umidade ótima foi obtida ao fim do ensaio de compactação de Proctor, sendo esse resultado expresso na curva de compactação, sendo o valor da abscissa correspondente, ao ponto da massa específica aparente máxima do solo seco.

### 3.5.3 Determinação de massa específica

A determinação da massa específica aparente do solo seco compactado foi obtida durante o ensaio de compactação pelo método de Proctor seguindo as diretrizes da norma do DNIT 164/2013 – ME, a seguinte norma determina dois passos para a obtenção do resultado, sendo eles:

- 1) Primeiramente foi calculada a massa específica do solo úmido, após cada compactação, seguindo a fórmula:

$$Y_h = \frac{P' h}{V} \quad (02)$$

Onde:

$Y_h$  = Massa específica aparente do solo úmido, sendo em g/cm<sup>3</sup>;

$P'_h$  = Massa do solo úmido compactado, obtida como indicado no passo 3 do ensaio de compactação, em g;

$V$  = Volume do solo compactado, em cm<sup>3</sup> (capacidade do molde);

2) A seguir foi determinada, a massa específica aparente do solo seco, depois de cada compactação, seguindo a fórmula:

$$Y_s = Y_h \times \frac{100}{100 + h} \quad (03)$$

Onde:

$Y_s$  = Massa específica aparente do solo seco, estando em g/cm<sup>3</sup>;

$Y_h$  = Massa específica aparente do solo úmido, estando em g/cm<sup>3</sup>;

$h$  = Teor de umidade do solo compactado em porcentagem conforme o ensaio de teor de umidade;

### 3.6 ENSAIOS DE ESTABILIZAÇÃO

Após de se caracterizar e conhecer por meio dos ensaios citados acima os materiais que constituem o revestimento terroso do trecho, foram moldados os corpos de provas dosados de acordo com os próximos itens **3.6.1** e **3.6.2**, e logo após foram feitos alguns dos mesmos ensaios já efetuados para as amostras coletadas no trecho, buscando se obter comparações dos resultados obtidos primeiramente apenas com o solo coletado e com os mesmos solos que serão melhorados a partir da estabilização granulométrica e química, sendo estes ensaios:

- Compactação (3.4);
- Índice de Suporte Califórnia (3.5);
- Teor de umidade (3.5.1);
- Umidade ótima (3.5.2);
- Determinação de massa específica (3.5.3);

O número de amostras para os ensaios e a dosagem dos mesmos serão descritos a seguir pelos itens **3.6.1** e **3.6.2**.

### **3.6.1 Estabilização granulométrica**

Para os ensaios para a estabilização granulométrica foram criadas duas amostras, onde será utilizado a adição de brita graduada de nº 0 e pó de brita, cada amostra tiveram porcentagens diferentes de adições, tendo em vista a criação de curvas para a comparação da eficiência do solo coletado no trecho em relação ao solo com adições granulométricas feitas e também com os que serão adicionados cimento, sendo este relatado no próximo item.

As porcentagens de 50 e 70% utilizados na dosagem, foram adotadas como parâmetro com fins de estudo de caso, definida as proporções juntamente com o Orientador do presente trabalho.

Para se obter as porcentagens de adição de material granular em cada amostra, foi seguido o que determina SENÇO (2001), onde foi possível determinar os valores das porcentagens a misturar dos solos, sendo três misturas por se ter o solo, pó de brita e brita 0. Assim deve ser seguida a equação:

$$\begin{array}{r}
 - X (\%) = \text{Porcentagem a misturar do material 1;} \\
 - Y (\%) = \text{Porcentagem a misturar do material 2;} \\
 - Z (\%) = \text{Porcentagem a misturar do material 3;} \\
 \text{-----} \\
 100\%
 \end{array}
 \tag{08}$$

### **3.6.2 Estabilização química**

Para os ensaios para a estabilização química está foram criadas 2 amostras, onde foram utilizadas a adição de cimento Portland comum CPC, cada amostra tem porcentagens diferentes de adições, tendo em vista a criação de curvas para a comparação da eficiência do solo coletado no trecho em relação ao solo com adições granulométricas feitas e também com os que serão adicionados cimento.

Para se obter os teores de cimento que serão adicionadas ao material, foi utilizado o SENÇO (2001) propõem, onde se obtém o teor de cimento em peso pela relação percentual entre a massa do solo seco existente na mistura e a massa de cimento

As porcentagens de 3 e 5% utilizados na dosagem, foram adotadas como parâmetro com fins de estudo de caso, definida as proporções juntamente com o Orientador do presente trabalho.

Já para se obter o teor de cimento em volume nada mais é do que a relação percentual do volume da mistura de solo-cimento com a de cimento. Sendo assim, as respectivas expressões são:

- Teor de cimento em peso:

$$C_p = \frac{M_{ci}}{M_s} \times 100\% \quad (09)$$

Onde:

$C_p$  = Teor de cimento em peso;

$m_{ci}$  = Massa de cimento;

$m_s$  = Massa do solo seco;

- Teor de cimento em volume:

$$C_v = \frac{V_{ci}}{V_{sc}} \times 100\% \quad (10)$$

Onde:

$C_v$  = Teor de cimento em volume;

$V_{ci}$  = Volume de cimento;

$V_{sc}$  = Volume do solo-cimento compactado;

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

Com as visitas ao trecho de estudo foi verificado que não há existência de uma estrutura para o pavimento estudado. Por tanto o subleito funciona como a pista de rolamento, não existindo nenhuma camada estrutural ou uma possível camada de proteção. A inexistência de uma estrutura é muito prejudicial a via, pois todo atrito causado pelo tráfego é recebido diretamente pelo subleito, além de não existir camadas que antecede o subleito para a dissipação dos bulbos formados pelo tráfego.

O resultado foi concebido pela condição atual da via, indicado que para possíveis corrosões só se usa a raspagem, com o uso de motoniveladora. Além disso, foram identificados “morros” formados pela raspagem do subleito, pois ao se fazer o rebaixo do subleito com a raspagem, a parte do terreno que não faz parte da via continua ainda com sua altimetria natural. As imagens a seguir confirmam o que foi apresentado:

**Figura 36:** Formação de morros no primeiro trecho (SOLO 1)



Fonte: Igor Donizete (2016)

**Figura 37:** Formação de morros no segundo trecho (SOLO 2)



Fonte: Igor Donizete (2016)

## **4.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EXISTENTES NA VIA**

Este levantamento fez de uso os métodos indicados por EATON e BAESSO E GONÇALVES (citados no referencial teórico), onde os níveis das patologias são classificados em baixa, média ou alta. As manifestações patológicas que foram identificadas e analisadas quanto ao seu nível de severidade no levantamento de dados em campo foram:

### **4.2.1 Seção transversal imprópria**

A seção possui inclinação inadequada, sendo insuficiente para o escoamento das águas superficiais para fora da plataforma da via. Assim, são gerados defeitos e os mesmo são agravados pelas poças d'água e deficiências presentes na superfície de rolamento.

- Nível de severidade: **ALTA**, pois a superfície da via em toda sua extensão possui depressões nas trilhas de rodas e inclinação inadequada.

**Figura 38:** Trecho com seção transversal imprópria



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.2 Drenagem lateral inadequada**

Existe grande acúmulo de material e vegetação no local onde deveriam existir valetas para o escoamento da água, tal acúmulo de material ocasiona o mal direcionamento da água. Devido a drenagem ineficiente e inexistente ocorre os depósitos de águas em determinados locais da plataforma.

- Nível de severidade: **ALTA** por se ter acúmulo de material e vegetação por toda extensão da via onde deveriam existir as valetas e também por não existir nenhum tipo de meio de drenagem.

**Figura 39:** Trecho com drenagem lateral inadequada



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.3 Corrugações**

Em grande parte do trecho existe a presença de corrugações que são ondas, no sentido transversal que são geradas por movimentos vibratórios transmitidos pelos veículos à via durante sua transição. Essas vibrações são causadas pela vibração dos motores dos veículos, além de forças como de frenagem e tração entre outros.

- Nível de severidade: **MÉDIA**, pois a profundidade das corrugações são de 2,5 cm de profundidade e tem uma área total de 10% a 30% da área total da superfície que é coberta pelas corrugações.



**Figura 40:** Trecho com corrugações



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.4 Excesso de poeira**

Ocorre com as passagens de veículos causam perdas excessivas de fração fina que pertence aos materiais que constituem a superfície da pista. Com isso, o surgimento de poeira pode causar perigo aos usuários e até mesmo problema de saúde, ainda mais pelo trecho está localizado ainda no meio urbano.

- Nível de severidade: **MÉDIA**, pois as nuvens são mediamente densas e obstrui parcialmente a visibilidade, tal manifestação ocorre em toda extensão da via.

**Figura 41:** Trecho com excesso de poeira



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.5 Buracos**

São depressões que ocorrem na via. Sua formação se dá pela expulsão contínua das partículas sólidas do leito pela passagem dos veículos nos locais que se tem acúmulo de água. Tal patologia ocorre em toda extensão da via.

- Nível de severidade: **MÉDIA** pois os buracos têm na sua grande maioria de 5 a 10 cm de profundidade e um diâmetro médio de 30 a 60 cm.

**Figura 42:** Trecho com buracos



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.6 Trilha de roda**

Depressão que ocorre em paralelo ao eixo da via, acontece pela ação do tráfego repetitivo causando fadiga e também com a baixa capacidade de suporte da via. Quando não se tem a correção imediata do problema, a via pode se tornar intransitável. Ocorre em quase toda extensão da via.

- Nível de severidade: **ALTA** pois a profundidade dos trilhos de roda em sua grande maioria é superior a 7,5 cm.

**Figura 43:** Trecho com trilha de roda



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### **4.2.7 Segregação de agregados**

Sé dá pela ação do tráfego que provoca o lançamento granular para a lateral da via, formando bermas. Isso ocorre muitas vezes pela falta de compactação do material, por isso o material fica solto.

- Nível de severidade: **ALTA** pois acontece em toda extensão da via e na maioria das vezes a sua altura é superior a 10 cm.

**Figura 44:** Trecho com segregação de agregados

Fonte: Igor Donizete (2016)

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL COLETADO

#### 4.3.1 Caracterização granulométrica

##### 4.3.1.1 Solo 1

O material trata-se de um solo com composição granulométrica passante na peneira nº4 (#4,8), como apresentada na próxima tabela.

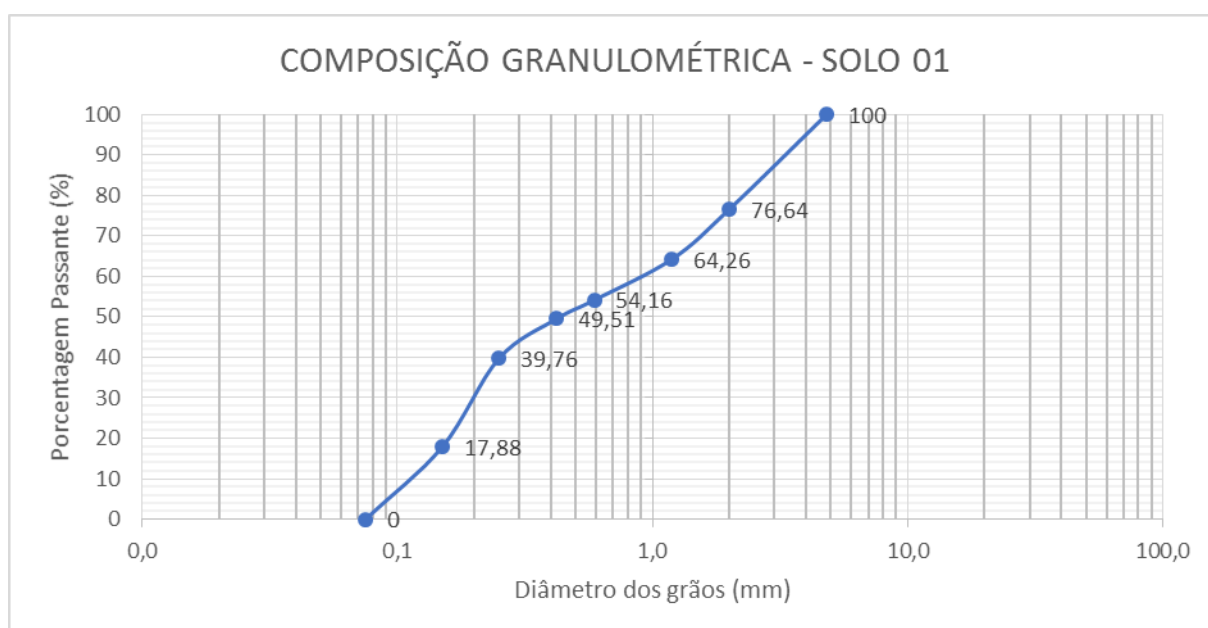
**Tabela 1:** Composição granulométrica do solo 1

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SOLO 01								
PENEIRAS		1ª DETERMINAÇÃO		2ª DETERMINAÇÃO		% RETIDA MÉDIA	% RETIDA ACUMULADA	% PASSANTE
Nº	mm	PESO RETIDO (gr)	% RETIDA	PESO RETIDO (gr)	% RETIDA			
nº 4	4,8	0,00	0,00%	0,00	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%
nº 10	2,0	239,39	25,08%	205,60	21,64%	23,36%	23,36%	76,64%
nº 16	1,19	112,40	11,77%	123,50	13,00%	12,39%	35,74%	64,26%
nº 30	0,59	96,90	10,15%	95,40	10,04%	10,10%	45,84%	54,16%
nº 40	0,42	45,80	4,80%	42,80	4,50%	4,65%	50,49%	49,51%
nº 50	0,25	87,20	9,13%	98,40	10,36%	9,75%	60,24%	39,76%
nº 100	0,15	222,20	23,28%	194,80	20,50%	21,89%	82,12%	17,88%
nº 200	0,075	150,70	15,79%	189,70	19,96%	17,88%	100,00%	0,00%
<b>TOTAL</b>		<b>954,59</b>	<b>100,00%</b>	<b>950,20</b>	<b>100,00%</b>			

Fonte: Igor Donizete (2016)

Na próxima figura é apresentada a curva granulométrica do solo 1. Foi verificado que o material é composto por 30,00% de areia fina (0,06 – 0,2mm), 24,16% de areia media (0,2 – 0,6mm), 22,48% de areia grossa (0,6 – 2,0mm), e 23,36% de pedregulho fino (2,0 – 6,0mm). Assim, o material é caracterizado como uma areia amarela bem graduada pelo método da granulometria.

**Figura 45:** Curva granulométrica do solo 1



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### 4.3.1.2 Solo 2

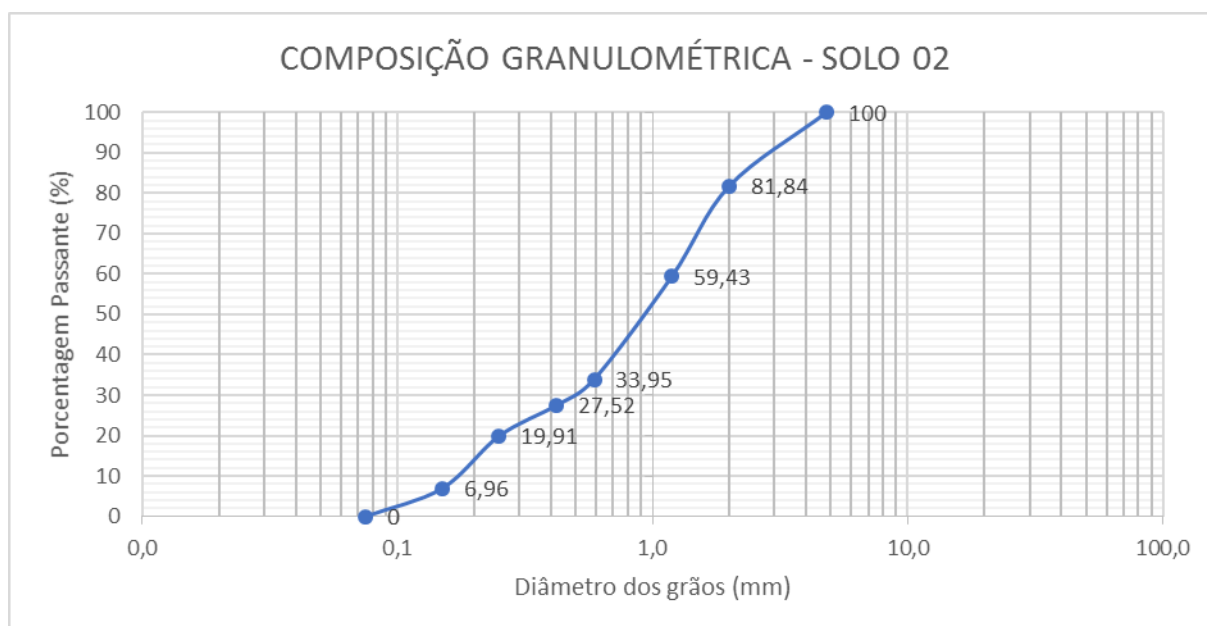
O material trata-se de um solo com composição granulométrica passante na peneira nº4 (#4,8), como apresentada na próxima tabela.

**Tabela 2:** Composição granulométrica do solo 2

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SOLO 02								
PENEIRAS		1ª DETERMINAÇÃO		2ª DETERMINAÇÃO		% RETIDA MÉDIA	% RETIDA ACUMULADA	% PASSANTE
Nº	mm	PESO RETIDO (gr)	% RETIDA	PESO RETIDO (gr)	% RETIDA			
nº 4	4,8	0,00	0,00%	0,00	0,00%	0,00%	0,00%	100,00%
nº 10	2,0	177,70	18,19%	176,30	18,13%	18,16%	18,16%	81,84%
nº 16	1,19	223,40	22,86%	213,40	21,95%	22,41%	40,57%	59,43%
nº 30	0,59	245,90	25,17%	250,90	25,81%	25,49%	66,05%	33,95%
nº 40	0,42	61,10	6,25%	64,20	6,60%	6,43%	72,48%	27,52%
nº 50	0,25	74,50	7,62%	73,80	7,59%	7,61%	80,09%	19,91%
nº 100	0,15	125,60	12,85%	126,80	13,04%	12,95%	93,04%	6,96%
nº 200	0,075	68,90	7,05%	66,80	6,87%	6,96%	100,00%	0,00%
<b>TOTAL</b>		<b>977,10</b>	<b>100,00%</b>	<b>972,20</b>	<b>100,00%</b>			

Fonte: Igor Donizete (2016)

Na próxima figura é apresentada a curva granulométrica do solo 2. Foi verificado que o material é composto por 14,00% de areia fina (0,06 – 0,2mm), 19,16% de areia media (0,2 – 0,6mm), 47,89% de areia grossa (0,6 – 2,0mm), e 18,06% de pedregulho fino (2,0 – 6,0mm). Assim, o material é caracterizado como uma areia vermelha desuniforme com graduação aberta pelo método da granulometria.

**Figura 46:** Curva granulométrica do solo 2

Fonte: Igor Donizete (2016)

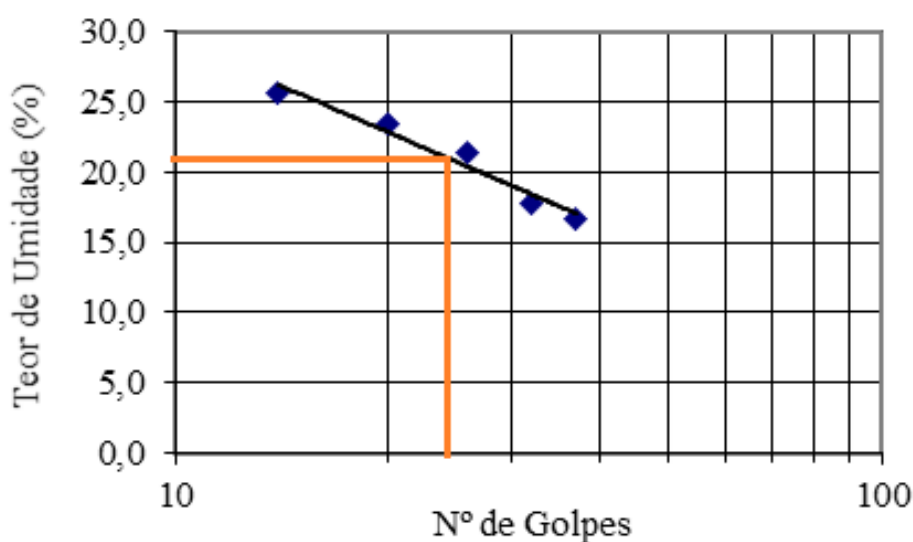
### 4.3.2 Caracterização dos limites

#### 4.3.2.1 Limite de liquidez

##### Solo 1

A figura a seguir, mostra o gráfico obtido pelo o ensaio de limite de liquidez pelo aparelho de Casagrande.

**Figura 47:** Gráfico do limite de liquidez do solo 1



Fonte: Igor Donizete (2016)

Por este gráfico foi determinado o índice de liquidez da amostra, onde é pego o número de golpes ideal que é de 25 e se encontra o teor de umidade. Para esta amostra o resultado do limite de liquidez é de **21,00%**. O laudo do ensaio está apêndice no fim do trabalho.

##### Solo 2

A determinação do limite de liquidez do solo dois não foi possível, por se tratar de uma amostra de um solo arenoso puro, sem nenhum teor de silte ou argila em sua composição. Deste modo fica impossível de tornar o material em uma pasta homogenia, impossibilitando a moldagem da amostra no aparelho de Casagrande.



#### 4.3.2.2 Limite de Plasticidade

##### Solo 1

A determinação do limite de plasticidade do solo 1 não foi possível, pois a amostra se tratando de um material arenoso, mesmo tendo uma quantidade de argila e silte suficiente para o limite de liquidez, não foi o bastante para se fazer o limite de plasticidade. O material não chegou em uma consistência mínima para a moldagem do “espaguete”, pois não atingia uma plasticidade mínima. Ao se tentar moldar o material, o mesmo se desfazia sozinho, como demonstrado na próxima figura.

**Figura 48:** Tentativa de moldagem do solo 1 para limite de plasticidade



Fonte: Igor Donizete (2016)

##### Solo 2

A determinação do limite de plasticidade para o solo 2 não foi possível, por se tratar de um material arenoso quase puro, não possuindo o mínimo de materiais finos como argila e silte para se obter o limite de plasticidade. O material por ser tão arenoso, ainda mais por ser caracterizado como uma areia grossa, nem foi possível a homogeneização da amostra para se tentar moldar o “espaguete”. Sendo assim este material é uma areia mais grossa e pura do que o solo 1, possuindo um índice de material ligante de quase 0.

### 4.3.3 Conclusão da caracterização da amostra

#### 4.3.3.1 Solo 1

Após a caracterização da granulometria e dos limites, chegou-se à conclusão que tal solo trata-se de uma areia amarela bem graduada com pedregulhos. Onde foi identificado que a sua composição granulométrica é bem dividida quanto aos teores de areia fina, media e grossa, por isso o mesmo pode ser chamado de um solo bem graduado. Pelo limite de liquidez notou-se que a amostra contém um pequeno porcentual de material ligante como argila ou silte, mas a quantidade é bem baixa chegando ao ponto de não se conseguir executar o ensaio de limite de plasticidade. Já a sua cor foi identificada visualmente, no momento da sua coleta ou até mesmo depois da preparação da amostra para os devidos ensaios.

As duas próximas imagens demonstram as características possíveis de serem identificadas visualmente, sendo a primeira demonstrando o material sendo preparado para todos os ensaios, e a segunda sendo preparada para os ensaios de limites.

**Figura 49:** Solo 1 – Peneiramento com a peneira n<sup>o</sup>40 (#0,42)



Fonte: Igor Donizete (2016)

**Figura 50:** Solo 1 – Após o peneiramento com a peneira nº40 (#0,42)



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### 4.3.3.2 Solo 2

Com a caracterização granulométrica e dos limites, obteve-se o resultado de que o solo é uma areia vermelha desuniforme com graduação aberta com pedregulhos. Por se ter uma composição granulométrica com grande quantidade de areia grossa em relação as outras areias, sendo assim a amostra se classifica como desuniforme. Assim como o solo 1, o solo 2 não apresentou características suficiente para o ensaio de plasticidade, só que tal material também não apresentou características para a determinação do limite de liquidez, sendo assim os índices de argila e silte são muito baixos, como já era esperado pelo ensaio de granulometria executado anteriormente, caracterizando o material como uma areia pura. A sua cor assim como o solo 2, foi identificada visualmente.

As duas próximas imagens demonstras as características possíveis de serem identificadas visualmente, sendo a primeira demonstrando o material sendo preparado para todos os ensaios, e a segunda sendo preparada para os ensaios de limites.

**Figura 51:** Solo 2 – Peneiramento com a peneira nº40 (#0,42)



Fonte: Igor Donizete (2016)

**Figura 52:** Solo 2 – Após o peneiramento com a peneira nº40 (#0,42)



Fonte: Igor Donizete (2016)

#### 4.3.4 Propostas de estabilizações

As propostas de estabilização foram criadas a partir dos resultados das caracterizações das amostras, tanto da caracterização granulométrica e principalmente de acordo com os limites obtidos. Para cada tipo de solo foi proposto um método diferente de estabilização, sendo o **SOLO 1** sendo um material arenoso contendo uma quantidade mínima de argila e/ou silte, o material será estabilizado granulometricamente com duas misturas utilizando diferentes proporções, sendo essas misturas caracterizadas por mistura do solo 1 (s), brita 0 (a), e pó de brita (a), a composição de agregados (A) sempre será representada por 30% de pó de brita e 70% de brita 0. O **SOLO 2** sendo um material arenoso mais grosso e não contendo uma quantidade mínima de argila e/ou silte, o material será estabilizado quimicamente com duas misturas utilizando diferentes proporções, sendo essas misturas caracterizadas por mistura do solo 2 (s), e cimento Portland (c).

As misturas foram planejadas, mudando-se a porcentagem dos materiais a serem utilizando, como a próxima tabela apresenta, onde podem ser identificados a quantidades de solo e de materiais para estabilização.

**Tabela 3:** Determinação das misturas

MISTURA					
AMOSTRA	100% S	50% S 50% A	30% S 70% A	97% S 3% C	95% S 5% C
SOLO 1	✓	✓	✓		
SOLO 2	✓			✓	✓

Fonte: Igor Donizete (2016)

#### 4.4 ANÁLISE DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Os resultados das umidades aplicadas nas misturas e as massas específicas aparentes máximas seca ( $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ ), obtidos através do ensaio de Proctor executado em laboratório estão apresentadas de forma sucinta na tabela 4.

Observa-se que a massa específica aparente máxima seca aumenta de acordo com a humidade, más após certo teor de umidade a massa específica vai

diminuindo ao aumentar a humidade, pois a amostra começa a saturar. No Apêndice estão todos os relatórios dos ensaios de Proctor.

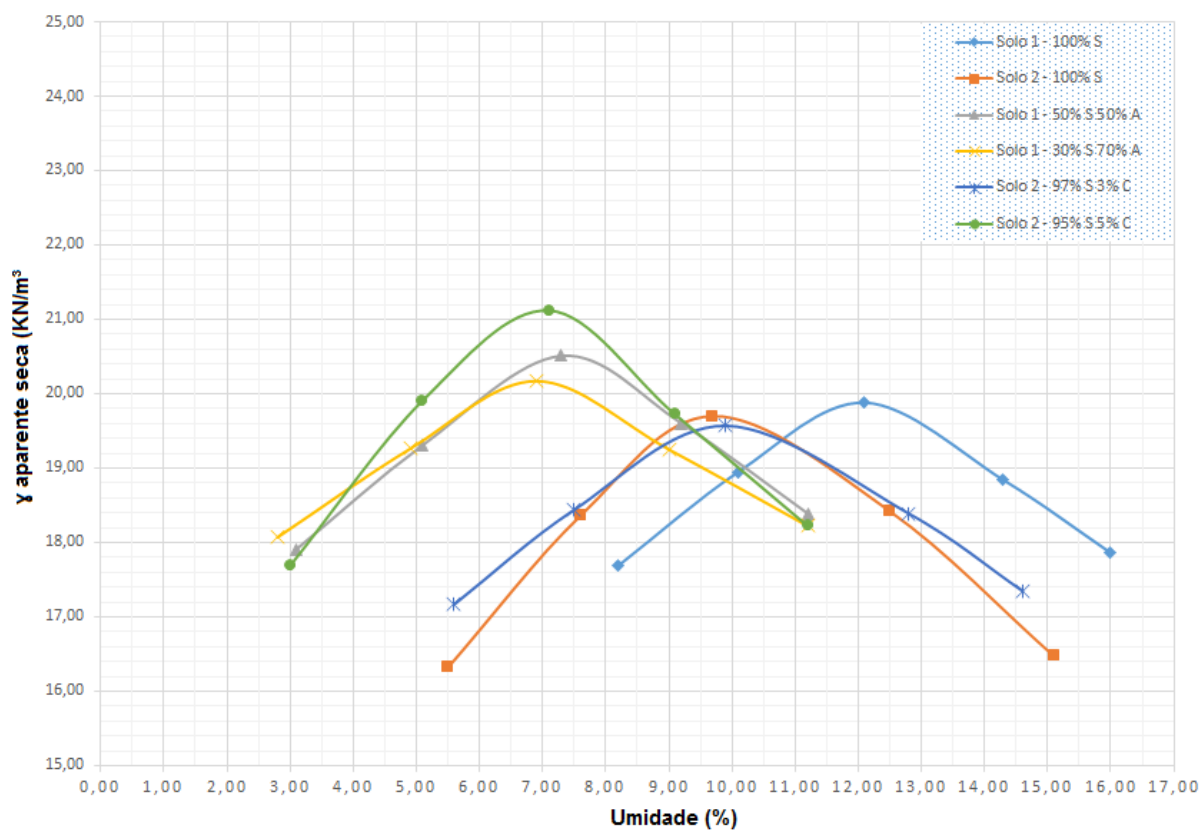
**Tabela 4: Resultados – Ensaio de Proctor**

PONTO	SOLO 1 100% S		SOLO 2 100% S		SOLO 1 50% S 50% A		SOLO 1 30% S 70% A		SOLO 2 97% S 3% C		SOLO 2 95% S 5% C	
	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	h (%)	γ <sub>s</sub> (KN/m <sup>3</sup> )
1	8,20	17,69	5,50	16,32	3,10	17,91	2,80	18,07	5,60	17,17	3,00	17,69
2	10,10	18,95	7,60	18,36	5,10	19,31	4,90	19,26	7,50	18,44	5,10	19,91
3	12,10	19,88	9,70	19,70	7,30	20,51	6,90	20,17	9,90	19,57	7,10	21,12
4	14,30	18,84	12,50	18,42	9,20	19,60	9,00	19,25	12,80	18,39	9,10	19,72
5	16,00	17,86	15,10	16,47	11,20	18,39	11,20	18,22	14,60	17,35	11,20	18,22

Fonte: Igor Donizete (2016)

Na próxima figura estão representadas as curvas dos solos naturais e das misturas de (solo – agregado) e (solo – cimento).

**Figura 53: Curvas de compactação das amostras**



Fonte: Igor Donizete (2016)

Analisando os resultados da composição, verifica-se que os dois solos em estados naturais, o solo 2 por ser um solo mais arenoso tende a ter uma humidade menor em comparação com o solo 1 além de massas específicas menores. As duas amostras do solo 1 com adição de agregados mantem um padrão entre elas, isso ocorre pelo material adicionado possuir uma área de contato grande por ser agregado graúdo a sua maior composição. Par as amostras do solo 2 com adição de cimento, nota-se que há uma grande diferença entre as duas, isso ocorre pelo cimento ser um material muito fino influenciando na humidade, mesmo que a taxa de adição entre elas seja pequena.

A próxima tabela apresenta de forma organizada a umidade ótima e a massa aparente seca para cada amostra ensaiada.

**Tabela 5:** Umidade ótima obtida pelo ensaio de Proctor

AMOSTRA	h ÓTIMA (%)	$\gamma_s$ MÁXIMO (KN/m <sup>3</sup> )
S1 - 100%S	12,10	19,88
S2 - 100%S	9,70	19,70
S1 - 50%S 50%A	7,30	20,51
S1 - 30%S 70%A	6,90	20,17
S2 - 97%S 3%C	9,90	19,57
S2 - 95%S 5%C	7,10	21,12

Fonte: Igor Donizete (2016)

Nota-se que para o solo 1 com a adição de agregado a umidade ótima cai consideravelmente em relação ao solo natural, isso se dá pelo fato dos agregados terem uma área de contato grande, diminuindo assim a necessidade da água. Para o solo 2 com adição de cimento verificou-se que para o com adição de 3% a umidade ótima aumento em relação ao solo natural e já para a amostra com adição de 5% a umidade ótima diminuiu, isso ocorre pelo fato do cimento ser um material muito fino afetando diretamente na quantidade de água da amostra.

#### 4.5 ANÁLISE DO ENSAIO DE CBR (CALIFÓRNIA BERAING RÁTICO)

A próxima tabela apresenta o resultado do CBR para os dois solos naturais e também para cada mistura obtidos através do ensaio de Índice Suporte Califórnia

(ISC). Os corpos de provas utilizados para este ensaio são os mesmos moldados no ensaio de Proctor, mas apenas 3 corpos de prova de cada mistura foram utilizados, sendo eles o de umidade ótima, o ligeiramente mais seco e o ligeiramente mais úmido. No Apêndice estão todos os relatórios dos ensaios de Índice Suporte California (ISC).

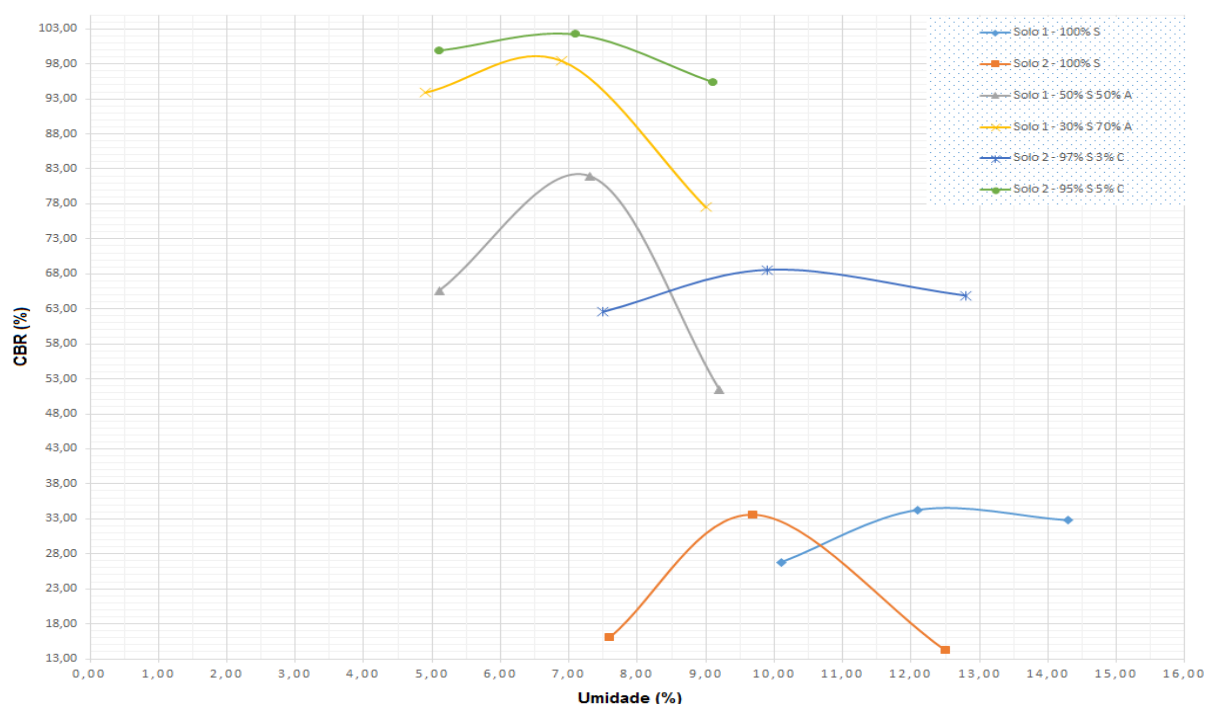
**Tabela 6:** Resultados – Califórnia Beraing Rático (CBR)

PONTO	SOLO 1 100% S		SOLO 2 100% S		SOLO 1 50% S 50% A		SOLO 1 30% S 70% A		SOLO 2 97% S 3% C		SOLO 2 95% S 5% C	
	h (%)	CBR (%)	h (%)	CBR (%)	h (%)	CBR (%)	h (%)	CBR (%)	h (%)	CBR (%)	h (%)	CBR (%)
2	10,10	26,80	7,60	16,10	5,10	65,60	4,90	93,90	7,50	62,60	5,10	99,90
3	12,10	34,30	9,70	33,60	7,30	82,00	6,90	98,40	9,90	68,60	7,10	102,20
4	14,30	32,80	12,50	14,20	9,20	51,40	9,00	77,50	12,80	64,90	9,10	95,40

Fonte: Igor Donizete (2016)

Na próxima figura estão representadas as curvas de relação do valor obtido do CBR pelo ensaio de (ISC) com a umidade obtida no ensaio de Proctor dos solos naturais e das misturas de (solo – agregado) e (solo – cimento).

**Figura 54:** Curvas de relação de CBR e umidade



Fonte: Igor Donizete (2016)



Nota-se que os maiores valores de CBR para cada mistura foram justamente para as umidades ótimas. Analisando o gráfico verifica-se claramente o quanto a adição de agregados ou de cimento aumenta consideravelmente o valor do CBR, provando a eficácia das adições em relação à resistência do solo.

A próxima tabela apresenta de forma organizada a umidade ótima e CBR para cada amostra ensaiada.

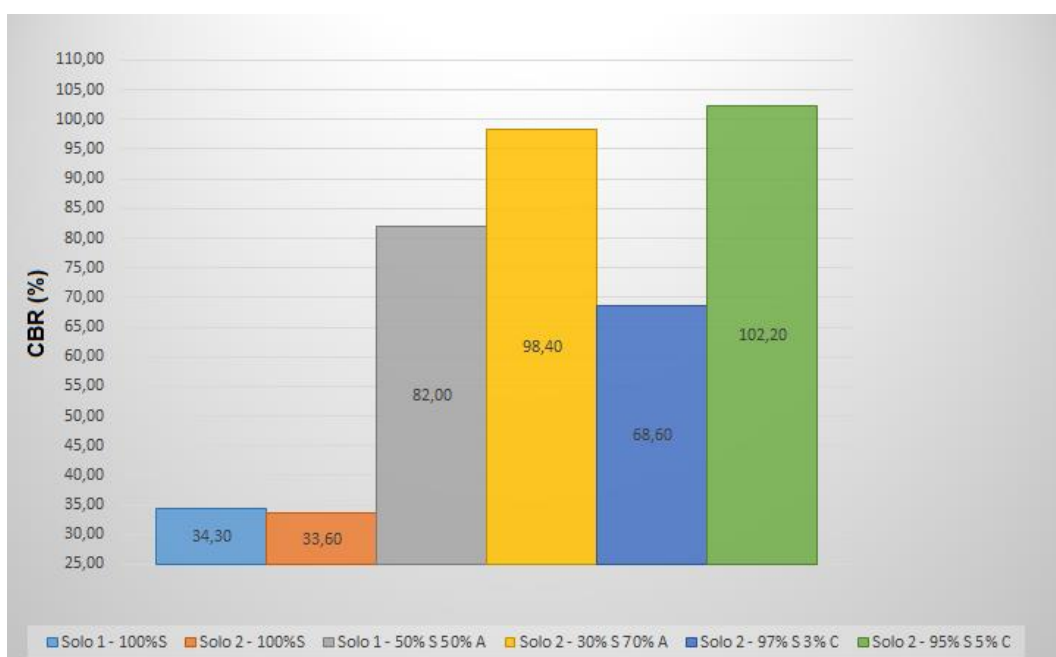
**Tabela 7:** Relação de umidade ótima e CBR

AMOSTRA	h ÓTIMA (%)	$\gamma_s$ MÁXIMO (KN/m <sup>3</sup> )
S1 - 100%S	12,10	34,30
S2 - 100%S	9,70	33,60
S1 - 50%S 50%A	7,30	82,00
S1 - 30%S 70%A	6,90	98,40
S2 - 97%S 3%C	9,90	68,60
S2 - 95%S 5%C	7,10	102,20

Fonte: Igor Donizete (2016)

A próxima figura apresenta o CBR obtido para cada umidade ótima em todas as misturas analisada.

**Figura 55:** CBR das amostras com umidade ótima



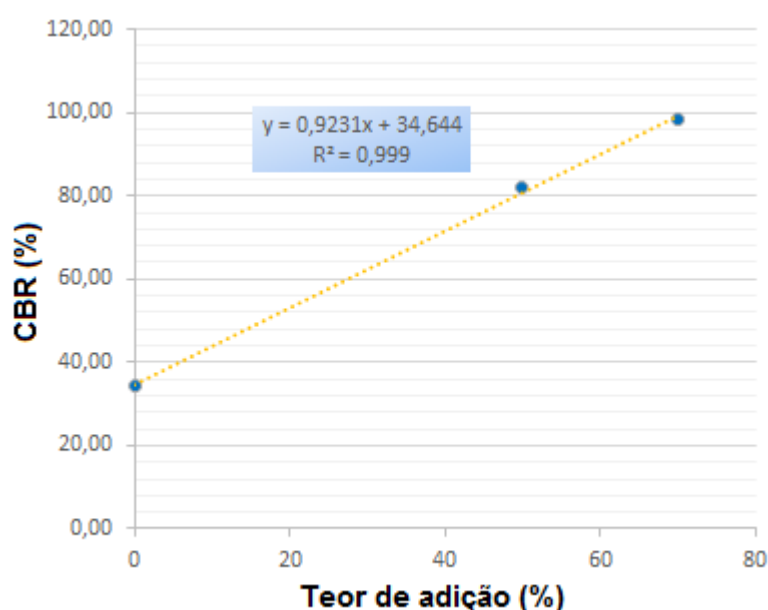
Fonte: Igor Donizete (2016)

Nota-se na figura anterior que os valores dos CBR mais altos foram os que possuem adição. O solo 1 ao se adicionar 50% de Agregado obteve um CBR de quase duas vezes e meia maior que o do solo natural, já para a mistura com 70% de Agregado o CBR foi de quase 3 vezes maior comparado ao mesmo solo em estado natural. Para o solo 2 os crescimentos também foram expressivos, a mistura que tem 3% de Cimento obteve um CBR de mais de duas vezes maior que o solo em estado natural, e a mistura contendo 5% de cimento chegou a um valor maior que 3 vezes comparado ao solo em estado natural.

Vale ressaltar que em alguns momentos na realização do rompimento dos corpos de prova com adição de agregados o relógio dava alguns repiques, isto ocorreu pelo ajustamento das partículas de agregado gráudo adicionadas ao solo, já para os solos sem adição e com adição de cimento tal efeito não ocorreu pelo motivo de não conterem agregados gráudos em sua composição.

A próxima figura apresenta a influência do teor de adição em função do CBR encontrado do solo, além de apresentar a reta de tendência do mesmo. Vale ressaltar que o modelo apresenta um  $R^2$  de 0,999, que é considerado muito satisfatório do ponto de vista estatístico, indicando que 99,90% da variabilidade dos resultados são aplicadas pelo modelo.

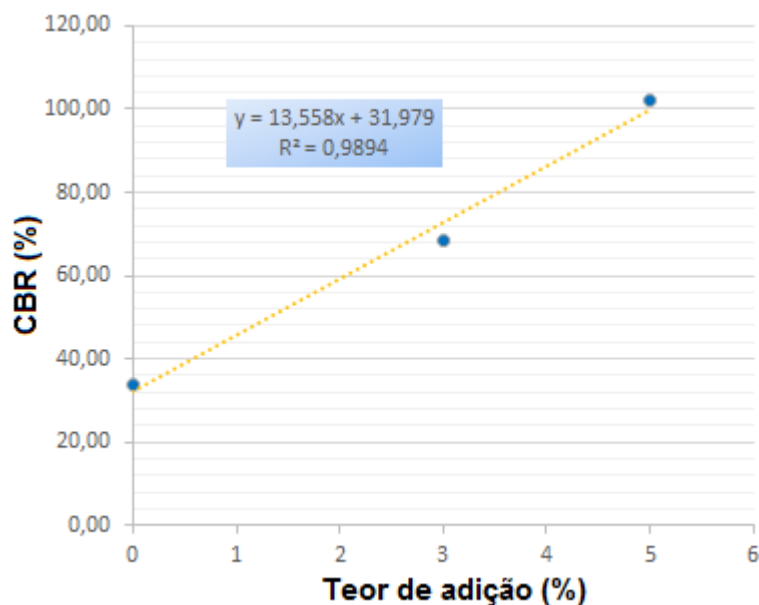
**Figura 56:** CBR em relação ao teor de adição do solo 1



Fonte: Igor Donizete (2016)

A próxima figura apresenta a influência do teor de adição em função do CBR encontrado do solo, além de apresentar a reta de tendência do mesmo. Vale ressaltar que o modelo apresenta um  $R^2$  de 0,9894, que é considerado muito satisfatório do ponto de vista estatístico, indicando que 98,94% da variabilidade dos resultados são aplicadas pelo modelo.

**Figura 57:** CBR em relação ao teor de adição do solo 2



Fonte: Igor Donizete (2016)

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

Observa-se que devido à inexistência de uma estrutura e pela manutenção inadequada da via estudada, gerou-se várias manifestações patológicas, sendo essas identificadas e caracterizadas. Com a existência das manifestações patológicas a segurança dos usuários é comprometida, além de afetar também a vida dos moradores localizados na beira da via, pois o início da mesma se dá ainda na zona urbana de Palmas – TO.

Através do levantamento visual, foi possível determinara as características da via, além das manifestações patológicas existentes ao longo do trecho estudado, onde essas foram classificadas de acordo com o seu nível de severidade. Também foi possível identificar os dois tipos de materiais que constituem o revestimento primário da via.

Observando os resultados obtido nas pesquisas executadas, verificou-se que a estabilização granulométrica e química tem grande influência nos parâmetros de compactação do solo, na massa específica aparente seca máxima e também na umidade ótima, onde com a adição dos materiais tais valores mudam, afetando diretamente nas propriedades do solo.

Analisando o tamanho da influência das estabilizações no Índice de Suporte Califórnia (ISC) propostas neste trabalho, notou-se que com a medida que os teores de adição iam aumentando a mistura atingia um aumento muito considerável na capacidade de suporte do solo. Isto se deve pelo fato dos materiais adicionados estar ligado diretamente com a resistência e capacidade de suporte do solo.

Finalmente, é possível determinar que a estabilização de solo para este caso é muito satisfatória, tendo em vista que o material empregado na via é de baixa qualidade e péssima resistência, mas com as adições a capacidade de suporte foi elevado consideravelmente, onde tal condição aliado com manutenção correta pode diminuir e até mesmo extinguir as manifestações patológicas existentes no trecho estudado, aumentando assim o conforto e a segurança de todos os usuários.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Refazer o presente estudo com o uso de diferentes teores de adição.
- Analisar a viabilidade econômica das estabilizações de solo propostas neste trabalho.
- Utilizar a adição de outros tipos de materiais cimentantes, como a cal.
- Utilizar a adição de materiais não renováveis como pneus triturados e outros.
- Realizar o dimensionamento da estrutura para uma possível pavimentação asfáltica utilizando os solos propostos nesse trabalho.

## REFERÊNCIAS

- AGUIAR, M. E.; A corrugação Ritmada e Outros Problemas das Estradas de TERRA. "Simpósio de Conservação de Rodovias" – ABPv, SP., 1963.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292**: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solos - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 13 p.
- BAESSO, D. P.; Gonçalves, F. L. (2003) Estradas rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção. Florianópolis – SC.
- BERNUCCI, Liedi Bariani et al. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 3. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2008. 504 p.
- BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de Custos Rodoviários. 1 ed. Rio de Janeiro. Diretoria de desenvolvimento tecnológico, 2003. v. 1.
- BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de conservação rodoviária – Instruções técnicas de execução de serviços. Diretoria de desenvolvimento tecnológico, 2005.
- BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de Pavimentação. Diretoria de desenvolvimento tecnológico, 2006.
- BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Terminologias Rodoviárias Usualmente Utilizadas. Diretoria de desenvolvimento tecnológico, 2007.
- CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica Dos Solos e Suas Aplicações. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1996. 234 p. 1 v

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, 2015, Brasília - Df. Pesquisa CNT de Rodovias 2015. Duque de Caxias: Sest Senat, 2015. 417 p.

DAS, Braja M.. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 6. ed. São Paulo: Thomson Learnig, 2007. 559 p. Tradução da 6ª edição norte-americana.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DER ET-DE-P00/031**: Concreto asfáltico tipo SMA: DER, 2007. 41 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER 386/1999-ES**: Pavimentação – pré-misturado a quente com asfalto polímero – camada porosa de atrito: DNER, 1999. 15 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER 707/20-ES**: Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários: DNER, 1999. 391 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNER-ME 049/1994**: Solos – Revisão da Determinação do índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro: DNIT, 2014. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNER-ME 172/2016**: Solos –Determinação do índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro: DNIT, 2016. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT 032/2004-ES**: Pavimentos flexíveis – Areia-Asfalto a quente – Especificação de serviço: DNIT, 2004. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT 138/2010-ES**: Pavimentação – Reforço do subleito: DNIT, 2010. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT 164/2013-ME**: Solos – Compactação. Rio de Janeiro: DNIT, 2013. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT Análise e tratamento estatístico dos resultados de contagens de tráfego**: DNIT, 2008. 27 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT Revisão da norma DNER-ES 308/97**: Pavimentos flexíveis – Tratamento superficial simples – Especificação de serviço: DNIT, 2009. 9 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT Revisão da norma DNER-ES 309/97 (EXCLUÍDO)**: Pavimentos flexíveis – Tratamento superficial duplo – Especificação de serviço: DNIT, 2009. 9 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRASPORTES. **DNIT Revisão da norma DNER-ES 310/97**: Pavimentos flexíveis – Tratamento superficial triplo – Especificação de serviço: DNIT, 2009. 9 p.

EATON, R. A.; BEAUCHAM, R. E. (1992). *Unsurfaced Road Maintenance Management*. Special Report 92-26. U. S. Army Corps of Engineers. Cold Regions Research & Engineering Laboratory.

EATON, R. A.; GERARD, S.; DATTILO, R. S. (1987). *A Methode for Rating Unsurfaced Rodes*. Transportation Research Record 1106, vol. 02, págs. 34-42.

FATTORI, Bernardo José. *Manual para Manutenção de Estradas com Revestimento Primário*. 2007. 80 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MARQUES, Geraldo L. de Oliveira. *Pavimentação*. 2006. 210 p. Notas de Aulas – Pavimentação TRN 032 - Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora 2006.

MEDINA, j.. *Mecânica do Pavimentos*. Editora Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 1997.

MOURA, Edson. *Apostila de Mecânica dos Solos*. 2011. 144 p. Notas de Aulas - Departamento de Transportes e Obras de Terra Faculdade de Tecnologia de São Paulo, São Paulo 2011.

PEREIRA, Djalma Martins et al. *Introdução à Terraplenagem*. 2006. 103 p. Notas de Aulas - Departamento de Transportes da Universidade Federal do Paraná, Paraná 2006.

PEREIRA, Djalma Martins et al. *Sistema de Transporte*. 2013. 194 p. Notas de Aulas - Departamento de Transportes da Universidade Federal do Paraná, Paraná 2013.

PINTO, S.; PREUSSLER,. *Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis*. Rio de Janeiro: Editora Copiarte. 2002. 259 p.

PONTES FILHO, Glauco. *Estradas de Rodagem Projeto Geométrico*. São Carlos: Copyright, 1998. 432 p.

QUEIROZ, Rudney C.. *Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil*. São Carlos: Rima, 2009. 393 p.

RIVERSON, J. D. N.; SINHA, K. C.; SCHOLER, C. F. (1984). *County Maintenance of Unpaved Roads in Indiana*. Transportation Research Record 985, págs. 34-40.

RODRIGUES, Luiz José Preto et al. *Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais (DER-SP 2012): Planejamento, projeto, construção e operação*. São Paulo: Lenc-planservi-planorp, 2012. 224 p. 1 v.

RODRIGUES, Luiz José Preto et al. *Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais (DER-SP 2012): Conservação*. São Paulo: Lenc-planservi-planorp, 2012. 215 p. 2 v.



RSMS (1991). Roa Surface Management System. Technology Transfer Center the University of New Hampshire, Department of Civil Engineering, Durham, New Hampshire.

SENÇO, Wlastermiler de. Manual de Técnicas de Pavimentação. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007. 761 p. 1 v.

SENÇO, Wlastermiler de. Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini, 2001. 671 p. 2 v.

SINAPI – Índices da Construção Civil (CAIXA). Disponível em < <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi> >. Acesso em: 25 abril 2016.

VARGAS, Milton. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: Mcgraw - Hill, 1977. 509 p

WALKER, D. (1991). Evaluation and Rating of Gravel Roads. Transportation Research Record 1291, vol. 02, págs. 120 – 125.

WALLAU, Juliano Reis. Avaliação da Técnica de Estabilização Granulométrica como Revestimento Primário de Rodovias Não-Pavimentadas. 2004. 67 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia - Detec, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2004.

## **APÊNDICE**