

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**MAURÍCIO THOMAS**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA NA ESTABILIZAÇÃO DE  
SOLOS LATERÍTICOS COM ADIÇÃO DE CAL E CIMENTO**

**Alegrete-RS**

**2016**

**MAURÍCIO THOMAS**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA NA ESTABILIZAÇÃO DE  
SOLOS LATERÍTICOS COM ADIÇÃO DE CAL E CIMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
da Universidade Federal do Pampa, como  
requisito parcial para obtenção do Título de  
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Me. Jaelson Budny

**Alegrete-RS**

**2016**

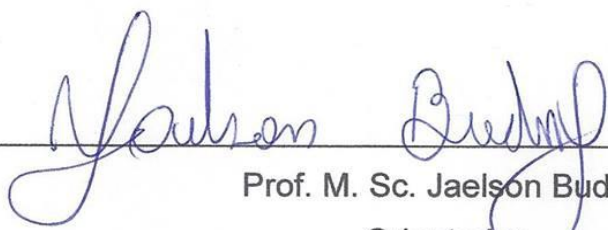
**MAURÍCIO THOMAS**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS COM ADIÇÃO DE CAL E CIMENTO**

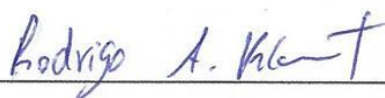
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 20/06/2016

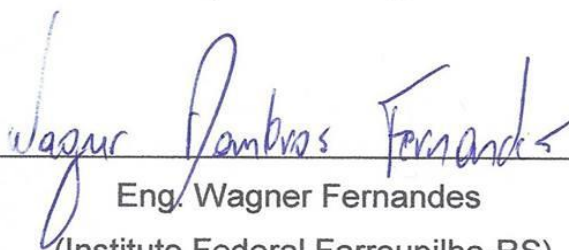
Banca examinadora:



Prof. M. Sc. Jaelson Budny  
Orientador  
(UNIPAMPA)



Prof. Me Rodrigo Klamt  
(UNIPAMPA)



Eng. Wagner Fernandes  
(Instituto Federal Farroupilha-RS)

## **AGRADECIMENTO**

Aos meus pais, Pedro e Teresa, e aos meus irmãos, Vinícius e Carmine, pelo incentivo, compreensão, amor, apoio e por estar ao meu lado em todos os momentos durante toda a caminhada da graduação.

Ao meu orientador, Jelson Budny, pela sua amizade, confiança e inúmeras orientações, sempre se mostrando disponível e atencioso em qualquer horário do dia. Agradeço também à banca, Professor Rodrigo e Wagner, por ter aceito o convite e contribuído para a melhoria deste trabalho.

Aos técnicos dos Laboratórios de Solos e Pavimentação e de Materiais de Construção Civil da UNIPAMPA, pela ajuda e dicas durante todo o processo de ensaios deste trabalho.

Aos meus grandes parceiros e amigos que formaram uma monstruosa equipe de trabalho no Laboratório de Solos e Pavimentação, Helena e Bruno. Vocês foram sensacionais durante todo o período de trabalho. Muito obrigado por tudo e que vocês obtenham todo o sucesso do mundo na trajetória de Engenheiro(a).

À todos os meus amigos, que de uma forma ou outra, perto ou longe, sempre me apoiaram, torceram e me ajudaram durante o período de graduação.

## RESUMO

Com o intuito de buscar soluções alternativas no Sistema Rodoviário Brasileiro, o presente estudo visa conhecer melhor os solos lateríticos para serem utilizados em bases e sub-bases de pavimentos, melhorando suas propriedades com adições de cal e cimento. Dos materiais utilizados na pesquisa, o solo provém do município de Cândido Godói-RS, a cal é do tipo hidratada de classe CH-II Dolomítica e o cimento é do tipo Portland de classe CP-IV. De início, realizou-se a caracterização do solo, podendo desta maneira, qualificá-lo em três tipos de classificações diferentes: pela metodologia MCT o solo apresentou-se como sendo argiloso laterítico; pela Classificação Unificada como pertencente ao grupo MH; e pela Classificação TRB pertencente ao grupo A 7-5. Além dos ensaios de caracterização, foram executados o ensaio Físico-Químico para estimar a quantidade de cal necessária a ser utilizada na mistura. Para o teor de cimento a ser utilizado, seguiu-se as recomendações da ASTM D 3282. Para a determinação da massa específica das misturas, juntamente com a umidade ótima das mesmas, foram realizados ensaios de compactação Mini-Proctor. As moldagens dos corpos de prova (CP's) foram executadas utilizando-se misturas de solo + cal e solo + cimento, além de CP's de solo puro. A proporção de adição de cal ficou em 6% e a adição de cimento em 10%. Foram moldados 28 CP's cilíndricos de dimensões 5 x 10 cm de cada composição e deixados em cura em temperatura controlada durante 7, 28, 56, 90, 120, 180 e 270 dias. Após cada idade de cura, os corpos de prova de cada mistura foram submetidos ao Ensaio de Compressão Simples. Ao final dos rompimentos, percebeu-se que a adição de solo + cal não apresentou um ganho substancial na resistência, diferente da mistura de solo + cimento, que desde os 7 dias atingiu o valor de 2,1 Mpa de resistência. Outro dado relevante, é que em todas as misturas houve um aumento na rigidez das amostras, diminuindo desta forma as deformações encontradas na camada final de revestimento. Conclui-se assim, que houve uma melhora nas propriedades do solo com as adições de cal e cimento, havendo um aumento tanto na resistência, quanto na rigidez do solo estudado.

**Palavras-Chave:** solos lateríticos, solo + cimento, solo + cal, Ensaio de Compressão Simples.

## ABSTRACT

With the intention of seek alternative solutions in the Brazilian Highway System, this study aims to better understand the lateritic soils for use in bases and sub-bases pavements, improving its properties with the additions of lime and cement. For the materials used in this research, the soil comes from the town of Candido Godoi-RS, the lime is hydrated of the class CH-II Dolomite and the cement is of the Portland type and the class is CP-IV. As a first step, the characterization of the soil was realized, qualifying it for three types of diferent classifications: in the MTC methodology, the soil showed to be a argillaceous laterite type; in the Unified Classification it belongs to the MH group; and for the TRB classification it belongs to the A 7-5 group. Besides the characterization tests, Physical-Chemical tests were performed to estimate the amount of lime required to be used in the mixture. For the cement content to be used the ASTM D 3282 recommendations was followed. To determine the density, and the optimum moisture of the mixture, Mini Proctor compression tests were performed. The molding of the samples (CPs) were performed using a mixtures of soil + lime and soil + cement as well as pure soil samples. The proportion of lime addition was 6% and the addition of cement was 10%. Twenty eight cylindrical CPs were molded with the dimensions of 5 x 10 cm and each composition was allowed to cure at controlled temperature for 7, 28, 56, 90, 120, 180 and 270 days. After each cure age, the samples of each mixture were subjected to simple compression test. At the end of the compression test, it was noted that the addition of soil + lime did not showed a substantial gain in strength, unlike the mixture of soil + cement, hitting 2.1 Mpa of resistance within the first seven days of cure. Another important fact is that in all mixtures there was an increase in the stiffness of the samples, thus reducing the deformations found in the final coating layer. Therefore it is concluded that there was an improvement in soil properties with lime and cement additions, with an increase of both the resistance and stiffness in all the studied soils.

**Keywords:** lateritic soils, soil + cement, soil + lime, simple compression test.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Perfil esquemático da ocorrência de solos tropicais .....	13
Figura 2: Representação de um perfil de solo, visualizando os horizontes A, B e C.	14
Figura 3: Partes constituintes de uma partícula de solo .....	15
Figura 4: Fases do solo .....	16
Figura 5: Aparelho de Casagrande e cinzéis .....	18
Figura 6: Gráfico gerado na determinação do Limite de Liquidez .....	19
Figura 7: Execução do ensaio de Limite de Plasticidade. ....	20
Figura 8: Ábaco de Classificação MCT. ....	26
Figura 9: Aparelhagem do compactador miniatura.....	27
Figura 10: Equipamento do ensaio Mini-CBR .....	28
Figura 11: Equipamento do ensaio de Expansão.....	28
Figura 12: Equipamento utilizado no Ensaio de Contração.....	29
Figura 13: Equipamento utilizado no ensaio de Infiltrabilidade.....	30
Figura 14: Equipamento utilizado no ensaio de Permeabilidade.....	30
Figura 15: Croqui do Ensaio de Perda de Massa por Imersão.....	32
Figura 16: Métodos de estabilização de solos: diagrama esquemático .....	33
Figura 17: Fluxograma das atividades desenvolvidas .....	38
Figura 18: Localização de Cândido Godói no Mapa do RS.....	39
Figura 19: Jazida da cidade de Cândido Godói.....	40
Figura 20: Provetas Utilizadas no Ensaio Físico-Químico.....	47
Figura 21: Corpos de prova embalados em plástico filme e parafina .....	50
Figura 22: Máquina Utilizada no Ensaio de Compressão Simples dos CP's.....	51
Figura 23: Corpos de prova após a realização do Ensaio de Compressão Simples .	51

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Curva Granulométrica do Solo.....	52
Gráfico 2: Ensaio do Limite de Liquidez .....	53
Gráfico 3: Gráfico de Classificação do Solo de Acordo com a Metodologia MCT .....	55
Gráfico 4: Expansão Volumétrica das Misturas no Ensaio Físico-Químico .....	56
Gráfico 5: Ensaio de Compactação Mini-Proctor das Misturas .....	57
Gráfico 6: Variação da Tensão Média durante as Idades de Rompimento .....	58
Gráfico 7: Influência do Tempo de Cura na RCS das Dosagens .....	60
Gráfico 8: Curva da Tensão x Deformação – Solo aos 7 dias.....	61
Gráfico 9: Módulo de Elasticidade das Misturas ao Longo do Tempo de Cura .....	62



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Limite das frações de solo de acordo com o tamanho dos grãos.....	18
Tabela 2: Classificação da plasticidade dos solos. ....	20
Tabela 3: Índices de Atterberg encontrado em alguns solos brasileiros. ....	21
Tabela 4: Teor de cimento utilizado na mistura.....	48

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).....	22
Quadro 2: Terminologia SUCS.....	23
Quadro 3: Sistema de Classificação TBR .....	24

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
<b>1.1 Objetivos .....</b>	<b>9</b>
<b>1.1.1 Objetivo Geral .....</b>	<b>9</b>
<b>1.1.2 Objetivos Específicos.....</b>	<b>9</b>
<b>1.2 Estrutura do Trabalho .....</b>	<b>9</b>
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>11</b>
<b>2.1 Origem e Formação dos Solos.....</b>	<b>11</b>
<b>2.2 Solo: Definição .....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 Solos Tropicais.....</b>	<b>12</b>
<b>2.3.1 Solos Lateríticos .....</b>	<b>13</b>
<b>2.3.2 Solos Saprolíticos .....</b>	<b>14</b>
<b>2.4 Índices Físicos.....</b>	<b>15</b>
<b>2.4 Sistemas de Classificação.....</b>	<b>17</b>
<b>2.4.1 Análise Granulométrica .....</b>	<b>17</b>
<b>2.4.2 Limites de Consistência .....</b>	<b>18</b>
<b>2.5 Classificação dos Solos .....</b>	<b>21</b>
<b>2.5.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) .....</b>	<b>21</b>
<b>2.5.2 Sistema de Classificação TRB (Transportation Research Board) .....</b>	<b>23</b>
<b>2.5.3 Sistema de Classificação MCT .....</b>	<b>24</b>
<b>2.5.3.1 Ensaio de Compactação Mini-Proctor .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5.3.2 Ensaio Mini-CBR e Expansão.....</b>	<b>27</b>
<b>2.5.3.3 Ensaio de Contração.....</b>	<b>28</b>
<b>2.5.3.4 Ensaio de Infiltrabilidade e Permeabilidade.....</b>	<b>29</b>
<b>2.5.3.5 Ensaio de Compactação Mini-MCV.....</b>	<b>30</b>
<b>2.5.3.6 Ensaio de Penetração da Imprimadura Betuminosa .....</b>	<b>31</b>
<b>2.5.3.7 Ensaio Mini-CBR de campo.....</b>	<b>31</b>
<b>2.5.3.8 Ensaio da Perda de Massa por Imersão .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1 Estabilização de Solos para Pavimentação .....</b>	<b>32</b>
<b>2.1.1 Estabilização de Solo com Cal.....</b>	<b>34</b>
<b>2.1.1.1 Conceituação .....</b>	<b>34</b>
<b>2.1.1.2 A cal.....</b>	<b>34</b>
<b>2.1.1.3 As Reações Solo-Cal.....</b>	<b>35</b>

2.1.2 Estabilização de Solo com Cimento .....	35
2.1.2.1 Conceituação .....	35
2.1.2.2 O Cimento .....	36
2.1.2.3 As Reações Solo-Cimento .....	36
2.2 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) .....	37
3 METODOLOGIA .....	38
3.1 Planejamento da Pesquisa .....	38
3.2 Materiais Utilizados .....	39
3.2.1 Solo.....	39
3.2.2 Cal.....	40
3.2.3 Cimento Portland .....	40
3.2.4 Água .....	40
3.3 Métodos.....	41
3.3.1 Preparação das Amostras .....	41
3.3.2 Ensaio de Caracterização .....	41
3.3.2.1 Análise Granulométrica .....	41
3.3.2.2 Limites de Atterberg.....	44
3.3.2.2.1 Limite de Liquidez .....	44
3.3.2.2.2 Limite de Plasticidade.....	45
3.3.2.3 Massa Específica do Solo.....	45
3.4 Classificação dos solos.....	46
3.4.1 Sistema Unificado (SUCS) .....	46
3.4.2 Sistema de Classificação TRB .....	46
3.4.3 Sistema de Classificação MCT .....	46
3.4.3.1 Ensaio Físico-Químico.....	46
3.4.3.2 Dosagem Solo-Cimento .....	48
3.4.3.3 Ensaio de compactação Mini-Proctor.....	48
3.4.3.4 Moldagem e Cura da Amostras .....	49
3.4.3.5 Ensaio de Compressão Simples .....	50
4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	52
4.1 Resultados de Caracterização dos Materiais.....	52
4.1.1 Granulometria.....	52
4.1.2 Limites de Atterberg.....	53
4.1.2.1 Limite de Liquidez .....	53

<b>4.1.2.2 Limite de Plasticidade.....</b>	<b>53</b>
<b>4.1.3 Massa Específica do Solo.....</b>	<b>54</b>
<b>4.2 Classificação do Solo .....</b>	<b>54</b>
<b>4.2.1 Classificação do Solo de Acordo com o Sistema Unificado (SUCS) .....</b>	<b>54</b>
<b>4.2.2 Classificação do Solo de Acordo o TRB .....</b>	<b>54</b>
<b>4.2.3 Classificação do Solo de Acordo com a Metodologia MCT.....</b>	<b>54</b>
<b>4.3 Definição do Teor de Cal .....</b>	<b>55</b>
<b>4.4 Definição do Teor de cimento .....</b>	<b>56</b>
<b>4.5 Definição da Massa Específica e Umidade Ótima das Misturas .....</b>	<b>56</b>
<b>4.6 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) .....</b>	<b>57</b>
<b>4.7 Módulo de Elasticidade das Misturas.....</b>	<b>60</b>
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>63</b>
<b>5.1 Conclusões .....</b>	<b>63</b>
<b>5.2 Sugestões .....</b>	<b>64</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um dos maiores problemas enfrentados quando falamos da infraestrutura logística brasileira é a falta de pavimentação que abrange as estradas de todo o território brasileiro. Dos quase 1,7 milhão de quilômetros de estradas do Brasil, 80,3 %, ou seja, mais de 1,3 milhão de quilômetros, não são pavimentadas. Há ainda 12,1 % de rodovias pavimentadas e 7,6 % de vias planejadas, isto é, que ainda não saíram do papel (BENEVIDES, 2014).

Considerando o contexto preocupante a qual está inserido o Brasil, buscam-se soluções e novas técnicas com materiais alternativos que possam ser utilizadas no sistema rodoviário, para que sirvam de solução, tanto para o ponto de vista técnico, quanto econômico.

Uma das alternativas encontradas para suprir as necessidades que a construção rodoviária nos impõem, é a estabilização química dos solos com uso de cimento e cal. Segundo Azêvedo (2010), essa opção possibilita a utilização dos solos que são encontrados na própria obra, acarretando dessa maneira, uma redução no custo e principalmente no tempo de execução da obra, já que não há a necessidade de transporte de solos de outras jazidas para a utilização na camada estabilizada.

Cruz e Jalali (2010) explicam que a estabilização de solos busca atender de forma satisfatória as solicitações que são previstas em projeto, melhorando seu desempenho mecânico juntamente com as características e propriedades do solo.

Se tratando de pavimentos que possuem um baixo volume de tráfego, a estabilização do solo se torna uma grande alternativa, pois dela resulta um melhor desempenho e uma maior durabilidade do pavimento. Atualmente, os agentes estabilizadores mais empregados são a cal e o cimento Portland (BEHAK, 2007).

Guimarães (2002) também explica que a adição de determinados teores de cal e cimento em solos altera a rigidez, a resistência e o seu comportamento, de acordo com ensaios realizados em campo e em laboratório. Dessa maneira, podemos perceber a importância que os estudos de melhoramento dos solos podem trazer para a engenharia, propiciando uma maior confiabilidade, segurança e ao mesmo tempo gerando menores custos.

Inserido em um local onde predomina a ocorrência de clima tropical úmido, o Brasil possui um vasto território composto de solos lateríticos, que podem ser aproveitados nas obras rodoviárias. Por ser considerado um solo fino, com presença

de argila, e coesivos quando secos, os solos lateríticos perdem parte de sua capacidade de suporte com a presença de água. Dessa forma, seu emprego não era recomendado na estabilização de solos (GUIDA, 1971). Porém, graças a estudos realizados principalmente por Nogami e Villibor, pode-se comprovar a eficácia dos solos lateríticos na utilização da construção de pavimentos econômicos.

Dessa maneira, propõem-se um estudo sobre a estabilização do solo-cimento e solo-cal para solos lateríticos, variando a umidade, energia de compactação e porcentagem de adições dos agentes estabilizadores, buscando uma análise desses materiais a longo prazo (270 dias), quando submetidos a ensaios de compressão.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

Avaliar as características mecânicas de um solo laterítico, e analisar seu comportamento, a longo prazo, quando acrescidas porcentagens de cal e cimento.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Realizar a caracterização de um solo laterítico situado em uma jazida na cidade de Cândido Godói, estado do Rio Grande do Sul;
- Verificar se há ganho de resistência à compressão simples a longo prazo (270 dias) em amostras moldadas de solo-cimento;
- Verificar se há ganho de resistência à compressão simples a longo prazo (270 dias) em amostras moldadas solo-cal;
- Avaliar o comportamento mecânico das misturas estabilizadas quando comparadas ao solo natural.

## **1.2 Estrutura do Trabalho**

**Capítulo 1:** Apresenta a introdução, delimitação do assunto e uma apresentação do tema. Expõe também os objetivos gerais e específicos.

**Capítulo 2:** Contém a revisão bibliográfica acerca das atividades do trabalho para um embasamento teórico do mesmo.

**Capítulo 3:** Apresenta a descrição completa dos métodos e materiais utilizados para o desenvolvimento da pesquisa.

**Capítulo 4:** Faz uma análise criteriosa dos resultados encontrados na pesquisa, comparando os mesmos com resultados de outras pesquisas;

**Capítulo 5:** Apresenta as conclusões da pesquisa baseado nos resultados obtidos.



## **2 REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 Origem e Formação dos Solos**

Os solos são materiais resultantes da ação de intemperismo das rochas, que pode se dar por desintegração mecânica ou por decomposição química. Quando há a desintegração mecânica, que pode acontecer devido à água, temperatura, vegetação e vento, há geralmente a formação de areias (solos de partículas grossas) e siltes (partículas de solos intermediárias). Já na decomposição química, acontece uma modificação química das rochas de origem. O principal agente atuante é a água e os mecanismos de ataque às rochas são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. O último produto originado no processo de decomposição é a argila (CAPUTO, 1988).

O solo que será classificado é uma coleção de corpos naturais, que são constituídos em sua maioria por partes sólidas, líquidas e gasosas, formado por materiais minerais e orgânicos que ocupam a maior parte do manto superficial. O solo possui como limite superior a atmosfera. Já seus contatos laterais podem ser com corpos d'água superficiais, rochas, gelo, aterros ou com terrenos sob espelhos d'água permanentes. Seu limite inferior geralmente não consegue ser definido (EMBRAPA, 2006).

### **2.2 Solo: Definição**

Segundo a ABNT NBR 6502, o solo define-se como sendo um material que provém da decomposição das rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ter ou não a presença de matéria orgânica.

O solo é uma camada superficial de terra arável que possui vida microbiana. Muitas vezes o solo pode ser espesso, ser reduzido a uma pequena película e até mesmo deixar de existir. Um dos processos considerados mais importantes na formação dos solos pode ser considerada a alteração do material inicial, que permanece no próprio local sem ser transportado. Esse material pode tanto ser solo, quanto rocha decomposta. A principal diferença entre um e outro é que, mesmo em

um estado mais avançado de decomposição, a rocha jamais possuirá vida microbiana, diferente dos solos (GUERRA, 1993).

Ainda de acordo com Guerra (1993), o solo é avaliado como sendo o único ambiente onde se encontram reunidos os quatro elementos: litosfera (domínio das rochas); hidrosfera (domínio das águas); atmosfera (domínio do ar); e biosfera (domínio da vida). Podemos dessa maneira dizer que o solo é um complexo vivo elaborado na superfície de contato da crosta terrestre, formado de organismos vegetais e animais que lhes dão matéria a matéria orgânica.

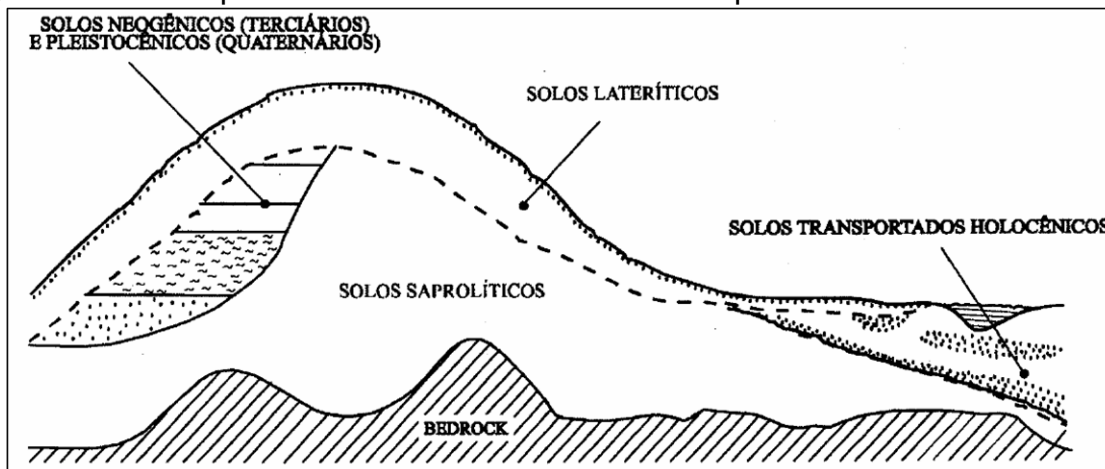
### **2.3 Solos Tropicais**

Nogami e Villibor (1995), nos dizem em seus estudos que solos tropicais são de ocorrência em localidades em que haja predominância de clima tropical e úmido. Na maioria das vezes, os países de ocorrência deste tipo de solo estão localizados entre os trópicos, porém, não podemos aplicar isto como uma regra, pois basta o solo apresentar características e propriedades de processos geológicos e pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas que poderá ser considerado um solo tropical.

Os solos ditos tropicais, podem apresentar comportamentos distintos quando relacionados ao seu desempenho hidráulico e mecânico, graças ao processo chamado de laterização ou latolização. Esse processo é de ocorrência basicamente em regiões tropicais úmidas onde há a lixiviação dos cátions básicos, havendo assim uma grande concentração residual de óxidos de ferro e de alumínio (SANTOS, 2006).

A figura 1 nos mostra um perfil esquemático característico dos solos tropicais. Nele, há a predominância de solos lateríticos, saprolíticos e solos transportados.

Figura 1: Perfil esquemático da ocorrência de solos tropicais



Fonte: Marangon (2004, p.23)

### 2.3.1 Solos Lateríticos

De acordo com Marangon (2004), os solos lateríticos são predominantemente tropicais que ocorrem em partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, decorrente de uma transformação que ocorre na parte superior do subsolo e que é denominada de intemperismo.

Devido ao processo de laterização, a parte argilosa dos solos lateríticos é composta basicamente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos que são hidratados de ferro e/ou alumínio. Com a combinação desses componentes, temos como resultado a formação de agregações estáveis em presença de água, que se dá principalmente devido ao recobrimento dos argilo-minerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados, que reduzem a capacidade de adsorção de água pelos argilo-minerais e agem como agentes cimentantes entre as partículas (SANTOS, 2004).

Os solos lateríticos possuem também uma tendência de conterem grande parcela de sua granulometria menor que 2 mm de diâmetro. Na sua constituição, podem apresentar pedregulhos lateríticos que são denominados de laterita e que por apresentarem massa consolidada, maciças ou porosas, possuem a mesma mineralogia dos solos lateríticos (MARANGON, 2004).

Ainda seguindo os estudos de Marangon (2004), os solos lateríticos estão inseridos nos horizontes A e B do perfil dos solos tropicais. O horizonte A caracteriza-se por ser uma camada basicamente mineral com enriquecimento de matéria orgânica

e o horizonte B por ser um perfil bem drenado, resultante da atuação do clima tipicamente tropical úmido. Nesse perfil, há ainda o horizonte C, que é caracterizado por solos que resultam da decomposição e/ou desagregação da rocha matriz pela ação das intempéries e que são denominados de solos saprolíticos.

Na figura 2, podemos identificar no perfil de solo os horizontes A e B, caracterizados pelos solos lateríticos e o perfil C de predominância de solos saprolíticos.

Figura 2: Representação de um perfil de solo, visualizando os horizontes A, B e C



Fonte: Marangon (2004, p.26)

Com relação à forma de ocorrência, Nogami e Villibor (1981) destacam que os solos de comportamento laterítico constituem a camada mais superficial de áreas consideradas bem drenadas. São também caracterizados por sua cor, uma vez que predominam os matizes vermelho e amarelo. Com respeito à espessura, os solos lateríticos podem variar de 2 a 10 metros, dependendo do perfil de solo analisado.

### 2.3.2 Solos Saprolíticos

Marangon (2004) explica que solos saprolíticos são genuinamente residuais, ou seja, são a derivação de uma rocha matriz e suas partículas permanecem praticamente no mesmo lugar em que se encontravam no estado pétreo. Esses solos constituem a parte subjacente à camada de solo superficial laterítico, são mais heterogêneos e são constituídos por uma mineralogia mais complexa, contendo

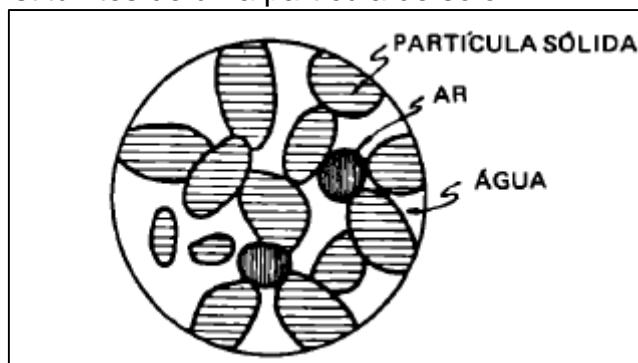
minerais em fase de decomposição. Os solos saprolíticos, diferente dos solos superficiais lateríticos que são designados de solos residuais maduros, são conhecidos como solos residuais jovens.

Nogami e Villibor (1995) ainda afirmam que no caso dos solos saprolíticos, os argilo-minerais que são partes constituintes do solo, não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como acontece com os solos com predominância lateríticas.

## 2.4 Índices Físicos

Caputo (1988) afirma que o solo é constituído basicamente por um conjunto de partículas sólidas, e que há entre si, um determinado percentual de vazios, que pode estar parcial ou totalmente preenchido de água. Portanto, podemos dizer que o solo é um sistema disperso formado por três fases sólidas, assim como apresentadas na Figura 3: sólida, líquida e gasosa.

Figura 3: Partes constituintes de uma partícula de solo

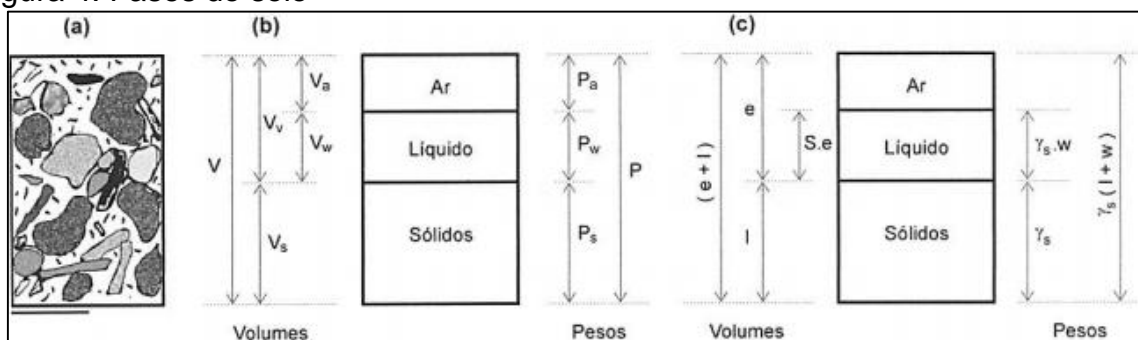


Fonte: Caputo (1988, p.37)

Massad (2003) explica que o comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada um dos três elementos que o constitui (sólido, ar e água). Pode-se empregar diversas relações para expressar as proporções entre elas.

A Figura 4 nos apresenta as três fases que ocorrem nos solos. Em (a) visualizamos o solo em seu estado natural. Em (b) há a separação em volume e em (c) o solo em função do volume de sólidos.

Figura 4: Fases do solo



Fonte: Pinto (2011, p.35)

Como Pinto (2011) expõem, as quantidades de água e ar de uma partícula de solo podem variar. A evaporação irá diminuir a quantidade de água e a mesma será substituída por ar. Outro fator que pode provocar a saída de água e ar é a compressão do solo, reduzindo dessa maneira o volume de vazios. O solo, no que se refere às suas partículas constituintes continua o mesmo, porém o seu estado se altera. Se o volume de vazios diminui, a resistência aumenta, por exemplo.

Pinto (2011) ainda relata que a identificação de um solo se dá mediante os índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases. Esses índices são exemplificados de uma maneira sucinta a seguir:

- Umidade: Se dá pela relação entre o peso da água e o peso dos sólidos. Expresso pela letra  $w$ .
- Índice de Vazios: É dado pela relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas. Expresso pela letra  $e$ . Costumam estar entre 0,5 e 1,5.
- Porosidade: É dado pela relação entre o volume de vazios e o volume total. Expresso pela letra  $n$ . Seus valores variam entre 30 e 70%.
- Grau de Saturação: É a relação dada entre o volume de água e o volume de vazios. É expresso pela letra  $S$ . Sua variação vai de zero (solo seco) a 100 % (solo saturado).
- Peso específico dos sólidos: É a relação dada entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. É expresso pelo símbolo  $\gamma_s$ . Os valores costumam se situar em torno de  $27 \text{ kN/m}^3$ , que é adotado quando não se possui um valor específico para o solo em estudo. As areias costumam apresentar pesos específicos por volta de  $26,5 \text{ kN/m}^3$  e as

argilas lateríticas valores em torno de  $30 \text{ kN/m}^3$ , devido a deposição de sais de ferro.

- Peso específico da água: Embora varie de acordo com a temperatura, adota-se na maioria dos casos um valor igual a  $10 \text{ kN/m}^3$  e representa-se a mesma pelo símbolo  $\gamma_w$ .
- Peso específico natural: Dado pela relação entre o peso total do solo e seu volume total. Expressa-se o mesmo com o símbolo  $\gamma_n$ . Não existe muita variação entre o peso específico natural de diferentes solos, sendo que os valores giram em torno de  $19$  a  $20 \text{ kN/m}^3$ .
- Peso específico aparente seco: Relação entre o peso dos sólidos e o volume total. É correspondente ao peso específico que o solo apresentaria se estivesse no estado seco. Expresso pelo símbolo  $\gamma_d$  e seus valores variam entre  $13$  e  $19 \text{ kN/m}^3$ .

## **2.4 Sistemas de Classificação**

Os sistemas de classificação dos solos baseiam-se nos tamanhos dos grãos e nas suas características argilo-minerais. Dessa forma, obtém-se os tamanhos dos grãos pela análise granulométrica e as características argilo-minerais pelo comportamento do solo na água, que é medido pelos limites de Atterberg.

### **2.4.1 Análise Granulométrica**

O ensaio de peneiramento consiste em agitar uma determinada amostra de solo com auxílio de um conjunto de peneiras padronizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. A Tabela 1 apresenta os limites das frações de solo de acordo com o tamanho dos grãos, disponibilizados na ABNT NBR 6502.

Tabela 1: Limite das frações de solo de acordo com o tamanho dos grãos

Fração	Tamanho dos grãos (mm)
Matacão	De 200 a 1000
Pedra de mão	De 60 a 200
Pedregulho	De 2 a 60
Areia grossa	De 0,6 a 2
Areia média	De 0,2 a 0,6
Areia fina	De 0,06 a 0,2
Silte	De 0,002 a 0,06
Argila	Inferior a 0,002

Fonte: ABNT NBR 6502

#### 2.4.2 Limites de Consistência

Cancian (2013) define como limite de Atterberg os limites de consistência referentes à passagem de um estado de consistência para o outro. Em 1932, Casagrande adaptou um procedimento para a mecânica dos solos que definia teores de umidade característicos para mudança de estado do solo, que ia de líquido (muito úmido) para plástico, semissólido e sólido assim que o teor de umidade ia diminuindo. Pode-se estabelecer esses limites através de ensaios padronizados, e definir os parâmetros de umidade que são listados a seguir:

1) Limite de Liquidez (LL): Caputo (1988) explica que a determinação do Limite de Liquidez é feita com o auxílio do aparelho de Casagrande, que é composto por um prato de latão em forma de concha, sobre um suporte, como mostra a Figura 5. Dessa maneira, repetidamente, imprimem-se quedas ao prato a uma altura de 1 cm e de força constante.

Figura 5: Aparelho de Casagrande e cinzéis



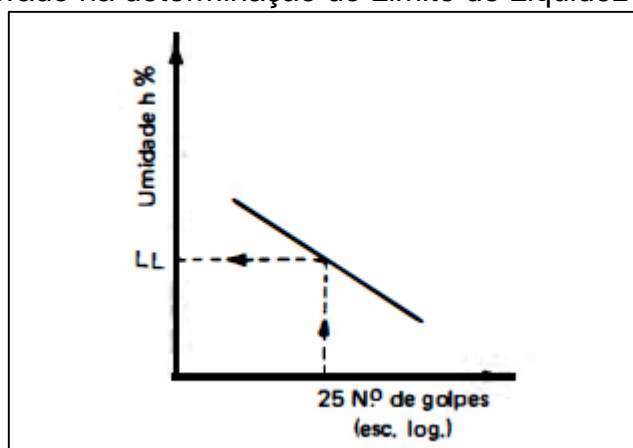
Fonte: Empresa Kamacha (não paginado)

Com o número de golpes que se obteve para fechar o sulco feito na amostra e com a umidade da própria amostra, traça-se a linha de escoamento do solo analisado,



que abrange de 6 a 35 golpes e pode ser compreendido como uma reta, com pelo menos 6 pontos. Define-se então, o Limite de Liquidez do solo com o teor de umidade para o qual o sulco se fecha com o número de 25 golpes, assim como apresentado na Figura 6.

Figura 6: Gráfico gerado na determinação do Limite de Liquidez



Fonte: Caputo (1988, p.55)

Se considerarmos os estudos realizados pela *Federal Highway Administration*, O Limite de Liquidez pode ser determinado conhecendo apenas um ponto com o uso da seguinte fórmula:

$$LL = \frac{h}{1,419 - 0,3 \log n} \quad \dots(1)$$

Onde:

h = umidade;

n = número de golpes.

2) Limite de Plasticidade (LP): Determina-se como sendo o menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro de 3mm. O cilindro deve ser moldado de maneira que se role com as mãos a porção do solo sobre uma placa de vidro fosco até que se atinja a diâmetro necessário (VARGAS, 1977), de acordo com a Figura 7.

Figura 7: Execução do ensaio de Limite de Plasticidade.



Fonte: Laboratório de Geotecnia, UFSCAR.

3) Índice de Plasticidade (IP): De acordo com Pinto (2006), o Índice de Plasticidade pode ser compreendido pela diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade e representa a faixa em que o solo se comporta como plástico, de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2: Classificação da plasticidade dos solos.

IP	Descrição
0	Não Plástico
0 – 5	Ligeiramente Plástico
5 – 10	Plasticidade baixa
10 – 20	Plasticidade Média
20 – 40	Plasticidade Baixa
>40	Plasticidade Muito Alta

Fonte: Pinto (2006)

Vargas (1977) relata que uma importante característica dos solos considerados finos é a presença de coesão. Essa coesão pode ser definida como a resistência ao cisalhamento, que é fornecida pela fração de argila presente no solo.

A Tabela 3 apresenta um resumo dos valores típicos de Limites de Atterberg que são encontrados nos solos brasileiros. Nota-se, ainda de acordo com Vargas (1977), que o comportamento dos solos, em especial os coesivos, é determinado levando em consideração a forma dos grãos, que depende da espécie argilo-mineral ao qual pertencem.

Tabela 3: Índices de Atterberg encontrado em alguns solos brasileiros.

<b>Solos</b>	<b>LL (%)</b>	<b>IP (%)</b>
Residuais de arenito (arenosos finos)	29 – 44	11 - 20
Residual de gnaissse	45 – 55	20 - 25
Residual de basalto	45 – 70	20 - 30
Residual de granito	45 – 55	14 - 18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argilas porosas vermelha de São Paulo	65 – 85	25 - 40
Argila variegada de São Paulo	40 – 80	15 - 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 – 40	5 - 15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto (2006)

## 2.5 Classificação dos Solos

Segundo Pinto (2006), sob o ponto de vista da Engenharia, a classificação dos solos se torna muito importante à medida em que se pode estimar um provável comportamento do solo, e assim, poder orientar o programa de investigação necessário para que se permita uma adequada análise para a solução de um determinado problema.

Existem, no Brasil, várias maneiras de se classificar um solo. A classificação pode levar em conta a sua origem, evolução, presença ou não de matéria orgânica, estrutura, preenchimento de vazios. Os sistemas usualmente conhecidos na engenharia de solos são àqueles que se baseiam no tipo e no comportamento das partículas que constituem o solo. Pode-se também levar em conta outros tipos de classificações, onde sua origem e evolução natural podem ser considerados e em certos casos ser bastante relevantes (PINTO, 2006).

### 2.5.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

Resultante de um trabalho entre Bureau of Reclamation e do Corps of Engineers, assistido por Casagrande, o SUCS baseia-se na identificação do solo levando em

consideração suas qualidades de textura e plasticidade, agrupando-os de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações (DNIT, 2006). Neste sistema, considera-se as seguintes características do solo:

- Percentagens de pedregulhos, areias e finos;
- Forma da curva granulométrica;
- Plasticidade e compressibilidade.

No Quadro 1, fornecido pelo DNIT (2006), encontram-se os métodos de identificação de campo e laboratório, junto com as principais características dos grupos de solos referentes a estradas e aeroportos.

Quadro 1: Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
Areias com finos		SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.	
		SC	Areias argilasas - Misturas de areia e argila.	
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilasas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.	

Fonte: DNIT (2006, p.59)

Como observado no Quadro 2, as três primeiras colunas nos indicam as maiores divisões da classificação do SUCS. A seguir, no Quadro 8, será identificado os tipos individuais de solo, de acordo com sua terminologia, fornecidos pelo DNIT (2006):

Quadro 2: Terminologia SUCS.

Símbolos	Significado	
	inglês	português
G	gravel	cascalho (pedregulho)
S	sand	areia
C	clay	argila
W	well graded	bem graduado
P	poor graded	mal graduado
F	fines	finos (passando na peneira nº 200)
M	mo	mó ou limo (areia fina)
O	organic	matéria orgânica
L	low liquid limit	LL baixo
H	high liquid limit	LL alto
Pt	peat	turfa

Fonte: DNIT (2006, p.62)

### 2.5.2 Sistema de Classificação TRB (Transportation Research Board)

Neste sistema de classificação, reúne-se os solos em grupos e subgrupos, e efetua-se a sua análise a partir de sua granulometria, limites de consistência e índice de grupo. No método, faz-se a determinação do grupo de solo, em um processo que envolve uma eliminação que vai da esquerda para a direita, como apresentado no Quadro 9, fornecido pelo DNIT (2006). A classificação correta se dará pelo primeiro grupo a partir da esquerda com o qual os valores do solo ensaiado coincidir.

Quadro 3: Sistema de Classificação TBR

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	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 - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia		Pedregulho ou areias siltosas ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos		
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Fonte: DNIT (2006, p.56)

### 2.5.3 Sistema de Classificação MCT

Tendo como principal objetivo melhorar a identificação e a caracterização dos solos tropicais, Nogami e Villibor propuseram, no início da década de 80, uma nova sistemática de classificação que foi denominada de MCT (Miniatura, Compactada, Tropical). No Brasil, os órgãos responsáveis pela execução de pavimentos seguem as recomendações e normas impostas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que por sua vez se baseia nas normas e entidades norte-americanas. O DNIT também afirma que tais normas foram criadas baseadas em estudos realizados em rodovias e pistas experimentais situadas nos Estados Unidos, ou seja, com as condições empíricas válidas para ambientes e solos daquele país, não se considerando, dessa maneira, algumas peculiaridades encontradas em solos do Brasil (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

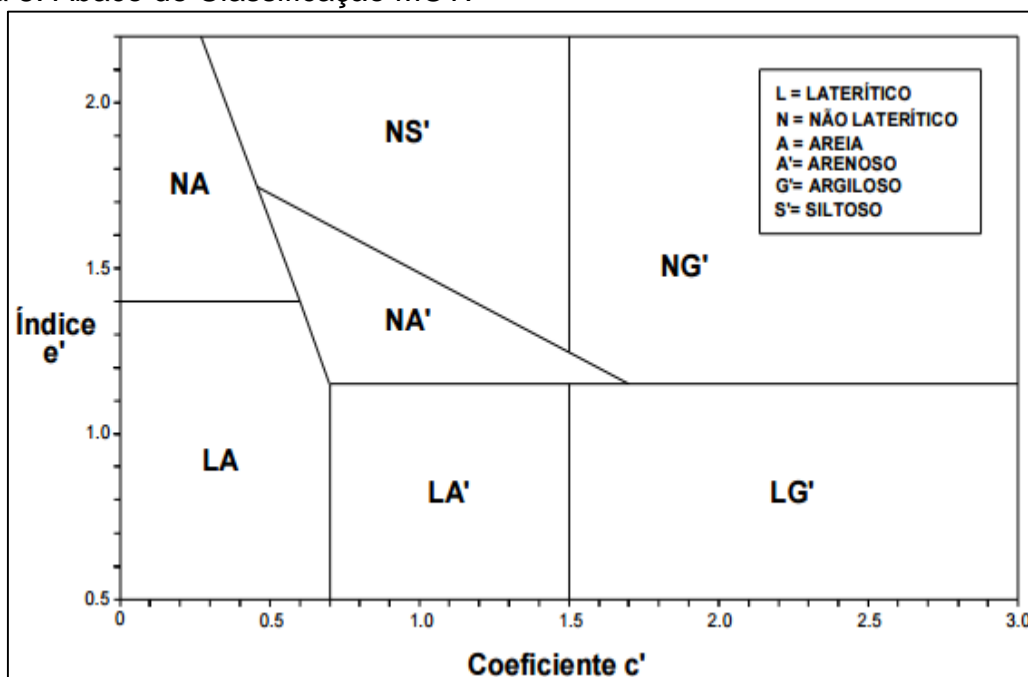
Nogami & Villibor (2009), também afirmam que “o desenvolvimento dessa nova sistemática MCT proporcionou um amplo estudo geotécnico dos solos finos (100% passantes na peneira 2,00 mm), que são de interesse para diversas aplicações rodoviárias”.

Essa nova metodologia, permite avaliar várias propriedades importantes dos solos como contração, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração d'água, coesão, capacidade de suporte e famílias de curvas de compactação utilizando corpos de prova compactados que possuem dimensões reduzidas de 5 cm de diâmetro e de 5 cm de altura, por isso designados "Miniatura" (M), obtidos em laboratório por "Compactação" (C) e desenvolvida para solos "Tropicais" (T), justificando desta maneira o uso da abreviatura MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Seguindo as explicações de Bernucci et al. (2006), uma das principais finalidades dessa nova sistemática foi a de separar os solos que possuem comportamento laterítico: os solos lateríticos (representados pela letra L) e os solos não lateríticos, também chamados de solos saprolíticos (representados pela letra N). Vale ressaltar que os solos considerados lateríticos possuem algumas peculiaridades, tais como elevada resistência, baixa expansibilidade e baixa deformabilidade. Dessa maneira, muitos solos antes considerados inadequados para bases de pavimentos utilizando as classificações tradicionais, possuíam, na verdade, uma elevada capacidade de suporte.

Na classificação MCT, Nogami & Villibor (1981) subdividiram os dois grupos de solos (lateríticos e não lateríticos) em sete grupos. Através do ábaco de classificação apresentado na Figura 8, os solos são distribuídos de acordo com os seus coeficientes  $c'$  e  $e'$ . Para a determinação do coeficiente  $c'$ , associado à argilosidade, e do coeficiente  $e'$ , que reflete o caráter laterítico do solo, são necessárias as execuções dos ensaios Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão.

Figura 8: Ábaco de Classificação MCT.



Fonte: Nogami & Villibor (1981, p.54)

### 2.5.3.1 Ensaio de Compactação Mini-Proctor

Obedecendo o mesmo procedimento proposto por Proctor, o ensaio fornece a curva de compactação que é produzida por uma determinada energia aplicada por meio de um soquete, conforme a Figura 9. A curva gerada permite determinar a umidade ótima da amostra juntamente com a sua massa aparente seca máxima para a referida energia (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

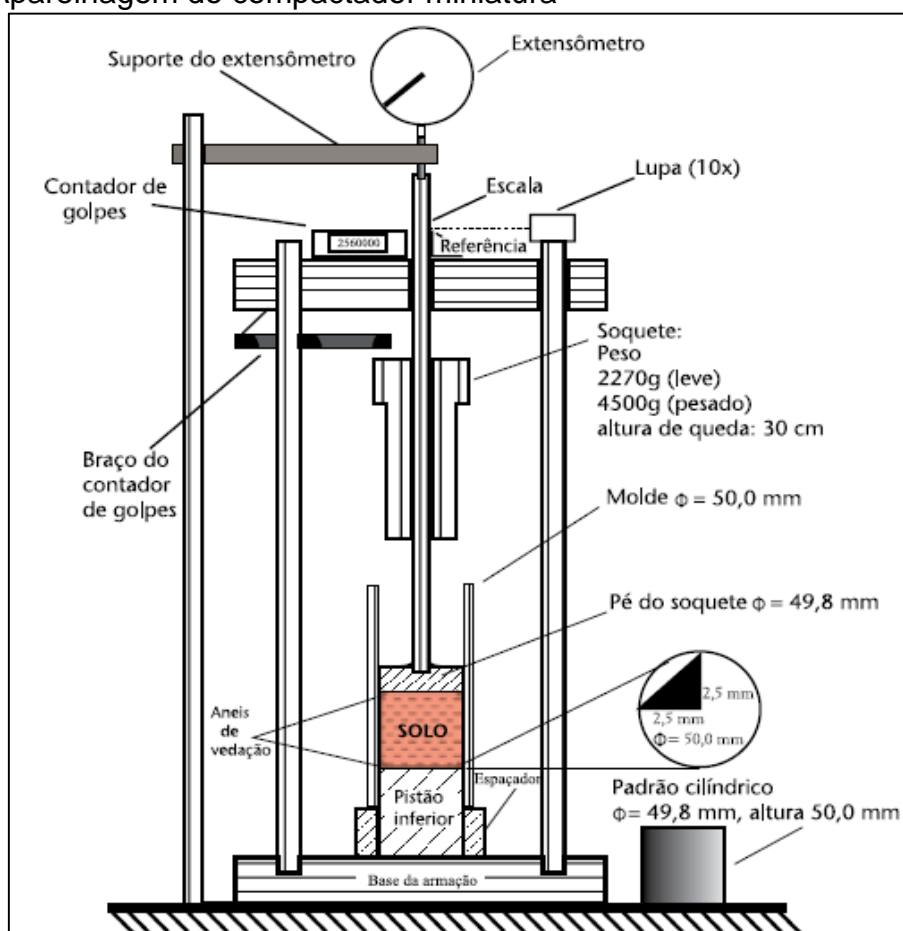
Segundo Nogami & Villibor (2009), as principais vantagens encontradas no Mini-Proctor são:

- Drástica diminuição da quantidade de amostra e de esforço na aplicação dos golpes;
- Possibilidade de medição exata, após a aplicação dos golpes com o soquete, da altura do corpo de prova;
- Melhor uniformidade nos corpos de prova que são compactados.

Encontra-se também, no ensaio, uma limitação para solos que possuam uma elevada porcentagem da fração retida na peneira 2,00 mm. Outro percalço similar ao Proctor tradicional, se refere para o caso de areias e solos muito micáceos.



Figura 9: Aparelhagem do compactador miniatura

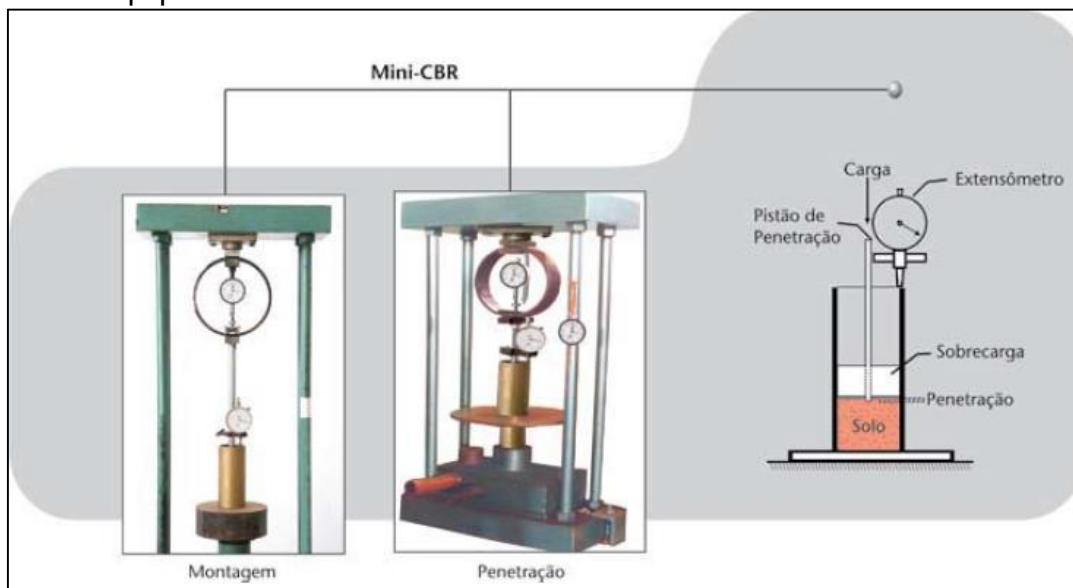


Fonte: Nogami & Villibor (2009, p.251)

### 2.5.3.2 Ensaio Mini-CBR e Expansão

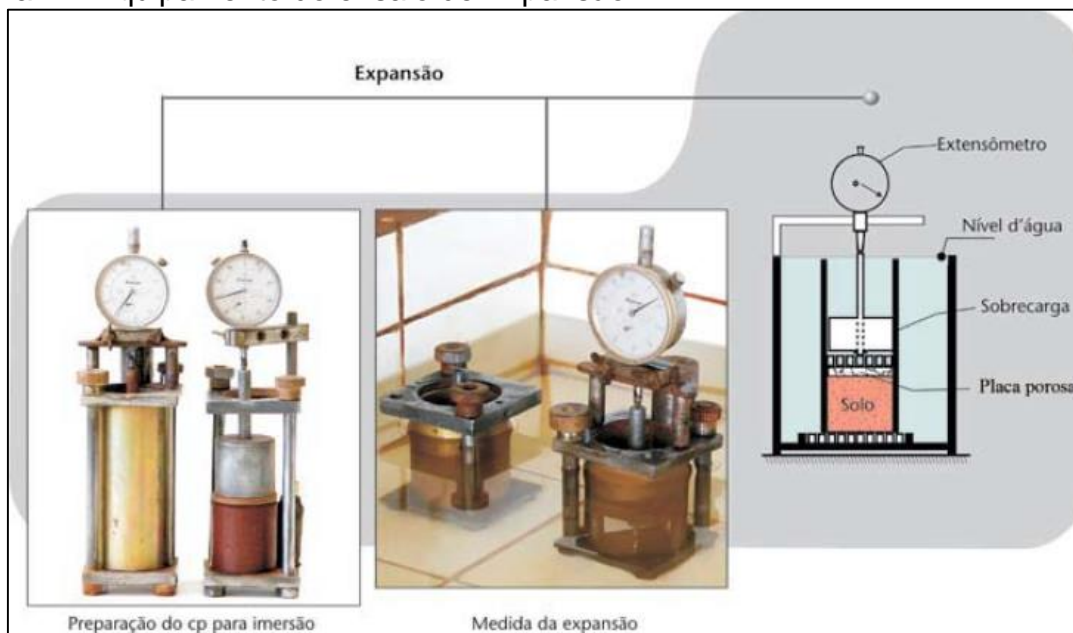
Serve para, além de caracterizar os solos do subleito, fornecer a capacidade de suporte dos pavimentos e auxiliar na escolha de solos e solos-agregados para a base do mesmo. Os valores obtidos das Expansões e dos Mini-CBR são em função da curva de compactação, de modo que possa determinar a variação do Mini-CBR nas diversas categorias de compactação. A representação será em função do teor de umidade, do Mini-CBR (demonstração do equipamento na Figura 10) na parte superior e da Expansão (demonstração do equipamento na Figura 11) na parte inferior da folha (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Figura 10: Equipamento do ensaio Mini-CBR



Fonte: Nogami & Villibor (2009, p.47)

Figura 11: Equipamento do ensaio de Expansão



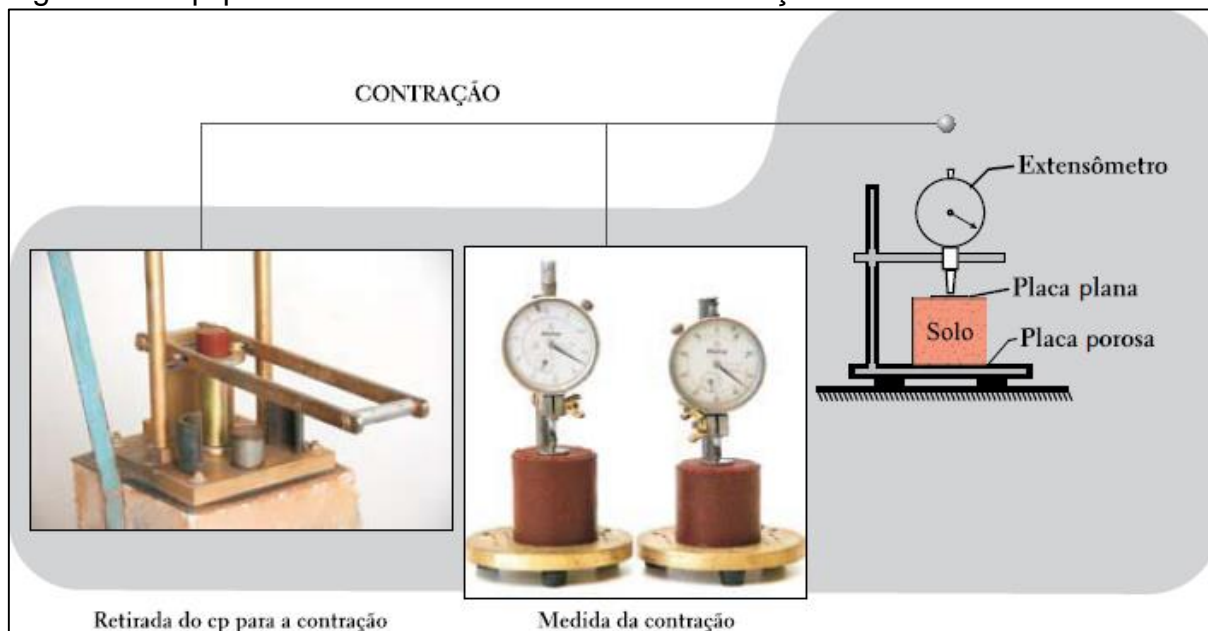
Fonte: Nogami & Villibor (2009, p.47)

### 2.5.3.3 Ensaio de Contração

Considerado um dos ensaios mais importantes para o aproveitamento dos solos tropicais em pavimentação, o ensaio de Contração tem por principal objetivo representar a contração axial do pavimento em função do teor de umidade de

compactação, traçar a curva e determinar o valor que corresponde a umidade ótima de compactação (NOGAMI; VILLIBOR, 2009). O equipamento do ensaio pode ser observado na Figura 12.

Figura 12: Equipamento utilizado no Ensaio de Contração



Fonte: Nogami & Villibor (2009, p.49)

#### 2.5.3.4 Ensaios de Infiltrabilidade e Permeabilidade

Objetivando determinar a penetração de água em corpos de prova de solos previamente compactados, de acordo com a Figura 13, o ensaio de Infiltrabilidade procura prever, qualitativamente, essa penetração nas camadas dos pavimentos, sempre após a sua compactação. No ensaio de Permeabilidade, conforme Figura 14, utilizam-se corpos de prova saturados pelo ensaio de Infiltrabilidade, fornecendo assim, informações de escoamento de água realizado em meio totalmente saturado (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Figura 13: Equipamento utilizado no ensaio de Infiltrabilidade

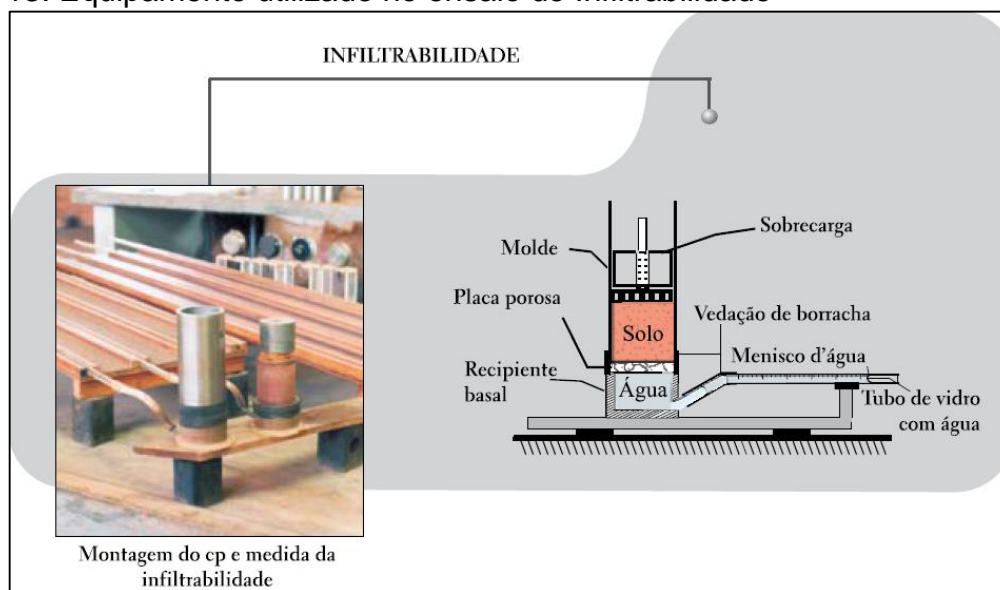
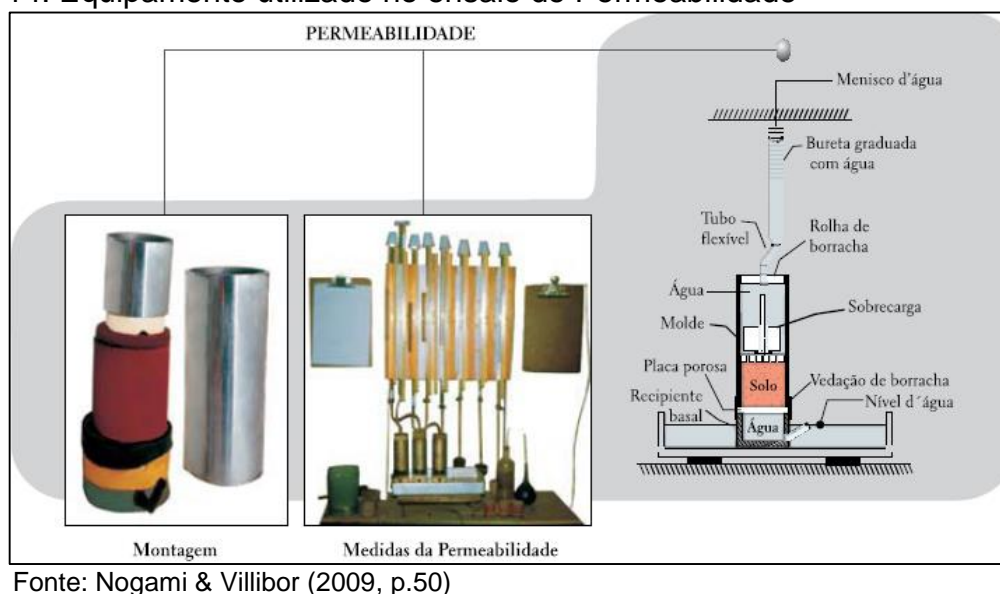


Figura 14: Equipamento utilizado no ensaio de Permeabilidade



### 2.5.3.5 Ensaio de Compactação Mini-MCV

Surgiu de um processo de miniaturização do método de Compactação que foi criado por Parsons, do Road Research Laboratory da Grã-Bretanha, no ano de 1976. Tem como principal característica variar o teor de umidade e a energia de compactação, fatores esses que fazem o ensaio diferir do tradicional ensaio de Proctor. O principal objetivo do Mini-MCV (Moisture Condition Value) é obter a classificação geotécnica dos solos tropicais (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

### **2.5.3.6 Ensaio de Penetração da Imprimadura Betuminosa**

Fazendo-se a utilização de corpos de prova previamente compactados em laboratório seguindo a Sistemática MCT, o ensaio busca prognosticar, de uma forma preliminar, o comportamento do solo quanto à Penetração da Imprimadura Betuminosa obtida na base (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

### **2.5.3.7 Ensaio Mini-CBR de campo**

É um ensaio que se caracteriza pela pequena carga utilizada durante o procedimento: em torno de 500 kgf para a base e de 100 kgf para os subleitos naturais não compactados. A carga a ser produzida é dada a partir da utilização de soquete do tipo leve, utilizada também no ensaio Mini-Proctor (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

### **2.5.3.8 Ensaio da Perda de Massa por Imersão**

Efetando-se a compactação de acordo com a Sistemática MCT, o ensaio fornece uma das propriedades da classificação geotécnica dos solos tropicais. Seguindo o método de compactação do Mini-MCV, de acordo com a Figura 15, os corpos de prova escolhidos para o ensaio são extraídos parcialmente para que fiquem expostos exatamente 10 mm da sua parte inferior e posteriormente submersos em água para uma futura pesagem do material desprendido (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Figura 15: Croqui do Ensaio de Perda de Massa por Imersão



Fonte: Nogami & Villibor (2009, p.53)

## 2.1 Estabilização de Solos para Pavimentação

Considerando o solo como o material mais antigo da engenharia, pode-se supor que a necessidade de sua estabilização já decorre de tempos antigos, mais precisamente no período após a 2ª Guerra Mundial, onde se verificava uma enorme necessidade de evolução e de construção de pavimentos de rodovias, o qual gerava um aumento progressivo de volume de tráfego e de cargas por eixos de veículos, conduzindo ao colapso antecipado de muitos pavimentos que não estavam adequadamente dimensionados para suportar tais cargas, sendo necessário então uma implementação de bases tratadas com aglutinantes hidráulicos ou betuminosos e de camadas de desgaste mais resistentes e espessas (BRANCO, 1998).

Quando se fala da estabilização de um solo, leva-se em conta que o mesmo deve apresentar condições necessárias de resistir a esforços, deformações e ruptura durante o período em que lhe são feitas essas solicitações (SENÇO, 2001).

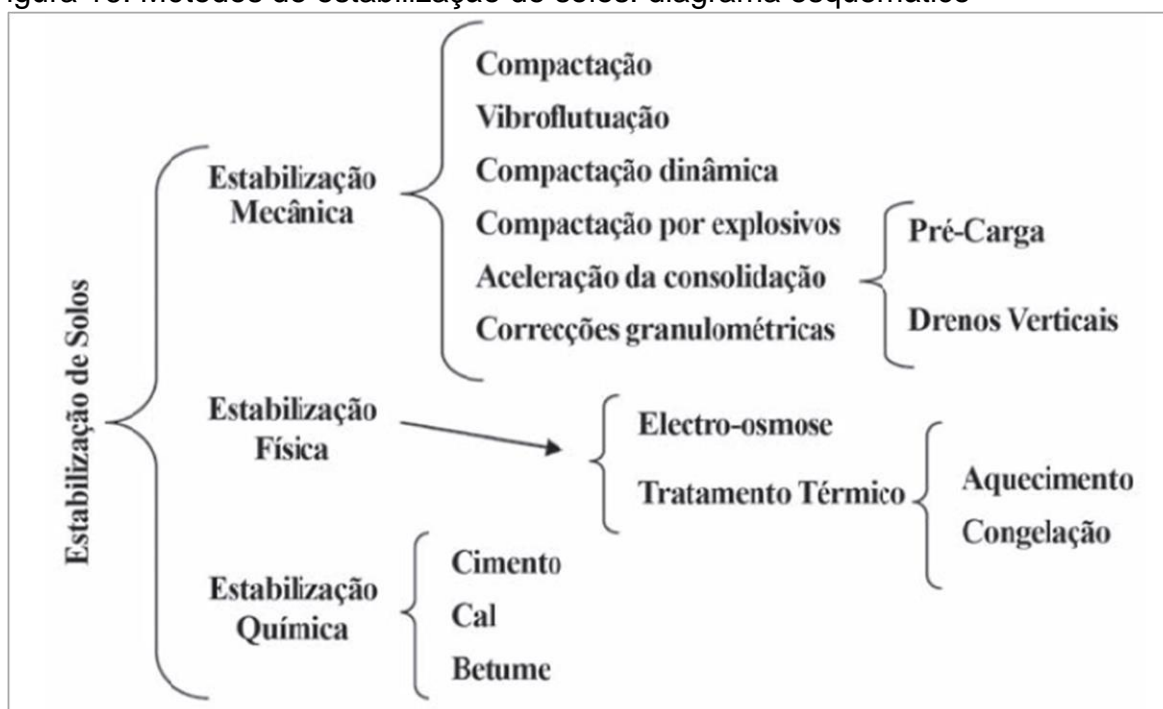
Segundo Senço (2001), quando estabiliza-se um solo, devemos esperar dele características que apresentem resistência ao cisalhamento e resistência à deformação. Quando sujeito às tensões procedentes da passagem de veículos, espera-se que a resistência ao cisalhamento do solo se comporte de maneira que o mesmo não apresente ruptura.

Levando em conta o momento atual do Brasil, descobre-se à nossa frente um significativo volume de estradas que necessitam de soluções técnico-econômicas

adequadas para que o seu desempenho não acarrete em prejuízos no transporte de passageiros e dos mais variados produtos (TRINDADE, 2006).

Cruz e Jalali (2010) ressaltam que os principais métodos existentes para a estabilização de solos, de acordo com seus respectivos fins a serem utilizados, podem ser divididos basicamente em três grupos, com cada grupo podendo apresentar várias alternativas, conforme nos apresenta a Figura 16.

Figura 16: Métodos de estabilização de solos: diagrama esquemático



Fonte: Cruz e Jalali (2010, p.50)

Compondo uma pequena análise da Figura 16, pode-se dizer que a estabilização mecânica busca uma melhora das propriedades dos solos através de um melhor arranjo de suas partículas sólidas. Com relação à estabilização física, pode-se dizer que suas propriedades são modificadas com auxílio de uma fonte de calor ou da aplicação de um potencial elétrico. Já na estabilização química, as principais propriedades dos solos são alteradas por meio da mistura com outros materiais (CRUZ E JALALI, 2010).

Segundo Cruz e Jalali (2010), a melhor alternativa para a estabilização de solos rodoviários é a estabilização química, mediante mistura de materiais que são adicionados aos solos e chamados de agentes estabilizadores, tais como cimento, cal e betume.

De acordo com Trindade (2006), um importante instrumento, tanto na construção de novas vias quanto na restauração de malhas antigas, é a estabilização química dos solos, geralmente realizada com produtos tradicionais, como cal e cimento, ou com emprego de produtos alternativos que comprovem uma eficiência técnica e econômica. Analisando que no Brasil as rodovias são responsáveis por 60 a 70% das cargas transportadas, surge a necessidade de alternativas de maior estabilização química dos solos em toda a malha brasileira, com atenção especial às rodovias pavimentadas.

## **2.1.1 Estabilização de Solo com Cal**

### **2.1.1.1 Conceituação**

Pode-se definir uma mistura solo-cal como sendo uma mistura que contemple solo, cal e água em proporções previamente determinadas através de ensaios de laboratórios. Essa técnica é fundamentada em reações químicas e físico-químicas que ocorrem entre a cal e as partículas que compõem o solo. Ainda segundo Santos (2004), o uso da cal é recomendado para a melhoria de solos argilosos e muito siltosos, que além de apresentarem baixa capacidade de suporte, apresentem alta expansão e plasticidade.

### **2.1.1.2 A cal**

Segundo Trindade (2008), a cal representa o óxido de cálcio, mas ao mesmo tempo é utilizada para designar o óxido e seus derivados. A cal possui a sua fabricação feita através da calcinação do calcário britado, onde o carbonato de cálcio da rocha transforma-se em óxido de cálcio.

Seguindo a linha de Guimarães (2002), a cal virgem resulta de uma dissociação térmica do calcário/dolomito, e tem como resultado uma reação química, que misturado com a água resulta na cal hidratada. Para o caso da estabilização, a cal utilizada pode ser a hidratada ou a virgem, contudo, a cal virgem é recomendada apenas para solos em que se tem uma umidade alta, pois a mesma ajuda a secá-lo. Nos demais casos, a cal mais utilizada em conjunto com o solo é a hidratada.



### **2.1.1.3 As Reações Solo-Cal**

De acordo com Mallela, Quintus e Smith (2004), para se obter um melhoramento das propriedades dos solos que possuem granulometria fina (argilosos), faz-se uso da cal como um produto estabilizante. Segundo Carvalho (1988), quando adicionamos cal a um solo, estamos provocando várias mudanças de propriedades no mesmo, dentre as quais pode-se citar um aumento de resistência, uma redução de plasticidade e um aumento de trabalhabilidade. As principais reações que ocasionam essas mudanças são a troca catiônica e floculação, a carbonatação e a reação pozolânica.

Santos (2004) afirma que o processo de estabilização solo-cal é diretamente influenciado pela temperatura em que a mistura se encontra durante o tempo de cura, pelo tempo ao qual a mistura é submetida à cura e pela natureza do solo e da cal utilizados.

O solo apresenta inúmeras propriedades e características que fazem com que se tenha influência direta na sua reatividade com a cal. As principais que podemos citar são: a mineralogia da fração de argila, o PH do solo, a presença de carbonatos e/ou sulfatos, a relação sílica/alumínio, o grau de intemperismo, o teor de matéria orgânica e a drenagem natural (MALLELA, QUINTUS e SMITH, 2004).

Segundo Portelinha (2008), quando há a troca catiônica com floculação, produzem-se alterações imediatas na plasticidade do solo e por consequência uma alteração, em menor escala, na resistência ao cisalhamento. Dependendo do solo com o qual se está trabalhando, podem ocorrer reações pozolânicas nas primeiras idades, as quais formam compostos de cimentação, podendo aumentar assim, a resistência e a estabilidade do solo a médio e a longo prazo.

## **2.1.2 Estabilização de Solo com Cimento**

### **2.1.2.1 Conceituação**

Produto da mistura homogênea em proporções adequadas de solo, cimento e água, a estabilização de solo-cimento, após certo grau de compactação e umidade, resulta em um produto com características mínimas exigidas de resistência mecânica e durabilidade (ABCP, 1986).

Se tratando de Brasil, a estabilização em solo-cimento começou a aparecer em meados da década de 40 na área de pavimentação. Com mais de meio século de experiências e aprimoramentos, hoje podemos perceber as mais variadas aplicações dentro das obras de engenharia, tais como: pavimentação de ruas e estradas, passeios para pedestres, revestimentos de barragens, entre outros (MARQUES, s/a).

### **2.1.2.2 O Cimento**

De acordo com a ABNT NBR 5732/1991, define-se cimento Portland comum como um aglomerante hidráulico que é obtido através da moagem do clínquer Portland, ao qual se adiciona posteriormente, durante a moagem, uma determinada quantidade de sulfato de cálcio (gesso), que tem a finalidade de regular o início da hidratação ou o tempo inicial de “pega”.

De maneira breve, o processo de fabricação do cimento Portland consiste em moer a matéria-prima, fazer a mistura das devidas proporções e submetê-la à queima em forno rotativo submetido a altas temperaturas. Após a queima, obtém-se o clínquer, que é finamente moído. Para se obter o controle do endurecimento e da “pega”, acrescenta-se o gesso. Esse material pode também receber outros tipos de adições posteriormente, tais como a escória de alto forno, as cinzas volantes, etc. (NEVILLE, 1997).

### **2.1.2.3 As Reações Solo-Cimento**

Portelinha (2008), afirma que, quando há nos solos a estabilização cimentícia, os minerais argilosos são muito afetados em suas propriedades. Em primeira instância, num curto período de tempo, ocorrem fenômenos localizados na superfície que não alteram a estrutura própria dos materiais. Já na segunda fase, em um período mais longo, a estrutura começa a sofrer modificações que dão lugar a novos produtos. Assim, pode-se separar as reações em dois períodos: a primeira a curto prazo, onde predomina o solo em processo de estabilização e onde o mecanismo de reação da mistura solo-cimento começa com as reações dos constituintes anidros do cimento, que na presença de água hidratam e endurecem graças a processos químicos bastante complexos. Durante essa hidratação, há a liberação da cal (hidróxido de cal) que reage com a parte não inerte do solo, ocasionando na alteração de pH e dos

componentes químicos formados pela hidratação do cimento; a segunda parte, a longo prazo, onde ocorrem importantes efeitos no solo que já se encontra estabilizado e que desenvolvem vínculos químicos entre as superfícies dos grãos de cimento e as partículas de solo que estão em contato com o mesmo. Dessa maneira, Silva (1968) explica que na mistura solo-cimento, a cimentação que se obteve deve-se ao endurecimento das partículas de cimento Portland, resultante de sua hidratação, e também devido ao endurecimento dos produtos originados da reação pozolânica, decorrente entre a cal e as partículas do solo. Assim, pode-se dizer que as reações de hidratação do cimento são as que mais contribuem e respondem pela maior parte da resistência final encontrada.

## **2.2 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS)**

De acordo com Marangon (2004), um dos métodos mais rápido e mais utilizado no rompimento de corpos de prova que envolvam solo é o Ensaio de Resistência à Compressão Simples. Este ensaio permite determinar a resistência à compressão simples sem que haja um confinamento lateral.

Seguindo os passos da NBR 12770/1992, o valor da pressão corresponde à carga que rompe um cilindro de solo submetido à um carregamento axial. Obtém-se a resistência à compressão através do valor da carga máxima de ruptura do material.

Ainda de acordo com a NBR 12770/1992, o ensaio pode ser executado de duas maneiras:

- Por deformação controlada: onde controla-se a velocidade de deformação do corpo de prova e mede-se a carga aplicada correspondente;
- Por carga controlada: onde controla-se a carga aplicada ao corpo de prova e mede-se, ao final, a deformação correspondente.

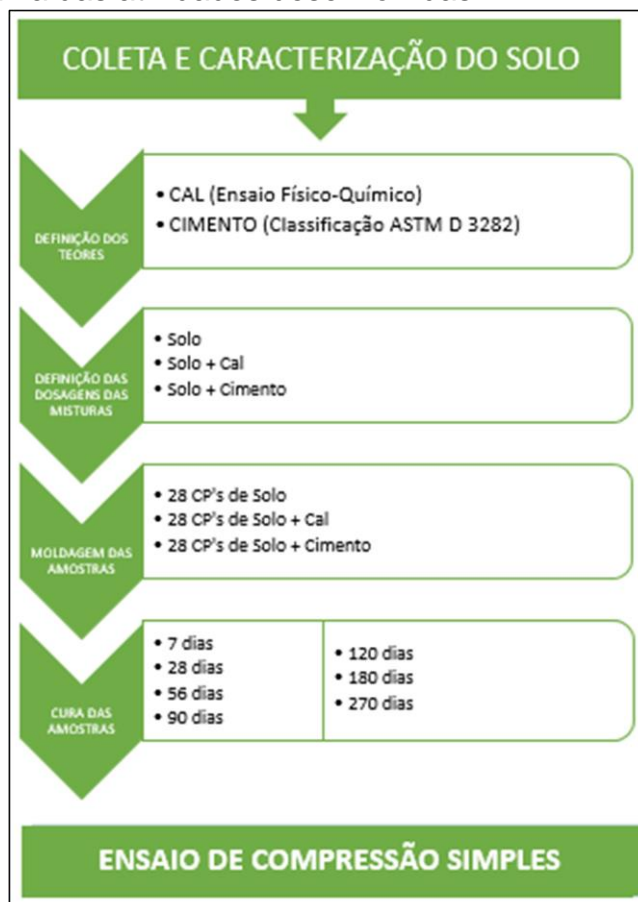
### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Planejamento da Pesquisa

Inicialmente, foram coletadas as amostras dos materiais a serem utilizados nos ensaios de laboratório. Fez-se necessária a coleta de solo natural, cal hidratada e cimento Portland para a devida caracterização dos mesmos. Determinou-se também as proporções de cal e cimento que deveriam ser adicionadas à mistura. Estas misturas foram submetidas a ensaios laboratoriais, com diferentes idades pré-estabelecidas no início da pesquisa.

O fluxograma apresentado na Figura 17 apresenta os ensaios que foram realizados na pesquisa.

Figura 17: Fluxograma das atividades desenvolvidas



Fonte: Elaboração Própria

## 3.2 Materiais Utilizados

### 3.2.1 Solo

Na pesquisa realizada, o solo utilizado provém do noroeste do estado do Rio Grande Sul, de acordo com a Figura 18, mais precisamente da cidade de Cândido Godói, em uma jazida próxima à BR 307, conforme a Figura 19. De acordo com a Metodologia MCT, este solo é classificado como sendo do tipo argiloso laterítico.

A escolha por este solo se deu pelo fato de que se pretendia encontrar um latossolo vermelho, pois este tipo de solo é o mais abundante entre os solos tropicais e corresponde a cerca de 20000m<sup>2</sup> de extensão no rio grande do sul (KER, 1998). Outro fator determinante é o deste solo não possuir estudos que apresentem o comportamento do mesmo após longos períodos de estabilização.

Figura 18: Localização de Cândido Godói no Mapa do RS



Fonte: Elaboração Própria

Figura 19: Jazida da cidade de Cândido Godói



Fonte: Google Maps

### 3.2.2 Cal

A cal utilizada foi do tipo hidratada, classe CH-II Dolomítica, que atende aos requisitos mínimos da NBR ABNT 7175 (2003) e é comercializada na cidade de Alegrete-RS.

### 3.2.3 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado foi do tipo pozolânico CP IV – 32 Votoran, que atende às especificações da NBR ABNT 5736 (1991). Sua composição química é composta por silicatos de cálcio, alumínio e ferro, sulfato de cálcio, fíler carbonático e pozolana.

### 3.2.4 Água

Na produção das misturas e execução dos ensaios foi utilizada água destilada, cujo processo de destilação é realizado no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa, Campus Alegrete. A água é fornecida pela CORSAN (Companhia Riograndense de Saneamento) do município de Alegrete-RS.

### **3.3 Métodos**

#### **3.3.1 Preparação das Amostras**

Para a realização dos ensaios de caracterização e compactação do solo, é necessário que seja realizada uma devida preparação das amostras, de acordo com a NBR 6457 (1986).

Para os ensaios de caracterização e compactação as amostras precisam ser secas ao ar até próximo da umidade higroscópica, ter seus torrões desmanchados com auxílio de um almofariz e uma mão de gral, e o solo homogeneizado. Após, faz-se o quarteamento da amostra, a fim de se reduzir a quantidade de material até se obter uma quantidade suficiente para a realização do ensaio. Também é necessário verificar se a amostra ensaiada passa em sua totalidade na peneira nº 4 (4,8 mm de abertura).

Com relação aos ensaios de limite de liquidez e plasticidade, faz-se necessário que a amostra, em torno de 200 g, seja passada na peneira de nº 40 (0,42 mm). Para os ensaios de análise granulométrica, a peneira utilizada é a de 76 mm, sendo que o material retido é previamente descartado. Nos ensaios de determinação da massa específica dos solos, a peneira utilizada é a de nº 4 (4,75 mm), sendo necessário cerca de 500 g de material passante.

#### **3.3.2 Ensaio de Caracterização**

##### **3.3.2.1 Análise Granulométrica**

Para a determinação da granulometria dos grãos, são utilizados dois ensaios: o primeiro diz respeito ao peneiramento, que é utilizado para partículas que possuem um diâmetro maior que 0,075 mm de diâmetro, e o segundo à sedimentação, para partículas de diâmetro menor que 0,075 mm.

O ensaio de granulometria é regido pela NBR ABNT 6457 (1986), que fala das recomendações na preparação das amostras e pela NBR ABNT 7181 (1984), que faz a classificação da granulometria do solo em estudo.

Inicialmente, separa-se o material para passá-lo na peneira de 2 mm, tendo o cuidado de desmanchar todos os torrões no almofariz. Após, efetua-se a lavagem da

parte de solo retida na peneira, a fim de eliminar o material fino aderente, e procede-se a secagem em estufa em uma temperatura que pode variar de 105 a 110 °C.

Após a secagem do material retido na peneira de 2 mm, efetua-se a pesagem do mesmo, anotando-se a sua massa como  $M_g$ . Este material será utilizado no ensaio de peneiramento grosso, utilizando as peneiras de 50, 38, 25, 19, 9,5 e 4,8 mm. Após a agitação mecânica, as massas acumuladas em cada peneira precisam ser devidamente anotadas.

No ensaio de peneiramento fino, serão separados aproximadamente 120 g de solo, anotados como  $M_h$ , passante na peneira 2 mm. O material será lavado e posteriormente passado na peneira 0,075 mm. O que for retido nessa peneira será seco em estufa e peneirado posteriormente fazendo-se uso das peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm. Há ainda a necessidade de se separar cerca 150 g de solo para a determinação da umidade higroscópica.

Na realização do ensaio de sedimentação, utiliza-se cerca de 120 g de solo passados na peneira de 2 mm e faz-se a transferência do mesmo para um béquer de 250 cm<sup>3</sup> que contém 125 cm<sup>3</sup> de solução de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7 g de sal por 1000 cm<sup>3</sup> de solução. O béquer precisa ser agitado a fim de que o material fique totalmente submerso, para então, repousar por no mínimo 12 horas.

Após esse período, o material é transferido para o copo de dispersão, adicionando-se água até ser atingido o nível de 5 cm abaixo da borda do copo. Então submete-se a mistura ao aparelho dispersor durante 15 minutos. Em seguida, transfere-se o material para uma proveta, adicionando água destilada até a marca de 1000 cm<sup>3</sup>, e com a abertura da proveta vedada, realiza-se uma agitação manual para manter as partículas em suspensão. Após, repousa-se a proveta em uma mesa e inicia-se o ensaio, anotando-se a hora em que a sedimentação teve início mergulhando o densímetro na dispersão.

No decorrer do ensaio, efetua-se as leituras do densímetro nos tempos de sedimentação de 0,5, 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, contando do início da sedimentação. Após esse período, o material passará pela peneira 0,075 mm, lavado em água corrente para a retirada do material fino. Com a massa retida na peneira, realiza-se o peneiramento fino.

Para a porcentagem de solo em suspensão correspondente a cada leitura do densímetro, utilizamos a Equação 2:



$$Q_s = N \times \frac{\delta}{(\delta - \delta_d)} \times \frac{V \cdot \delta_c \cdot (L - L_d)}{\frac{M_h}{(100+h)} \times 100} \quad \dots(2)$$

Onde:

$Q_s$  = porcentagem de solo em suspensão;

$N$  = porcentagem de material que passa na peneira de 2 mm;

$\delta$  = massa específica dos grãos do solo (g/cm<sup>3</sup>);

$\delta_d$  = massa específica do dispersor (g/cm<sup>3</sup>);

$V$  = volume da suspensão (cm<sup>3</sup>);

$\delta_c$  = massa específica da água (g/cm<sup>3</sup>);

$L$  = leitura do densímetro na suspensão;

$L_d$  = leitura do densímetro no meio dispersor;

$M_h$  = massa do material úmido submetido à sedimentação;

$h$  = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2 mm.

Para a determinação do diâmetro máximo das partículas em suspensão, utiliza-se a equação 3.

$$d = \sqrt{\frac{1800 \cdot \mu}{\delta - \delta_d} \times \frac{a}{t}} \quad \dots(3)$$

Onde:

$d$  = diâmetro máximo das partículas (mm);

$\mu$  = coeficiente de viscosidade do meio dispersor (g.s/cm<sup>2</sup>);

$\delta$  = massa específica dos grãos do solo (g/cm<sup>3</sup>);

$\delta_d$  = massa específica do dispersor (g/cm<sup>3</sup>);

$a$  = altura de queda das partículas (cm);

$t$  = tempo de sedimentação (s).

Já a porcentagem de material que passa em cada peneira do peneiramento fino é obtida pela Equação 4.

$$Q_f = \frac{(M_h \times 100) - M_i \cdot (100 + h)}{M_h \times 100} \times N \quad \dots(4)$$

Onde:

$Q_f$  = porcentagem do material passante em cada peneira;

$M_h$  = massa do material úmido submetido ao peneiramento;

$M_i$  = massa do material retido acumulado em cada peneira;

$h$  = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2 mm;

$N$  = porcentagem de material que passa na peneira de 2 mm.

### 3.3.2.2 Limites de Atterberg

#### 3.3.2.2.1 Limite de Liquidez

Ensaio realizado de acordo com a NBR 6459/84 que fala da determinação do Limite de Liquidez e da NBR 6457/86 e mostra a preparação de amostras de solo para ensaios de compactação e caracterização.

Para a determinação do Limite de Liquidez prepara-se uma amostra de solo que é colocada em uma cápsula de porcelana, adicionando-se água destilada, até ser alcançado uma pasta homogênea, proveniente de movimentos de amassamento. A massa é transferida para o aparelho de Casagrande (Figura 5) onde é feita uma ranhura no centro da concha, com ajuda de um cinzel. Gira-se, então, a manivela do aparelho, fazendo a concha bater contra a base.

Feito isso, anota-se o número de golpes necessários para que as bordas da ranhura se unam. Repete-se o procedimento no mínimo três vezes, com um intervalo de 15 a 35 golpes. Retira-se também uma amostra de material para verificar a umidade. Com os resultados, constrói-se um gráfico utilizando o número de golpes (ordenadas) e os teores de umidade (abscissas). O Limite de Liquidez será dado pela umidade correspondente a 25 golpes.

### 3.3.2.2 Limite de Plasticidade

Norteadado pela NBR 7180/1984, o Limite de Plasticidade pode ser obtido tomando-se uma amostra de 10 g de uma pasta homogênea de solo e a transformando em uma bolinha. Rola-se, então, essa bolinha sobre uma placa de vidro com a palma da mão até dar forma a um cilindro de mais ou menos 3 mm de diâmetro. Realizar pelo menos três ensaios e levar o material para a estufa para a obtenção da umidade. O resultado se dará pela média das três umidades expresso em porcentagem.

Para o cálculo do Índice de Plasticidade, faz-se o uso da Equação 5:

$$IP = LL - LP \quad \dots(5)$$

Onde:

IP = Índice de Plasticidade;

LL = Limite de Liquidez;

LP = Limite de Plasticidade.

### 3.3.2.3 Massa Específica do Solo

Nesse ensaio, faz-se a preparação de cerca de 250 g de solo seguindo as recomendações da NBR ABNT 6457 (1986). O ensaio é realizado de acordo com a NBR ABNT 6508 (1984).

A partir da Equação 6, determina-se a massa específica final do ensaio:

$$\delta = \frac{M_1 \cdot 100 / (100 + h)}{[M_1 \cdot 100 / (100 + h)] + M_3 - M_2} \times \delta_T \quad \dots(6)$$

Onde:

$\delta$  = massa específica dos grãos do solo (g/cm<sup>3</sup>);

M<sub>1</sub> = massa do solo úmido;

M<sub>2</sub> = massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio;

M<sub>3</sub> = massa do picnômetro cheio de água;

h = umidade inicial da amostra;

$\delta_T$  = massa específica da água na temperatura T de ensaio.

### **3.4 Classificação dos solos**

#### **3.4.1 Sistema Unificado (SUCS)**

De acordo com o item 2.5.1, a categoria do SUCS se dará pelos dados utilizados da classificação granulométrica. A classificação SUCS é regida pela norma ASTM D2487 (ASTM, 1985).

#### **3.4.2 Sistema de Classificação TRB**

O sistema Transportation Research Board (TRB), descrito no item 2.5.2, organiza sua classificação em grupos e subgrupos de solos. Usa como base os resultados encontrados nos ensaios de análise granulométrica, Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade.

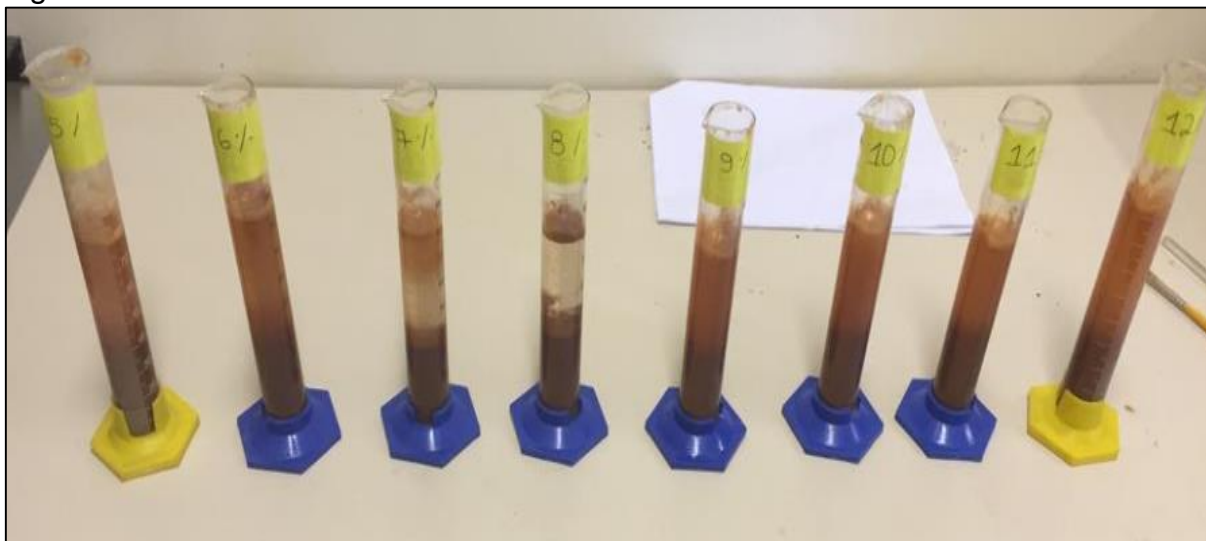
#### **3.4.3 Sistema de Classificação MCT**

Com sua classificação descrita no item 2.5.3, o Sistema MCT abrange ensaios de compactação de corpos de provas de diâmetros e alturas de 5 cm, tendo o seu princípio baseado no ensaio de MCV (Moisture Condition Value).

##### **3.4.3.1 Ensaio Físico-Químico**

Para estimar a quantidade necessária de cal para estabilizar o solo, utiliza-se o ensaio Físico-Químico, proposto por Casanova et. Al. (1992). O ensaio mostra a variação volumétrica que ocorre nas misturas ensaiadas. O mínimo teor de cal considerado para ser usado na estabilização é aquele que produziu uma maior variação volumétrica nas provetas utilizadas no ensaio, de acordo com a Figura 20.

Figura 20: Provetas Utilizadas no Ensaio Físico-Químico



Fonte: Elaboração Própria

Para a determinação do teor de cal a ser utilizado, 8 provetas de 100 ml foram usadas, adicionando-se teores crescentes de cal sobre a massa de 25 g de solo: 5%, 6%, 7%, 8%, 9%, 10%, 11% e 12%. Após efetuada a mistura dos materiais secos, acrescenta-se água destilada e agita-se a proveta, deixando-a em repouso até o dia seguinte.

Passados 24 horas, é feita a leitura do volume da parte sólida e efetuada a agitação novamente, para um novo repouso de 24 horas e uma nova leitura. Esse procedimento deve ser mantido até que sejam obtidas leituras constantes ou decrescentes.

A variação volumétrica percentual para os teores de cal pode ser calculada de acordo com a Equação 7:

$$\Delta V = \frac{V_{max} - V_{max(1^{\circ}dia)}}{V_{max(1^{\circ}dia)}} \quad \dots(7)$$

Onde:

$\Delta V$  = variação volumétrica (%);

$V_{m\acute{a}x}$  = volume máximo para cada teor de cal;

$V_{m\acute{a}x(1^{\circ}dia)}$  = volume da leitura no 1º dia de cada mistura.

### 3.4.3.2 Dosagem Solo-Cimento

Regulamentada pela NBR 12253/1992, a norma determina que após a caracterização das amostras, os solos poderão ser classificados de acordo com a ASTM D 3282. Com a Tabela 4, criada pela norma, podemos determinar o teor de cimento a ser utilizado na mistura.

Tabela 4: Teor de cimento utilizado na mistura

Classificação do solo, segundo a ASTM D 3282	Teor de cimento sugerido, em massa (%)
A 1-a	5
A 1-b	6
A 2	7
A 3	9
A 4	10

Fonte: ABNT (1992)

O Sistema ASTM utiliza sua classificação baseado na análise granulométrica, Limite de Liquidez, índice de liquidez e índice de grupo das amostras. A tabela utilizada na classificação é a mesma usada pelo método TBR (Quadro 3).

### 3.4.3.3 Ensaio de compactação Mini-Proctor

O ensaio gera uma curva de compactação, correlacionado a massa específica aparente seca do solo e o teor de umidade do mesmo. Os equipamentos e requisitos necessários para a execução, de acordo com a DNER ME 228/94 (DNER, 1994) são descritos no item 2.5.3.1.

A preparação das amostras deve ser efetuada ao menos 24 horas antes da realização do ensaio. Na execução, inicia-se a preparação do solo com um teor de umidade baixo, pesando-se 190 g de material e despejando o mesmo em um molde com o auxílio de um funil. Sobre o topo do da amostra de solo será inserido um disco de polietileno juntamente com um anel de vedação para se evitar a perda de material durante a compactação. O soquete utilizado para a realização do ensaio é do tipo leve.

Para a compactação com energia normal, o soquete é inserido no topo da amostra e efetuam-se os golpes, com 4 batidas em cada lado da amostra. Assim que a altura do corpo de prova atingir a dimensão de  $50 \pm 1$  mm, o ensaio para aquela

amostra se dará por concluído. Para cada teor de umidade ensaiado, deverá ser retirada uma porção de solo para a determinação da umidade higroscópica.

A obtenção dos resultados se dará pela curva de compactação, onde as ordenadas representarão as massas específicas aparentes secas do solo (MEAS) e as abscissas os teores de umidade (h) correspondente de cada amostra. O MEAS e a umidade podem ser calculados de acordo com as Equações 8 e 9 representadas a seguir:

$$MEAS = \frac{100 \times M_h}{(100+h) \times V} \quad \dots(8)$$

Onde:

MEAS = massa específica aparente seca do solo (g/cm<sup>3</sup>);

M<sub>h</sub> = massa de solo úmido da porção compactada;

h = teor de umidade da porção compactada;

V = volume do corpo-de-prova compactado, que gira em torno de 19,60 cm<sup>3</sup>.

$$h = \frac{(M_h - M_s) \times 100}{M_s} \quad \dots(9)$$

Onde:

h = teor de umidade da amostra;

M<sub>h</sub> = massa de solo úmido;

M<sub>s</sub> = massa de solo seco em estufa.

Obtém-se dessa maneira, o valor da umidade ótima que corresponde à massa específica aparente máxima do solo seco, representada pela máxima ordenada na curva de compactação.

#### 3.4.3.4 Moldagem e Cura da Amostras

Os corpos-de-prova moldados tiveram suas dimensões fixadas em 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Após a moldagem, foram embalados em plástico filme e parafina, evitando dessa maneira a perda de umidade para o ambiente. Ficaram em

cura com temperatura controlada durante 7, 28, 56, 90, 120, 180 e 270 dias. Para a pesquisa em estudo, os corpos de prova foram rompidos a partir dos 90 dias, porém os resultados finais levaram em consideração as primeiras idades para a análise de possíveis ganhos nas propriedades das misturas a longo prazo.

Foram moldados, para cada dosagem, 4 corpos de prova para cada tempo de cura, de acordo com a Figura 21.

Figura 21: Corpos de prova embalados em plástico filme e parafina



Fonte: Elaboração própria

#### 3.4.3.5 Ensaio de Compressão Simples

Após a cura dos corpos de prova, foi realizada a compressão simples dos corpos de prova, norteadada pela NBR ABNT 12025 (2012), onde foi utilizada uma máquina de compressão dos laboratórios da Unipampa, conforme a Figura 22, com a capacidade que possibilite a aplicação da carga suficiente e sem choque à amostra.

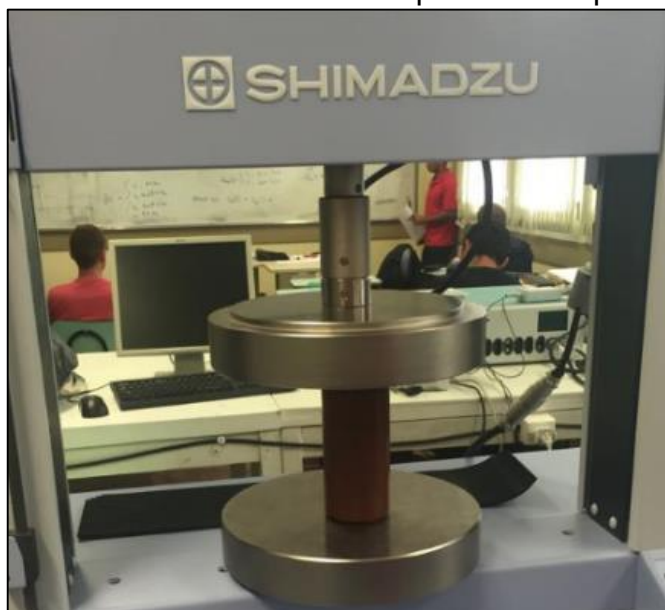
O carregamento foi aplicado com uma velocidade de deformação de 1mm/min, sendo que houve o registro da carga máxima suportada pelo corpo de prova.

Foi obtido no ensaio a tensão de ruptura do material, calculado a partir da divisão da carga de ruptura pela área da seção transversal e o Módulo de Elasticidade de cada mistura, retirado da inclinação da parte elástica da curva de Tensão x Deformação.

A Figura 23 apresenta os corpos de prova após a realização do Ensaio de Compressão Simples.

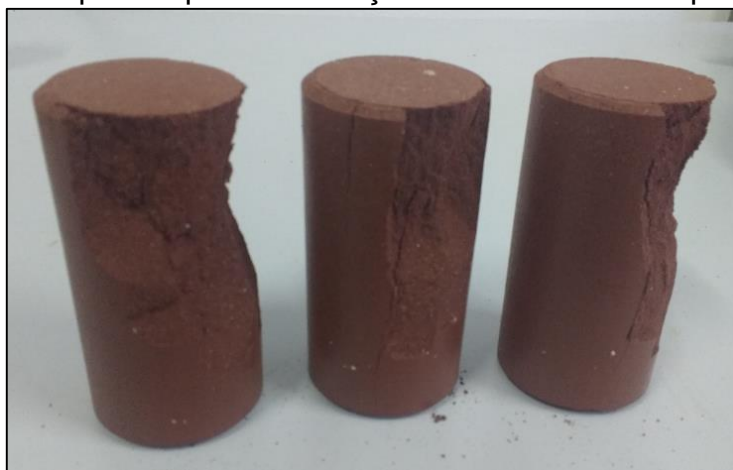


Figura 22: Máquina Utilizada no Ensaio de Compressão Simples dos CP's



Fonte: Elaboração Própria

Figura 23: Corpos de prova após a realização do Ensaio de Compressão Simples



Fonte: Elaboração Própria

## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

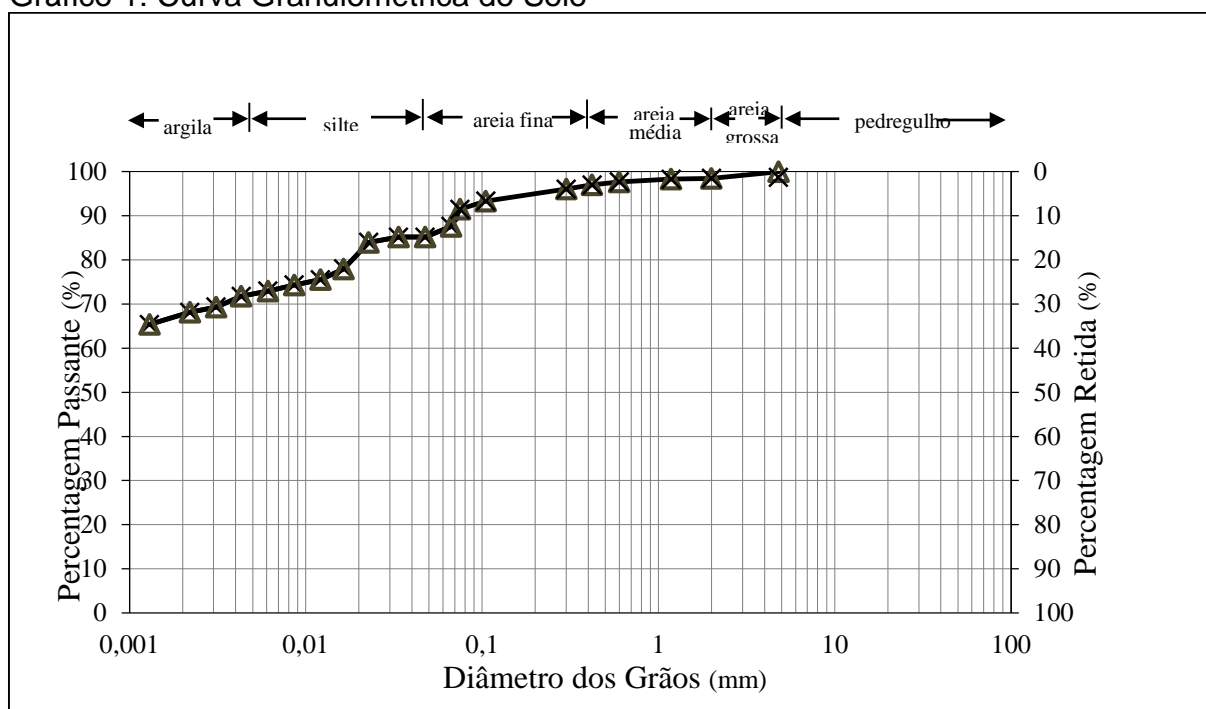
### 4.1 Resultados de Caracterização dos Materiais

A partir dos ensaios de caracterização realizados durante os meses em estudo, conseguimos verificar algumas propriedades do solo e realizar a sua classificação.

#### 4.1.1 Granulometria

Tendo por característica uma grande quantidade de finos em sua composição (98% dos grãos passante na peneira nº 200), o Gráfico 1 apresenta a curva granulométrica encontrada para o solo estudado. Nele, a porcentagem de argila que contém o solo ficou em 82,9%, com 9,67% de silte, 6,76% de areia fina e 0,67% de areia média.

Gráfico 1: Curva Granulométrica do Solo



Fonte: Elaboração Própria

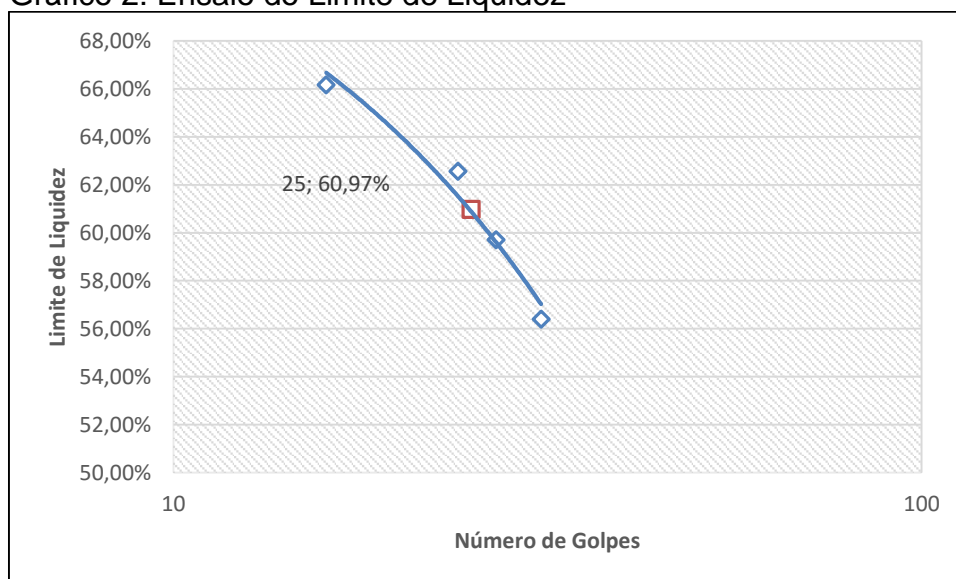
### 4.1.2 Limites de Atterberg

De acordo com as especificações referentes ao ensaio explanadas no item 3.4.2, os Limites de Liquidez e Plasticidade obtiveram os resultados indicados a seguir:

#### 4.1.2.1 Limite de Liquidez

O Gráfico 2 apresenta o resultado do ensaio, proporcionando um Limite de Liquidez (LL) de 60,97%, correspondente a 25 golpes. Pode-se afirmar que esse valor de Limite de Liquidez é elevado, principalmente quando comparados a solos de características semelhantes, como o basáltico, que possui o LL em torno de 45 % e os lateríticos de características arenosas, que possuem o LL em torno de 43 %.

Gráfico 2: Ensaio do Limite de Liquidez



Fonte: Elaboração Própria

#### 4.1.2.2 Limite de Plasticidade

Realizado o ensaio, o solo apresentou um Limite de Plasticidade (LP) no valor de 42,09%. Sendo assim, pode-se calcular o Índice de Plasticidade, subtraindo-se o Limite de Liquidez pelo Limite de Plasticidade. Dessa maneira, encontrou-se um Índice de Plasticidade (IP) no valor de 18,88%.

Tendo como base o DNIT (2006), pode-se dizer que este solo não apresenta características favoráveis ao seu uso na base de pavimentos, pois apresenta elevados valores de Limite de Liquidez (maior que 25%) e Índice de Plasticidade (maior que 6%).

#### **4.1.3 Massa Específica do Solo**

Tomando por base o item 3.4.3, o cálculo da massa específica foi realizado com um solo que teve uma umidade natural de 5,52 %. Dentre as amostras ensaiadas, obteve-se uma média e a massa específica do solo foi de 2,70 g/cm<sup>3</sup>.

### **4.2 Classificação do Solo**

#### **4.2.1 Classificação do Solo de Acordo com o Sistema Unificado (SUCS)**

De acordo com a sistemática apresentada no item 2.5.1, o solo analisado pode ser classificado como um Silte, de simbologia MH, como demonstrado no Quadro 1.

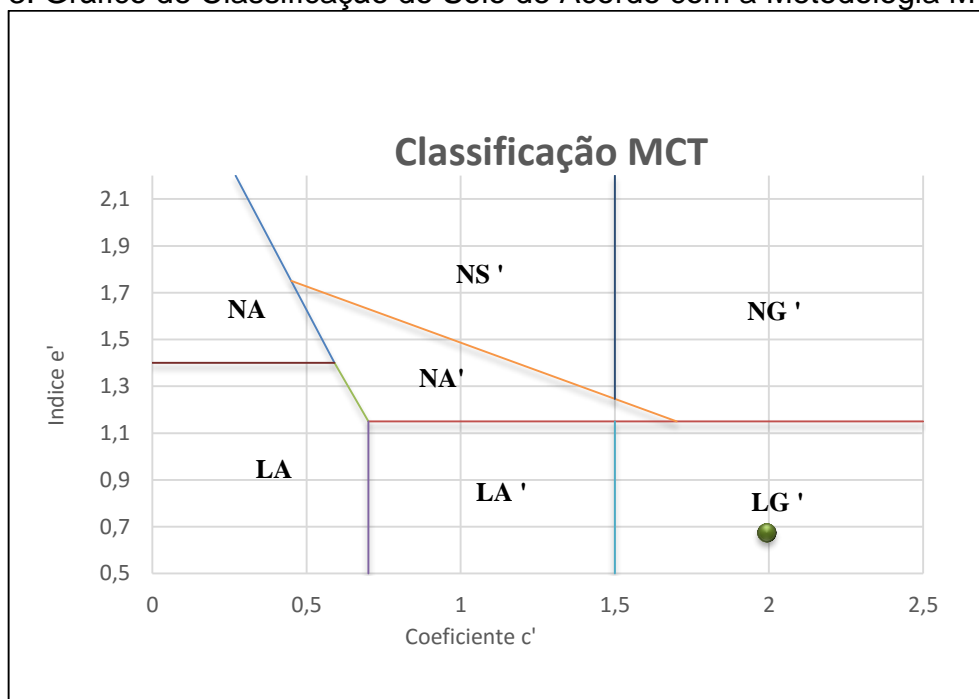
#### **4.2.2 Classificação do Solo de Acordo com o TRB**

Utilizando-se dos métodos apresentados no item 2.5.2, o solo em estudo enquadrou-se na classificação de Silte de Alta Compressibilidade, devido aos seus altos valores de LL e IP, que corresponde ao grupo A 7-5, exposto no Quadro 3.

#### **4.2.3 Classificação do Solo de Acordo com a Metodologia MCT**

Levando em consideração que os ensaios utilizados na pesquisa se baseiam na metodologia MCT, permitiu-se classificar o solo obtendo-se os coeficientes  $c'$  e  $e'$ , descritos no item 2.5.3 e apresentados no Gráfico 3:

Gráfico 3: Gráfico de Classificação do Solo de Acordo com a Metodologia MCT



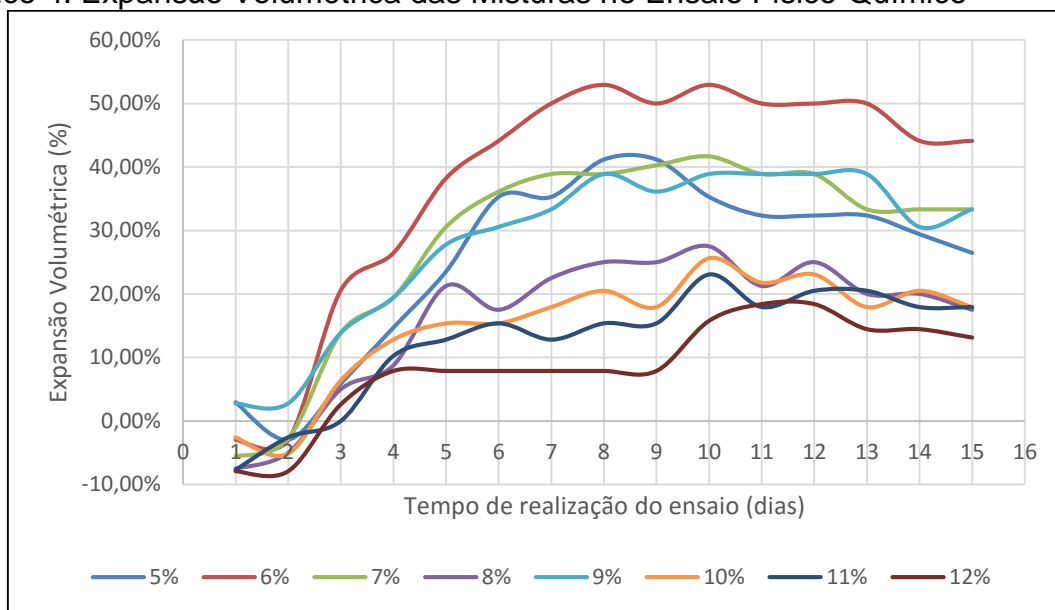
Fonte: Elaboração Própria

Percebe-se pelo Gráfico 3, segundo o Gráfico de classificação MCT, que o solo foi classificado como sendo argiloso de comportamento laterítico (LG').

### 4.3 Definição do Teor de Cal

Para estimar a quantidade de cal necessária para se utilizar nas misturas com solo, seguiu-se os passos descritos no item 3.5.3.1. O Gráfico 4 apresenta a expansão volumétrica de várias misturas e traz a porcentagem ideal para ser utilizada nas misturas.

Gráfico 4: Expansão Volumétrica das Misturas no Ensaio Físico-Químico



Fonte: Elaboração Própria

Observando o gráfico, percebe-se que a mistura que continha 6% de cal foi a que apresentou a maior variação volumétrica. Desta maneira, será utilizado 6% de cal nas misturas de solo + cal.

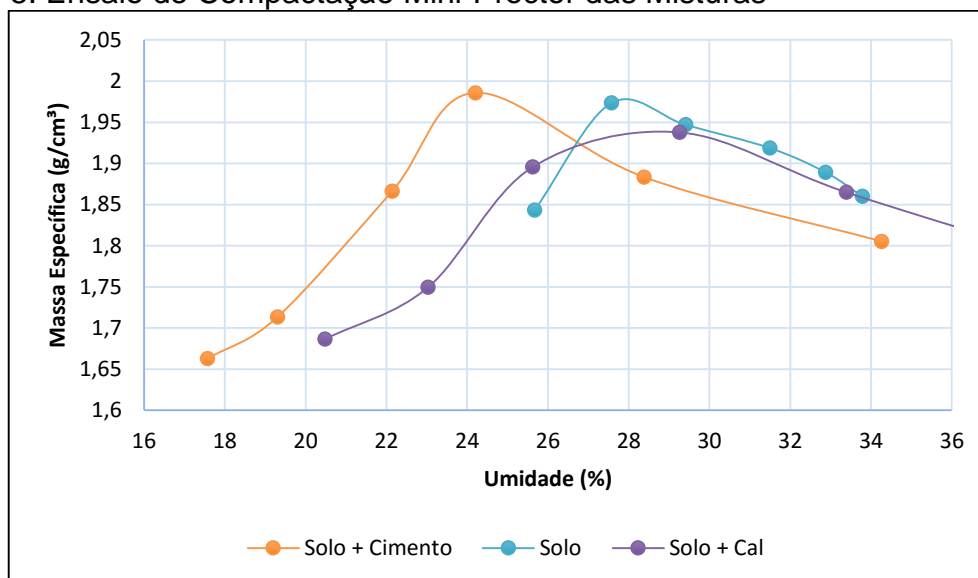
#### 4.4 Definição do Teor de cimento

Seguindo as recomendações descritas no item 3.5.3.2 e com o auxílio da Tabela 4, o teor de cimento utilizado nas misturas de solo + cimento, seguindo as recomendações da ASTM D 3282, será de 10%.

#### 4.5 Definição da Massa Específica e Umidade Ótima das Misturas

Para se obter os valores máximos de massa específica e das porcentagens ótimas das umidades de solo, solo + cimento e solo + cal, faz-se a observância do Gráfico 5, o qual apresenta as curvas de Compactação Mini-Proctor de cada mistura.

Gráfico 5: Ensaio de Compactação Mini-Proctor das Misturas



Fonte: Elaboração Própria

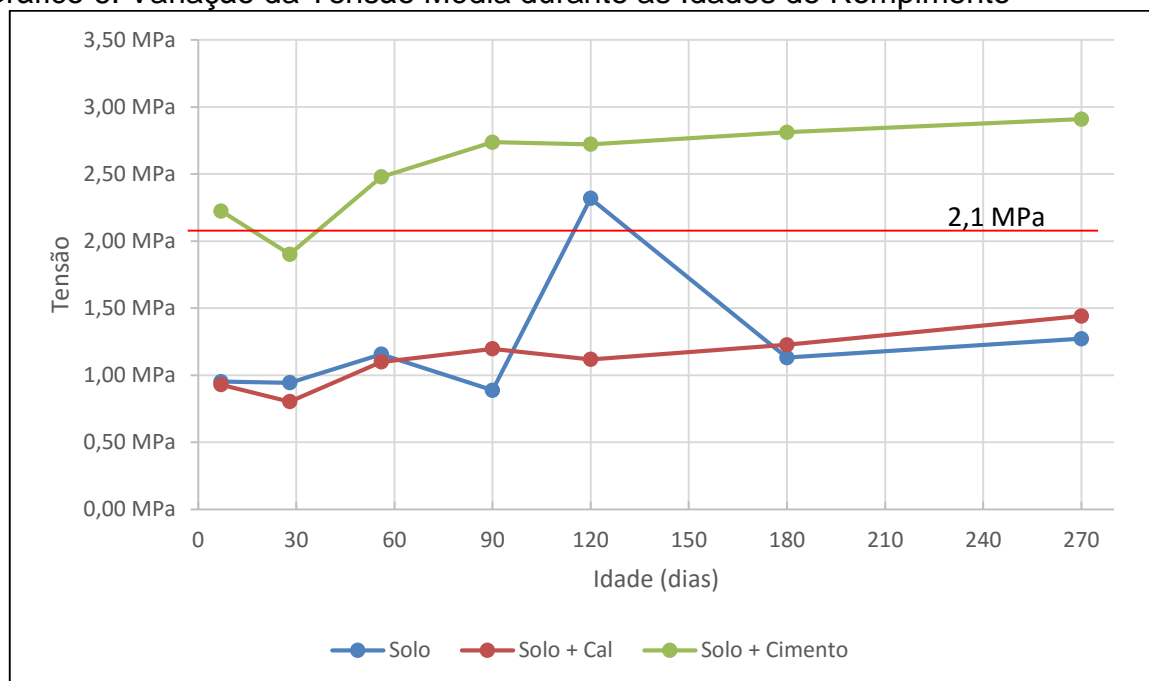
Analisando o Gráfico 5, obtemos para o solo uma Massa Específica de 1,98 g/cm<sup>3</sup> com uma Umidade Ótima de 28%. Pode-se verificar que o solo possui uma elevada massa específica se comparado com outros tipos de solos argilosos, mas de acordo com Pinto (2006), solos com características laleríticas podem apresentar uma massa específica em torno de 2 g/cm<sup>3</sup>.

Para a mistura de solo + cimento a Massa Específica foi de 1,99 g/cm<sup>3</sup> e a Umidade Ótima ficou em torno de 24%. Já para a mistura de solo + cal a Massa Específica foi de 1,94 g/cm<sup>3</sup> e a Umidade Ótima girou em torno de 29%.

#### 4.6 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS)

Seguindo os passos descritos no item 3.5.3.4, o Ensaio de Resistência à Compressão Simples foi executado nos CP's aos 7, 28, 56, 90, 120, 180 e 270 dias. O Gráfico 6 apresenta as tensões encontradas em todas as idades de rompimento.

Gráfico 6: Variação da Tensão Média durante as Idades de Rompimento



Fonte: Elaboração Própria

Analisando as amostras de solo do Gráfico 6, percebe-se uma evolução da resistência até os 56 dias. Aos 90 dias, têm-se uma pequena queda na tensão, mas nada que possa ser considerado preocupante. Aos 120 dias houve um acréscimo muito grande na resistência, não havendo especificamente um motivo para tal situação ter ocorrido. Existe a possibilidade de ter havido algum erro de medição da prensa ou uma possível troca de corpos de prova nos dias em que os mesmos foram moldados. Durante as demais idades de cura (180 e 270 dias), houve um pequeno acréscimo da resistência, já esperado, com relação às primeiras idades.

Nas misturas de solo + cal, observamos um pequeno decréscimo na idade de 28 dias com relação aos 7 dias. Essa pequena variação pode ter relação ao exposto no item 2.1.1.3, quando Portelinha (2008) diz que, dependendo com qual solo se está trabalhando, pode haver algum tipo de reação pozolânica nas primeiras idades, havendo a possibilidade de aumento da resistência e da estabilidade do solo a médio e longo prazo, o que se observa nas idades seguintes, ocorrendo um pequeno aumento na resistência da mistura até a sua última idade de cura.

Outro motivo plausível para essa redução nas primeiras idades da resistência das misturas com cal pode ser o tipo de cal utilizada. A Cal Dolomítica, empregada na pesquisa, é a variedade mais comum e a que mais se encontra no estado do Rio Grande do Sul.

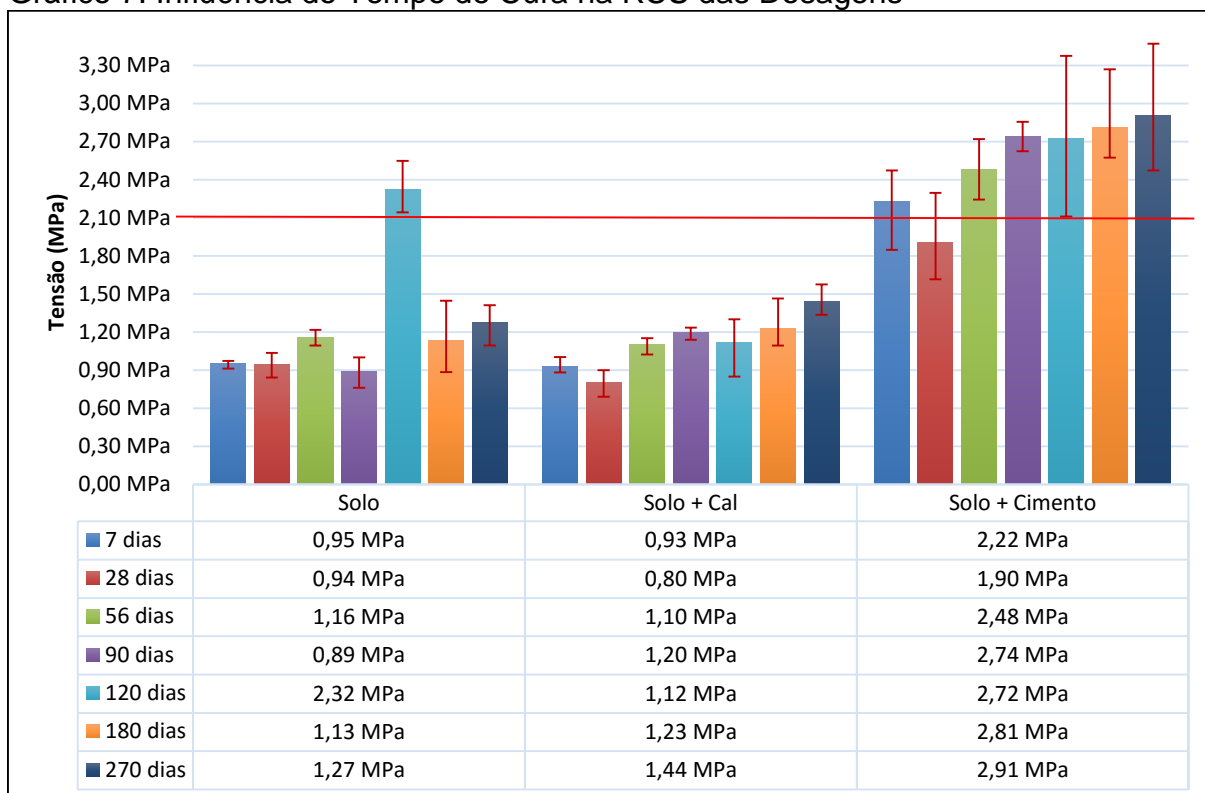


Obtendo um comparativo com outros resultados de outras pesquisas, a ANTT (2014) realizou ensaios de RCS em solos de comportamento similar ao deste estudo, com adição de 7% de cal. As idades de cura foram de 3, 7 e 28 dias. Aos 3 dias, a resistência encontrada foi de 0,72 MPa, aos 7 foi de 0,82 MPa e aos 28 dias foi de 0,94 MPa, mostrando dessa maneira, resultados muito similares aos encontrados nos rompimentos das amostras dessa pesquisa.

Já para as misturas de solo + cimento, observa-se a mesma explicação dada no parágrafo anterior. O item 2.1.2.3 também tenta esclarecer a pequena queda de tensão nos primeiros dias de cura. Outra explicação para a queda pode ter relação à alguma falha na moldagem destes corpos de prova. Vale ressaltar que dificilmente houve algum problema que faça relação com a dosagem, relação água/cimento ou até mesmo execução de ensaio, pois as amostras foram moldadas praticamente no mesmo horário, com igual tratamento das etapas e com temperatura rigorosamente controlada. Já para idades seguintes à de 28 dias, houve um considerável aumento de tensão, havendo uma leve tendência de estabilização da resistência nas idades finais.

Buscando uma melhor compreensão dos resultados, o Gráfico 7 apresenta a dispersão dos valores encontrados no Ensaio de Resistência à Compressão Simples para os diferentes tipos de dosagens e tempos de cura apresentando os valores de máximas e mínimas resistências encontradas para cada conjunto de amostras rompidas.

Gráfico 7: Influência do Tempo de Cura na RCS das Dosagens



Fonte: Elaboração Própria

Analisando o Gráfico 7, percebe-se que até a idade de 56 dias a resistência de solo apresenta um valor maior do que a resistência das misturas de solo + cal. Porém, nota-se que essas mesmas amostras de solo + cal estão na mesma faixa de resistência do solo. A partir dos 56 dias, percebe-se que há uma tendência das resistências de solo + cal serem superiores às resistências das amostras de solo.

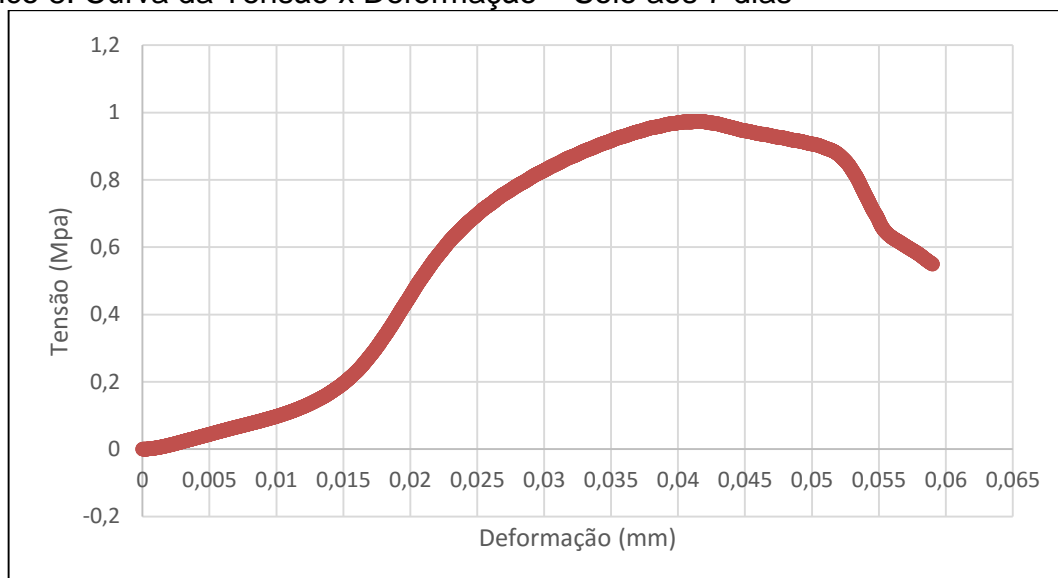
Já as amostras de solo + cimento apresentaram, desde as primeiras idades, uma resistência muito superior às resistências de solo. A NBR 12253/92 sugere que para a dosagem de solo + cimento, após 7 dias de cura, a mistura atinja uma resistência à compressão simples de valor igual ou maior a 2,1 Mpa. Nota-se que em todas as idades, exceto aos 28 dias, essa resistência foi alcançada, havendo também um aumento da resistência ao longo do tempo.

#### 4.7 Módulo de Elasticidade das Misturas

Um dos fatores preponderantes para diminuir as deformações da camada final de revestimento das rodovias, o Módulo de Elasticidade pode ser calculado para cada corpo de prova, a partir da inclinação da reta de cada gráfico de Tensão x Deformação.

O Gráfico 8 apresenta um exemplo dessa curva, sendo que o mesmo procedimento fora adotado para cada tipo de mistura.

Gráfico 8: Curva da Tensão x Deformação – Solo aos 7 dias

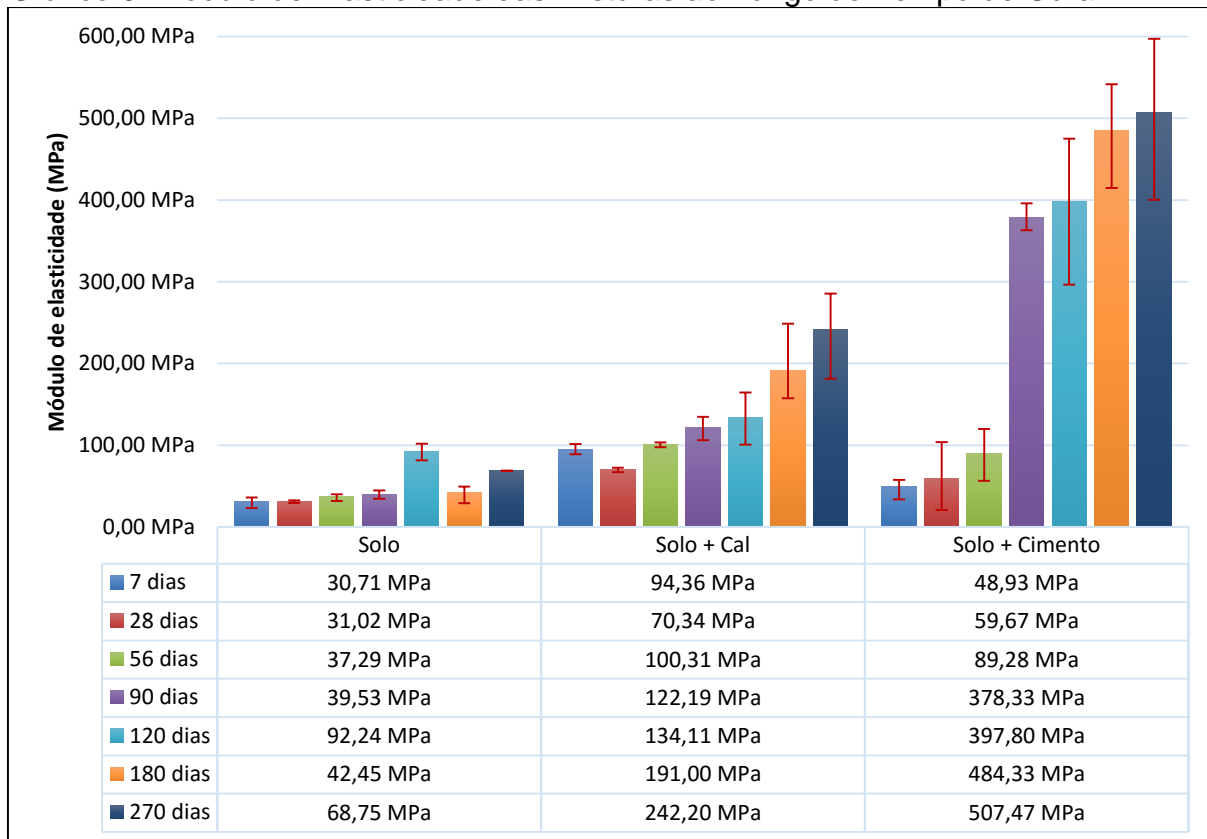


Fonte: Elaboração Própria

Analisando o Gráfico 9, demonstrado logo abaixo, que apresenta os Módulos de Elasticidade das misturas ao longo do tempo de cura, percebe-se que em ambas as misturas, tanto de solo + cal quanto as de solo + cimento, as adições fizeram com que o Módulo de Elasticidade do solo aumentasse consideravelmente, principalmente nas idades finais. Nota-se um ganho na elasticidade muito expressivo principalmente nas misturas de solo + cimento.

George (1968), realizou um importante estudo referente à fissuração em camadas de base de pavimentos tratadas com solo + cimento. O autor concluiu que, dentre vários fatores, o Módulo de Elasticidade é um importante parâmetro para o controle de fissuras do pavimento. Dessa maneira, observa-se que as misturas de solo + cimento apresentaram um aumento de rigidez satisfatórios.

Gráfico 9: Módulo de Elasticidade das Misturas ao Longo do Tempo de Cura



Elaboração Própria

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 Conclusões

No presente estudo, que teve como objetivo avaliar o desempenho das misturas estabilizadas com cal e cimento frente ao solo natural perante ensaios de compactação e ensaios mecânicos de resistência a tração, tem-se que:

As misturas com cimento apresentaram teor de umidade ótima inferior às misturas com solo natural, mantendo praticamente inalterado o valor de massa específica máxima, comportamento diferente das misturas com solo cal, que elevaram a umidade ótima e reduziram o peso específico máximo.

Na Resistência à Compressão Simples, exceto aos 28 dias, as misturas de solo + cal e solo + cimento apresentaram um ganho de resistência, mesmo que não significativo, ao longo do tempo de cura analisado. Com relação às amostras que continham apenas solo, houve um acréscimo de resistência com o passar do tempo. A idade de 120 dias da moldagem de solo pode ser considerada como um ponto fora da curva, pois apresentou um valor de resistência fora da realidade, causado provavelmente por alguns dos motivos citados na análise dos resultados.

O valor de 2,1 MPa foi alcançado apenas nas misturas de solo + cimento, exceto aos 28 dias. Porém, todas as moldagens de todas as misturas apresentaram um significativo crescimento no Módulo de Elasticidade do solo com o passar do tempo, tendendo dessa maneira, a diminuir as deformações e fissuras causadas na última camada do pavimento. Para o caso da mistura de solo + cal, recomendaria-se aumentar os teores de cal para verificar se seria possível atingir o valor de 2,1 MPa.

Apesar do DNIT (2006) impor restrições ao uso do solo para a base de pavimentos devido ao seu alto índice de Plasticidade, acredita-se que seja viável a utilização de adições de cal e cimento em camadas de pavimentação, principalmente devido ao aumento da resistência e também pela elevação da rigidez das misturas ao longo do tempo, ratificada pelo aumento do Módulo de Elasticidade.

## 5.2 Sugestões

- Realizar misturas e deixa-las curar em condições naturais, exposto a intempéries;
- Realizar os testes em solos mais ácidos ou mais básicos para avaliar a interferência do PH na mistura;
- Realizar a avaliação em solos de comportamento mais arenoso e verificar se existe um desempenho similar das misturas;
- Utilizar outros tipos de cales e cimentos.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Estudo Técnico 35: Dosagem das misturas de solo-cimento: Normas de Dosagem. 3ª ed., São Paulo, SP, 1986, p.51.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732: Cimento Portland Comum.** Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Estabilizados com Cal Hidratada.** 129 p. Setembro/2014.

AZEVÊDO, A. L. C. **Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal.** 2010. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 5736: Cimento Portland pozolânico.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Caracterização.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6502: ROCHAS E SOLOS.** Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 12253: Rochas e Solos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1992.

\_\_\_\_\_. **NBR 12770: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1992.

BEHAK, L. **Estabilização de um Solo Sedimentar Arenoso de Uruguai com Cinza de Casca de Arroz e Cal.** 2007. 171 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

BENEVIDES, Carolina. **No Brasil, 80 % das estradas não contam com pavimentação.** 2014. Disponível em: <<http://oglobo.globo.com/brasil/no-brasil-80-das-estradas-nao-contam-com-pavimentacao-13710994>>.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS; ABEDA, 2006. 504 f. il.

BRANCO, F. E. F. **Uso Rodoviário de Alguns Subprodutos Industriais.** Memória nº 720, LNEC, Lisboa, 1988.

CANCIAN, M. A. **Influência do Teor de Umidade, Porosidade e do Tempo de Aplicação na Mistura Solo-Cimento Para Pavimento Rodoviário de um Solo da Bacia do Paraná.** 2013. 202 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Edificações e Saneamento, Universidade Estadual de Londrina, Londrina-Pr, 2013.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações.** Rio de Janeiro: Ltc-livros Técnicos e Científicos, 1988. 244 p.

CARVALHO, J.B.Q. **Propriedade e Comportamento de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal.** 22ª Reunião Anual de Pavimentação, ABVp, Florianópolis, SC, 1988.

CRUZ, M. L.; JALALI, S. **Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a ativadores de baixo custo.** In Revista Geotecnia, 2010, n. 120. p. 49-64.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 274p.

EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos.** Brasília: Embrapa, 2006. 286 p.

GEORGE, K. P. **Cracking in cement-treated bases and means for minimizing it.** *Highway Research Record.* Washington D. C. n. 255, p.59 – 71. 1968.

GUERRA, A. T. **Dicionário Geológico Geomorfológico.** Rio de Janeiro: Dedit, 1993.

GUIDA, H. N. **Estabilização de um solo laterítico fino pelo ácido fosfórico.** 1971. 83 f. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1971.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil.** 2. Ed. São Paulo: Pini, 2002.

KER, J.C. **Latossolos do Brasil: Uma revisão.** *Geonomos*, 5:17-40, 1998.



MALLELA, J.; QUINTUS, P. E. H. V.; SMITH, K. L. (2004). **Consideration of LimeStabilized Layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design**. Prepared for The National Lime Association.

MARANGON, M. **Elementos de Geologia**. Rio de Janeiro: N/consta, 1995. 70 p.

MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos de Região de Minas Gerais Utilizando Solos Locais a partir da Pedologia, Metodologia MCT e Resiliência**. Tese de Doutorado COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ. 2004,477 p.

MARQUES, G. L. O. **Notas de Aula da Disciplina de Pavimentação**. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, MG, 204 p.

MASSAD, F. **Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

NEVILLE, A. M. **Propriedade do Concreto**. São Paulo: Pini, 1997

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995. 240 p.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011, 363 p.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos**. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 289 p.

PORTELINHA, F. H. M. **Efeitos da cal e do cimento na modificação dos solos para fins rodoviários: mecanismos de reação, parâmetros de caracterização geotécnica e resistência mecânica**. 2008. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2008.

ROSAS, L. R. B. **Resistência à tração de solos estabilizados com cal e cimento em Sinop-MT**. 2013. 24 f. Projeto de Pesquisa (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado de Mato Grosso, Sinop-MT, 2013.

SANTOS, J. **Estabilização de uma Argila Laterítica do Distrito Federal para uso em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego**. 2004. 95 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2004.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação, Vol II**. São Paulo: Pini Ltda, 2001. 671 p.

SILVA, D. P. **Estudo do comportamento reológico de solos estabilizados com cimento - processos gerais de estabilização**. Lisboa, Ministério das Obras Públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 343 p., 1968.

TRINDADE, T.P. **Caracterização tecnológica de três solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental.** 2006. 254 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2006.

TRINDADE, T.P., et al. **Compactação dos solos: fundamentos teóricos e práticos.** Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2008. p. 95.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.