

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL**  
**ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**  
**GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**LUÍSA DA ROSA**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO TÍPICO DO MUNICÍPIO DE ERECHIM/RS**  
**COM CAL E RESÍDUO AGRÍCOLA PARA UTILIZAÇÃO NO SUBLEITO DE**  
**PAVIMENTOS**

**CAXIAS DO SUL**

**2020**

**LUÍSA DA ROSA**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO TÍPICO DO MUNICÍPIO DE ERECHIM/RS  
COM CAL E RESÍDUO AGRÍCOLA PARA UTILIZAÇÃO NO SUBLEITO DE  
PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado ao Centro de Ciências Exatas e da Tecnologia da Universidade de Caxias do Sul, exigido como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador Prof.: M.Sc. Jaqueline Bonatto.

**CAXIAS DO SUL**

**2020**

**LUÍSA DA ROSA**

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO TÍPICO DO MUNICÍPIO DE ERECHIM/RS  
COM CAL E RESÍDUO AGRÍCOLA PARA UTILIZAÇÃO NO SUBLEITO DE  
PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado ao Centro de Ciências Exatas e da Tecnologia da Universidade de Caxias do Sul, exigido como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador Prof.: M.Sc. Jaqueline Bonatto.

**Aprovado em: 09/12/2020**

**Banca Examinadora**

---

Prof.<sup>a</sup> M.Sc. Jaqueline Bonatto  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof.<sup>a</sup> M.Sc. Jéssica Fleschn  
Instituto Meridional – IMED

---

Prof. M.Sc. Matheus Lemos Nogueira  
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Dedico este trabalho aos meus pais,  
Alessandra e Luís Carlos, que  
sempre me apoiaram e me  
incentivaram a lutar pelos meus  
sonhos.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Alessandra e Luís Carlos, por sempre estarem ao meu lado, vibrando comigo em minhas conquistas e vitórias, e pelo apoio e incentivo que serviram de alicerce para as minhas realizações.

Agradeço a minha orientadora, Prof.<sup>a</sup>. M.Sc. Jaqueline Bonatto, pelo tempo disponibilizado, pelas orientações e considerações, e pelos aprendizados e ensinamentos que tive durante a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço as amigas que fiz durante a graduação, pelo apoio e por todos os momentos que passamos juntos ao longo dessa jornada.

*“O sucesso nasce do querer, da determinação e da persistência em se chegar a um objetivo. Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas admissíveis.”*

**José de Alencar**

## RESUMO

O presente estudo analisa a adição de cal hidratada e resíduo agrícola em um solo típico do município de Erechim/RS visando sua estabilização para uso em subleitos de pavimentos. Esta técnica de melhoramento de solo, promete implicar nas propriedades físicas e mecânicas do solo, tais como a plasticidade excessiva, expansão e resistência. Além disso, ela proporciona o aproveitamento de solo local e de resíduo agrícola. Para tal, adicionou-se os teores de 2 e 4 % de cal e de casca de soja ao solo originando dois compostos que foram submetidos aos ensaios de compactação e de resistência à compressão simples. Os teores, respectivamente, acarretaram um aumento de 57,89 % e 13,56 % da resistência ao solo, porém foi o teor de 2 % que apresentou um aumento significativo de 57,89 % da resistência inicial do solo. Tal feito deve-se à moldagem dos corpos-de-prova na umidade ótima, à não variação da energia de aplicação durante a compactação, às reações de hidratação da cal e as concentrações de lignina e hemicelulose presente na parede celular da casca de soja. Sendo assim, mediante aos resultados obtidos, pode-se dizer que a adição da cal e da casca de soja no solo apresenta efeitos significativos para a estabilização do solo, podendo ser empregada nas obras de pavimentação como um método de estabilização físico-químico do subleito.

**Palavras-chave:** Estabilização de solos. Solo-cal. Solo-fibra. Subleito. Pavimentação.

## ABSTRACT

The present study analyzes the addition of hydrated lime and agricultural residue in a typical soil in the municipality of Erechim/RS, aiming its stabilization for use in pavement subgrade. This technique of soil improvement, promises to imply the physical and mechanical properties of soil, such as excessive plasticity, expansion and resistance. In addition, it provides the utilization of local soil and agricultural waste. For this purpose, the contents of 2 and 4% of lime and of soybean husk were added to the soil, resulting in two compounds that were subjected to the compaction and resistance to simple compression tests. The contents, respectively, resulted in an increase of 57,89 % and 13,56 % in soil resistance, however it was the 2 % content that showed a significant increase of 57,89 % in the initial soil resistance. This is due to the molding of the specimens in optimum humidity, the non-variation of the application energy during compaction, the hydration reactions of lime and the concentration of lignin and hemicellulose present in the cell wall of the soybean hull. Therefore, based on the result obtained, it can be said that the addition of lime and soybean husk to the soil has significant effects for soil stabilization, and can be used in paving works as a method of physical-chemical stabilization of the subgrade.

**Keywords:** soil stabilization. Soil-lime. Soil-fiber. Subgrade. Paving.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Seção de um pavimento rígido.....	20
Figura 2: Seção de um pavimento flexível.....	20
Figura 3: Perfil do solo residual.....	25
Figura 4: Exemplo de curva granulométrica.....	31
Figura 5: Frações uniformes e não uniformes.....	32
Figura 6: Gráfico de plasticidade.....	36
Figura 7: Esquema de microfibras de uma fibra vegetal.....	52
Figura 8: Estrutura microscópica de uma fibra celulósica.....	53
Figura 9: Metodologia.....	60
Figura 10: Localização do talude.....	61
Figura 11: Talude.....	62
Figura 12: Torrões do solo.....	64
Figura 13: Disposição do jogo de peneiras.....	65
Figura 14: Ranhura no eixo vertical central da concha antes dos golpes.....	67
Figura 15: Ranhura fechada.....	68
Figura 16: Amostras do Ensaio do Limite de Liquidez.....	69
Figura 17: Amostras do Ensaio do Limite de Plasticidade.....	69
Figura 18: Execução do Ensaio de Compactação.....	72
Figura 19: CP após extração do molde cilíndrico.....	73
Figura 20: Amostras dos CP`s.....	73
Figura 21: CP`s do Ensaio de Compressão Simples.....	75
Figura 22: Sistema Rodoviário de Classificação do Solo.....	78
Figura 23: Sistema Unificado de Classificação do Solo.....	81
Figura 24: Casca de soja.....	82
Figura 25: Compostos solo-cal-fibra vegetal.....	85
Figura 26: CP`s da mistura de 2%.....	87
Figura 27: CP`s da mistura de 4%.....	87
Figura 28: Amostras dos CP`s da mistura de 2 %.....	88
Figura 29: Amostras dos CP`s da mistura de 4 %.....	88

Figura 30: CP's das misturas de 2 e 4 %.....	89
Figura 31: Classificação do solo pelo método de SUCS.....	98
Figura 32: Classificação do solo através da plasticidade.....	99
Figura 33: Classificação do solo pelo Sistema Rodoviário de Classificação.....	100
Figura 34: CP's da mistura de 2 % após o Ensaio de Compressão Simples.....	115
Figura 35: CP's da mistura de 4 % após o Ensaio de Compressão Simples.....	117

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Decomposição das rochas.....	24
Quadro 2: Tipos de solos transportados.....	26
Quadro 3: Limites das frações de solo adotadas pelo ABNT NBR 6502.....	27
Quadro 4: Limites das frações de solo adotadas pelo DNIT.....	27
Quadro 5: Principais classes de solos encontradas no Brasil.....	28
Quadro 6: Estimativa da consistência pelo índice de consistência.....	37
Quadro 7: Quantidade de material para o Ensaio de Granulometria.....	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Determinação da umidade natural do solo.....	91
Tabela 2: Granulometria do solo.....	92
Tabela 3: Coeficiente de não-uniformidade.....	92
Tabela 4: Coeficiente de curvatura.....	92
Tabela 5: Massa específica dos grãos de solo.....	94
Tabela 6: Determinação do Limite de Liquidez.....	95
Tabela 7: Determinação do Limite de Plasticidade.....	96
Tabela 8: Determinação dos Índices de Plasticidade e de Consistência.....	97
Tabela 9: Ensaio de Compactação do solo.....	101
Tabela 10: Determinação da umidade natural da casca de soja.....	105
Tabela 11: Massa específica real das frações da casca de soja.....	105
Tabela 12: Granulometria da casca de soja.....	106
Tabela 13: Coeficiente de não-uniformidade da casca de soja.....	106
Tabela 14: Coeficiente de curvatura da casca de soja.....	107
Tabela 15: Compactação do composto com teor de 2 % de cal e casca de soja.....	109
Tabela 16: Compactação do composto com teor de 2 % de cal e casca de soja.....	110

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Curva de granulométrica do solo.....	93
Gráfico 2: Determinação do Limite de Liquidez.....	95
Gráfico 3: Curva de compactação do solo.....	101
Gráfico 4: Curva de tensão <i>versus</i> deformação dos CP`s 100 % solo.....	102
Gráfico 5: Curva tensão <i>versus</i> deformação média do solo.....	104
Gráfico 6: Tensão de ruptura dos CP`s 100 % solo.....	104
Gráfico 7: Curva granulométrica da casca de soja.....	108
Gráfico 8: Curva de compactação do composto de 2 % de cal e casca de soja.....	109
Gráfico 9: Curva de compactação do composto de 4 % de cal e casca de soja.....	110
Gráfico 10: Curvas de compactação.....	111
Gráfico 11: Resistência à compressão simples da mistura de 2 %.....	112
Gráfico 12: Tensão de ruptura dos CP`s da mistura de 2 %.....	113
Gráfico 13: Resistência à compressão simples da mistura de 4 %.....	113
Gráfico 14: Tensões de ruptura dos CP`s da mistura de 4 %.....	114
Gráfico 15: Tensão de ruptura dos CP`s das misturas de 2 e 4 %.....	118
Gráfico 16: Teor de cal e casca de soja <i>versus</i> umidade.....	119
Gráfico 17: Análise das resistências médias.....	120

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
1.1 OBJETIVOS.....	17
1.1.1 OBJETIVO GERAL.....	17
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.2 DELINEAMENTO.....	18
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>19</b>
2.1 PAVIMENTO.....	19
2.1.1 CLASSIFICAÇÃO DO PAVIMENTO.....	19
2.1.2 ESTRUTURAÇÃO DO PAVIMENTO.....	21
2.1.2.1 SUBLEITO.....	21
2.1.2.2 SUB-BASE E BASE.....	22
2.1.2.3 REVESTIMENTO.....	22
2.2 O SOLO.....	23
2.2.1 SOLOS BRASILEIROS.....	27
2.2.2 SOLO PARA PAVIMENTOS.....	30
2.2.2.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE RODOVIÁRIO... 30	
2.2.2.1.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.....	30
2.2.2.1.2 COESÃO DO SOLO.....	33
2.2.2.1.3 LIMITES DE ATTENBERG.....	33
2.2.2.1.3.1 ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA.....	36
2.2.2.1.4 ÍNDICES FÍSICOS.....	37
2.2.2.1.5 RESISTÊNCIA À COMPACTAÇÃO.....	38
2.2.2.1.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	40
2.2.2.1.7 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR).....	40
2.2.2.2 CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA DE SOLOS.....	42
2.2.2.2.1 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO.....	42
2.2.2.2.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO (SUCS).....	43
2.2.2.2.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO (MCT).....	44
2.3 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO.....	45
2.3.1 ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA.....	46

2.3.2 ESTABILIZAÇÃO FÍSICA.....	48
2.3.2.1 SOLO-FIBRA.....	49
2.3.3 ESTABILIZAÇÃO QUIMÍCA.....	55
2.3.3.1 SOLO-CAL.....	55
2.3.3.1.1 A CAL.....	55
2.3.3.1.2 REAÇÃO SOLO-CAL.....	57
2.3.3.1.2.1 TROCA IÔNICA.....	58
2.3.3.1.2.2 FLOCULAÇÃO E AGLOMERAÇÃO.....	58
2.3.3.1.2.3 CARBONATAÇÃO.....	58
2.3.3.1.2.4 CIMENTAÇÃO POZOLANICA.....	59
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>60</b>
3.1 OBJETO DE ESTUDO.....	60
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	61
3.2.1 ENSAIOS LABORORIAIS DO SOLO PURO.....	62
3.2.1.1 PREPARAÇÃO DA AMOSTRA DE SOLO.....	62
3.2.1.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA SO SOLO – NBR 7181/84.....	63
3.2.1.3 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS – NBR 6508/84.....	65
3.2.1.4 LIMITES DE ATTENBERG – NBR 6459/84 e NBR 7180/84.....	66
3.2.1.5 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO – NBR 7182/86.....	71
3.2.1.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – NBR 12770/92.....	74
3.2.2 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO.....	77
3.2.2.1 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO.....	77
3.2.2.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO (SUCS).....	79
3.3 CARACTERIZAÇÃO DO RESÍDUO AGRÍCOLA.....	82
3.4 CARACTERIZAÇÃO DA CAL.....	84
3.5 CARACTERIZAÇÃO DO COMPOSTO SOLO-CAL-FIBRA.....	84
3.5.1 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	85
3.5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DO COMPOSTO.....	89
<b>4 ANÁLISES E RESULTADOS.....</b>	<b>91</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	91
4.2 CARACTERIZAÇÃO DO RESÍDUO AGRÍCOLA.....	104
4.3 CARACTERIZAÇÃO DO COMPOSTO.....	108

<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>122</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>124</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um sistema de transporte eficiente e de qualidade, integrando os diferentes modais de transporte, fomenta o setor produtivo e promove benefícios para a sociedade. Para um país que apresenta sua infraestrutura em desenvolvimento, como o Brasil, que concentra 95% da mobilidade das populações e 61% do escoamento da produção nacional no modal rodoviário, se faz necessário investimentos neste setor (CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES, 2019). Estes dados demonstram a importância da estrutura rodoviária para o desenvolvimento econômico do país, visto que matriz de transporte brasileira é desequilibrada e fortemente dependente deste modal.

Segundo estudo desenvolvido pela CNT (2019), até janeiro de 2019, da extensão de 1.720.700 da malha rodoviária brasileira avaliada, cerca de 78,5 % não era pavimentada. Isso deve-se ao elevado custo de implementação da estrutura de pavimentação, uma vez que a maioria dos solos necessitam ser substituídos por não apresentarem as propriedades físicas nem mecânicas capazes de suportar tais obras e as cargas de tráfego (VICENTINI et al., 2019)

Em meio ao desenvolvimento do projeto de rodovias, a alteração do traçado geométrico muitas vezes não é viável dadas as limitações de espaço comumente impostas pelo local. Tal fato implica na passagem de estradas por regiões com subleitos problemáticos, como é o caso dos solos de granulometria fina, altamente expansivos e com baixa capacidade de suporte, inadequados para resistir às tensões e deformações decorrentes da ação do tráfego intenso (PINTO, 2013). Deste modo, substituir o solo local é visto como alternativa.

Embora a substituição do solo por outro, em um primeiro momento seja considerada como melhor opção, esta alternativa pode se tornar proibitiva e inviável. Tal fato deve-se à circunstância desta alternativa promover o desperdício de solo local, exigir um elevado volume de material a ser transportado e gerar elevado custo de extração e de transporte (SENÇO, 2001). Com o intuito de minimizar este problema, tem-se estudado tecnologias alternativas ao modo de pavimentação convencional que sejam vantajosas sob o ponto de vista econômico e ambiental, como é o caso da estabilização do solo.

O solo local, quando apresenta limitada capacidade de suporte, apesar de encontrado em abundância, pode ter suas características mecânicas melhoradas, mediante a mistura deste com cal e com fibras orgânicas naturais na forma de resíduo agrícola. Esta técnica de estabilização de solo, visa alterar as propriedades físicas e mecânicas do

subleito referentes à plasticidade excessiva, expansão e resistência. No que se refere à questão ambiental, há o aproveitamento de solo local, como também, o emprego do resíduo agrícola, considerado como rejeito para indústrias de óleos vegetais e de ração para aves e suínos. Em relação ao ponto de vista econômico, devido ao aproveitamento do solo local, há redução de custos com transporte e extração de material.

Desta forma, com o intuito de buscar um equilíbrio entre a viabilidade econômica e ambiental, como também, a qualidade das técnicas de estabilização do subleito para a pavimentação, este estudo analisará a estabilização de um solo do Município de Erechim/RS com a adição de cal e o emprego de fibras vegetais. Tendo-se em vista esta estabilização, procura-se atingir a resistência e a estabilidade que atendem aos esforços de compressão e compactação decorrentes da carga do tráfego, assim como, obter uma maior coesão entre as partículas de solo e uma melhora na impermeabilização do subleito.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é analisar o efeito da estabilização de um solo típico do município de Erechim/RS, mediante a utilização de cal e fibras vegetais.

### 1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Caracterizar fisicamente o solo;
- b) Caracterizar fisicamente a fibra vegetal, sendo esta, casca de soja;
- c) Comparar o desempenho mecânico do solo *in natura* com o desempenho mecânico dos compostos de solo-cal-fibra para teores de 2 e 4 % de cal e de casca de soja.

## 1.2 DELINEAMENTO

O trabalho é estruturado em cinco capítulos, sendo:

a) Capítulo 1: apresenta uma breve introdução, contextualização e justificativa do trabalho e seus objetivos;

b) Capítulo 2: aborda o referencial teórico contendo o conteúdo que proporciona o embasamento teórico para a compreensão desta pesquisa, sendo dividido de modo geral em: breve contextualização da estrutura de pavimento, solos e estabilização de solos;

c) Capítulo 3: apresenta a metodologia da pesquisa, descrevendo desde a seleção dos materiais utilizados (solo, cal e resíduo agrícola) até os ensaios laboratoriais a serem realizados.

d) Capítulo 4: aborda os resultados e discussões referentes à caracterização do solo, do resíduo agrícola e do composto solo-cal-fibra;

e) Capítulo 5: apresenta as conclusões do trabalho e recomendações para futuras pesquisas.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este item apresenta o embasamento teórico desta pesquisa, abordando: conceitos básicos de pavimentos, solos, solos para pavimentação e estabilização de solos.

### 2.1 PAVIMENTO

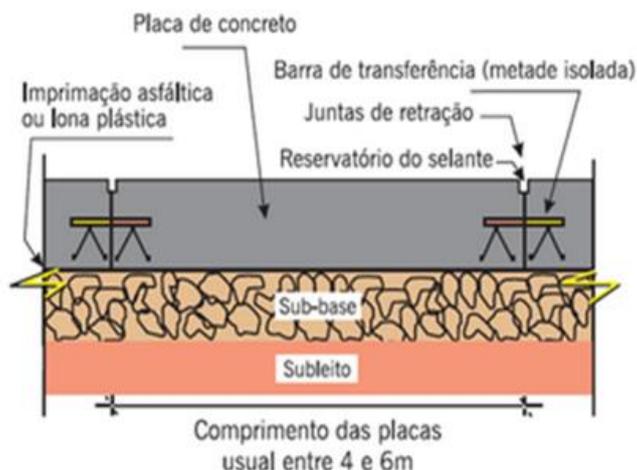
Compreende-se por pavimento uma estrutura disposta em camadas finitas disposta sobre o terreno. (DNIT, 2006). Esta estrutura tem o intuito de absorver, resistir e propagar os esforços provenientes do tráfego ao subleito, além de melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança (MACHADO et al., 2005). Ainda de acordo com os autores, garantirá estabilidade à superfície de rolamento, segurança e benefícios aos usuários, como redução dos custos de operação, dos tempos de viagem e de percurso e demais vantagens que podem ser resumidas como economia no custo geral de transporte.

#### 2.1.1 CLASSIFICAÇÃO DO PAVIMENTO

O pavimento, quanto a rigidez do revestimento, é classificado, como: rígido ou flexível. De acordo com Bernucci et al. (2008), mediante ao revestimento empregado, tem-se utilizado a nomenclatura concreto-cimento para pavimentos rígidos, e asfáltico para os flexíveis. A justificativa para esta nomenclatura é “que, historicamente, a ruptura do pavimento flexível era essencialmente o afundamento provocado pelas deformações permanentes, enquanto a ruptura do pavimento rígido era o trincamento por repetições das deformações elásticas” (MEDINA; MOTTA, 2015, p.5).

O pavimento rígido é aquele cujo revestimento é constituído por placa de concreto de cimento Portland, apresentando elevada rigidez em relação suas camadas inferiores. Deste modo, a placa resiste e absorve grande parte das tensões provenientes do carregamento aplicado (DNIT, 2006). Tal fato deve-se à sua espessura, determinada com base na resistência à flexão e nas resistências das camadas subjacentes (BERNUCCI et al., 2008). Segundo os autores, a placa de concreto é dificilmente armada, e geralmente é assentada sobre a sub-base, que é apoiada sobre o subleito ou, quando este não apresentar qualidade estrutural suficiente, sobre o reforço do subleito, como mostra a Figura 1.

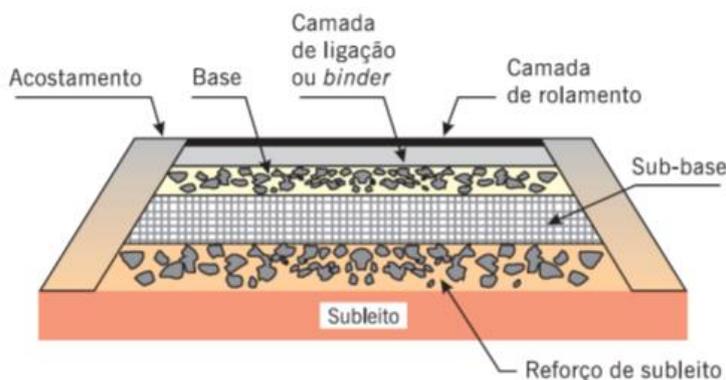
Figura 1 - Seção de um pavimento rígido



Fonte: Bernucci et al. (2008)

Segundo Medina e Motta (2015), o pavimento flexível é constituído por revestimento asfáltico sobre uma base granular. Ele é caracterizado pela significativa deformação elástica de suas camadas mediante o carregamento aplicado, sendo que a propagação de ocorre geralmente de forma homogênea (DNIT, 2006). O reforço do subleito, a sub-base, a base e o revestimento compõem este tipo de estrutura, e cada camada é dimensionada de modo a resistir aos esforços de compressão e tração na flexão provocados pelas deformações decorrentes do tráfego que podem resultar em deformações permanentes e rompimento por fadiga (SENÇO, 2001). Na Figura 2 é apresentado a configuração do pavimento flexível.

Figura 2 – Seção de um pavimento flexível



Fonte: Bernucci et al. (2008)

## 2.1.2 ESTRUTURAÇÃO DE UM PAVIMENTO

De acordo o DNIT (2006), a estrutura do pavimento flexível é composta por quatro camadas, sendo elas: subleito, sub-base, base e revestimento. Estas camadas serão apresentadas neste item de forma breve para a contextualização desta pesquisa.

### 2.1.2.1 SUBLEITO

Subleito consiste no terreno sobre qual será apoiado o pavimento. Para tal, este será submetido a terraplanagem e a compactação com o intuito de regularizá-lo, uma vez que servirá de apoio para estrutura do pavimento, assim como, absorverá os esforços solicitantes do tráfego (MARQUES, 2006). Segundo Senço (2001), a qualidade estrutural do subleito influencia na espessura do pavimento. Deste modo, vias projetadas para receber elevadas cargas cujo subleito tenha pouca capacidade de suporte terão pavimentos espessos. Da mesma forma, vias projetadas para receber cargas leves cujo subleito tenha boa capacidade de suporte geram pavimentos mais delgados.

Uma vez que a capacidade de suporte do subleito seja inferior à carga sob a qual encontra-se submetido, se faz necessário a implementação de um sistema de reforço sobre o mesmo (SENÇO, 2001). Este reforço consiste em uma camada de espessura constante podendo ser constituída de material granular, solos, estabilizantes químicos e cimentados ou materiais asfálticos (BERNUCCI et al., 2008). Além de melhorar as propriedades físicas do subleito, este diminui a espessura da sub-base (MARQUES, 2006).

### 2.1.2.2 SUB-BASE E BASE

A sub-base consiste em uma camada corretiva do subleito quando não há a camada de reforço. Além disso, é considerada complementar à base, sendo utilizada para regularizar esta última (MARQUES, 2006). Em contrapartida, a base tem o intuito de resistir e propagar as cargas originadas do tráfego ao subleito. Sobre esta camada é construído o revestimento (MARQUES, 2006). Bernucci et al. (2008) apontam que tanto a base quando a sub-base podem ser constituídas por materiais granulares, solos, estabilizantes químicos e cimentícios ou materiais asfálticos. Desta forma, podem ser

classificadas em rígidas ou flexíveis, sendo as flexíveis subdivididas em granulares ou estabilizadas (DNIT, 2006).

As bases e sub-bases flexíveis granulares são compostas por material granular, e podem ser construídas mediante a dois métodos construtivos, sendo eles: estabilização granulométrica e química e macadame hidráulico (DNIT, 2006). O material granular não apresenta coesão e não resiste à tração, deste modo resistem eminentemente aos esforços de compressão (BERNUCCI et al., 2008). Em contrapartida, as bases e sub-bases rígidas são camadas compostas por concreto, e apresentam acentuada resistência à tração (DNIT, 2006).

A estabilização granulométrica ocorre mediante a “compactação de um material ou de mistura de materiais que apresentem uma granulometria apropriada e índices geotécnicos específicos, fixados em especificações” (DNIT, 2006, p.96). A brita-graduada, brita-corrída e solo-brita são exemplos deste tipo de método construtivo. Enquanto que a estabilização química, é caracterizada pela adição de cimento, cal, asfalto ou outro aditivo em sua composição, cujo intuito é promover um aumento significativo da rigidez, da resistência à compressão e à tração do material in natura (BERNUCCI et al., 2008). Conforme os autores, solo-cimento, solo-cal, solo-emulsão são exemplos de bases e sub-bases estabilizadas quimicamente

O macadame hidráulico, por sua vez, consiste quando “uma camada granular, composta por agregados graúdos, naturais ou britados, possui seus vazios preenchidos por agregados miúdos e aglutinados pela água.” (BERNUCCI et al., 2008, p.357). A penetração do material de enchimento é promovida pelo espalhamento na superfície, seguindo de varredura, compressão com ou sem vibração) e irrigação (DNIT, 2006).

### 2.1.2.3 REVESTIMENTO

Revestimento “é a camada que se destina a receber a carga dos veículos e mais diretamente a ação climática. Portanto, deve ser tanto quanto possível impermeável e resistente aos esforços de contato pneu-pavimento em movimento, que são variados conforme a carga e a velocidade” (BERNUCCI et al., 2008, p.157). Para Marques (2006), consiste na camada superficial do pavimento, cujo intuito é melhorar as condições de rolamento da via quanto aos quesitos de comodidade e segurança, e resistir aos esforços horizontais ao qual é submetido.

No Brasil, na maioria dos pavimentos, a camada superficial é constituída pela associação de agregados minerais, que variam em função da fonte e tamanho, com ligantes asfálticos (DNIT, 2006). De acordo com Bernucci et al. (2008), o emprego de agregados e ligante asfáltico deve-se à facilidade de aglutinação e agregação destes materiais entre si, evitando a desagregação da mistura na implementação do revestimento. A superfície rugosa do revestimento é originada da presença dos agregados minerais, sendo esta responsável pelo atrito com os pneus dos veículos com a superfície de rolamento (BERNUCCI et al., 2008). Ainda conforme os autores, o ligante asfáltico tem a finalidade de criar uma película impermeável que tende inibir a filtração e a percolação de água para as camadas inferiores.

## 2.2 O SOLO

O conhecimento da origem dos solos é de suma importância, “uma vez que denota toda a complexidade em torno de sua formação, e, conseqüentemente, a dificuldade em compreender seu comportamento” (TEIXEIRA, 2017, p.7). Logo, torna-se relevante o estudo de seus parâmetros físicos e geomecânicos para que este possa ser empregado como material de construção.

Para Pinto (2013), solo consiste em um aglomerado de partículas originadas da decomposição das rochas que originalmente constituíam a crosta terrestre, sendo organizado em camadas irregulares que se diferem entre si por sua natureza física, química, mineralógica e biológica. No âmbito da Engenharia Civil, define-se solo como um material orgânico ou inorgânico encontrado na superfície da terra, podendo ser parcialmente cimentado ou inconsolidado, (DNIT, 2006).

Os solos são originados da decomposição da rocha sã devido aos intemperismos físico e químico. No processo físico, a variação de temperatura provoca trincas que possibilita a filtração e a percolação de água, atacando quimicamente os minerais (CRAIG e KNAPPETT, 2018). O congelamento da água nas trincas, exerce elevadas tensões que ocasionam a fragmentação da rocha (PINTO, 2013). Segundo o mesmo autor, a presença de flora e fauna por sua vez ocasionam o ataque químico devido aos processos de hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions e carbonatação. Desta forma, todos estes processos contribuem para a formação dos solos que, em consequência,

consistem em misturas compostas por frações variáveis que se diferenciam por seu tamanho e composição (PINTO, 2013).

Segundo Craig e Knappett (2018), as partículas resultantes do intemperismo físico são denominadas “graúdas”, devido ao seu formato e a variedade de seu tamanho, desde matacões e pedregulhos, passando por cascalho e areia, até uma fina poeira de rocha formada. Na distribuição das partículas granulares, na qual cada fração de solo está em contato as adjacentes, sem que haja necessidade de elemento de ligação, tem-se grãos simples de solos (CRAIG e KNAPPETT, 2018). Ainda de acordo com autores, as argilas são originadas do intemperismo químico.

De acordo com a origem, os solos são classificados em: residuais ou transportados. O solo residual é originado da rocha intemperada, e que permanece no local em que ocorreu a transformação (PINTO, 2013). Enquanto o solo transportado é aquele que em algum momento foi erodido, transportado e depositado em locais afastados da sua rocha de origem (FLORIANO, 2016).

Os solos residuais são mais comuns e de ocorrência generalizada, podendo ser formados por todos os tipos de rocha sã, e são subdivididos em maduro e jovem, de acordo com o grau de decomposição de seus minerais (DNIT, 2006). A composição deste decorre tanto do tipo quanto da composição mineralógica da rocha que lhe originou (DNIT, 2006). Entretanto, nos solos residuais não é possível identificar resquícios da estrutura mineralógica da rocha matriz. O Quadro 1 apresenta alguns exemplos de solos residuais.

Quadro 1 – Decomposição das rochas

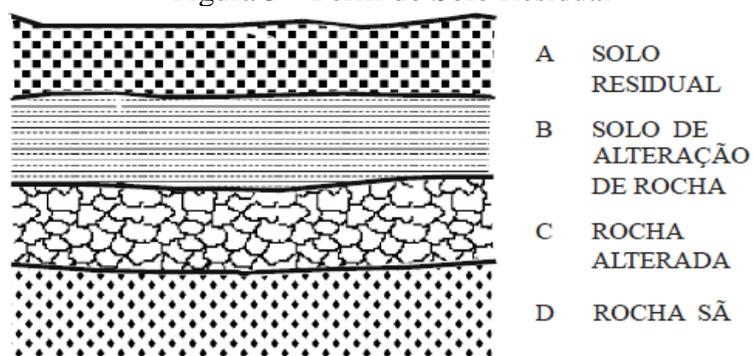
<b>TIPO DE ROCHA</b>	<b>COMPOSIÇÃO MINERAL</b>	<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>COMPOSIÇÃO</b>
Basalto	plagioclásio e piroxênios	argiloso	argila
Quartzito	quartzo	arenoso	quartzo
Filitos	micas	argiloso	argila
Granito	quartzo, feldspato e mica	areno-argiloso	quartzo e argila
Calcário	cálcita	arenoso	argila

Fonte: Adaptado de DNIT (2006)

O processo de transformação da rocha inalterada em solo residual é gradual, em virtude da formação de duas camadas distintas entre eles (FLORIANO 2016). A camada

que se encontra logo abaixo do solo residual é denominada como Solo de Alteração de Rocha, já a segunda é chamada de Rocha Alterada, e situa-se acima da rocha sã e abaixo do Solo de Alteração de Rocha, conforme a Figura 3. O solo de Alteração de Rocha possui características semelhantes da rocha-matriz, como os minerais não decompostos e as linhas incipientes de estruturas (DNIT, 2006). A rocha alterada, por sua vez, compreende em “um material que lembra a rocha no aspecto, preservando parte da sua estrutura e de seus minerais, porém com um estágio de dureza ou resistência inferior da rocha sã” (DNIT, 2006, p.18).

Figura 3 – Perfil do Solo Residual



Fonte: DNIT (2006)

No que se refere aos solos transportados, estes tendem a formar depósitos mais inconsolidados e fofos que os residuais (DNIT, 2006). Estes depósitos são constituídos de diferentes materiais e, desta forma apresentam variações em sua composição devido à ação dos diferentes agentes transportadores, sendo eles: água, vento, gravidade e matéria orgânica (DNIT, 2006). O Quadro 2 apresenta os solos transportados de acordo com os seus respectivos transportadores.

Quadro 2 – Tipos de solos transportados

SOLO TRANSPORTADO	DESCRIÇÃO
Solo Aluvião	São transportados e arrastados pelas água e depositados no instante em que corrente sofre diminuição na sua velocidade. Ocorre ao longo de curso d'água qualquer, com uma seleção natural do material, segundo a sua granulometria, sendo geralmente encontrado próximo às cabeceiras do curso d'água. Se caracteriza por apresentar material grosseiro e material fino, logo pode ser heterogêneo.
Solo Orgânico	É bastante comum em bacias e depressões continentais, bem como, nas baixadas marginais dos rios e nas baixadas litorâneas. É originado da mistura do material transportado com a matéria orgânica decomposta.
Solo Coluviais	São aqueles cujo agente transportador é a gravidade. É comum em região em que há pé de elevações e oncostas.
Solo Eólicos	São aqueles cujo agente transportador é o vento. É na região litorânea que apresentam com maior incidência, sendo responsáveis pela formação das dunas de areia.

Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

O solo também é caracterizado pelos tamanhos diversos de suas partículas. Tal característica, em um primeiro momento, não é perceptível e dê difícil análise uma vez que em um simples manuseio do solo,

“[...]os grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, ficando com o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por uma grande quantidade dessas partículas. Quando secas as duas formações são muito semelhantes. Quando úmidas a aglomeração de partículas argilosas se transforma em uma pasta fina, enquanto a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato[...]” (PINTO, 2013, p.15)

Sob o ponto de vista de identificação, a textura é uma das mais importantes propriedades dos solos, embora não seja suficiente para definir e caracterizar o comportamento geral desses materiais (PINTO, 2013). No caso de solo com granulometria fina, dependendo da quantidade de água presente entre os grãos, ele pode apresentar comportamentos diversos quando submetido à ação de cargas (DNIT, 2006). Em contrapartida, os solos de granulação grossa não são praticamente afetados pela presença de água (DNIT, 2006).

A classificação dos solos, sob o ponto de vista exclusivamente de textura, em frações diversas, cujos limites superiores e inferiores convencionais referentes às frações de solos variam de acordo com os critérios e as necessidades das organizações tecnológicas e normativas (DNIT, 2006). Neste sentido, há diferentes classificações para as faixas granulométricas, assim como, para cada tipo de solo. Deste modo, pelo fato desta pesquisa se tratar de um estudo referente à estabilização de solo para subleito de pavimentos, serão considerados as classificações abordadas pela NBR 6502 (ABNT, 1995) e pelo Manual de Pavimentos do DNIT (DNIT, 2006), apresentados nos Quadros 3 e 4 respectivamente.

Quadro 3 – Limites das frações de solo adotados pela ABNT 6502

<b>FRAÇÃO</b>	<b>LIMITES DEFINIDOS PELA ABNT NBR 6502:95</b>
Matacão	de 1 m a 20 cm
Pedra	de 20 cm a 6 cm
Pedregulho	de 6 cm a 2 mm
Areia Grossa	de 2 mm a 0,6 mm
Areia Média	de 0,6 mm a 0,2 mm
Areia Fina	de 0,2 mm a 0,06 mm
Silte	de 0,06 mm a 0,002 mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: Adaptado da ABNT (1995)

Quadro 4 – Limites das frações de solo adotados pela DNIT

<b>FRAÇÃO</b>	<b>LIMITES DEFINIDOS PELO DNIT</b>
Pedregulho	de 7,5 cm a 2 mm
Areia Grossa	de 2 mm a 0,42 mm
Areia Fina	de 0,42 mm a 0,075 mm
Silte	0,075 mm a 0,005 mm
Argila	inferiores a 0,005 mm

Fonte: Adaptado do DNIT (2006)

### 2.2.1 SOLOS BRASILEIROS

O Brasil apresenta grande diversidade de solos em sua extensão territorial em virtude da ampla diversidade de pedoambientes e de fatores de formação do solo, tais como: material de origem, clima, relevo, organismos vivos e tempo cronológico (LIMA,

2019). Nas 13 classes de solos apresentadas pelo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SIBCS), a influência de tais fatores é perceptível devido a variabilidade das características químicas, físicas e morfológicas (SANTOS et al., 2018). Logo, tais fatores demonstram ser uma condição importante para a avaliação dos potenciais e limitações de cada solo.

Segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, as 13 classes são: Argissolos, Cambissolos, Chernossolos, Espodossolos, Gleissolos, Latossolos, Luvissolos, Neossolos, Nitossolos, Planossolos, Plintossolos, Organossolos e Vertissolos (SANTOS et al., 2018). Dentre tais classes, as que são de maior incidência no território nacional são os Latossolos e Argissolos, seguidos pelos Neossolos, Plintossolos, Cambissolos e Gleissolos (LIMA, 2019).

No que se refere as principais classes de solos do Brasil, o Quadro 5 apresenta a conceituação, ocorrência e características de tais classes. Ressalta-se que as descrições apresentadas são generalizadas aos atributos mais comum encontrados em tais solos. Tal fato é decorrente da variabilidade dos fatores que influenciam a formação do solo.

Quadro 5 – Principais classes de solos encontradas no Brasil

(continua)

<b>CLASSE</b>	<b>CONCEITO</b>	<b>OCORRÊNCIA</b>	<b>SIGNIFICADO AMBIENTAL E URBANO</b>
Latossolos	São solos geralmente profundos, intemperados (velhos e alterados em relação a rocha) e com baixa fertilidade. Geralmente são muito porosos, permeáveis, com boa drenagem. Apresenta coloração variada (vermelho, amarelo, vermelho-amarelo etc.) em virtude da concentração de argilominerais e/ou óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.	É encontrado principalmente em áreas planas e bem drenadas, sendo comum em todos os estados do país.	Apresentam elevada estabilidade e baixo risco de erosão. Logo, possuem boa capacidade para suportar superestruturas.
Argissolos	É caracterizado concentração de areia na camada mais superficial do solo (Horizonte A), enquanto há concentração de argila na camada subsuperficial do solo (Horizonte B)	Normalmente em relevos moderadamente declivosos, e estão presentes em todos os estados do país.	São bastantes susceptíveis à erosão.

<b>CLASSE</b>	<b>CONCEITO</b>	<b>OCORRÊNCIA</b>	<b>SIGNIFICADO AMBIENTAL E URBANO</b>
Neossolos	São solos rasos em estado inicial de evolução, ou seja, são jovens que não apresentam a camada superficial do solo. Apresentam pouca espessura, entretanto aqueles que apresentam elevados teores de areia tendem a ser mais espessos.	Em áreas com elevada declividade ou em relevos mais planos.	Constituem áreas extremamente frágeis. Logo, devem ser evitados para não intensificar os processos erosivos ou deslizamentos.
Plintossolos	Apresentam concentração de ferro, o qual atua como agente de cimentação, com capacidade de consolidação acentuada	Entrado em regiões de terreno plano, em que exista ou não dificuldade de escoamento de água.	Com o excesso de água, a alteração desta condição, com a drenagem do solo, pode levar ao endurecimento da parte inferior do solo, o que altera sua condição natural em prejuízo da flora ou fauna típica dessas áreas.
Cambissolos	São solos constituídos por material mineral, poucos espessos e com Horizonte B em estágio inicial de formação.	Geralmente é encontrado na metade meridional do país em relevos mais declivosos.	Em decorrência do relevo e da baixa profundidade, são susceptíveis à erosão e ao deslizamento.
Gleissolos	São formados por material mineral, com coloração acinzentada devido à perda de ferro em decorrência do excesso de água.	São predominantes em regiões planas, várzeas e banhados de rios.	Por apresentarem excesso de água, não é aconselhável que seja utilizado para obras de engenharia ou ocupação urbana

Fonte: Adaptado de Santos et al. (2018) e de Lima (2019)

Segundo a Santos et al. (2018), os Latossolos, Argissolos e Neossolos encontram-se presente em 70% do território nacional. Os Latossolos e Argissolos são presentes em 58% do território, e se caracterizam por sua profundidade, elevada intemperização, acidez, baixa fertilidade natural e elevada saturação de alumínio. De forma geral, os solos de média a alta fertilidade, com baixa profundidade devido ao baixo grau de intemperismo, enquadram-se nas classes dos Neossolos, Luvisolos, Planossolos, Nitossolos, Chernossolos e Cambissolos. De acordo com Santos et al (2018), no Estado do Rio Grande do Sul, predominam os Latossolos, Argissolos, Neossolos e Chernossolos.

## 2.2.2 SOLOS PARA PAVIMENTOS

As primeiras estradas se caracterizavam por uma trilha de terra, isenta de vegetação, cujo traçado era definido pelo tráfego de pessoas, cargas e animais que usufruíam da via (TEIXEIRA, 2017). Segundo o autor, no decorrer dos anos, devido à grande demanda pela construção de vias mais econômicas em países em desenvolvimento, novas técnicas de construção de estradas foram desenvolvidas nas quais o solo passou a ser utilizado como material do subleito ou camadas do pavimento de rodovias.

A diversidade de solos traz consigo dificuldades para a sua caracterização, como também, para sua viabilidade em projetos de engenharia. Com o intuito de determinar se dado solo é passível de ser utilizado como material de subleito ou camadas do pavimento, se faz necessário analisar os parâmetros geotécnicos (físicos) deste para assim ser possível a sua caracterização geomecânica. Esta análise é feita por meio de ensaios em laboratório e em campo.

### 2.2.2.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE RODOVIÁRIO

Os parâmetros geotécnicos de relevância para obras viárias referem-se aos índices físicos (relações entre volume e peso das fases sólidas, líquida e gasosa do solo), granulometria, permeabilidade, coesão, capilaridade, elasticidade, contratilidade, expansibilidade, resistência à compressão e compactação do subleito (MACHADO et al., 2005). Tais parâmetros são determinados por meio de ensaios realizados em laboratórios, cujas diretrizes de ensaio são normatizadas por normas técnicas. Ressalta-se que os ensaios aqui abordados são de suma importância para o desenvolvimento desta pesquisa.

#### 2.2.2.1.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

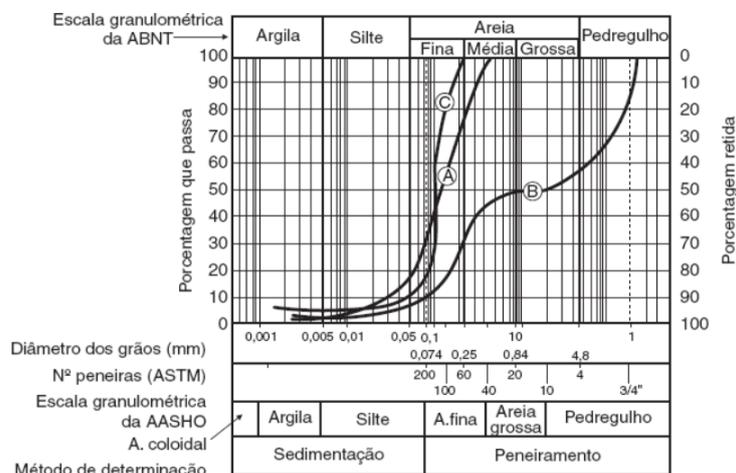
A análise granulométrica compreende na determinação da distribuição das diferentes frações que compõem o solo, sendo independente da umidade, massa específica, composição mineralógica e do formato dos grãos (MACHADO et al., 2005). Esta análise é feita pelo método de peneiramento, cujos os parâmetro e diretrizes são fixados pela ABNT NBR 7181, (ABNT, 1984). De modo geral, este ensaio se caracteriza

“peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a porcentagem que passa” (PINTO, 2013, p. 22). Esta última é representada graficamente em função da abertura da peneira, em escala logarítmica, sendo que a abertura nominal da peneira é considerada, como o diâmetro das partículas (PINTO, 2013). Ainda segundo o autor, este diâmetro trata-se de um diâmetro equivalente, uma vez que as partículas não são esféricas. Conforme a ABNT (1984), este ensaio pode ser realizado de duas formas: peneiramento ou sedimentação.

A análise granulométrica apresenta como limitação “a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. A menor peneira costumeiramente empregada é a de nº 200, cuja abertura é de 0,074 mm” (Pinto, 2013, p.22). Este ensaio, por apresentar as aberturas das peneiras maiores do que as dimensões das partículas mais finas do solo, é recomendável para solos grossos, uma vez que a fração fina não permanece retida em virtude das aberturas das peneiras (PINTO, 2013). Mediante ao interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, emprega-se a técnica de sedimentação, a qual baseia-se na Lei de Stokes, bem como a do peneiramento (DNIT, 1984).

A identificação das dimensões e das proporções relativas das frações de solo, é realizada graficamente, por meio da curva granulométrica (CAPUTO, 2015). Esta curva trata-se de um gráfico em escala logarítmica, sendo o eixo das abscissas definido pelos logaritmos das dimensões das frações de solos, enquanto o eixo das ordenadas pelas porcentagens passantes de material (CAPUTO, 2015). A Figura 4 apresenta um exemplo de curva granulométrica.

Figura 4 - Exemplo de curva granulométrica



Fonte: Adaptado de CAPUTO (2015).

O solo de uma forma geral apresenta um dado grau de uniformidade na disposição granulométrica de suas frações de modo que pode ser considerado bem ou mal graduado. Conforme Pinto (2013), o termo “bem graduado” é em virtude do solo ser composto por grãos com diâmetros variáveis. Em geral, este traço sob o ponto de vista da engenharia significa um bom comportamento do solo dado que “as partículas menores ocupam os vazios correspondentes às maiores, criando um entrosamento, do qual resulta menor compressibilidade e maior resistência” (PINTO, 2013, p.65). Conforme Pinto (2013), é possível avaliar esta característica por meio do Coeficiente de Não-Uniformidade que aponta a amplitude do tamanho dos grãos.

Salienta-se que quanto mais elevado for o Coeficiente de Não-Uniformidade (CNU), mais bem graduado é o solo, ou seja, ele não é uniforme (PINTO, 2013). Para CAPUTO (2015), caso o CNU for inferior a 5, o solo é uniforme e mal graduado, se o coeficiente for entre 5 e 15, é mediante uniforme, e quando for superior a 15, o solo é bem graduado e não uniforme. A Figura 5 apresenta frações de solos uniformes e não uniformes.

Figura 5 – Frações uniformes e não uniformes



Solo bem graduado



Solo de graduação uniforme



Solo de graduação aberta

Fonte: Pinto (2013).

Além do CNU, tem-se o Coeficiente de Curvatura (CC) que “detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite identificar eventuais descontinuidades ou concentração muito elevada de grãos mais grossos no conjunto” (PINTO, 2013, p.66). De acordo com Caputo (2015), uma vez que o CC for menor que 1 a curva é descontínua, ou

seja, não há a presença de grãos com certa granulometria. Caso for entre 1 e 3, a curva é suave, e o solo é considerado bem graduado. Para valores de CC acima de 3, a curva tende a ser muito uniforme na parte central.

O Coeficiente de Não-Uniformidade e o Coeficiente de Curvatura se relacionam entre si, uma vez que um justifica o comportamento do outro. Este fato é observado ao analisar as três curvas granulométricas (Curva “A”, Curva “B” e Curva “C”) apresentadas na Figura 4. A curva “A” é contínua uma vez que possui frações dos grãos é bem graduada, a Curva “B” é descontínua devido à ausência de frações de certa granulometria e, a Curva “C” tende a ser contínua em virtude da presença dominante de uma dada fração de grãos.

#### 2.2.2.1.2 COESÃO DO SOLO

A coesão pode ser definida como a resistência que as partículas de argila conferem ao solo, fazendo com que este se mantenha coeso na forma de torrões ou blocos, ou pode ser cortado em formas diversas, mantendo-se coeso (FLORIANO, 2016). Os solos argilosos apresentam frações muito finas que se unem entre si, por conta disto apresentam resistência à entrada de água devido os espaços vazios entre as partículas serem muito pequenos, sendo lenta a absorção de água. Mediante a presença de água, os solos argilosos tornam-se plásticos, e perdem sua estabilidade (CRAIG e KNAPPETT, 2018).

Solos granulares, como pedregulhos e areias, não podem ser considerados coesivos uma vez que são compostos por partículas relativamente grandes quando comparadas com as do solo argiloso. Por conta disso, em estado seco, as frações destes solos apresentam dificuldade para se aderirem entre si devido aos grandes vazios entre as partículas. Deste modo, a resistência dos solos granulares é definida pela capacidade de deslocamento de suas partículas em estado seco (FLORIANO, 2016).

#### 2.2.2.1.3 LIMITES DE ATTERBERG

Para Caputo (2015), a plasticidade compreende na maior ou menor capacidade do solo ser moldado sob determinada condição de umidade. Craig e Knappett (2018) a define como a capacidade do solo de sofrer deformação irreversível sem se romper ou esfarelar. De modo geral, dependendo do teor de umidade do solo, este poderá se apresentar no

estado líquido, plástico, semissólido ou sólido. Uma vez que o teor de água de um solo, inicialmente líquido, for reduzido gradualmente, seu estado físico mudará para plástico e semissólido, acompanhado de uma redução gradual de volume, até que o estado sólido seja alcançado (CRAIG e KNAPPET, 2018).

A plasticidade se deve à presença de um conteúdo significativo de fração fina (argila) no solo (CAPUTO, 2015). O espaço vazio entre partículas de minerais de argila geralmente é de tamanho muito pequeno:

“[...] fazendo com que a água se mantenha com pressão negativa pelas tensões capilares, permitindo que o solo seja deformado ou moldado. A absorção de água devido às forças de superfície nas partículas de minerais de argila pode contribuir para o comportamento plástico. Qualquer diminuição na quantidade de água reduz a espessura da camada de cátions e causa um aumento das forças líquidas de atração entre as partículas [...] (CRAIG; KNAPPET, 2018, p.18)

Segundo Pinto (2013), o estudo dos argilominerais é complexo, sendo assim, com o intuito de identificar a influência das partículas argilosas, este foi substituído por uma análise indireta, baseada no comportamento do solo na presença de água. Esta análise indireta, desenvolvida por Attenberg, caracteriza-se pelas mudanças do estado do solo argiloso mediante os teores de umidade (CAPUTO, 2015). Tais teores de umidade são definidos como: Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP). A diferença entre esses dois limites, que indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como o Índice de Plasticidade (IP) (PINTO, 2013).

De acordo com Machado et al. (2005), ao reduzir o teor de umidade de um dado solo, este tende a adquirir uma certa resistência ao cisalhamento, bem como, comportamento plástico. Apesar da transição do estado líquido para o plástico ser gradativa, “define-se uma umidade correspondente a uma pequena resistência ao cisalhamento, arbitrariamente fixada, representando o limite entre os dois estados, chamando-a Limite de Liquidez (LL)” (MACHADO et al., 2005, p.4).

Na prática, o Limite de Liquidez corresponde ao “teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha” (PINTO, 2013, p.25). Este ensaio é realizado três vezes com o solo em diferentes umidades, sendo realizado conforme a ABNT NBR 6459 (ABNT, 1984). Conforme Machado et al. (2005), os Limites de Liquidez elevados indicam a presença de materiais expansivos, ou seja, susceptíveis ao aumento de volume, os quais são considerados indesejáveis para obras de

pavimentação. Ainda segundo os autores, de uma forma geral, o LL varia entre 25 a 50% nos solos siltosos, e 40% a 65% em solos argilosos.

Conforme Machado et al. (2005), ao reduzir ainda mais o teor de umidade do solo, em um dado momento este deixará de ser plástico, tornando-se quebradiço. Esse teor de umidade é dito Limite de Plasticidade (LP), e este não é

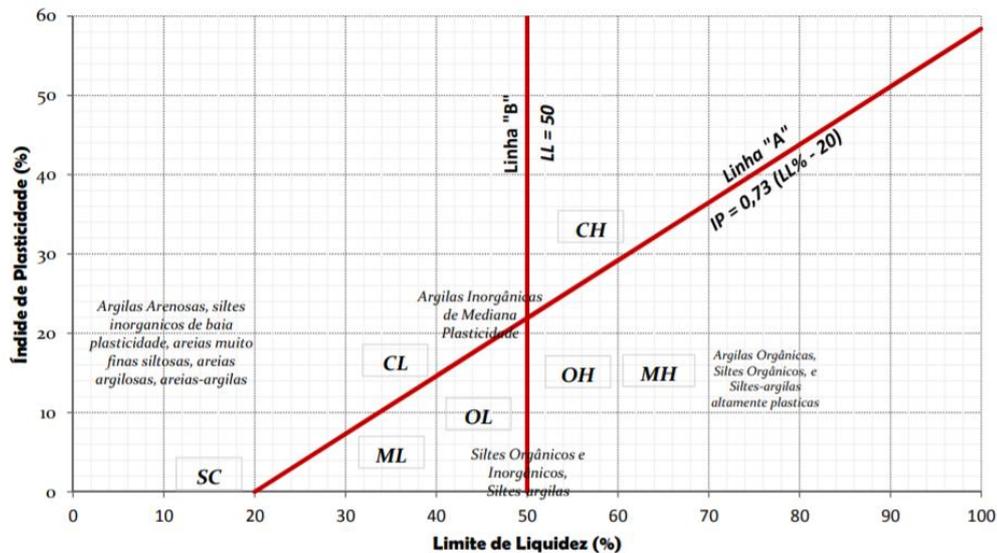
“[...] suficiente para induzir a uma separação interpartículas, mas leva ao aparecimento de tensões superficiais fortes para criarem tensões de contato entre os grãos de solo de modo que a sua massa passe a comportar-se como material semissólido [...] (MACHADO. et al, 2005, p.4)

Na prática o Limite de Plasticidade compreende no menor teor de umidade em que se é possível moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, rolando-se o solo com a palma da mão. Este limite é determinado através de ensaio realizado em laboratório, e segue as diretrizes e critérios especificados pela ABNT NBR 8071 (ABNT, 1984).

A diferença entre o LL e o LP corresponde ao Índice de Plasticidade. De acordo com Floriano (2016), este índice é empregado na caracterização dos solos para obras de pavimentação em correlações com parâmetros de compressibilidade. Considera-se um solo fracamente plástico aquele que possui IP menor que 7, medianamente plástico quando o IP estiver entre 7 e 15 e plástico quando o IP for maior que 15. Entretanto, caso não seja possível determinar o LL ou o LP, o solo é considerado como não plástico (PINTO, 2013).

O IP, LL e o LP podem ser empregados para classificar as frações finas do solo. Para tal emprega-se o Gráfico de Plasticidade apresentado na Figura 6. Nota-se que solo com LL até 20% e baixo IP podem ser: argiloso arenoso, siltoso ou arenoso argiloso. Para valor de LL entre 20 e 50% e IP até 22 %, pode-se ter: argiloso com plasticidade mediana ou siltoso. Já para LL acima de 50% e IP superior a 22% tem-se: solo siltoso arenoso com elevada plasticidade ou siltoso, argiloso com matéria orgânica. Percebe-se também que a medida que o valor de LL cresce, solo tende a apresentar comportamento plástico, passando de baixo para altamente plástico. Tal fato, implica no aumento do IP ao passo que LL cresce. Percebe-se, também que conforme o LL e IP aumentam, a presença de matéria orgânica no solo tende a crescer.

Figura 6 – Gráfico de Plasticidade



Fonte: Santos (2020)

Os limites de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo. Segundo Pinto (2013), certos solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila. Tal fato deve-se à variabilidade na composição mineralógica dos argilominerais, uma vez que pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa (PINTO, 2013).

Ressalta-se que os limites obtidos também sofrem influência da areia. “Solos de mesma procedência, com o mesmo argilomineral, mas com diferentes teores de areia, apresentarão valores diferentes, tanto maiores quanto maior o teor de argila, numa razão aproximadamente constante” (PINTO, 2013, p.26). Desta forma, com o intuito de verificar a atividade da fração argilosa, aplica-se a Equação 3. Ainda de acordo com Pinto (2013), a argila presente em dado solo apresenta atividade normal quando esta apresentar o índice de atividade entre 0,75 e 1,25. Quando for menor que 0,75, considera-se que argila é inativa e, quando o índice for maior que 1,25, ela é ativa.

#### 2.2.2.1.3.1 ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA

Para Caputo (2015), a plasticidade compreende na maior ou menor capacidade do solo ser moldado sob determinada condição. É comum que as argilas se encontrem saturadas, caso em que o índice de vazios depende diretamente da umidade, logo o estado

em que a argila se encontra costuma ser expresso pelo teor de umidade. A umidade da argila é determinada diretamente e o seu estado índice de vazios é calculado a partir desta.

Entretanto, de acordo com Pinto (2013), o teor de umidade não é suficiente para identificar o estado das argilas. Deste modo, este estado é analisado mediante aos limites de consistências. Para indicar a posição relativa da umidade aos limites de mudança de estado, tem-se o Índice de Consistência. Logo, a consistência das argilas é estimada por meio do índice de consistência, conforme o Quadro 6.

Quadro 6 – Estimativa da consistência pelo índice de consistência

<b>CONSISTÊNCIA</b>	<b>ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA</b>
Mole	menor que 0,5
Média	de 0,5 a 0,75
Rija	de 0,75 a 1
Dura	maior que 1

Fonte: Adaptado de Pinto (2013)

#### 2.2.2.1.4 ÍNDICES FÍSICOS

De acordo com Floriano (2016), parte do volume total de um solo é ocupado por partículas sólidas, as quais se acomodam formando uma estrutura característica. O volume restante deve-se à presença de água e/ou ar, e corresponde aos vazios. Desta forma, o solo é constituído por duas ou três fases, sendo que

“[...] em um solo completamente seco, há duas, que são constituídas pelas partículas sólidas de solo e pelo ar nos poros. Um solo completamente saturado também é constituído de duas fases, sendo composto por suas partículas sólidas e pela água nos poros. Um parcialmente saturado é constituído de três fases, sendo composto por suas partículas sólidas e por água e ar nos poros [...]” (CRAIG e KNAPPET, 2018, p.20)

O comportamento do solo depende da quantidade relativa de cada uma de suas fases. Em princípio,

“[...] as quantidades de água e ar podem variar. A evaporação pode diminuir a quantidade de água, substituindo-a por ar, e a compactação do solo pode provocar a saída de água e ar, reduzindo o volume de vazios. O solo, no que se refere às partículas que o compõem, permanece o mesmo, mas seu estado se

altera. As diversas propriedades do solo dependem do estado em que se encontra[...] (PINTO, 2013, p.36)

Desde modo, com o intuito de identificar o estado do solo, utilizam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases. Tais índices serão descritos a seguir:

- a) **Umidade (w):** compreende na relação entre peso de água e o peso dos sólidos. A umidade é determinada mediante a diferença entre o peso do solo em estado natural e o peso do solo seco. Segundo Pinto (2013), o teor de umidade varia entre 10 e 40% dependendo do tipo de solo;
- b) **Índice de vazios (e):** é a relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas;
- c) **Porosidade (n):** é a relação entre o volume de vazios e o volume total. Geralmente, obtém-se valores entre 30 a 70%;
- d) **Grau de Saturação (S):** é a relação entre o volume de água e volume de vazios;
- e) **Peso específico dos grãos ( $\gamma_s$ ):** relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume;
- f) **Peso específico da água ( $\gamma_w$ ):** adota-se o valor de 10 kN/m<sup>3</sup>;
- g) **Peso específico natural ( $\gamma_n$ ):** relação entre o peso total do solo e seu volume total;
- h) **Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ):** relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Corresponde ao peso específico que o solo teria se ficasse seco, se isso pudesse ocorrer sem variação de volume;
- i) **Peso específico aparente saturado ( $\gamma_{sat}$ ):** corresponde ao peso específico do solo se este ficasse saturado, e se isso ocorresse sem variação de volume.

#### 2.2.2.1.5 RESISTÊNCIA À COMPACTAÇÃO

Um dado solo, uma vez transportado e depositado para a construção de obras de engenharias, apresenta-se relativamente fofo e heterogêneo. Como consequência, é pouco resistente e muito deformável. Segundo Pinto (2013), a compactação tem por intuito

aumentar o contato entre os grãos e tornar o solo mais resistente. Salienta-se que aumentar a densidade ou reduzir o índice de vazios é desejável uma vez que implica no melhoramento das propriedades do solo (PINTO, 2013).

A compactação é empregada em diversos tipos de obras, por exemplo, em aterros, nas camadas dos pavimentos, na construção de barragens de terra, preenchimento com terra do espaço entre muros de arrimo e reenchimento das inúmeras valetas que se abrem nas ruas das cidades (MACHADO et al., 2005). De acordo com Pinto (2013), o tipo de obra e de solo influenciam na escolha da tipologia de compactação a ser utilizada, assim como, o teor de umidade que o solo deve apresentar na ocasião e a densidade a ser atingida. Deste modo, têm-se redução da probabilidade de ocorrência de recalques significativos no futuro, aumento da rigidez e a resistência do solo e redução da permeabilidade (CAPUTO, 2015).

A técnica de compactação “fundamenta-se na determinação prévia do teor de umidade mais conveniente para se obter um máximo de compacidade, para uma determinada energia de compactação” (MACHADO et al., 2005, p.5). Ainda segundo os autores, com esta técnica, a compacidade do solo altera-se conforme o teor de umidade até um determinado valor e depois decresce, sendo “às ordenadas e abcissas correspondentes a esse máximo denominou peso específico seco máximo e teor de ótimo de umidade” (MACHADO et al., 2005, p.5).

O peso específico seco máximo e o teor de ótimo de umidade dependem não apenas da energia de compactação, como também da capacidade de absorção de água do solo e de sua granulometria (PINTO, 2013). Deste modo, de acordo com Machado et al. (2005), é de suma importância o entendimento da combinação ótima destes fatores para uma dada energia de compactação. Tais fatores são determinados por meio do ensaio de compactação de Proctor realizado em laboratório. Uma vez que,

[...] quando se compacta com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto e não se consegue uma significativa redução dos vazios. Para umidades elevadas, a água provoca um certo efeito de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto[...] (PINTO, 2013, p.77)

O ensaio de compactação é padronizado pela ABNT NBR 7182, sendo a técnica de Proctor a mais utilizada. De acordo com a ABNT (1986), este ensaio é realizado mediante a aplicação de sucessivos impactos de um soquete padronizado na amostra. Em

outras palavras, submete-se a amostra de solo a uma determinada energia de compactação a qual, em tese, compreende na energia à que o solo estará sujeito durante o processo executivo da obra (MACHADO et al., 2005).

#### 2.2.2.1.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

O ensaio de compressão simples corresponde a um método simples e rápido para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos coesivos ou solos compactados. Este ensaio é realizado de acordo com os parâmetros e diretrizes fixados pela NBR 12770 (ABNT, 1992), cuja finalidade é a determinar a resistência à compressão simples sem confinamento lateral, que é o valor da pressão correspondente à carga que rompe um cilindro de solo submetido à carregamento axial (ABNT, 1992).

De acordo com Dias (2012), o ensaio é realizado com uma carga sendo aplicada na direção axial, fazendo com que corpo-de-prova sofra deformações nas demais direções, sendo a resistência à compressão determinada por meio do módulo da carga máxima de ruptura. Salienta-se que este ensaio é recomendado para solos coesivos, como os solos argilosos, uma vez que estes não expulsam a água durante a etapa de carregamento e retém certa resistência após o alívio das tensões (DIAS, 2012).

Durante o ensaio, as tensões aplicadas no plano horizontal da seção do corpo-de-prova e as deformações sofridas por este último são registradas. Tais informações são utilizadas para construção da curva de tensão versus deformação. Pinto (2013) aponta que após ser atingido certo valor de tensão, e caso for feito descarregamento, as deformações sofridas não se recuperam. Tal fato demonstra que os solos não apresentam comportamento elástico, ou seja, a sua deformação não é proporcional a tensão que são submetidos, mas sim elástico-plástico uma vez que sofrem deformações a partir de uma dada carga.

#### 2.2.2.1.7 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

O Índice de Suporte Califórnia (CBR) é um ensaio de penetração desenvolvido pelo Departamento Estadual de Rodovias da Califórnia, nos Estados Unidos, para determinação da capacidade de suporte de amostra deformadas de solo. Conforme Machado et al. (2005), este ensaio permite testar a resistência que dado subleito deve ter

quando nele forem sobrepostas as camadas estruturais do pavimento. O ensaio de CBR consiste em medir “a carga necessária para que um pistão de dimensões padronizadas penetre em um corpo de prova, após imersão por quatro dias, a uma velocidade pré-estabelecida” (MACHADO et al., 2005, p.5).

O ensaio do CBR é normatizado pelo DNIT 172 e, engloba as seguintes etapas: a preparação do corpo de prova, a emersão deste em água por um período de 96 horas, mediação diária das pressões de extensão e a penetração do corpo de prova em prensa apropriada (DNIT, 2016). A emersão do corpo de prova por um período de 96 horas em um tanque com água tem o intuito de desenvolver

[...] condições desfavoráveis que possam vir a ocorrer após a construção da camada em análise, sendo que durante a embebição, depositam-se sobrecargas sobre o corpo de prova, simbolizando o peso do pavimento a ser construído sobre a camada em questão[...] (MACHADO et al, 2005, p.6)

Posteriormente a realização destas etapas, traça-se a curva pressão *versus* penetração e procede-se ao cálculo do valor de CBR (DNIT, 2016). Salienta-se que na etapa de moldagem do corpo de prova no cilindro Califórnia, o DNIT (2016) recomenda que nos procedimentos de determinação da capacidade de suporte do material do subleito de rodovias, compacta-se o solo na umidade ótima e conforme o ensaio de compactação.

O DNIT (2006) define limites que devem ser atendidos pelos materiais utilizados em cada camada do pavimento. No caso dos granulares tem-se que a energia de compactação deve ser a do Proctor modificado (DNIT 2006). Além disso, os materiais de subleito devem apresentar uma expansão, medida no ensaio de CBR, menor ou igual a 2% e um CBR maior ou igual a 2%, ou seja, o solo deve apresentar até 2% da resistência à penetração da brita padronizada (DNIT, 2006).

Desta forma, conforme DNIT (2006), os materiais a serem empregados para o reforço do subleito deverão apresentar CBR maior do que o subleito, e expansão maior ou igual a 1% medida sobre a carga de 10 lbs. Para a sub-base, a CBR deverá ser igual ou superior a 20%, com índice de grupo igual a zero e uma expansão menor que 1%. Já os componentes da base deverão apresentar CBR maior que 80%, e expansão menor que 0,5% (medida sobre a carga de 10 lbs), sendo o limite de liquidez inferior a 25% e o índice de plasticidade menor que 6% (DNIT, 2006).

São fatores para o dimensionamento da espessura do pavimento, o volume de tráfego, a categoria de veículos que trafegam na via, o horizonte de projeto, os

coeficientes obtidos durante os ensaios no solo e o tipo de revestimento que será adotado. Os revestimentos não são o foco deste trabalho e, portanto, questões associadas a eles não serão aqui aprofundadas. Entretanto, é de suma valia lembrar que a qualidade do subleito, pode resultar em espessuras menores da sub-base, base e revestimento, e que, no caso das vias de baixo tráfego, o próprio subleito pode servir como superfície de rolamento, considerando as técnicas de estabilização de solos.

#### 2.2.2.2 CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA DE SOLOS

Para a análise do material do subleito, se fez necessário o emprego de “índices gerais, facilmente determináveis, que agrupassem os solos em conjunto com propriedades semelhantes e permitissem, através de uma nomenclatura padronizada, uma rápida identificação de suas características de resistências e compressibilidade” (MACHADO et al., 2005, p.9). Assim, desenvolveram-se classificações de solo baseadas nos parâmetros geotécnicos do solo.

Desta forma, tendo-se em vista os resultados dos ensaios de caracterização dos índices físicos, os solos são classificados quanto suas propriedades geomecânicas, ou seja, seu comportamento. No Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006), há três classificações de solo para estradas mais comumente empregadas e aceitas, as quais apresentam semelhanças entre si uma vez que classificam os mesmos tipos de materiais. Tais classificações são: Sistema Rodoviário de Classificação, Unificado de Classificação e MCT.

##### 2.2.2.2.1 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO

O sistema de classificação do *Transportation Research Board* (TRB), popularmente conhecido como Sistema Rodoviário de Classificação, é originado do antigo *Highway Research Board* (HRB), mediante as melhorias do *Public Roads Administration* (PRA), sendo proposto em 1929 (DNIT, 2006). De acordo com Chaves (2000), a finalidade do TRB é desenvolver uma hierarquização para os solos do subleito por meio da realização de ensaios simples e rápidos, como: análise granulométrica, limites de consistência e índice de grupo.

De acordo com Pinto (2013), este sistema de classificação considera o percentual de material que passa pela na peneira nº200, sendo apontado como solos de granulometria grosseira aqueles que apresentarem menos de 35% da massa de solo passante por dada peneira. Ressalta-se que solos grossos podem pertencer aos grupos A-1, A-2 e A-3, já o percentual de solo que passa pela peneira nº200, aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Neste sistema de classificação, determina-se o grupo do solo pelo “processo de eliminação da esquerda para a direita, no quadro de classificação” (DNIT, 2006, p.56).

Como mencionado, os solos com granulometria grossa são divididos em três grupos (A-1, A-2 e A-3), que podem ser subdivididos em:

- a) A-1a: solos grossos, com menos de 50% passando na peneira nº10 (2 mm), menos de 30% passando na peneira nº40 (0,42 mm) e menos de 15% passando na peneira nº200. O Índice de Plasticidade dos finos deve ser menor do que 6;
- b) A-1b: solos grossos, com menos de 50% passando na peneira nº40 e menos de 25% passando na peneira nº200, também com Índice de Plasticidade dos finos deve ser menor do que 6. Geralmente corresponde à areia bem graduada;
- c) A-2: são areias em que os finos presentes constituem a característica secundária. São subdivididas em A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7, em função dos índices de consistência;
- d) A-3: são areias finas, com mais de 50% passando na peneira nº40 e menos de 10% passando na peneira nº200. Logo, são areias finas mal graduadas com Índice de Plasticidade nulo.

Ainda conforme a Figura 6, considera-se solo com granulometria fina, aquele cujo percentual de material passante pela na peneira nº200 for no mínimo 36% da massa de solo passante por dada peneira. Para caracterização do solo como siltosos ou argiloso, analisa-se o índice de plasticidade e o índice de liquidez do solo. Ainda em relação aos solos finos, nota-se que estes apresentam comportamento sofrível a mau quando empregados em subleitos, evidenciando a necessidade de estabilização.

#### 2.2.2.2.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação de solos (SUCS) foi desenvolvido originalmente pelo professor Arthur Casagrande, com o intuito de selecionar os materiais ideais para os projetos de pavimentação de aeroportos (SENÇO, 2001). Entretanto, nos

anos 90, a *American Society of Testing and Material* (ASTM) publicou uma nova versão da SUCS que considera como parâmetros classificatórios a percentagens de pedregulho, areia e finos, o formato da curva granulométrica, a plasticidade e a compressibilidade do solo (DNIT, 2006). Desde modo, o SUCS se caracteriza pela “identificação dos solos de acordo com as suas qualidades de textura e plasticidade, grupa-os de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações” (DNIT, 2006, p.58).

Segundo Pinto (2013), neste sistema os solos são reconhecidos por meio de uma terminologia constituída por duas letras: a primeira se refere à característica principal do solo e, a segunda aos dados complementadores do solo. Neste sistema, o primeiro aspecto a considerar é a porcentagem de finos presentes no solo, ou seja, o material que passa pela peneira nº 200. Caso o percentual for inferior a 50%, o solo é granular, podendo ser pedregulho (G) ou areia (S). Em contrapartida, se o percentual for superior a 50%, solo apresenta granulometria fina, podendo ser siltoso (M), argiloso (C) ou orgânico (O). Posteriormente, solo será analisado quanto ao coeficiente de não-uniformidade, limites de limites e de plasticidade, índice de plasticidade e presença de matéria orgânica.

#### 2.2.2.2.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (MCT)

A metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical (MCT) originou-se da necessidade diante de inúmeros limitações dos procedimentos ditos tradicionais de caracterização e classificação de solos (DNIT, 2006). Os métodos usualmente empregados para a classificação dos solos originados em países de clima frio e ou temperado, como a TRB e USCS, não têm apresentado resultados satisfatórios quando aplicados em solos tropicais em virtude da incompatibilização das recomendações e diretrizes destes métodos com o comportamento dos solos tropicais (DNIT, 2006).

O sistema de classificação MCT permite

[...] retratar as peculiaridades dos solos quanto ao comportamento laterítico ou saprolítico, quantificando propriedades importantes para uso em serviços rodoviários, sendo elas: capacidade de suporte, expansão, contração, permeabilidade e plasticidade. Além disso, considera duas classes distintas de solos, ou seja, de comportamento laterítico (L) e de comportamento não laterítico (N) e sete subclasses correspondentes[...] (DNIT, 2006, p.66)

A metodologia MCT baseia-se, resumidamente, em um conjunto de ensaios e procedimentos, utilizando corpos-de-prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro), destinados à classificação e determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais, bem como, a avaliação da erodibilidade quando utilizados em obras viárias (DNIT, 2006). Os principais ensaios dessa metodologia são: Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão, Compactação em equipamento miniatura (Mini-Proctor), Mini-CBR, nas condições de corpo de prova e sem imersão em água, expansão e contração.

### 2.3 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

“A estabilização de um solo consiste em dotá-lo de condições de resistir a deformações e ruptura durante o período em que estiver exercendo funções que exigem essas características” (SENÇO, 2001, p. 47). Para Baptista (1976), corresponde no emprego de um processo de qualquer natureza, seja física, físico-química, química ou mecânica, cujo objetivo é obter a estabilização das massas de solo de acordo com seus limites de utilização, como também, manter esta estabilidade mediante a aplicação de cargas externas e ações climáticas variáveis.

Segundo Baptista (1976), do ponto de vista de obras viárias, conceitua-se estabilização de solos como técnica de construção na qual os solos são tratados com ou sem aditivos. O intuito é tornar as camadas estruturais do pavimento capazes de suportar as cargas do tráfego sob condições normais de umidade, ao longo da vida útil da rodovia, resistindo aos desgastes e às intempéries sem degradação. Logo, a estabilização do solo pode ser “definida como sendo a alteração de qualquer uma de suas propriedades, de forma a melhorar seu comportamento sob o ponto de vista da engenharia” (GUEDES et al., 2016, p.2).

As propriedades de engenharia que se visa modificar com a estabilização do solo são: resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade (GUEDES et al., 2016). Para Senço (2001), a condição de resistência ao cisalhamento deve fazer com que o solo, uma vez sujeito às tensões oriundas do tráfego, resista e não se rompa. Guedes et al. (2016) acrescenta que também deve tornar esta resistência menos sensível à umidade. No que se refere às deformações, estas terão limites considerados compatíveis com as necessidades do tráfego, em virtude da diminuição da compressibilidade, assim como, do aumento ou redução da permeabilidade do solo (GUEDES et al., 2016).

A estabilização do solo é realizada por meio de três métodos: mecânico, físico e químico. Estes podem ser adaptados e combinados entre si dependendo das condições do solo (GUEDES et al., 2016). Conforme Soliz (2007), para a escolha do melhor método deve-se considerar: as propriedades do solo *in natura*, propriedades esperadas do solo estabilizado e os efeitos no solo estabilizado após a estabilização. É de suma valia destacar que “devido à grande variabilidade de solos, nenhum método se aplica genericamente em todos, cada um sendo mais adequado para um certo tipo de solo” (SOLIZ, 2007, p. 22). Além disso, a autora ressalta que a estabilização não deve ser vista apenas como técnica corretiva, mas também como forma de precaução a condições adversas desenvolvidas ao longo do tempo.

De acordo com Baptista (1976), em meio ao processo de estabilização do solo, o primeiro passo consiste na escolha do método a ser utilizado, mediante a análises de cunho econômico e prático. Posteriormente, têm-se a execução que, de uma forma geral, se caracteriza pela pulverização, mistura dos materiais e compactação (BAPTISTA, 1976). Ainda conforme o autor, posteriormente, são feitas considerações de ordem econômica referentes ao custo cada material, custo total, custo da construção e manutenção durante a vida útil do pavimento.

Deste modo, a estabilização do solo tem a finalidade de modificar as propriedades físicas do solo, referentes a expansibilidade, resistência, durabilidade, compressibilidade e permeabilidade, e assim, melhorar a qualidade do solo. Além de aprimorar as propriedades naturais do solo, a estabilização atua como forma preventiva contra as condições adversas desenvolvidas seja durante a construção, seja durante a vida útil da obra.

### 2.3.1 ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA

De acordo com Soliz (2007), a estabilização mecânica consiste em um método simples, sendo este o mais utilizado e o mais antigo na construção de estradas. Esta técnica é empregada de duas formas: pelo processo de compactação dos solos, ou então, pela estabilização granulométrica dos mesmos. A escolha do método depende das propriedades do solo *in natura*, assim como, das características esperadas do solo para cada obra (CRISTELO, 2011). Salienta-se que, dependendo das condições do solo *in natura*, os dois métodos são empregados.

A necessidade de se trabalhar com solos estabilizados é evidente em obras viárias. Logo, no que diz respeito ao projeto rodoviário, a estabilização mecânica é definida como o “conjunto de operações “mecânicas” que lhe conferem estabilidade, quando solicitado em pavimentos de estradas” (CRISTELO, 2011, p.2.1.4). Ainda de acordo com o autor, as operações mecânicas referem-se ao arranjo das frações do solo, ou seja, da granulometria, por meio da remoção ou adição de partículas.

A estabilização mecânica por compactação “refere-se ao processo de tratamento de um solo com a finalidade de minimizar sua porosidade pela aplicação de sucessivas cargas” (GUEDES et al., 2016, p.2). Em outras palavras consiste na aplicação de uma energia externa de compactação, fazendo com que haja redução do índice de vazios, tornando assim, o solo mais resistente aos esforços externos. Segundo Soliz (2007), esta técnica é empregada tanto no subleito quanto nas camadas do pavimento, sejam estas estabilizadas por outros métodos de estabilização ou não, e é realizada com o auxílio de um rolo compactador.

O comportamento mecânico do solo está relacionado ao seu índice de vazios, de forma que quanto menor este índice, maior a resistência e menor a deformabilidade e permeabilidade (SENÇO, 2001). Entretanto, para Cristelo (2011) existem outras razões que justificam a necessidade de atingir o menor índice de vazios. Dentre tais razões destaca-se:

- a) a adição de água em solos granulares pode ocasionar o fenômeno de liquefacção. A água presente no solo exerce uma força que anula o peso e a aderência das frações do solo. Como consequência, o solo deixa de ser rígido, e passa a comporta-se como fluido;
- b) certos solos, com grande volume de vazios, podem apresentar comportamento colapsível. A presença de água neles reduz a intensidade da força entre as frações, de modo que estas últimas deslizem com facilidade uma em relação às outras, ocupando os espaços antes vazios. Logo, o risco de colapso é reduzido dado a compactação adequada.

Na maioria das vezes, mesmo realizando a estabilização mecânica por compactação, se fazem necessárias correções granulométricas das frações de solo, denominada de estabilização granulométrica. “Em linhas gerais, a distribuição das

porções de tamanhos diferentes é tal que os vazios dos grãos maiores são preenchidos pelos grãos médios, e os vazios desses, pelos miúdos” (SENÇO, 2001, 47). Obtém-se como resultado um produto com massa específica aparente superior à dos componentes, o que lhe garante maior resistência e impermeabilidade.

A estabilização granulométrica de solos argilosos é feita mediante a adição de quantidade suficiente de material granular com o intuito de garantir que as partículas fiquem em contato. Esta fração granulométrica sofre “ainda importantes modificações na estabilização com cal ou cimento, não só devido ao efeito da adição de fração granulométrica de pó de cal ou cimento, mas também devido a ação química desses materiais” (CRISTELO, 2011, p.2.26). Ainda de acordo com o autor, os solos silto-argilosos são estabilizados com solos pouco plástico, proporcionando a redução do índice de plasticidade e do limite de liquidez destes.

### 2.3.2 ESTABILIZAÇÃO FÍSICA

A estabilização física consiste na mistura do solo *in natura* com diferentes frações granulométricas de modo a promover modificação das suas propriedades por meio de sua textura (GUEDES et al., 2016). De forma geral, para a correção granulométrica de solos finos, adiciona-se frações granulares, enquanto para solos granulares é adicionado frações finas. Cristelo (2001) aponta que a dosagem dos solos na mistura pode ser feita considerando o índice de plasticidade e o limite de liquidez das próprias misturas.

Esta técnica de estabilização não apenas promove melhoria da granulometria dos solos e das suas propriedades, como também reduz seu índice de consistência (CRISTELO, 2001). Além disso, é geralmente empregada anteriormente ao processo de estabilização mecânica, uma vez que a correção granulométrica proporciona um aumento do grau de compactação do solo visto que solos mal graduados apresentam baixa compactação (CRISTELO, 2001).

Entretanto, de acordo com Guedes et al. (2016), a estabilização física também pode ser realizada mediante o emprego de materiais alternativos como as fibras. A utilização de fibras para o reforço de solos encontra-se inserida na tecnologia de materiais compósitos, que vem se tornando cada vez mais relevante para o meio científico (FEUERHARMEL, 2000). Ainda de acordo com o autor, esta relevância está relaciona

ao fato de esta tecnologia o utilizar materiais relativamente simples que, juntos, resultam em um produto resistente.

### 2.3.2.1 SOLO-FIBRA

A estabilização de solos com fibras é uma técnica empregada desde a antiguidade. Existem indícios do seu emprego deste método em construções históricas, como da Grande Muralha da China e as estradas construídas pelos Incas no Peru, em que foi utilizado lã de lhama (PALMEIRA, 2018). A primeira aplicação mais semelhante aos geossintéticos utilizados atualmente, foi a utilização de mantas de algodão para o reforço das camadas asfálticas em pavimentos pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul nos Estados Unidos em 1926 (PALMEIRA, 2018).

No Brasil, o emprego de geossintéticos começou no final da década de 1970 e no início dos anos 1980, em construções envolvendo drenagens e reforço de solo. Porém, apesar desta técnica estar sendo mais aplicada nos últimos anos, ela ainda é considerada tímida. (SANTIAGO, 2011). Entretanto, a estabilização de solos com fibras para os moldes atuais começou a ser estudada a fundo há pouco mais de três décadas (FEUERHARMEL, 2000). Nestes estudos, inicialmente, realizava-se o reforço de solos por meio de “inclusões distribuídas dentro de uma massa de solo, onde se procurava avaliar os efeitos das fibras na resistência ao cisalhamento dos solos e na estabilidade de taludes” (SANTIAGO, 2011, p. 9).

O reforço de solo com fibras está relacionado à tecnologia de materiais compósitos, que podem ser definidos como:

[...] a associação de dois ou mais materiais com características distintas, que quando unidos, possuem propriedades distintas, que quando unidos, possuem propriedades distintas das que possuíam individualmente. São constituídos por duas fases: a matriz (solo, concretos, silicones, argamassas, etc.) e o elemento de reforço (fibras, papéis, aço, fragmentos de borracha, isopor, etc.) [...] (BOLANÓS, 2013, p. 26)

No que se refere aos compósitos fibrosos, a maior contribuição que as fibras proporcionam como elemento de reforço acontece após a manifestação de fissuras no compósitos, dado que neste instante, estas começam atuar em prol do aumento da resistência ao cisalhamento do material e, então aumentam a capacidade absorção de

energia (TAYLOR, 1994). Ainda conforme os autores, para que aumente a resistência de fissuração de um compósito, é necessário utilizar fibras que sejam mais rígidas que a matriz. Embora não impeçam a formação das fissuras, elas inibem a sua propagação devido sua resistência à tração (FEUERHARMEL, 2000).

De acordo com Santiago (2011), as fibras tendem a reforçar o compósito em relação a maioria dos carregamentos que ocasionam tensões de tração, ou seja, esforços de tração direta, flexão e cisalhamento, e assim, contribuem para a melhoria das propriedades do compósito. Bolanões (2013) aponta que tanto o teor de fibra quanto o seu comprimento influenciam na resistência mecânica do conjunto solo-fibra, visto que quanto maiores o teor de fibra e o seu comprimento, maior o ganho de resistência. Conforme Santiago (2011), a orientação e distribuição das fibras também intervêm, uma vez que a orientação da fibra em relação ao plano de ruptura implica na transferência de cargas. Assim,

[...] uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, por outro lado, uma fibra que se posiciona perpendicular a este plano contribui integralmente com sua capacidade de resistir a tração. Logo, os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo [...] (BOLANÕES, 2013, p. 27)

Segundo Feuerharmel (2000), é imprescindível uma boa aderência entre o solo e as fibras, visto que deste modo há menor chance de deslocamento entre as partes. A aderência está relacionada com a resistência da fibra, de forma que quanto maior a resistência, maior será a ductibilidade do compósito solo-fibra, e assim, menor será a probabilidade do rompimento das ligações de aderência (CASAGRANDE, 2005).

Deste modo, o teor e o comprimento da fibra, as propriedades do solo, a aderência entre a matriz e o reforço, assim como, a orientação e distribuição das fibras na matriz são fatores determinantes para o comportamento do compósito. Tal fato deve-se a estes fatores influenciarem o desempenho das fibras quando estas estão a controlar a abertura e o espaçamento entre as fissuras originadas das tensões que o solo é submetido (BOLANÕES, 2013).

Segundo Santiago (2011), existem diferentes tipos de fibras que podem ser aplicados para a estabilização de solos. Para a definição de qual utilizar, deve-se considerar a fibra que seja quimicamente neutra – que não seja suscetível ataques de microrganismos como fungos, bactérias ou álcalis – não prejudicial à saúde humana e

apresente as características físicas e mecânicas adequadas (SANTIAGO, 2011). Além disso,

[...] as características de comportamento de cada uma delas, que por sua vez irá afetar o comportamento do material compósito, são intimamente relacionadas ao material do qual são compostas e de seu processo de fabricação. Portanto, a compressão do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada uma dessas duas fases para o comportamento do material compósito como um todo é fundamental para a definição do tipo de fibra a ser empregado. Esta definição dependerá fundamentalmente das características da matriz de solo a ser reforçada e das características almejadas do material compósito resultante. [...] (FEURHARMEL, 2000, p. 19)

De acordo com Santiago (2011), quanto à origem, as fibras são classificadas em naturais ou artificiais. As naturais são oriundas de vegetais, animais e minerais, enquanto as artificiais são originadas de processos industriais, e podem ser metálicas, poliméricas ou cerâmicas (Santiago, 2011). Conforme Feurharmel (2000), quanto à sua empregabilidade e relevância para a estabilização de solos, as fibras comumente utilizadas são: poliméricas, minerais, metálicas e as naturais. Em virtude deste trabalho, ter como objeto de análise a influência da fibra vegetal na estabilização do solo, neste presente referencial será abordado unicamente a respeito das fibras naturais.

#### 2.3.2.1.1 FIBRAS NATURAIS

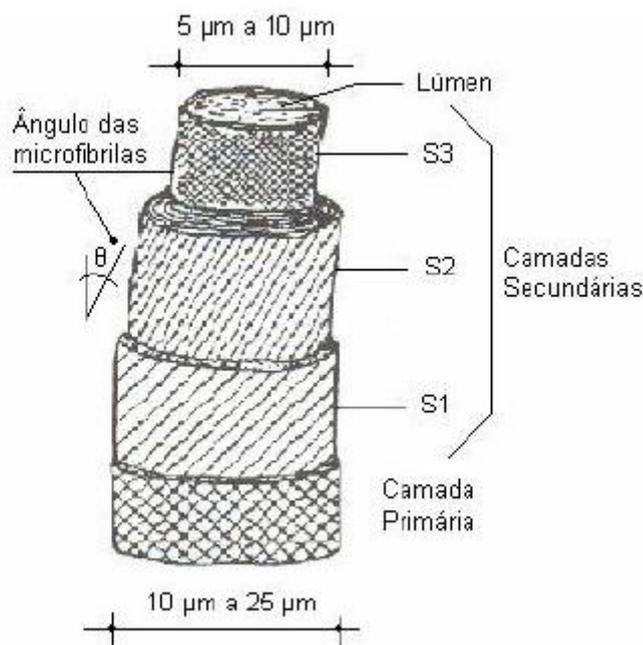
As fibras naturais são empregadas nas construções desde os primórdios da civilização. Existem relatos que os Persas já utilizavam a mistura solo-fibra para a construção de suas edificações. Como resultado, as paredes destas construções possuíam resistência, bom isolamento térmico e boa aparência estética (TÔLEDO FILHO, 1997). De acordo com Bolanõs (2013), grande parte das fibras naturais é extraída de vegetais, e, quanto a origem de extração, podem ser classificadas em: folhas, caule e frutos.

As fibras originadas de folhas são provenientes de plantas monocotiledôneas, como bananeiras e cana-de-açúcar, cuja folhas apresentam as fibras dispostas em feixes sobrepostos que originam filamentos contínuos ao longo do seu comprimento, ou seja, as fibras são paralelas entre si, e isso confere resistência mecânica (TÔLEDO FILHO, 1997). Em contrapartida, as fibras oriundas de caules ou troncos são originadas de plantas dicotiledôneas, como pés de feijão e de soja, cujo feixes de fibras são unidos entre si pelo

tecido celular do floema e por substâncias gomosas (SANTIGO, 2011). No que se refere a fibras originadas de frutos estas são provenientes da camada protetora de frutos e sementes (SANTIAGO, 2011).

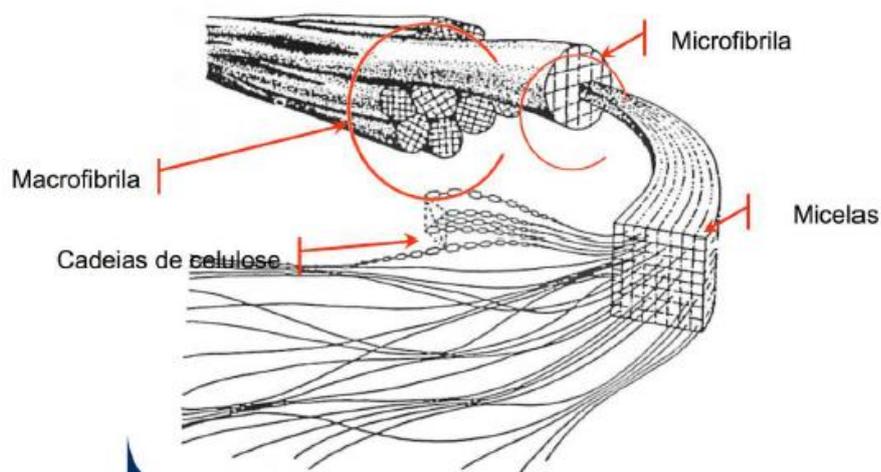
Segundo Bolanões (2013), as fibras naturais diferem entre si quanto a aparência física, porém apresentam características similares entre si devido à estrutura fibrilar e a matriz lamelar. As fibras vegetais são formadas, de modo geral, por três camadas, conforme a Figura 7. A primeira é constituída por microfibras compostas por fibro-células alongadas, compostas por celulose e hemicelulose, que são unidas entre si pelas lamelas, sendo estas últimas constituídas por lignina, pectina e minerais, e encontram-se organizadas de forma cônica em direção as extremidades, conforme a Figura 8 (PASSOS, 2005). Cada microfibra é constituída por número determinado de camadas de fibrilas, as quais são formadas por cadeiras espirais de moléculas de celulose e influenciam no desempenho mecânico da fibra (SANTIAGO, 2011).

Figura 7 – Esquema da microfibra de uma fibra vegetal



Fonte: Santiago (2011)

Figura 8 - Estrutura microscópica de uma fibra celulósica



Fonte: Bolanões (2013)

A segunda camada é subdividida em três: S1, S2 e S3. Tais camadas apresentam configuração semelhante à camada anterior, porém estas se diferem pelo ângulo das microfibras (SANTIAGO, 2011). Por fim, a terceira camada consiste na região central da fibra denominada Lúmen, cuja função é absorver a água (BOLANÕES, 2013). Salienta-se que Santiago (2011) e Bolanões (2013) apontam que propriedades mecânicas das fibras estão relacionadas com seus componentes estruturais principais: celulose, hemicelulose e lignina.

De acordo com Bolanões (2013), a celulose consiste em um conjunto de polissacarídeo, cuja moléculas são compostas por oxigênio, carbono e hidrogênio, o qual se refere a um tipo de glicose. Logo, a celulose é uma cadeia de moléculas de glicose interligadas por átomos de oxigênio, que componente que exerce influência nas propriedades mecânica das fibras, uma vez que meio ao processo de formação da celulose,

[...] as ligações poliméricas formam longas cadeias de maneira que as moléculas ficam muito próximas através de longos segmentos, dando origem a fortes ligações químicas secundárias intermoleculares que são responsáveis pela grande resistência dos materiais celulósicos[...] (TOMCZACK, 2010, p. 9)

Embora a celulose seja constituída por apenas um tipo de açúcar, a glicose, as hemicelulares são compostas por cinco diferentes unidades de açúcares solúveis em álcalis: manose, galactose, xilose, arabinos e glicose (SANTIAGO, 2011). Estes açúcares

apresentam o grau de polimerização<sup>1</sup> de 10 a 100 vezes menor que o da celulose, e possuem uma significativa ramificação em relação a celulose (BONNER et al., 1994). Bolanões (2013) aponta que as moléculas de celulose e hemiceluloses crescem de forma linear originando os feixes denominados de microfibras, as quais uma vez unidas formam as fibrilas que compõem a base da fibra.

Conforme Santiago (2011), a lignina é um polímero que apresenta estrutura molecular complexa e amorfa, formada por componentes aromáticos e alifáticos. Estes últimos são responsáveis por manter as fibras celulósicas unidas entre si, e como consequência, originam a parede celular (BOLANÕES, 2013). Este polímero proporciona resistência à compressão tanto para às fibras quanto para o tecido celular, enrijece a parede celular e protege as moléculas de açúcar contra danos físicos e químicos (SANTIAGO, 2011). Salienta-se que fibras com elevado teor de lignina tendem a ser flexíveis e de excelente qualidade (PASSOS, 2005). De acordo com Bolanões (2013), fibras vegetais provenientes de subprodutos agrícolas como, palha de trigo, de arroz, de cevada e a casca de soja, apresentam elevadas concentrações de hemicelulose e lignina quando comparadas com as fibras convencionais. Logo, podem ser empregadas em diversos usos.

Quanto às vantagens do emprego de fibras vegetais, destacam-se: fonte abundante e rápida renovação, baixo custo, baixo consumo de energia em sua produção, são não-tóxicas, biodegradáveis e menos abrasivas (SANTIAGO, 2011). Entretanto, como desvantagens, destacam-se a variabilidade de suas propriedades mecânicas e a sensibilidade as condições climáticas e umidade (BOLANÕES, 2013). Estas desvantagens devem-se do fato de a fibra vegetal ser

[...] um material natural, cultivado, diversos fatores influem em suas características, tais como a localidade onde foi produzida, o clima, a variedade da fibra, as propriedades do solo, a forma como foi cultivada, maturação, entre outros [...] (BOLANÕES, 2013, p. 41)

---

<sup>1</sup> Grau de polimerização é quantidade de meros na estrutura em uma molécula, ou seja, é o número de unidade estruturais repetidas em uma molécula (DEMARQUETE, 2019)

### 2.3.3 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

De forma geral, a estabilização química compreende na adição de um ou mais aditivos químicos ao solo, os quais solidificam ou reagem com as partículas de solo, de modo aglomerá-las e a vedar os poros (SOLIZ, 2017). Estes aditivos, denominados como estabilizadores, influenciam significativamente a resistência, a permeabilidade e a deformabilidade do solo, para assim, estabilizá-lo. De acordo com Cristelo (2011), esta tipologia de estabilização é utilizada em obras de terraplanagem com o intuito de tornar o solo suficientemente rígido e estável às variações hídricas, de modo que este seja capaz de suportar o tráfego de obra e a construção das camadas superiores.

As estabilizações químicas comumente empregadas em obras viárias são: cimento, cal e materiais betuminosos (CRISTELO, 2011). Neste capítulo, será discutido unicamente a respeito da estabilização com cal, pois possui maior relevância para o contexto do escopo deste trabalho.

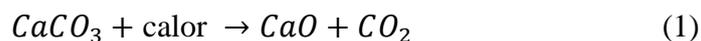
#### 2.3.3.1 SOLO-CAL

De acordo com Gandolfi e Cardoso (2013), solo-cal corresponde a um produto originado mediante processo de compactação e de cura de uma mistura de solo, água e cal. Este método tem por objetivo melhorar as propriedades do solo que, se tratando de obras de pavimentação, destacam-se a expansibilidade, umidade excessiva e plasticidade elevada, para assim aumentar a capacidade de suporte do solo (AZEVEDO, 2010). Conforme Bernucci et al. (2008), o solo-cal é comumente utilizado em solos argilosos para reforços de subleito e da sub-base, porém há alguns estudos empregando em reforço de bases de pavimentos para baixo volume de tráfego.

##### 2.3.3.1.1 A CAL

A cal é originada da reação química de decomposição térmica de rochas carbonatadas, que são formadas por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio (AZEVEDO, 2010). A calcinação destes carbonatos, ou seja, a queima dos carbonados em elevadas temperaturas resulta na formação do óxido de cálcio (CaO) e ao

óxido de cálcio-magnésio, popularmente conhecidos como cal virgem, conforme as Equações 1 e 2, respectivamente (GUIMARÃES, 2002). Salienta-se que “ao produto da calcinação que possui elevado teor de óxido de cálcio, dá-se o nome de cal calcítica, já se o resultado dá origem a uma relação semelhante entre os óxidos de cálcio e magnésio, dá-se o nome de cal dolomítica” (SANTOS, 2019, p.16).



Sendo:

$CaCO_3$  = carbonato de cálcio;

$CaO$  = óxido de cálcio;

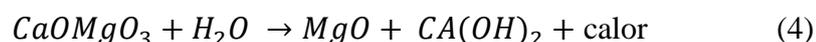
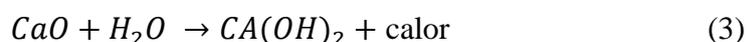
$CO_2$  = dióxido de carbono;

$CaCO_3.MgCO_3$  = carbonato de cálcio e magnésio;

$CaOMgO_3$  = óxido de cálcio-magnésio.

Neste sentido, conforme Guimarães (2002), a presença de magnésio na composição de cal dependerá do calcário que lhe deu origem. Ressalta-se que durante a calcinação, deve-se controlar a temperatura, uma vez que esta for elevada obtêm-se um produto sobrecalcinado, ou seja, de lenta hidratação em virtude do grau de cristalinidade dos óxidos a altas temperaturas (AZEVEDO, 2010). Em contrapartida, ainda de acordo com o autor, quando a temperatura for baixa, o produto originado apresentará uma parcela do carbonato original que a inviabiliza a estabilização.

Após, a cal virgem é submetida a um tratamento em suspensão aquosa, ou seja, com água com o intuito de satisfazer sua afinidade química com a água mediante as condições de hidratação (AZEVEDO, 2010). Neste tratamento acontece uma reação química, que ocasiona liberação de calor devido à perda de água na forma de vapor, assim como, a transformação da cal virgem em cal hidratada, ou seja, a formação de hidróxido de cálcio ou óxido de magnésio dependendo da composição da cal virgem, conforme as Equações 3 e 4, respectivamente (GUIMARÃES, 2002).



Onde:

$CaO$  = óxido de cálcio;

$CaOMgO_3$  = óxido de cálcio-magnésio;

$H_2O$  = água;

$CA(OH)_2$  = hidróxido de cálcio.

Segundo o DNIT (2019), para fins de estabilização de subleitos de pavimentos, emprega-se a cal hidratada, cujo teor varia entre 2 a 4 % do peso amostra de solo seca. De acordo com Corrêa (2008), o uso da cal como agente estabilizante é relevante em solos que possuem grande parte de sua granulometria composta por finos, nos quais o índice de plasticidade varia de 10 a 50%.

#### 2.3.3.1.2 REAÇÃO SOLO-CAL

Uma vez adicionada ao solo, mediante a presença de um teor de umidade ideal, a cal desencadeia reações são responsáveis pelas melhorias adversas nas características deste. Por conta disso, o solo estabilizado pode ser empregado em projetos de pavimentação (CORRÊA, 2008). As reações solo-cal são influenciadas por algumas das principais propriedades e características do solo, tais como: pH, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração de argila, grau de intemperismo, presença de carbonos e/ou sulfatos, ferro extraível, relação de sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos (LOVATO, 2004).

Salienta-se que o tipo de solo a ser estabilizado, o tipo e o teor de cal utilizado, e o tempo e a temperatura de cura também interveem na reação solo-cal (PINTO, 2013). A estabilização solo-cal é originada de duas etapas: rápida e lenta (AZEVEDO, 2010). A fase rápida é caracterizada pela troca iônica, floculação-aglomeração e absorção de al. Enquanto a lenta, destaca-se pelas reações pozolânicas e pela carbonatação (LOVATO, 2004).

#### 2.3.3.1.2.1 TROCA IÔNICA

Conforme Lovato (2004), a cal consiste em agente estabilizador com uma grande quantidade de íons de cálcio ( $\text{Ca}^{++}$ ), cuja concentração é absorvida pelos argilominerais. A superfície das frações de argilas é deficiente em carga. Deste modo com o intuito de neutralizar esta deficiência, os cátions de cálcio e as moléculas de água são atraídos pelos íons de sódio, magnésio e hidrogênio presentes nas superfícies das partículas de solo, uma vez que estas encontram-se carregadas negativamente (LOVATO, 2004). De acordo com Guimarães (2002), esta troca catiônica acontece rapidamente, e seu resultado promove mudanças nas propriedades físicas do solo, além de, criar condições alcalinas que favorecem a reação solo-cal.

#### 2.3.3.1.2.2 FLOCULAÇÃO E AGLOMERAÇÃO

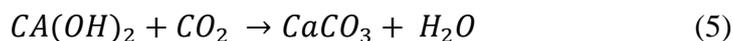
Em decorrência da troca iônica, na qual ocorre a reação de troca de bases entre a cal e os argilominerais, origina-se a floculação e a aglomeração das frações de solo (CORRÊA, 2008). A união entre as frações de argila depende da magnitude das cargas e do quantitativo de íons em suas interfaces. Sendo assim, quanto maior a carga e quanto maior o número de íons, mais intensa a atração entre as partículas (AZEVEDO, 2010). Deste modo, devido a esta intensidade de atração, formam-se os flocos de frações de argila.

De acordo com Lovato (2004), a floculação e a aglomeração acarretam mudanças na textura da argila, tornando-a grosseira e friável. Como consequência, há aumento do ângulo de atrito do solo, que pode ser constatado mediante a redução do Limite de Liquidez e do Índice de plasticidade em virtude da absorção de água pelas partículas nas trocas de bases (GUIMARÃES, 2002).

#### 2.3.3.1.2.3 CARBONTAÇÃO

A carbonatação consiste em uma reação química entre a cal hidratada e o dióxido de carbono presente nas bolhas de ar dos poros, que resulta no carbonato de cálcio, conforme a Equação 5 (CORRÊA, 2008). O produto originado compreende a um agente

cimentante que fragiliza a mistura solo-cal uma vez que consome os cátions de cálcio ( $Ca^{++}$ ) presentes na superfície das argilas floculadas para reagir com o dióxido de carbono para assim, formar um composto pouco resistente (AZEVEDO, 2010). Guimarães (2002) aponta que a carbonatação por si só não é capaz de melhorar as propriedades e características do solo para que este possa ser empregado nos subleitos de pavimentos.



Sendo:

$CA(OH)_2$  = hidróxido de cálcio;

$CO_2$  = dióxido de carbono;

$CaCO_3$  = carbonato de sódio;

$H_2O$  = água.

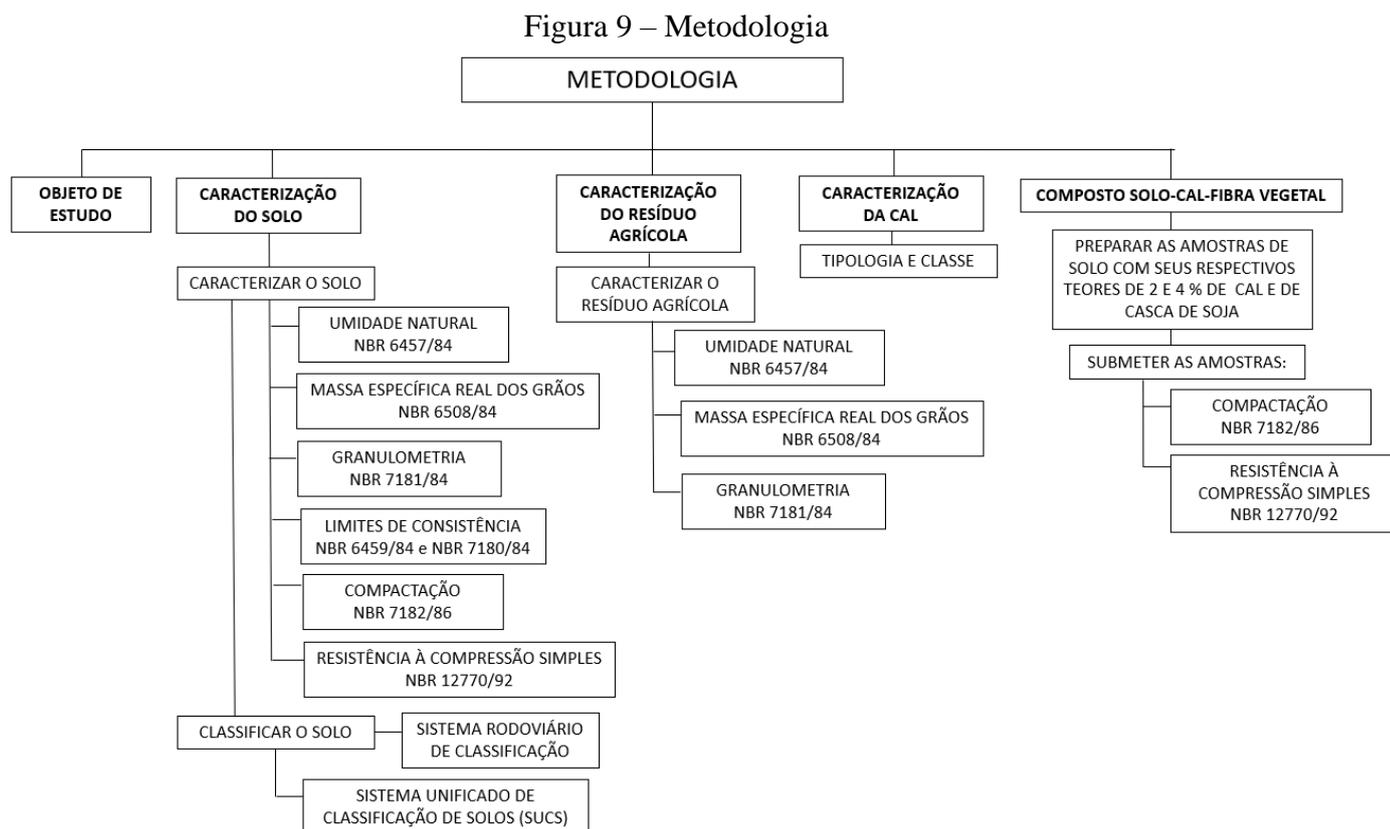
#### 2.3.3.1.2.4 CIMENTAÇÃO POZOLÂNICA

Conforme Corrêa (2008), a cimentação do solo está relacionada com o caráter pozolâmico dos materiais estabilizados, e é fundamental para a reação de carbonatação. As reações pozolânicas são responsáveis pelo ganho de resistência mecânica da mistura solo-cal em virtude de seus produtos cimentante, provenientes das reações de cal e água com a sílica, alumina e o ferro presentes no solo (LOVATO, 2004). Estes últimos consistem em elementos pozolânicos presentes na maioria dos solos com frações de argila (AZEVEDO, 2010).

O aumento de resistência proporcionado por esta reação corresponde tanto à resistência mecânica quanto à resistência contra a ação da água, seja esta proveniente de chuvas ou por capilaridade (CORRÊA, 2008). Azevêdo (2010) salienta que a mistura solo-cal não é impermeável, uma vez que há passagem de água entre poros de solo, porém de forma lenta, tornando o solo menos suscetível a erosão pela água.

### 3 METODOLOGIA

Este Capítulo apresenta os procedimentos metodológicos desta pesquisa, abordando a caracterização do solo, da cal, da fibra vegetal e do composto solo-cal-fibra. A Figura 9 apresenta tais tópicos principais.



Fonte: Autora (2020)

#### 3.1 OBJETO DE ESTUDO

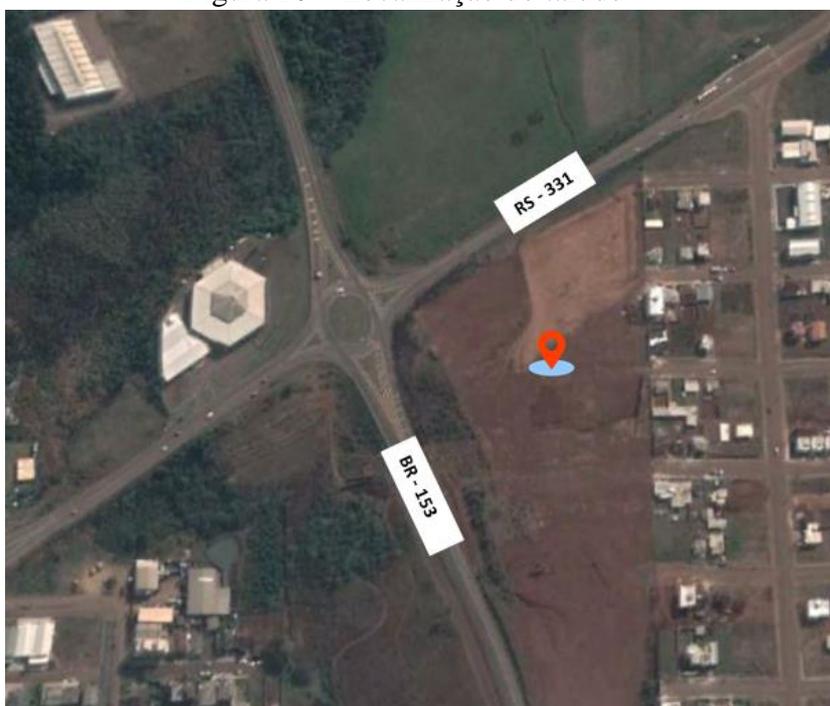
O presente trabalho apresenta como objeto de estudo a análise técnica do efeito da estabilização físico-química com cal e resíduo de soja de um solo típico da região do Alto Uruguai do Estado do Rio Grande do Sul, mais especificamente do município de Erechim, para utilização como subleito. A escolha por este local deve-se ao fato que o solo desta região tende a apresentar comportamento expansivo visto que de uma forma geral é constituído por Latossolos e Chernossolos, os quais compreendem em solos de granulometria fina e com baixa capacidade de suporte, inadequados para resistir às tensões e deformações decorrentes da ação do tráfego intenso.

O emprego de casca de soja visa reduzir o volume descartado deste resíduo pelas indústrias de óleos e agroindústrias da região, dado que cerca de 48% da economia da cidade é sustentada pelo setor primário e secundário da economia, sendo as culturas de soja, milho e erva-mate as de maior destaque para o setor primário, já para o setor secundário os ramos agroindustriais e metalmeccânico (SEBRAE, 2019). O emprego da cal deve-se ao seu baixo custo, e como abordado do referencial teórico, sabe-se que esta traz resultados eficientes para a estabilização do solo.

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

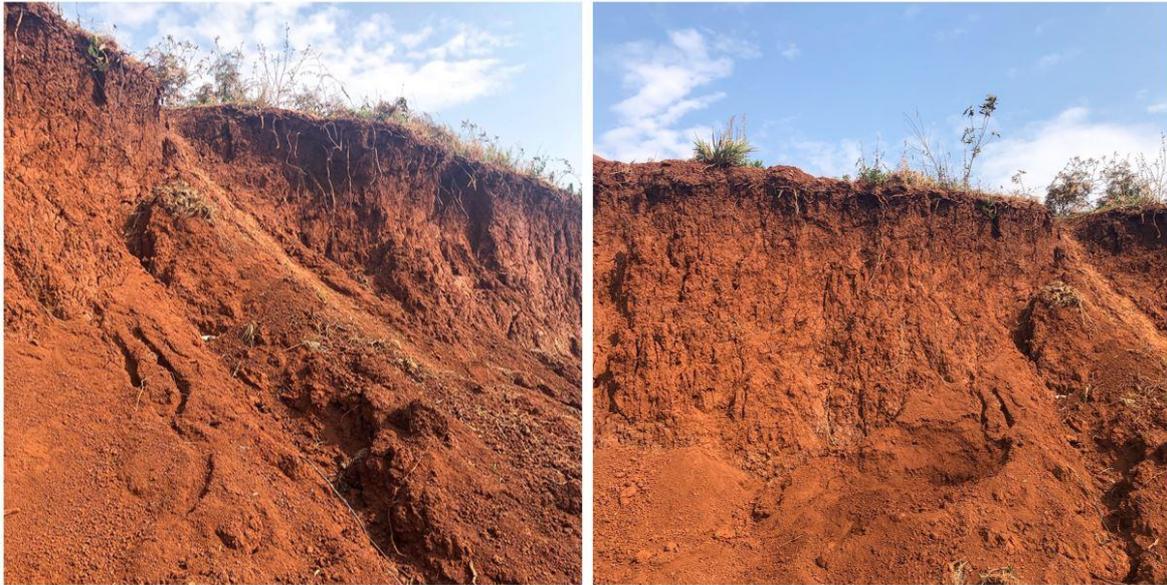
Foi coletado uma amostra de solo de 20 kg do município de Erechim/RS, cujo local de coleta compreende em um talude que se localiza próximo ao cruzamento da BR-153 com a RS-331 no Loteamento Demoliner. As Figuras 10 e 11, respectivamente, apresentam a localização do talude e a foto deste. Para tal, antes foi removida a camada superficial com matéria orgânica. A amostra foi ensacada em sacos de linho e encaminhada ao Laboratório de Solos da Universidade de Caxias do Sul.

Figura 10 – Localização do talude



Fonte: Adaptado do Google Earth (2020)

Figura 11 – Talude



Fonte: Autora (2020)

### 3.2.1 ENSAIOS LABORATORIAIS DO SOLO PURO

No laboratório, foram realizados os ensaios de Granulometria, dos Limites de Consistência e Ensaio da Massa Específica dos Grãos que permitem caracterizar e classificar o solo. Além disso, foram efetuados os ensaios de compactação e de resistência à compressão simples. Tais ensaios fornecem os parâmetros necessários para a análise da empregabilidade do solo em projeto de pavimentação.

#### 3.2.1.1 PREPARAÇÃO DA AMOSTRA DE SOLO

Após a coleta da amostra, foi necessário efetuar a sua preparação prévia, conforme as diretrizes da NBR 6457 (ABNT, 1986). Para tal uma parte do solo foi espalhado sobre uma lona para sua secagem ao ar até atingir a umidade higroscópica, uma vez que se encontrava úmido. Enquanto a outra, foi secada na estufa por 24 horas à temperatura 110°C. Em seguida, o solo foi homogeneizado, e peneirado na peneira de 4,8 mm (ABNT, 1986).

Além disso, foi determinado a umidade natural do solo. Para tal, coletou-se três amostras do solo de 50 g no instante em que este chegou ao laboratório, as quais foram pesadas a fim de determinar a peso do solo úmido. Uma vez pesadas, colocou-se as

amostras na estufa a 110°C por 24 horas. Após este período, pesou-se novamente as mesmas com o intuito de determinar a peso do solo seco. Tendo-se em vista os dados obtidos, aplicou-se a Equação 6 para a determinação da umidade natural do solo coletado (ABNT, 1986).

$$W = \frac{(PW-PS)}{PS} * 100 \quad (6)$$

Sendo:

$PW$  = peso do solo úmido, em kg;

$PS$  = peso do solo seco, em kg;

$W$  = umidade natural do solo, em %.

### 3.2.1.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO SOLO – NBR 7181/84

Para a análise granulométrica do solo, foi adotado o método de peneiramento que é caracterizado pelo processo de peneiração de uma porção de solo seca mediante a utilização de um jogo de peneiras (ABNT, 1984). A quantidade de solo empregada para este ensaio foi definida de por meio de uma análise visual, conforme o Quadro 7.

Quadro 7 – Quantidade de material para o Ensaio de Granulometria

<b>CONTIDOS NA AMOSTRA, DETERMINADA POR OBSERVAÇÃO VISUAL</b>	<b>QUANTIDADE MÁXIMA A TOMAR</b>
menor que 5 mm	1,5
entre 5 e 25 mm	5
maior que 25 mm	10

Fonte: Adaptado de ABNT (1984)

Observa-se na Figura 12 que o solo apresentava torrões com dimensões com até 25 mm, logo a quantidade máxima de solo a se tomar para a realização do ensaio é 5 kg. Tendo-se em vista este limite, foi adotado cerca de 200 g de solo para a prática do ensaio. Uma vez definida a porção do solo, esta foi destorroada com o auxílio do almofariz e da mão de gal.

Figura 12 – Torrões do solo



Fonte: Autora (2020)

Em seguida, organizou-se o jogo de peneiras conforme seus respectivos números, de modo que estas ficaram dispostas umas sobre as outras, no formato de uma torre, como mostra a Figura 13. Neste sentido, as peneiras estarão organizadas, conforme seus respectivos números, de baixo para cima: 200, 100, 80, 60, 50, 40, 30, 20, 16, 10, 8, 4 e 3/8". Desta forma, a abertura das peneiras diminui de baixa para cima. Posteriormente, foi adicionado a porção de solo a peneira 3/8", e agitou-se manualmente o conjunto de peneiras, para assim, proceder o processo de peneiramento.

Após o peneiramento, pesou-se o material retido em cada peneira. Tais valores foram utilizados para a traçar a Curva Granulométrica, como também, para determinar os Coeficientes de Não-Uniformidade e de Consistência. Estes últimos foram obtidos mediante a aplicação das Equações 7 e 8. Ressalta-se que este ensaio foi repetido duas vezes com o intuito de se obter uma maior precisão nos resultados.

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (7)$$

Sendo:

$CNU$  = coeficiente de não uniformidade, em %;

$D_{60}$  = diâmetro que passa 60% da amostra;

$D_{10}$  = diâmetro que passa 10% da amostra.

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (8)$$

Onde:

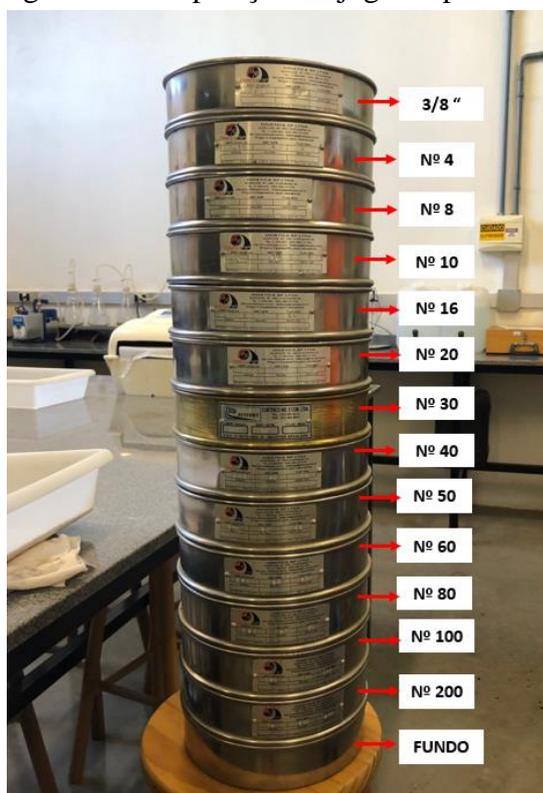
$CC$  = coeficiente de curvatura;

$D_{30}$  = diâmetro que passa 30 % da amostra;

$D_{60}$  = diâmetro que passa 60% da amostra;

$D_{10}$  = diâmetro que passa 10% da amostra.

Figura 13 - Disposição do jogo de peneiras



Fonte: Autora (2020)

### 3.2.1.3 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS DE SOLO – NBR 6508/84

A determinação da massa específica real dos grãos de solo, deu-se por meio do Ensaio da Massa Específica, popularmente conhecido como Ensaio do Picnômetro. Neste ensaio, primeiramente foi peneirado 100 g de solo nas peneiras de números 10 e 200, ou seja, peneiras com aberturas de 2 e 0,074 mm (ABNT, 1984). Posteriormente, pesou-se: o material retido na peneira de número 200, a massa de um picnômetro vazio de 500 ml

e a massa de um picnômetro de 500 ml preenchido totalmente com água destilada. Após a pesagem, com o auxílio de um funil metálico, o material retido na peneira nº 200 foi adicionado ao picnômetro vazio de 500 ml. Em seguida, neste mesmo picnômetro foi acrescentado água destilada até a metade da capacidade deste recipiente (ABNT, 1984)

Posteriormente, a extremidade superior do picnômetro contendo água e solo foi conectada a uma bomba de vácuo, cujo intuito é retirar todo o ar presente no interior do recipiente (ABNT, 1984). Salienta-se que uma vez acionada, a bomba permaneceu ligada até que não havia mais a presença bolhas de ar. Após este processo, com o auxílio de uma biseta, preencheu-se totalmente o picnômetro com água destilada. Em seguida, este recipiente foi tampado com sua respectiva tampa, e foi novamente pesado. Por fim, tendo-se em vista os dados obtidos nas pesagens realizadas ao longo do ensaio, aplicou-se a Equação 9.

$$\delta = \frac{P_2 - P_1}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)} * \delta_t \quad (9)$$

Onde:

$\delta$  = densidade real do solo à temperatura (t) de ensaio, em kg/cm<sup>3</sup>;

$P_1$  = peso do picnômetro vazio, em g;

$P_2$  = peso do picnômetro contendo a amostra de solo seca, em g;

$P_3$  = peso do picnômetro contendo a amostra de solo seca e água, em g;

$P_4$  = peso do picnômetro contendo água, em g;

$\delta_t$  = massa específica da água, na temperatura (t) de ensaio, em kg/cm<sup>3</sup>.

#### 3.2.1.4 LIMITES DE ATTENBERG – NBR 6459/84 e NBR 7180/84

Para a realização dos Ensaio do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade, foi utilizada uma porção da amostra de solo previamente preparada, que foi peneirada na peneira de 0,42 mm, ou seja, de nº 40 com a finalidade de separar os torrões e, garantir a eficiência do ensaio (ABNT, 1984). Posteriormente, pesou-se 200 g da porção de solo passante pela peneira nº 40. Em seguida, esta quantia de solo foi transferida para uma cápsula de porcelana, com adição de pequenas toses de água destilada. Para cada adição,

o material presente na cápsula foi misturado uma espátula metálica de forma a obter uma pasta homogênea (ABNT, 1984).

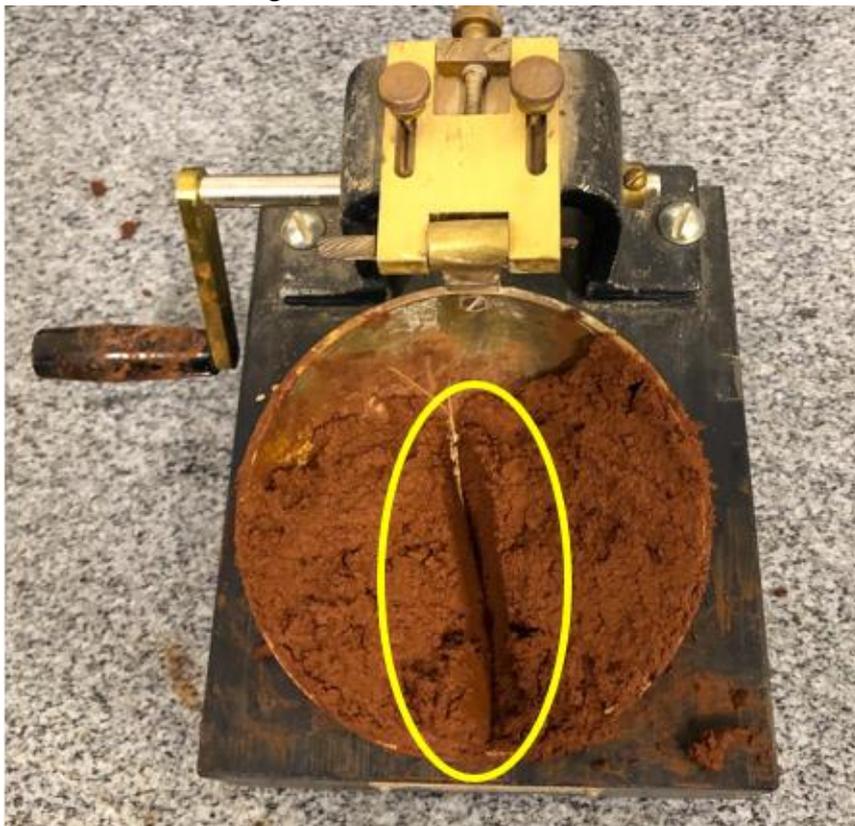
Para o ensaio de determinação do Limite de Liquidez, foi transferido  $\frac{2}{3}$  da mistura homogênea a concha do Aparelho de Casagrande. Esta foi espalhada de forma uniforme, sendo que o excesso foi removido e colocado de volta na cápsula. Em seguida, foi feito uma ranhura na massa de solo presente na concha com o auxílio do cinzel, ou seja, ela foi dividida, no eixo vertical central da cocha, conforme a Figura 14. Posteriormente, submeteu-se a concha a golpes até o fechamento da ranhura, como mostra a Figura 15. Tais golpes foram oriundos do manuseio da manivela do Aparelho de Casagrande, de modo a girá-la numa razão de duas voltas por segundo (ABNT, 1984).

Figura 14 – Ranhura no eixo vertical central da cocha antes dos golpes



Fonte: Autora (2020)

Figura 15 – Ranhura fechada



Fonte: Autora (2020)

Após o fechamento da ranhura, transferiu-se a massa presente na concha para a cápsula de porcelana. Repetiu-se este processo cinco vezes e, a cada vez que a massa de solo retornou à cápsula de porcelana, foi adicionado água destilada à mistura, e esta foi novamente homogeneizada com a espátula metálica (ABNT, 1984). Ressalta-se que ao final de cada repetição, separou-se uma pequena porção da mistura homogênea da concha, que foi armazenada em pequenas cápsulas metálicas identificadas com número da repetição, e pesadas, como mostra a Figura 16. Após, colocou-se estas amostras para secarem na estufa à 110° C por 24 horas. Tendo-se em vista os dados obtidos referentes ao peso da massa de solo úmido e ao peso da massa de solo seca, determinou-se o Limite de Liquidez do solo mediante a aplicação da Equação 10.

$$LL = \frac{(PW-PS)}{PS} * 100 \quad (10)$$

Sendo:

$PW$  = peso do solo úmido, em kg;

$PS$  = peso do solo seco, em kg;

$LL$  = Limite de Liquidez, em %.

Figura 16 – Amostras do Ensaio do Limite de Liquidez



Fonte: Autora (2020)

Para o ensaio do Limite de Plasticidade, aproveitou-se a mistura homogênea empregada no ensaio do Limite de Liquidez. Esta recebeu a adição de 50 g de solo seco e, com o auxílio de uma espátula metálica, foi misturada até atingir caráter homogêneo. Em seguida, transferiu-se cerca de 10 g desta mistura sobre uma placa de vidro. Na placa, a porção transferida foi modelada manualmente de modo a formar uma pequena bola, que deve ser rolada sobre a placa com pressão suficiente da palma da mão, para assim, obter um cilindro com 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento (ABNT, 1984). Repetiu-se este ensaio quatro vezes. A Figura 17 apresenta os quatro cilíndricos originados.

Figura 17 – Amostras do Ensaio do Limite de Plasticidade



Fonte: Autora (2020)

Uma vez formados, cada cilindro foi armazenado em cápsulas metálicas identificadas, e pesados. Posteriormente, tais cápsulas foram colocadas na estufa à 110°C por um período de 24 horas. Mediante aos dados obtidos referentes ao peso das amostras de solo seco e úmido, aplicou-se a Equação 11 para a determinação do Limite de Plasticidade.

$$LP = \frac{(PW-PS)}{PS} * 100 \quad (11)$$

Onde:

$PW$  = peso do solo úmido, em kg;

$PS$  = peso do solo seco, em kg;

$LP$  = Limite de Plasticidade, em %;

$LL$  = Limite de Limites, em %.

A diferença entre o  $LL$  e  $LP$ , resulta no  $IP$ , como mostra a Equação 12. Além disso, tendo-se em vista o  $LL$  e o  $IP$  encontrados, determinou-se a posição relativa da umidade aos limites de mudança de estado, ou seja, o  $IC$ , conforme a Equação 13.

$$IP = LP - LL \quad (12)$$

Sendo:

$LP$  = Limite de Plasticidade, em %;

$LL$  = Limite de Limites, em %.

$IP$  = índice de plasticidade, em %.

$$IC = \frac{LL-w}{IP} \quad (13)$$

Onde:

$w$  = teor de umidade, em %;

$LL$  = limite de liquidez, em %;

$IP$  = índice de plasticidade, em %;

IC = índice de consistência.

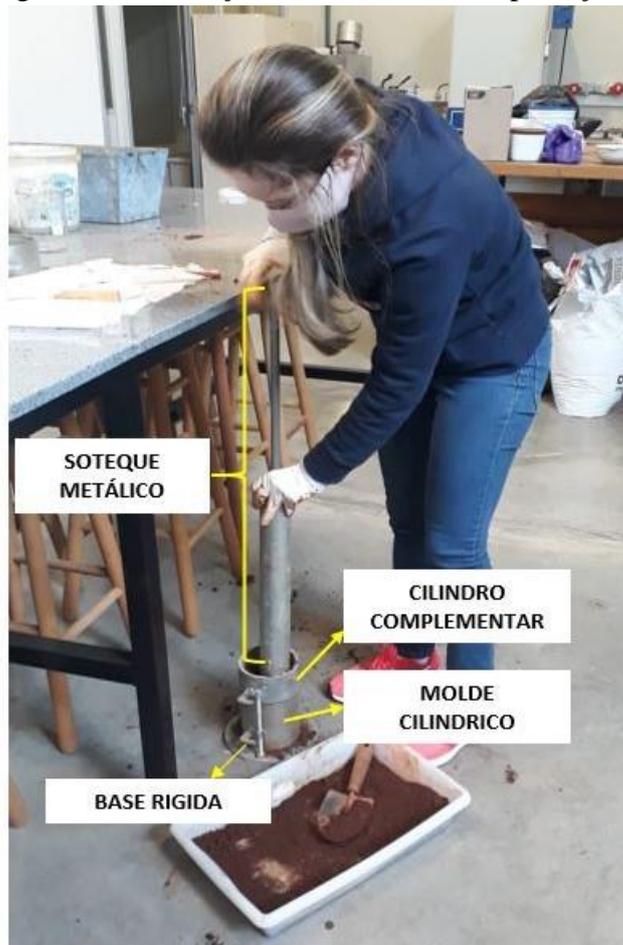
### 3.2.1.5 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO – NBR 7182/86

Para o ensaio de Compactação, adotou-se o método de Proctor, cuja metodologia consiste em submeter o corpo-de-prova a impactos sucessivos mediante ao manuseio de um soquete metálico padronizado (ABNT, 1986). Neste ensaio, foi utilizado o solo que foi inicialmente preparado, sendo que neste último foi adicionado a uma bandeja metálica na qual recebeu, com o auxílio de uma proveta de vidro, adições de água destilada de forma gradativa, e homogeneizou-se o material, até que este obteve um teor de umidade em torno de 5% da umidade ótima presumível (ABNT, 1986).

Após, o corpo-de-prova foi moldado com o auxílio de um molde cilindro metálico com 10 cm de diâmetro e 13 cm de altura, cujas paredes foram seladas por uma camada de parafina com o intuito de evitar a aderência do CP ao mesmo (ABNT, 1986). Salienta-se que a base do molde cilíndrico foi fixada a uma base rígida, e foi colocado um disco metálico no interior do molde (ABNT, 1986) Além disso, colocou-se um papel filtro com diâmetro igual ao do molde utilizado, com o intuito de evitar a aderência do solo compactado a superfície do disco. Na borda superior do molde, fixou-se um cilindro complementar de mesmo diâmetro (ABNT, 1986).

Posteriormente a aplicação da parafina, o solo foi adicionado ao molde cilíndrico em três camadas. Cada camada foi submetida a uma energia normal de compactação manual de 26 golpes com o auxílio de um soquete metálico, como mostra a Figura 18 (ABNT, 1986). A ABNT (1986) aponta que após a compactação de cada camada se faz necessário realizar uma ligeira escarificação da camada compactada, com a finalidade de contribuir da aderência entre as camadas. Em seguida, retirou-se o cilindro complementar, e rasou-se o solo em excesso presente na superfície superior do molde. Após, removeu-se o molde cilíndrico da base rígida.

Figura 18 - Execução do Ensaio de Compactação



Fonte: Autora (2020)

Em seguida, pesou-se o molde cilíndrico contendo o solo compactado. Do valor obtido, descontou-se o peso do molde, e assim obteve-se peso úmido do solo compactado. Em seguida, com o auxílio de um extrator, o CP foi retirado do molde, e coletou-se e pesou-se duas amostras do CP para fins de determinação da umidade. Posteriormente, destorou-se o CP com a desempenadeira e uma espátula metálica. Uma vez destorreado, o mesmo foi peneirado, respectivamente, nas peneiras de 19 mm e 4,8 mm.

Posteriormente, juntou-se o material originado do processo de peneiramento em a bandeja metálica, na qual recebeu, com a ajuda de uma proveta de vidro, doses de água destilada, e revolveu-se o material até aumentar o teor de umidade de aproximadamente em 2%. Ressalta-se repetiu-se este ensaio cinco vezes, sendo que para cada repetição, aumentou-se o teor de umidade em 2% (ABNT, 1986). As Figuras 19 e 20 apresentam respectivamente o CP após sua retirada do molde cilíndrico, e as amostras coletadas dos CP`s.

Figura 19 – CP após extração do molde cilíndrico



Fonte: Autora (2020)

Figura 20 – Amostras dos CP's



Fonte: Autora (2020)

Mediante aos dados coletados, a ABNT (1986) aponta que para cada repetição, deve ser calculado, o teor de umidade do solo compactado, como também, a massa

específica aparente seca do solo, mediante a aplicação das Equações 14 e 15. Neste sentido, considerando os resultados obtidos da aplicação destas últimas Equações e, utilizando-se coordenadas cartesianas normais, traçou a Curva de Compactação, marcando-se nas abscissas os teores de umidade, e nas ordenadas as massas específicas aparente secas correspondentes (ABNT, 1986).

$$h = \frac{P_w - P_s}{P_s} * 100 \quad (14)$$

Onde:

$h$  = teor de umidade do solo compactado, em %;

$P_s$  = peso do solo natural, em kg;

$P_w$  = peso do solo após a adição de água, em kg;

$$\gamma_s = \frac{P_h * 100}{V (100 + h)} \quad (15)$$

Onde:

$P_h$  = peso úmido solo compactado, em g;

$\gamma_s$  = massa específica aparente seca, em g/cm<sup>3</sup>

$V$  = volume útil do molde cilíndrico, em cm<sup>3</sup>;

$h$  = teor de umidade do solo compactado, em %.

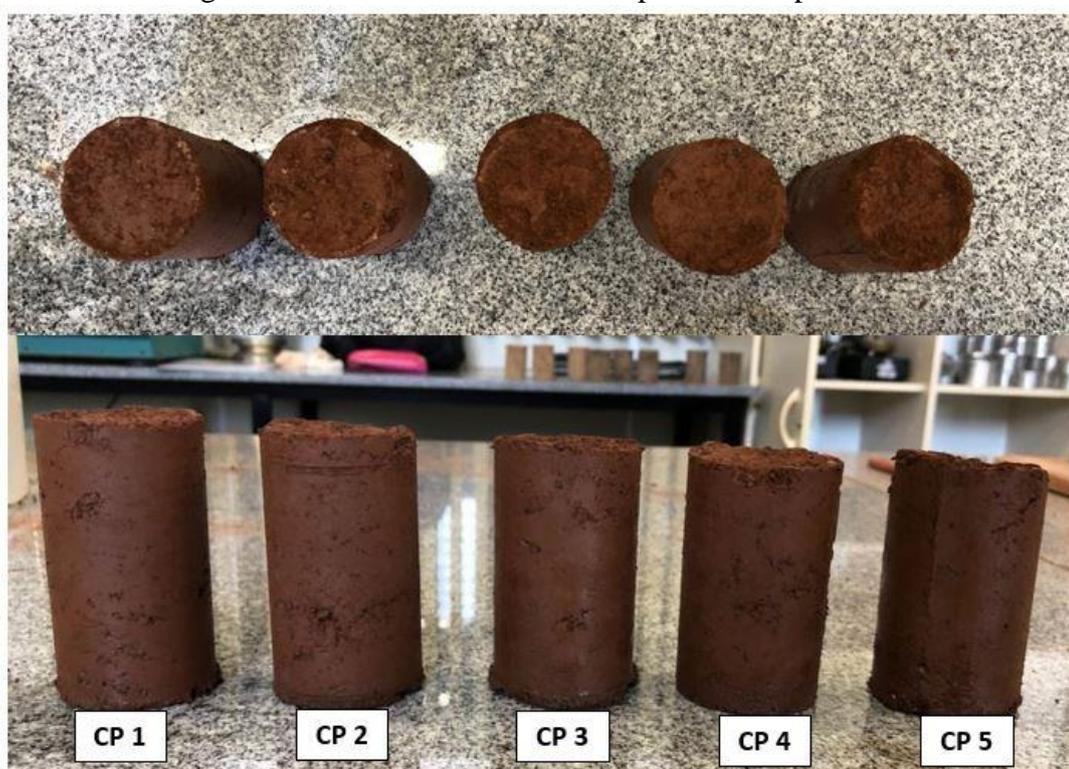
### 3.2.1.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES – NBR 12770/92

O ensaio de Resistência à Compressão Simples do solo foi realizado pelo método do corpos-de-prova compactados, no qual o CP de solo é submetido a uma força axial no aparelho de compressão (ABNT, 1992). Para a moldagem do CP, utilizou-se um molde cilíndrico metálico com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, cujas paredes foram seladas por uma camada de parafina com intuito de evitar a aderência do CP no mesmo (ABNT, 1992). Após a aplicação da parafina, no solo que foi previamente preparado, foi adicionado ao molde cilíndrico, sendo que esta adição se deu em três camadas. A cada camada foi aplicado 15 golpes com o auxílio de um soquete (DNER, 1994). Ressalta-se

que, para fins de confiabilidade nos resultados, foram moldados cinco CP's, como mostra a Figura 21.

Posteriormente, retirou-se os CP's de seus respectivos moldes, e rasou-se suas superfícies superiores. Em seguida, os mesmos foram pesados, e com o auxílio de um paquímetro, mediu-se seus diâmetros e suas alturas. Seguidamente, os CP's foram submetidos a força axial de compressão, sendo um cada vez. Para tal, posicionou-se o CP no prato inferior do aparelho de compressão simples, de modo a centralizá-lo. Em seguida, ajustou-se o prato superior do aparelho de modo que este fique em contato com a superfície superior do CP (DNER, 1994). Além disso, zerou-se o defletômetro que mede as deformações. Após estes ajustes, ligou-se o aparelho, e iniciou-se o ensaio.

Figura 21 – CP's do Ensaio de Compressão Simples



Fonte: Autora (2020)

Iniciou-se a compressão do CP com uma velocidade controlada de deformação, a qual foi devidamente ajustada para que o tempo de ensaio não ultrapassasse 15 minutos (ABNT, 1992). Durante o ensaio, enquanto as deformações estiverem acontecendo, anotou-se as deflexões registradas pelo defletômetro do anel dinamométrico, visto que tais leituras corresponderem as cargas que o corpo-de-prova foi submetido. Salienta-se

que o ensaio se prosseguiu-se até que seja ultrapassado o ponto máximo da curva tensão versus deformação, ou seja, até a ocorrência da ruptura do corpo-de-prova estivesse bem definida.

Tendo-se em vista as leituras e anotações feitas, calculou-se a deformação axial específica, a área da seção transversal média para dada carga aplicada, como também, a tensão de compressão para dada carga aplicada, mediante a aplicação das respectivas Equações 16, 17 e 18 (ABNT, 1992). Posteriormente, utilizando-se coordenadas cartesianas normais, traçou-se o gráfico, marcando-se em abscissas a deformação axial específica, e em ordenadas a tensão de compressão (ABNT, 1992).

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} * 100 \quad (16)$$

Onde:

$\varepsilon$  = deformação axial específica, em %;

$\Delta H$  = variação da altura do corpo-de-prova, obtida pelo indicar de deslocamento, em mm;

H = altura inicial do corpo-de-prova, em mm.

$$A = \frac{100 * A_i}{100 - \varepsilon} \quad (17)$$

Onde:

$\varepsilon$  = deformação axial específica, em %;

$A_i$  = área da seção transversal inicial, em m<sup>2</sup>;

A = área da seção transversal para uma dada carga aplicada, em m<sup>2</sup>;

$$q = \frac{P}{A} \quad (18)$$

Onde:

P = carga aplicada, em kN;

$A$  = área da seção transversal para uma dada carga aplicada, em  $m^2$ ;

$q$  = tensão de compressão para uma dada carga aplicada, em  $kN/m^2$ .

### 3.2.2 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Tendo-se em vista os resultados dos ensaios de caracterização, o solo foi classificado mediante a curva granulométrica, limites de consistência e a massa específica real dos grãos. Para tal, aplicou-se apenas dois dos três sistemas de classificação empregados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, sendo eles: Sistema Rodoviário de Classificação e o Sistemas Unificados de Classificação de Solos método do SUCS.

#### 3.2.2.1 SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO

Para a classificação do solo por meio deste sistema, considerou-se como parâmetros: a porcentagem de solo passante pela peneira de nº 200, LL e o IP. Tais parâmetros encontram-se expressos no quadro empregado neste sistema o qual é apresentado na Figura 22. Tendo-se em vista este respectivo quadro, a classificação do solo deu-se basicamente pelo método de eliminação da esquerda para a direita. Para tal, primeiramente, foi considerado o percentual de material que passou pela peneira de nº 200, sendo apontado como solo granular aquele que possui menos de 35% da massa de solo passante. Em contrapartida, aquele cujo percentual de material passante for no mínimo 36%, foi caracterizado como solo fino.

Figura 22 – Sistema rodoviário de classificação do solo

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira N° 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											
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
N° 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 N° 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 argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

\* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

#### DNIT (2006)

Percebe-se na imagem que tanto o solo granular quanto o fino são subdivididos em sete grupos: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 e A-7. Os três primeiros pertencem ao solo granular, enquanto os demais ao de granulometria fina. Neste sentido, em seguida, o solo foi classificado entre os grupos apresentados, de acordo com o LL e o IP obtidos no ensaio dos limites de consistência. Neste sentido, o solo poderia ser classificado como:

- A-1a: solo grosso, com no máximo de 15% passando na peneira n°200. O IP dos finos deve ser menor ou igual a 6. Logo, é classificado como solo que apresenta fragmentos de pedras, pedregulhos fino e areia;
- A-1b: solo grosso, com máximo de 25% passando na peneira n° 200. O IP dos finos deve ser menor ou igual a 6. Logo, é considerado como solo que apresenta fragmentos de pedras, pedregulhos fino e areia;
- A-2-4: solo grosso, com máximo de 35% passando na peneira n° 200. O IP dos finos deve ser menor ou igual a 10, enquanto o LL menor ou igual a 40. Portanto, compreende em um solo pedregulho, arenoso siltoso ou argiloso;

- d) A-2-5: solo grosso, com máximo de 35% passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser menor ou igual a 10, enquanto o LL igual ou maior a 41. Logo, compreende em um solo pedregulho, arenoso siltoso ou argiloso;
- e) A-2-6: solo grosso, com máximo de 35% passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou maior a 11, enquanto o LL menor ou igual a 40. Logo, compreende em um solo pedregulho, arenoso siltoso ou argiloso;
- f) A-2-7: solo grosso, com máximo de 35% passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou maior a 11, enquanto o LL igual ou maior a 41. Logo, compreende em um solo pedregulho, arenoso siltoso ou argiloso;
- g) A-3: solo grosso, com máximo de 10% passando na peneira nº 200. O IP é dado como NP (não plástico), uma vez que foi possível determiná-lo. Portanto, é classificado como solo que apresenta fragmentos de pedras, pedregulhos fino e areia;
- h) A-4: solo fino, no mínimo de 36 % passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou menor a 10, enquanto o LL menor ou igual a 40. Logo, compreende em um solo siltoso;
- i) A-5: solo fino, no mínimo de 36 % passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou menor a 10, enquanto o LL igual ou maior a 41. Logo, compreende em um solo siltoso;
- j) A-6: solo fino, no mínimo de 36 % passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou maior a 11, enquanto o LL menor ou igual a 40. Logo, compreende em um solo argiloso;
- k) A-7: solo fino, no mínimo de 36 % passando na peneira nº 200. O IP dos finos deve ser igual ou maior a 11, enquanto o LL igual ou maior a 40. Logo, compreende em um solo argiloso.

### 3.2.2.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) tem como parâmetros de classificação: os percentuais de material passante pelas peneiras de nº 200 e 4, LL, IP, LP, presença de matéria orgânica, CNU. Tais parâmetros encontram-se expressos no quadro empregado neste sistema o qual é apresentado na Figura 23. Para a classificação

do solo, primeiramente considerou-se a porcentagem de material que passou pela peneira de nº 200, caso for inferior a 50% o solo é granular, já se for superior a 50% é fino.

Uma vez que o solo for considerado como granular, é considerado o percentual de material passante na peneira de nº 4, caso for inferior a 50 % o solo é classificado como pedregulho, já se for superior a 50% como areia. Posteriormente, independentemente da classificação de pedregulho ou areia, utiliza-se novamente a taxa passante pela peneira de nº 200. Para o solo pedregulho, caso o percentual for inferior a 5%, utiliza-se o CNU para a classificação, logo o solo pode ser: pedregulho bem graduado ou pedregulho mal graduado. Já na circunstância do percentual ser superior a 12%, considera-se o IP que é limitado a três condições: menor que 4, entre 4 e 7 e superior a 7. Mediante a estas três limitações, respectivamente, o solo pode ser: pedregulho com silte, pedregulho com silte e argila e pedregulho com argila.

Sob a classificação de solo arenoso, também é considerado: o percentual de material passante na peneira nº 200, IP e CNU. Uma vez que a porcentagem que passa na peneira for inferior a 5%, utiliza-se o CNU para a classificação, logo o solo pode ser: arenoso bem graduado ou arenoso mal graduado. Em contrapartida, caso for superior a 12%, será utilizado o IP que é limitado a três condições: menor que 4, entre 4 e 7 e superior a 7. Mediante a estas três limitações, respectivamente, o solo poderá ser: arenoso siltoso, arenoso siltoso e argiloso, arenoso argiloso. Ressalta-se que uma vez que o percentual passante ficar entre 5 e 12 %, solo apresentará dupla função de plasticidade e granulometria.

No que se diz respeito ao solo de granulometria fina, será considerado o LL, IP e a Linha A do Gráfico de Plasticidade. Uma vez que o LL for inferior a 50, e o IP for menor que 4 ou entre 4 e 7, o solo poderá ser: argiloso com baixa compressibilidade, orgânico com baixa compressibilidade ou siltoso com baixa compressibilidade. Caso o LL for superior a 50 e posicionado abaixo ou acima da Linha A, o solo poderá ser: orgânico, siltoso ou orgânico com alta compressibilidade.



### 3.3 CARACTERIZAÇÃO DO RESÍDUO AGRÍCOLA

O resíduo agrícola empregado foi a casca de soja que corresponde a uma fibra vegetal, que de acordo com o referencial teórico desta pesquisa, confere resultados satisfatório. Este resíduo é proveniente de uma agroindústria de rações para aves e suínos, localizada no município de Gaurama/RS a 20 km de Erechim/RS, que doou um saco com 15 kg. Após ser entregue pela empresa, foi encaminhado para o Laboratório de Solos da Universidade de Caxias do Sul.

No laboratório, procedeu-se os ensaios de determinação da umidade natural do resíduo, do Picnômetro e o de Granulometria para a caracterização do resíduo. No primeiro ensaio, utilizou-se a casca de soja em sua forma natural, enquanto nos dois últimos foi necessária uma preparação prévia. Tal preparação compreendeu na secagem do resíduo de soja em estufa a uma temperatura de 60°C por um período de 12 horas. A Figura 24 apresenta o resíduo após secagem em estufa. Salienta-se que, visando a estabilização do solo, foram considerados os teores de casca de soja de 2 % e de 4% para a composição dos compostos solo-cal-fibra de 2 e 4 %, cujo teor é em relação massa seca de solo.

Figura 24 – Casca de soja



Fonte: Autora (2020)

Para a determinação da umidade natural da casca de soja, coletou-se três amostras do resíduo logo que este chegou ao laboratório, as quais foram pesadas a fim de

determinar a peso úmido da fibra vegetal. Uma vez pesadas, colocou-se as amostras na estufa a 60°C por 12 horas. Após este período, pesou-se novamente as mesmas com o intuito de estipular a peso seco da casca de soja. Tendo-se em vista os dados obtidos, aplicou-se a Equação 19 para a determinação da umidade natural do resíduo de soja.

$$W_{RS} = \frac{(PW_{RS} - PS_{RS})}{PS_{RS}} * 100 \quad (19)$$

Sendo:

$PW_{RS}$  = peso úmido da casca de soja, em g;

$PS_{RS}$  = peso seco da casca de soja, em g;

$W_{RS}$  = umidade natural da casca de soja, em %.

O ensaio do Picnômetro por sua vez, empregado para a determinação massa específica das frações da casca de soja, foi realizado seguindo as mesmas diretrizes empregadas no ensaio do Picnômetro aplicado para a determinação a massa específica real dos grãos de solo. Sendo assim, peneirou-se 100 g de casca de soja nas peneiras de números 10 e 200. Posteriormente, pesou-se: o material retido na peneira de número 200, a massa de um picnômetro vazio de 500 ml e a massa de um picnômetro de 500 ml preenchido totalmente com água destilada. Após a pesagem, com o auxílio de um funil metálico, adicionou-se o material retido ao picnômetro vazio de 500 ml. Em seguida, neste mesmo picnômetro foi acrescentado água destilada até a metade da capacidade deste recipiente.

Posteriormente, na extremidade superior do picnômetro contendo água e a casca de soja, conectou-se a bomba de vácuo, cujo intuito é retirar todo o ar presente no interior do recipiente (ABNT, 1984). Ressalta-se que uma vez acionada, a bomba permaneceu ligada até que não houvesse mais bolhas de ar. Após este processo, com o auxílio de uma piseta, preencheu-se totalmente o picnômetro com água destilada. Em seguida, tampou-se este recipiente com sua respectiva tampa, e pesou-se novamente o mesmo. Por fim, tendo-se em vista os dados obtidos nas pesagens realizadas ao longo do ensaio, será aplicado a Equação 17.

Por fim, quanto ao ensaio de Granulometria, empregado para caracterização das frações da casca de soja, foi realizado seguindo as mesmas diretrizes empregadas no ensaio de Granulometria do solo. Deste modo, organizou-se o jogo de peneiras conforme

suas respectivas aberturas, de modo que estas ficassem dispostas umas sobre as outras, no formato de uma torre. Neste sentido, as peneiras foram organizadas da seguinte forma, conforme seus números, de baixo para cima: 200, 100, 80, 60, 50, 40, 30, 20, 16, 10, 8, 4 e 3/8". Posteriormente, adicionou-se uma porção de 200 g de casca de soja a peneira 3/4", e agitou-se manualmente o conjunto de peneiras, para assim, ocorrer o peneiramento. Uma vez finalizado o peneiramento, com o auxílio de uma balança, pesou-se o material retido em cada peneira. Os dados obtidos foram utilizados para a construção da Curva Granulométrica do resíduo.

### 3.4 CARACTERIZAÇÃO DA CAL

Para desenvolvimento deste trabalho, utilizou-se a cal hidratada do tipo CH III, que corresponde a uma cal dolomítica de alta qualidade devido sua ação aglomerante e plastificante que proporciona resistência e aderência da mistura. Ela é composta por hidróxidos de cálcio e magnésio, como apresentado no referencial teórico, que são originados da queima do óxido de cálcio e do óxido de cálcio-magnésio. Tendo-se em vista a estabilização do solo, foi considerado os teores de cal de 2 % e de 4% para a composição dos compostos solo-cal-fibra de 2 e 4 %, cujos valores são normatizados pela norma técnica DNIT 422, e são em relação a massa de solo seca empregada (DNIT, 2019).

### 3.5 CARACTERIZAÇÃO DO COMPOSTO SOLO-CAL-FIBRA VEGETAL

Com o intuito de verificar o efeito da estabilização físico-química com cal e resíduo de soja, inicialmente preparou-se duas misturas, ambas compostas por: solo, cal, casca de soja e água para homogeneização. A primeira foi feita com o solo inicialmente preparado, 2% de cal e 2% de casca de soja, enquanto a segunda foi composta por solo inicialmente preparado, 4% de cal e 4% de casca de soja, como mostra a Figura 25. Desta forma, cada mistura originou um composto único, que foi caracterizado mediante a realização dos ensaios de compactação e de resistência à compressão simples.

Figura 25 – Compostos solo-cal-fibra vegetal



Fonte: Autora (2020)

Salienta-se que o percentual de cal e de casca de soja empregado foi em relação a massa de solo utilizada. É de uma valia ressaltar que foi aplicado a mesma metodologia de ensaio apresentada para a realização dos ensaios de compactação e de resistência à compressão simples do solo *in natura* para a determinação das umidades ótimas e das resistências à compressão simples dos compostos solo-cal-fibra.

### 3.5.1 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO COMPOSTO SOLO-CAL-FIBRA

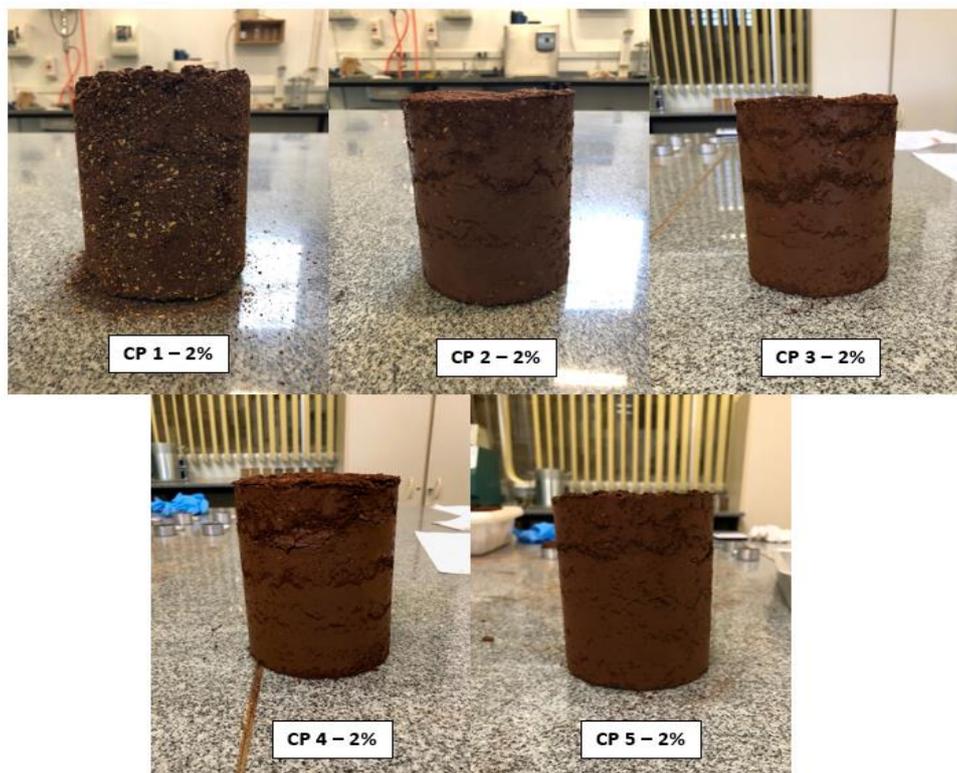
Uma vez que as misturas foram preparadas, realizou o ensaio de compactação dos compostos, cuja metodologia aplicada foi a mesma adotada no ensaio de compactação do solo, ou seja, aplicou-se o método de Proctor. Sendo assim, moldou-se ao todo 10 CP`s, sendo que em cinco foi utilizado a mistura de 2%, enquanto nos demais a de 4%. Os CP`s foram moldados com o auxílio de um molde cilindro metálico com 10 cm de diâmetro e 13 cm de altura, cujas paredes foram seladas por uma camada de parafina com o intuito de evitar a aderência do CP no mesmo (ABNT, 1986). A base do molde cilíndrico foi fixada a uma base rígida. Enquanto na borda superior do molde, foi fixado um cilindro complementar de mesmo diâmetro (ABNT, 1986). Além disso, colocou-se papel filtro com diâmetro igual ao do molde utilizado a fim de evitar a aderência do solo compactado a superfícies dos discos.

Dentre as misturas, foi a de 2% que foi submetida primeiramente. Uma vez que o molde cilíndrico foi devidamente montado, adicionou-se a mistura no mesmo. Esta adição deu-se em três camadas, sendo que em cada camada foi aplicado a energia normal de 26 golpes com o auxílio de um soquete metálico padronizado (ABNT, 1986). Além disso, entre uma camada e outra, escarificou-se a camada compactada antes adição do solo para execução da camada seguinte a fim de melhorar a aderência da camada seguinte a camada anterior. Em seguida, removeu-se o cilindro complementar, e rasou-se o solo em excesso presente na superfície superior do molde. Em seguida, removeu-se o molde cilíndrico da base rígida.

Posteriormente, pesou-se o molde cilíndrico contendo a mistura de 2% compactada. Do valor obtido, descontou-se o peso do molde, e assim obteve-se o peso úmido do solo compactado. Em seguida, o CP foi retirado do molde com o auxílio de um extrator, e cortou-se o CP ao meio, coletou-se e pesou-se duas amostras do CP para fins de determinação da umidade. Tais amostras foram colocados na estufa a temperatura de 110°C por 24 horas. Posteriormente, destorrou-se o CP com a desempenadeira e uma espátula metálica. Uma vez destorreado, o mesmo foi peneirado, respectivamente, nas peneiras de 19 mm e 4,8 mm. Em seguida, juntou-se o material originado do processo de peneiramento em uma bandeja metálica, na qual recebeu, com a ajuda de uma proveta de vidro, doses de água destilada, e revolveu-se o material até aumentar o teor de umidade de aproximadamente em 2%. (ABNT, 1986).

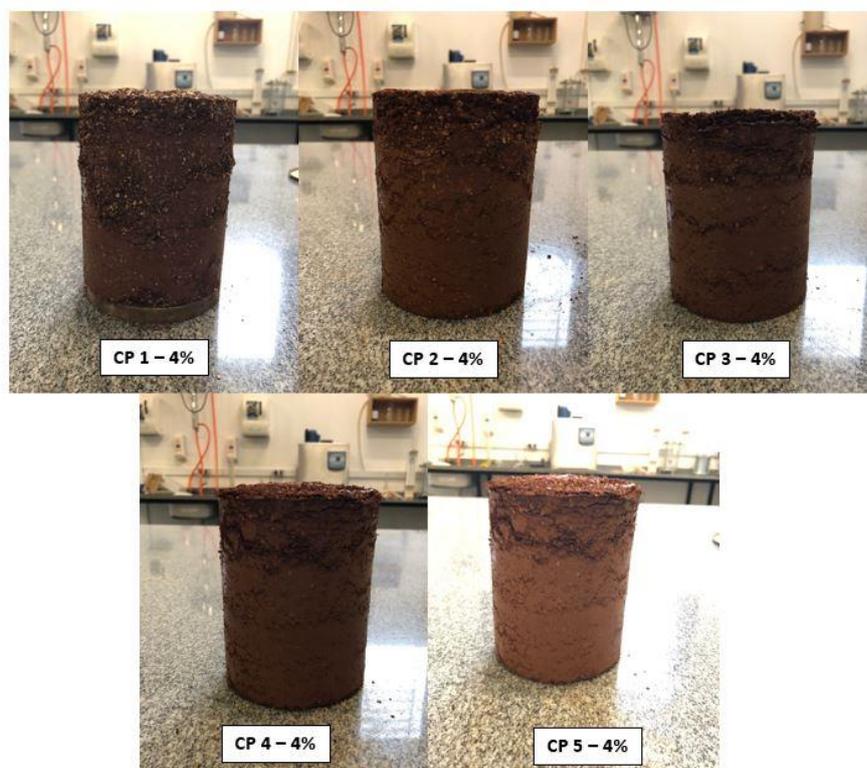
Salienta-se que para obtenção dos 10 CP's, este ensaio foi repetido cinco vezes tanto para a mistura de 2% quanto para a de 4%. As Figuras 26, 27, 28 e 29 apresentam respectivamente os CP's originados e as amostras dos CP's das misturas de 2 e 4%.

Figura 26 – CP's da mistura de 2%



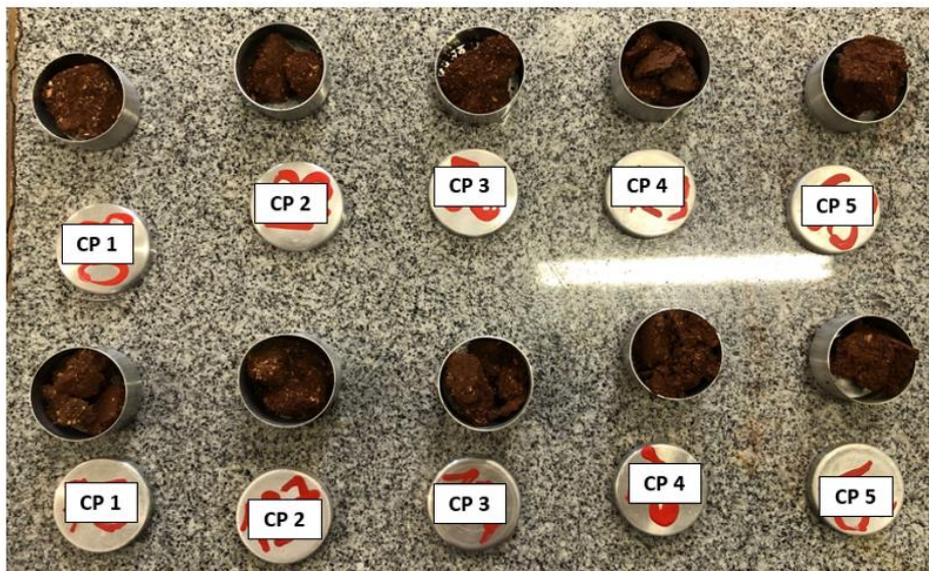
Fonte: Autora (2020)

Figura 27 – CP's da mistura de 4 %



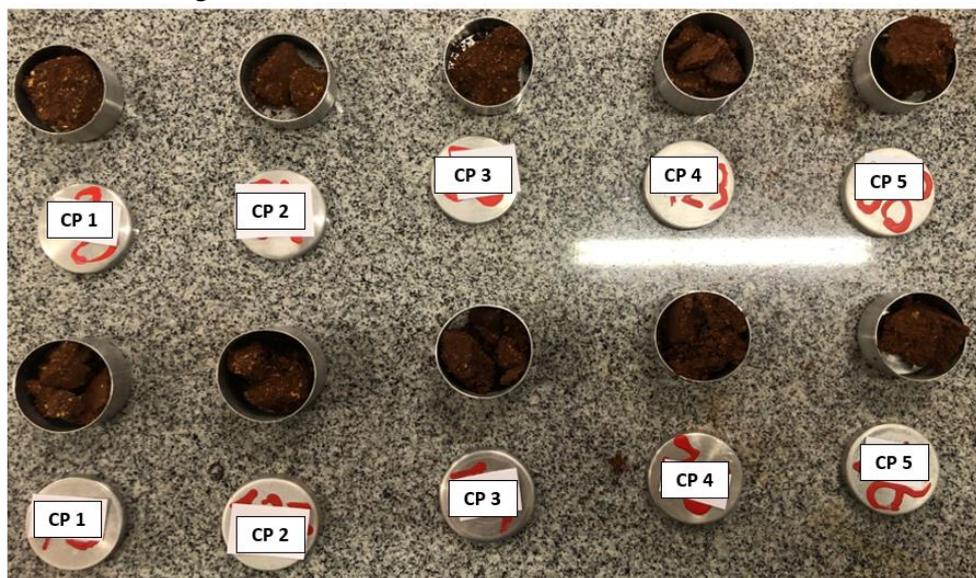
Fonte: Autora (2020)

Figura 28 – Amostras dos CP's da mistura de 2 %



Fonte: Autora (2020)

Figura 29 – Amostras dos CP's da mistura de 4 %



Fonte: Autora (2020)

Mediante aos dados coletados, a ABNT (1986) aponta que para cada repetição, ou seja, para cada CP deve ser calculado o teor de umidade do solo compactado, como também, a massa específica aparente seca do solo, mediante a aplicação das Equações 14 e 15. Neste sentido, considerando os resultados obtidos da aplicação destas últimas Equações e, utilizando-se coordenadas cartesianas normais, traçou-se a Curva de

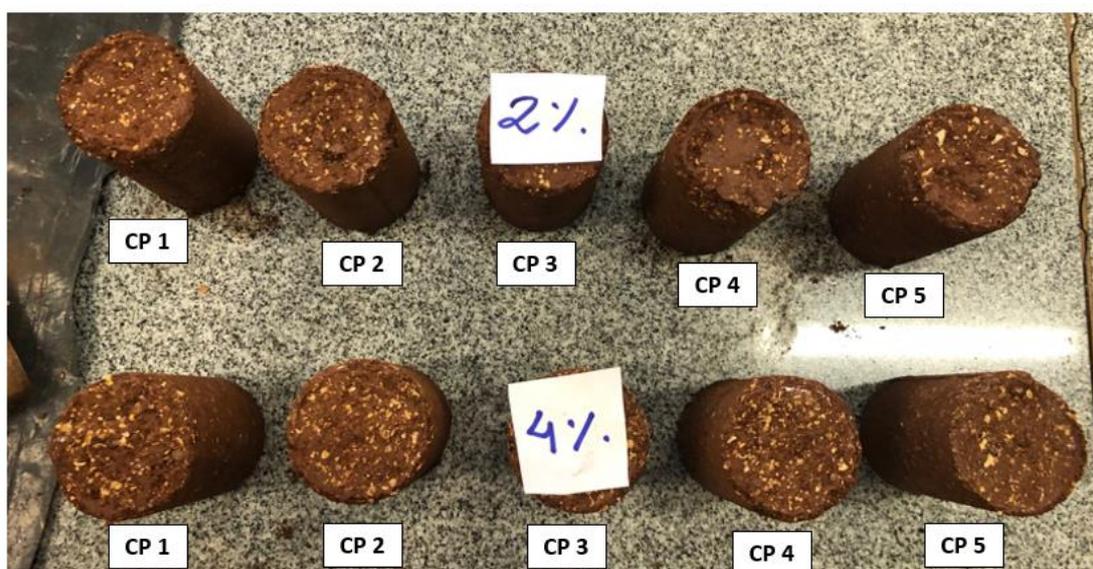
Compactação, marcando-se em abscissas os teores de umidade, e em ordenadas as massas específicas aparente secas correspondentes (ABNT, 1986).

### 3.5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DO SOLO-CAL-FIBRA

O Ensaio de Resistência à Compressão Simples do composto solo-cal-fibra foi realizado pelo método dos corpos-de-prova compactados, no qual os CP's das misturas de 2 e 4% são submetidos a uma força axial no aparelho de compressão (ABNT, 1992). Para tal, moldou-se os CP's utilizando moldes cilíndricos metálicos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, cujas paredes foram seladas por uma camada de parafina afim de evitar a aderência do CP ao mesmo (ABNT, 1992).

Posteriormente, os compostos de 2 e 4 % foram adicionados aos moldes, sendo que esta adição se deu em três camadas. Cada camada foi submetida a aplicação de 15 golpes mediante ao auxílio de um soquete (DNER, 1994). Além disso, entre uma camada e outra, escarificou-se a camada compactada antes adição do solo para execução da camada seguinte a fim de melhorar a aderência da camada seguinte a camada anterior. Em seguida, retirou-se o CP de seu respectivo molde, e rasou-se sua superfície superior. Para fins de uma melhor confiabilidade nos resultados, moldou-se ao todo 10 CP's, sendo que em cinco foi utilizado a mistura de 2%, enquanto nos demais a de 4%, como mostra a Figura 30.

Figura 30 – CP's das misturas de 2 e 4 %



Fonte: Autora (2020)

Posteriormente, pesou-se os CP's e, com o auxílio de um paquímetro, mediu-se seus diâmetros e suas alturas. Seguidamente, os CP's foram submetidos a força axial de compressão, sendo um por vez. Para tal, posicionou-se o CP no prato inferior do aparelho de compressão simples, de modo a centralizá-lo. Em seguida, ajustou-se o prato superior do aparelho de modo que este fique em contato com a superfície superior do CP (DNER, 1994). Além disso, zerou-se o defletômetro que mede as deformações. Após estes ajustes, ligou-se o aparelho, e procedeu-se de fato o ensaio.

Iniciou-se a compressão do CP a uma velocidade controlada de deformação, a qual foi devidamente ajustada para que o tempo de ensaio não ultrapassasse 15 minutos (ABNT, 1992). Durante a realização do ensaio, enquanto as deformações estiverem acontecendo, leu-se e anotou-se as deflexões registradas pelo defletômetro do anel dinamométrico, visto que tais leituras corresponderem as cargas que o corpo-de-prova foi submetido. Salienta-se que o ensaio se prosseguiu-se até que seja ultrapassado o ponto máximo da curva tensão versus deformação, ou seja, até a ocorrência da ruptura do corpo-de-prova estivesse bem definida.

Tendo-se em vista as leituras e anotações feitas, calculou-se a deformação axial específica, a área da seção transversal média para dada carga aplicada, como também, a tensão de compressão para dada carga aplicada, mediante a aplicação das respectivas Equações 16, 17 e 18 (ABNT, 1992). Posteriormente, utilizando-se coordenadas cartesianas normais, traçou-se o gráfico, marcando-se em abscissas a deformação axial específica, e em ordenadas a tensão de compressão (ABNT, 1992).

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados e as análises da aplicação da metodologia empregada referentes a: caracterização do solo, do resíduo agrícola e do composto solo-cal-fibra vegetal.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O solo utilizado para este trabalho apresentou uma umidade natural de 32 %, como mostra a Tabela 1. A umidade pode ser constatada qualitativamente em uma análise visual e tátil do mesmo, por meio da qual notou-se que o solo apresentava torrões, e ao tocá-lo com a mão foi possível sentir que este encontrava úmido.

Tabela 1 – Determinação da umidade natural do solo

AMOSTRA	MASSA DA CÁPSULA (g)	MASSA SOLO ÚMIDO + CÁPSULA (g)	MASSA SOLO SECO + CÁPSULA (g)	MASSA DO SOLO ÚMIDO (g)	MASSA DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)
A1	17,48	67,48	56,12	50	38,64	29,40
A2	17,31	67,31	54,81	50	37,5	33,33
A3	17,39	67,39	54,92	50	37,53	33,23
<b>UMIDADE MÉDIA DO SOLO (%)</b>					31,99	

Fonte: Autora (2020)

Por meio do Ensaio de Granulometria, constatou-se que o solo é constituído por uma porção representativa de 45,87 % de fração fina, seguindo de 37,60 % de areia fina, 11,08 % de areia média, 3,82 % de areia grossa e 1,63 % de pedregulho, o que indica que 83,47 % do solo é composto por frações finas, como nota-se na Tabela 2. Esta composição caracteriza o solo como mal graduado, fato este é consequentemente observado e constatado nos Coeficientes de Não-Uniformidade e de Curvatura do solo, como apresentam as Tabelas 3 e 4.

Tabela 2 – Granulometria do solo

GRANULOMETRIA DO SOLO									
Nº PENEIRA	1ª DETERMINAÇÃO		2ª DETERMINAÇÃO		ABERTURA (mm)	% MÉDIO RETIDO	% RETIDO ACUMULADO	%	Tipo de solo
	PESO RETIDO		PESO RETIDO						
	g	%	g	%					
FUNDO	91,22	45,61	92,27	46,14	FUNDO	45,87	45,87	45,87	SILTE-ARGILA
200	38,55	19,28	38,44	19,22	0,074	19,25	65,12	37,60	AREIA FINA
100	22,87	11,44	20,96	10,48	0,149	10,96	76,08		
80	15,36	7,68	14,21	7,11	0,177	7,39	83,47		
60	9,68	4,84	10,02	5,01	0,25	4,93	88,40	11,08	AREIA MÉDIA
50	8,59	4,30	9,66	4,83	0,297	4,56	92,96		
40	3,03	1,52	3,33	1,67	0,42	1,59	94,55		
30	3,06	1,53	3,22	1,61	0,59	1,57	96,12	3,82	AREIA GROSSA
20	2,44	1,22	2,57	1,29	0,84	1,25	97,37		
16	1,97	0,99	2,03	1,02	1,19	1,00	98,37		
10	1,14	0,57	1,17	0,59	2	0,58	98,95	1,63	PEDREGULHO
8	1,08	0,54	1,1	0,55	2,38	0,55	99,49		
4	1,01	0,51	1,02	0,51	4,8	0,51	100,00		
3/8"	0	0,00	0	0,00	9,5	0,00	100,00		
<b>TOTAL</b>	200,00		200,00			100,00		100,00	

Fonte: Autora (2020)

Tabela 3 – Coeficiente de não-uniformidade

COEFICIENTE DE NÃO-UNIFORMIDADE (CNU)		
D60	0,149	mm
D10	0,297	mm
<b>CNU</b>	<b>0,502</b>	<b>MUITO UNIFORME</b>

Fonte: Autora (2020)

Tabela 4 – Coeficiente de curvatura

COEFICIENTE DE CURVATURA (CC)		
D60	0,149	mm
D30	0,074	mm
D10	0,297	mm
<b>CC</b>	<b>0,124</b>	<b>MAL GRADUADO</b>

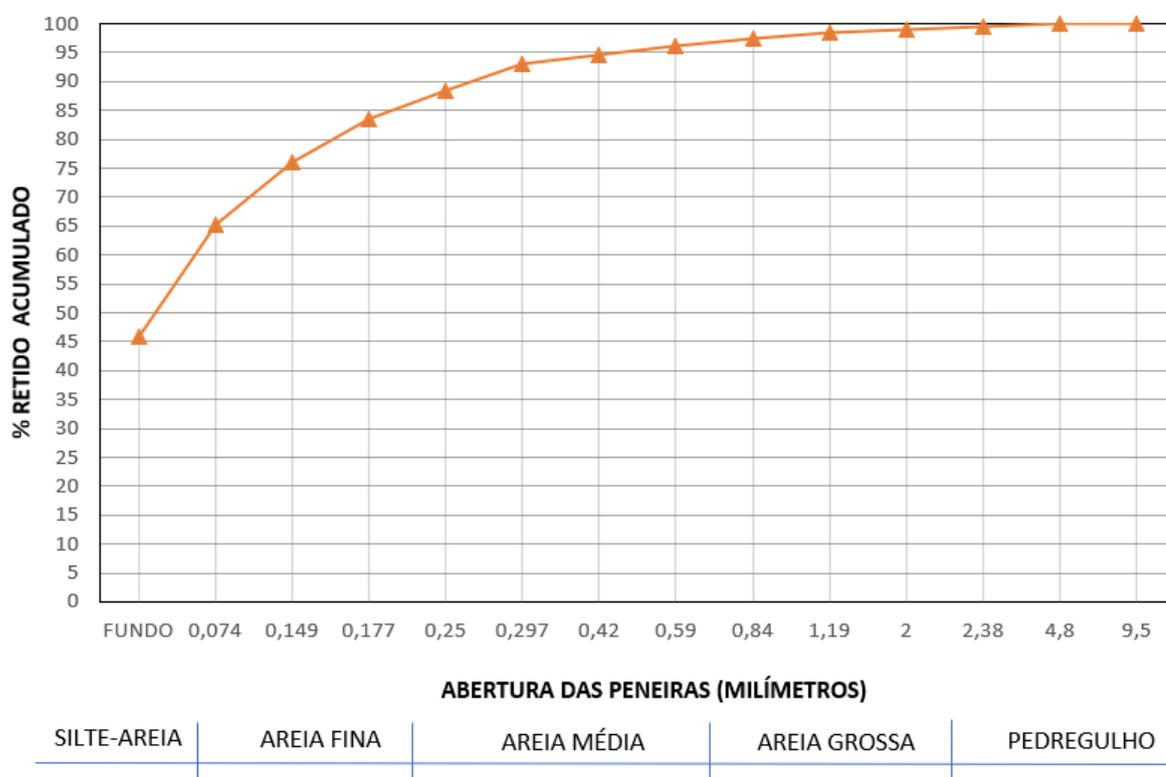
Fonte: Autora (2020)

Como observa-se na Tabela 3, o solo apresenta um CNU de 0,502, cujo valor é inferior a 5 o que indica que este solo é muito uniforme e, conseqüentemente, mal graduado. Tal fato deve-se a circunstância do solo não possuir uma granulometria variável visto que grande parte de suas frações são finas. Em contrapartida, o CC obtido foi de

0,124, como mostra a Tabela 4. Este valor por ser menor que 1 informa que a curva granulométrica é descontínua, ou seja, há ausência de frações de solo com certa granulometria. Deste modo, nota-se que as informações obtidas através do CNU quanto do CC se relacionam entre si, visto que um justifica o outro, ou seja, o CNU explica o porquê do comportamento descontínuo da curva.

Constata-se na curva granulométrica do solo, apresentada no Gráfico 1, a sua descontinuidade, como também, a predominância das frações finas. A descontinuidade da curva é notável por meio de seu formato, visto que apresenta o formato de “meio s” característico de um solo mal graduado. Quanto a predominância das frações finais, esta é observada mediante ao tamanho das frações e ao percentual retido em cada peneira. Sendo assim, mediante a esta análise, nota-se a predominância da granulometria fina na composição do solo dado que menos de 6 % das frações ficou retida nas peneiras de abertura de 9,5 a 0,59 mm, assim como, apenas 11,08 % das frações médias ficaram retidas de 0,42 a 0,25 mm.

Gráfico 1 – Curva granulométrica do solo



Fonte: Autora (2020)

Neste sentido, por apresentar uma granulometria mal graduada em decorrência da predominância de frações finais e da carência das frações médias e grosseiras, sob o ponto de vista da Engenharia, pode-se dizer que o solo não apresenta um comportamento desejável. Tal fato é decorrente do mal entrosamento entre os grãos em virtude da falta de frações média e grosseira. Tal fato implica em um baixo ângulo de atrito entre os grãos, o que conseqüentemente vem a acarretar uma maior compressibilidade e uma menor resistência.

No que se refere à massa específica dos grãos, esta ficou em  $2,71 \text{ g/cm}^3$ , cujo valor é característico para solos argilosos de acordo com o Floriano (2016) e Sachetti et al. (2017), visto que se encontra dentro do intervalo de  $2,70$  e  $2,80 \text{ g/cm}^3$ . Salienta-se que a massa específica obtida ficou próxima ao valor encontrado na pesquisa desenvolvida por Sachetti et al. (2017) na qual caracterizou os solos das regiões de Erechim/RS e Passo Fundo/RS, sendo este valor de  $2,78 \text{ g/cm}^3$ . A massa específica determinada implicou em um peso específico de  $26,62 \text{ kN/m}^3$ , como mostra a Tabela 5.

Tabela 5 – Massa específica dos grãos de solo

<b>MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS DE SOLO</b>		
MASSA DO PICNÔMETRO VAZIO (P1)	215,92	mg
MASSA DO PICNÔMETRO + SOLO (P2)	262,29	mg
MASSA DO PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (P3)	767,07	mg
MASSA DO PICNÔMETRO + ÁGUA (P4)	737,75	mg
TEMPERATURA DA ÁGUA	23	°C
MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA NA TEMPERATURA "t"	0,9976	$\text{g/cm}^3$
<b>MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DE SOLO</b>	<b>2,71</b>	<b><math>\text{g/cm}^3</math></b>
<b>PESO ESPECÍFICO</b>	<b>26,62</b>	<b><math>\text{kN/m}^3</math></b>

Fonte: Autora (2020)

Como abordado no referencial teórico, a plasticidade de um solo é determinada pela influência das partículas argilosas na presença de água. Esta influência foi analisada através dos Limites de Liquidez e de Plasticidade. O Limite de Liquidez determinado para o solo empregado foi de  $61,49 \%$ , o que significa que o solo necessita de um teor de umidade de  $61,49 \%$  para que uma ranhura nele feita se feche com apenas 25 golpes, como mostra a Tabela 6 e o Gráfico 2. Isso quer dizer que ao apresentar o teor de umidade de  $61,49 \%$ , o solo atinge o seu limite entre o seu estado de resistência ao cisalhamento e ao seu estado plástico.

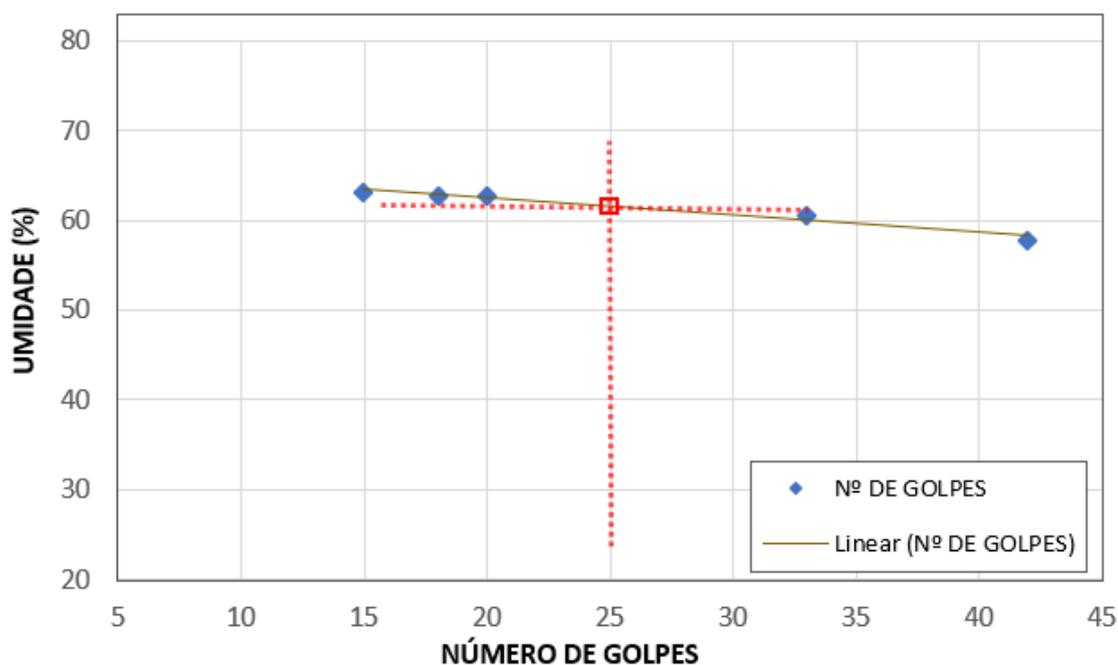
Tabela 6 – Determinação do Limite de Liquidez

AMOSTRA	MASSA DA CÁPSULA (g)	MASSA DA CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	MASSA DA CÁPSULA + SOLO SECO (g)	MASSA DE ÁGUA (g)	Nº DE GOLPES	UMIDADE (%)
LL 1	16,70	41,7	32,54	9,16	42	57,83
LL 2	15,50	40,5	31,07	9,43	33	60,57
LL 3	15,80	40,8	31,17	9,63	20	62,65
LL 4	16,32	41,32	31,68	9,64	18	62,76
LL 5	16,90	41,9	32,23	9,67	15	63,08
<b>VALOR DA UMIDADE PARA 25 GOLPES</b>						<b>61,49%</b>

Fonte: Autora (2020)

Nota-se na Tabela 6, que o número de golpes em que a amostra de solo foi submetida variou entre 15 a 42, sendo que para tais valores o teor de umidade ficou entre 57,83 a 63,08 %. Logo, percebeu-se que à medida que em aumentou a umidade, a resistência do solo diminui, ou seja, foi necessário a aplicação de menos golpes para o fechamento da ranhura. A resistência do solo decresce, pois, a água diminui a intensidade da força capilar entre as frações, implicando em uma menor aderência entre elas. Tendo-se em vistas o número de golpes e os teores de umidade, traçou-se o Gráfico 2 para a determinação do LL mediante a uma linha de tendência traçada entre os pontos.

Gráfico 2 – Determinação do Limite de Liquidez



Fonte: Autora (2020)

O Limite de Liquidez encontrado de 61,49 %, está dentro do intervalo de valores de LL característicos para solos argilosos apresentados por Machado et al. (2005) de 40 a 65%. Além disso, o LL obtido ficou próximo ao valor encontrado por Sachetti et al. (2017) de 62 %. Tendo-se em vista que o LL encontrado, tende-se a classificar o solo como argiloso, cujas frações de argila em decorrência de sua coesão são resistentes a penetração e a percolação de água dado que aos pequenos vazios entre as partículas, logo ao receber água aumentam de volume e, o solo é considerado como plástico. De acordo com Machado et al. (2005) uma vez que o solo apresenta o LL elevado isso indica que ele apresenta em sua composição materiais expansivos, ou seja, é susceptível ao aumento de volume, como é o caso das frações de argila, os quais são consideráveis indesejáveis para obras de pavimentação.

O Limite de Plasticidade, por sua vez, corresponde ao teor de umidade em que o solo deixa de ser plástico e passa a ser quebradiço. Conforme a Tabela 7, o LP obtido para o solo analisado foi de 46,15 % o que significa que o solo quer uma umidade de 46,15 % para admitir esta condição. O LP determinado encontra-se próximo do valor encontrado no estudo de Sachetti et al. (2017) de 47 %.

Tabela 7 – Determinação do Limite de Plasticidade

AMOSTRA	MASSA DA CÁPSULA (g)	MASSA DA CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	MASSA DA CÁPSULA + SOLO SECO (g)	MASSA DE ÁGUA (g)	UMIDADE (%)
LP 1	15,73	26,37	23,01	3,36	46,15
LP 2	15,75	25,98	22,74	3,24	46,35
LP 3	16,04	26,85	23,38	3,47	47,28
LP 4	15,68	25,86	22,63	3,23	46,47
<b>LIMITE DE PLASTICIDADE</b>				<b>46,15</b>	<b>%</b>

Fonte: Autora (2020)

Tendo-se em vista os valores de LL e LP obtidos, determinou-se os Índices de Plasticidade e de Consistência, como mostra a Tabela 8. O IP do solo ficou em 15,34 % o que de acordo com Floriano (2016) aponta que o solo é altamente plástico, visto que o IP é superior a 15. Isso significa que o solo apresenta uma alta coesão entre suas partículas, a qual dificulta a percolação e a penetração de água entre os vazios. É de suma valia ressaltar que ao comparar o IP obtido com o IP encontrado no estudo de Sachetti et al. (2017) há uma pequena diferença de 0,34 %. Em contrapartida, o IC apresentou o

valor de 1,92 % o que indica que as frações argilosas presentes no solo apresentam consistência dura, visto que o IC obtido é maior que 1 de acordo com Pinto (2013).

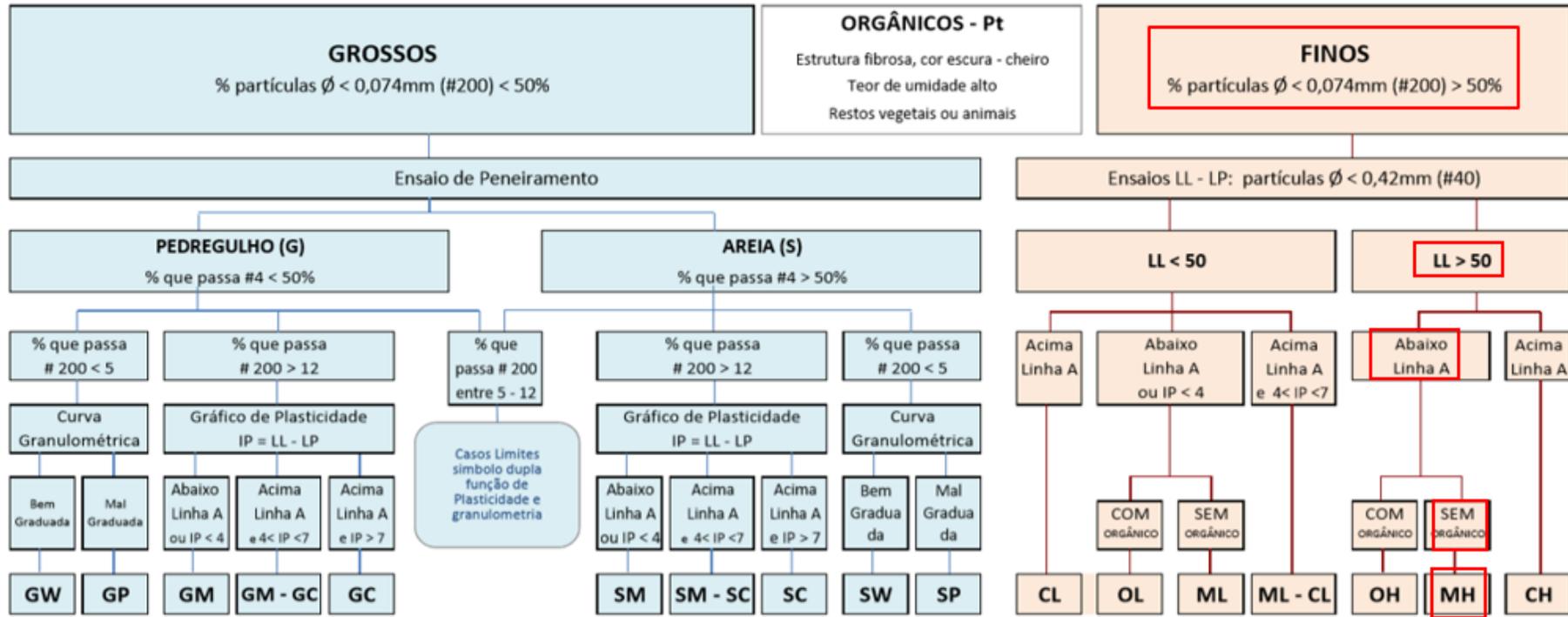
Tabela 8 – Índices de Plasticidade e Consistência do solo

LL	61,49	%
LP	46,15	%
UMIDADE NATURAL DO SOLO	31,99	%
<b>ÍNDICE DE PLASTICIDADE</b>	15,34	%
<b>ÍNDICE DE CONSISTÊNCIA</b>	1,92	-

Fonte: Autora (2020)

Sendo assim, mediante a curva granulométrica, LL, LP e o IP, classificou-se o solo por meio do emprego de dois dos três sistemas de classificação considerados pelo DNIT, sendo eles: Sistema Unificado de Classificação de Solos pelo método do SUCS e Sistema Rodoviário de Classificação. Em relação ao SUCS, pelo solo apresentar mais que 50 % de frações finas, este pertence ao grupo dos “finos”. Este último por sua vez é subdividido em dois grupos, que diferem entre si pela condição de LL ser maior ou menor que 50 %. Como o solo possui um LL de 61,49 %, ele passa a pertencer ao grupo “LL>50” que também é subdividido em dois. A divisão do grupo “LL>50” depende do IP, LL e se plasticidade se encontra acima ou abaixo da “Linha A” do Gráfico de Plasticidade. Por apresentar, IP de 15,34 % e LL de 61,49 %, o solo encontra-se abaixo da “Linha A”, o que caracteriza o solo como MH, ou seja, fino de alta plasticidade, semipermeável a permeável, como mostram as Figuras 31 e 32.

Figura 31 – Classificação do solo pelo método do SUCS



GW:  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$  e  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$  entre 1 e 3  
 GP: quando não são satisfeitos os requisitos de GW  
 SW:  $C_u > 6$  e  $C_c$  entre 1 e 3  
 SP: quando não são satisfeitos os requisitos de SW

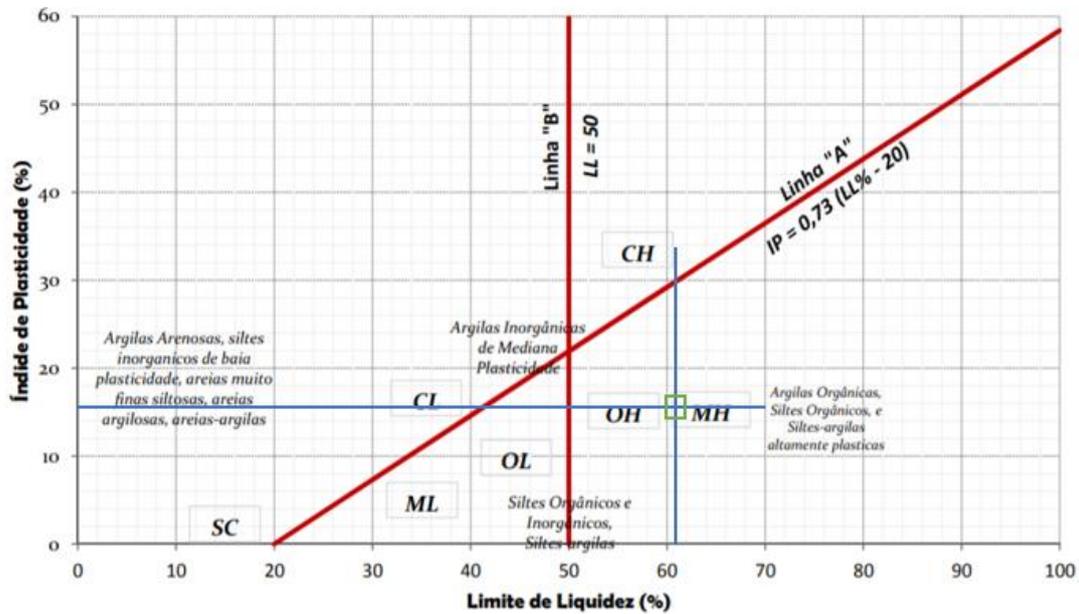
**SOLOS GROSSOS:**  
 G = gravel (pedregulho)  
 S = sand (areia)  
 W = well graded (bem graduado)  
 P = poorly graded (mal graduado)  
 C = clay (com argila)

**TURFAS (Pt):**  
 Solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e muito compressíveis.

**SOLOS FINOS:**  
 L = low (baixa compressibilidade)  
 H = high (alta compressibilidade)  
 M = mo (silte em sueco)  
 O = organic (silte ou argila, orgânicos)  
 C = clay (argila inorgânica)

Fonte: Adaptado Santos (2017)

Figura 32 – Classificação do solo através da plasticidade



Fonte: Adaptado de Santos (2020)

Em relação ao Sistema Rodoviário de Classificação, como o solo possui mais de 35 % da amostra passando pela peneira de nº 200, ele pertence ao grupo dos “materiais silto-argilosos”. Este grupo por sua vez é subdividido em cinco, os quais diferem entre si pelos valores mínimos e máximo do LL e do IP, sendo eles: A-4, A-5, A-6 e A-7. Por apresentar um percentual de 45,87 % passante pela peneira de nº 200, o LL de 61,49 %, o IP de 15,34 % e ter um índice de grupo de 4,91, o solo pertence ao subgrupo A-7, visto que este grupo requer uma porção mínima de 36 % passante pela peneira de número 200, um LL de no mínimo 41 %, um IP mínimo de no 11 % e IG máximo de 20. Por pertencer ao subgrupo A-7, o solo é classificado como argiloso, apresentando um comportamento considerado “sofrível a mau” ao ser aplicado como subleito o que significa que este solo não é adequado obras de pavimentação, como mostra a Figura 33.

Figura 33 – Classificação do solo pelo sistema rodoviário de classificação

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 argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Fonte: Adaptado DNIT (2006)

Ao analisar os resultados obtidos conforme os dois sistemas de classificação adotados, pode-se dizer que o solo apresenta granulometria fina, sendo considerado argiloso de acordo com os seus Limites de Attenberg. Além disso, por conter uma parcela representativa de frações finas possui alta plasticidade, é coesivo e não é indicado para uso como subleito em decorrência de alta capacidade de compressibilidade.

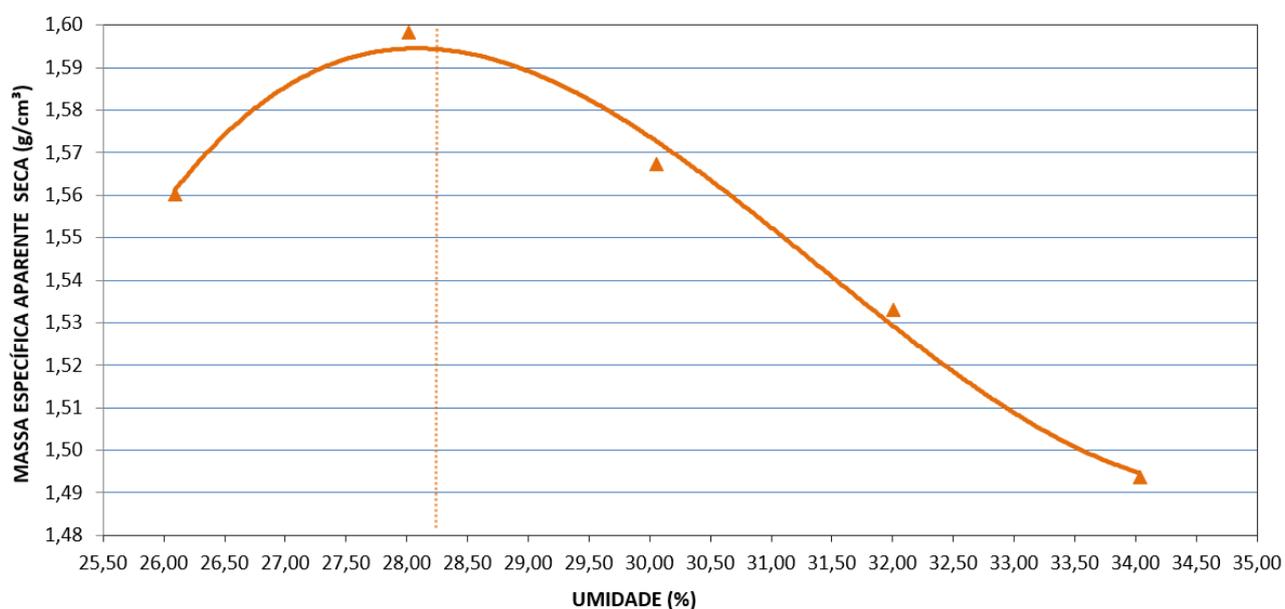
No que diz respeito às propriedades mecânicas do solo, estas foram avaliadas por meio dos Ensaio de Compactação e de Resistência à Compressão Simples. Quanto ao Ensaio de Compactação foi empregado o método de Proctor, por meio do qual determinou-se a umidade ótima por meio da relação entre a massa específica aparente seca do solo e o teor de umidade do solo, como mostra a Tabela 9. Tendo-se em vistas as massas específicas aparente secas e os teores de umidade, traçou-se a curva de compactação, como mostra o Gráfico 3.

Tabela 9 – Ensaio de compactação do solo

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - 100 % SOLO											
PONTO	VOLUME DO CP (g/cm <sup>3</sup> )	PESO SOLO (g)	MASSA ESPECÍFICA (g/cm <sup>3</sup> )	Nº CÁPSULA	PESO DA CÁPSULA	PESO CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	PESO CÁPSULA + SOLO SECO (g)	PESO DA ÁGUA (g)	UMIDADE (%)	MÉDIA UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm <sup>3</sup> )
W=0%	1028,87	2024,00	1,97	C1	5,75	29,13	24,27	4,86	26,24	26,09	1,56
				C2	6,77	27,26	23,04	4,22	25,94		
W=2%	1028,87	2105,00	2,05	C1	6,14	29,31	24,24	5,07	28,01	28,01	1,60
				C2	6,66	31,70	26,22	5,48	28,02		
W=4%	1028,87	2097,00	2,04	C1	5,54	33,35	26,93	6,42	30,01	30,05	1,57
				C2	7,39	31,04	25,57	5,47	30,09		
W=6%	1028,87	2082,00	2,02	C1	6,63	28,49	23,18	5,31	32,08	32,00	1,53
				C2	6,19	27,39	22,26	5,13	31,92		
W=8%	1028,87	2060,00	2,00	C1	6,64	28,29	22,79	5,50	34,06	34,04	1,49
				C2	7,15	28,07	22,76	5,31	34,02		

Fonte: Autora (2020)

Gráfico 3 – Curva de compactação do solo



Fonte: Autora (2020)

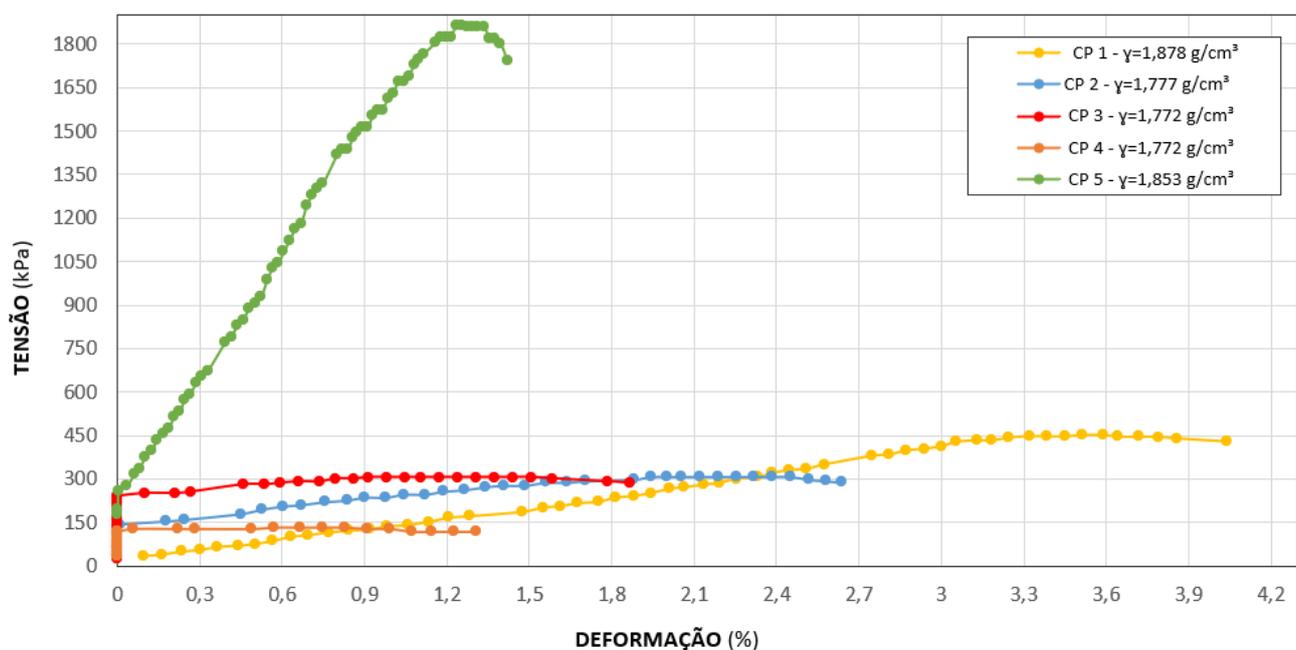
Nota-se no Gráfico 3 que a curva cresce, atinge seu pico e decresce. Constata-se no chamado “ramo seco” da curva, ou seja, no trecho crescente, houve um aumento da massa específica aparente seca em virtude do fato de haver uma quantidade de umidade no solo suficiente para lubrificar as partículas facilitando os arranjos das mesmas fazendo com que se tenha um aumento da força capilar entre as frações, e como consequência, tem-se a formação de grumos. Por conta disso, a energia de compactação propagou-se com facilidade o que contribuiu para a compactação do solo.

Ao atingir o ponto de deflexão da curva, ou seja, seu ponto máximo determinou-se a umidade ótima do solo, cujo valor é 28,3%. Esta última que corresponde a umidade em que solo atinge sua massa específica aparente seca máxima de 1,61 g/cm<sup>3</sup>, e conseqüentemente, sua compactação máxima. Deste modo, em virtude da umidade ótima, pode-se dizer que independentemente de o teor de umidade do for maior ou menor do que a umidade ótima, o solo não irá ser compactação ao seu máximo.

Em contrapartida no “ramo úmido”, ou seja, no trecho decrescente da curva, pelo fato de haver teores de umidade superiores a umidade ótima, teve-se uma diminuição da força capilares entre as frações de solo em decorrência da água em excesso. Como a água compreende em um elemento incompressível, parte da energia de compactação aplicada a amostra de solo se dissipou ocasionando uma má compactação do solo. Essa dissipação aconteceu porque havia uma quantidade de água entre as frações. Em virtude disso, passou-se a ter uma maior parcela de água do que partículas sólidas, o que influenciou a diminuição da massa específica aparente seca máxima do solo.

Em relação à resistência à Compressão Simples do solo, esta foi avaliada mediante as curvas de tensão *versus* deformação dos CP's. Traçou-se tais curvas tendo-se em vista os dados referentes a altura e ao diâmetro dos CP's, como também, de seus deslocamentos e da força compressão axial a que foram submetidos, como mostra o Gráfico 4.

Gráfico 4 – Curvas de tensão *versus* deformações dos CP's 100 % solo



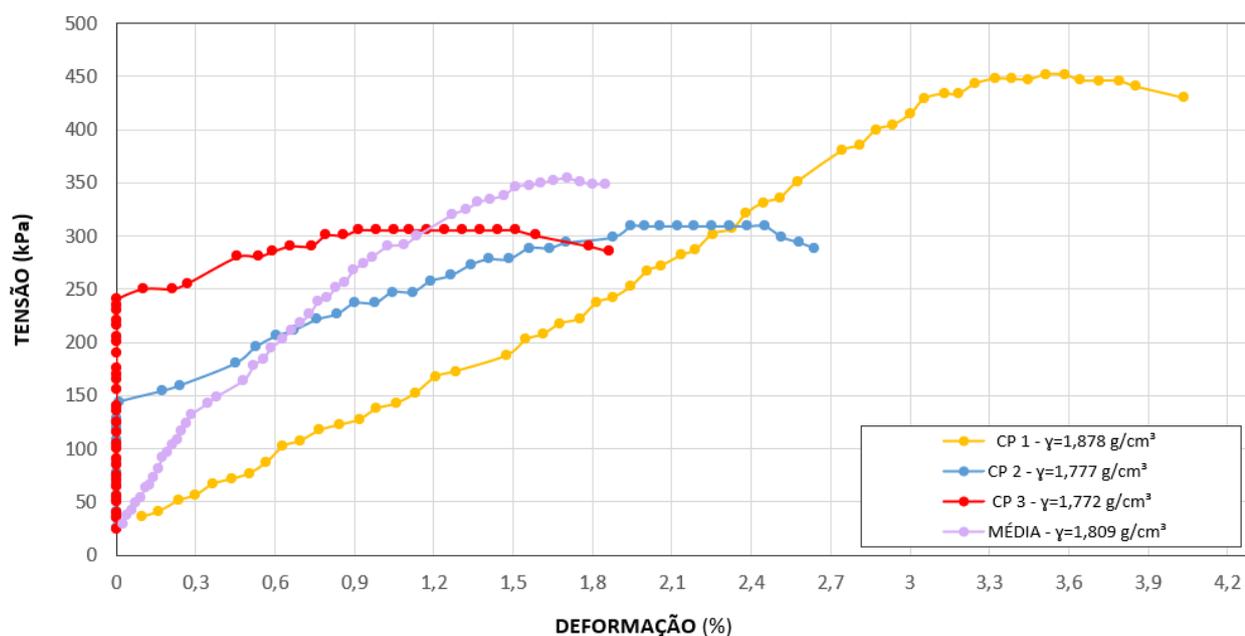
Fonte: Autora (2020)

Ao analisar as curvas, percebe-se que os CP`s 4 e 5 apresentam, respectivamente, os valores extremos de 133,79 kPa e 1863,17 kPa para tensão de ruptura. Este fato pode ser justificado pela variação do módulo da energia de compactação manual do solo aplicado durante a moldagem dos CP`s, ou seja, aplicou-se uma menor energia para a confecção do CP 4, enquanto no CP 5 uma maior energia. Em decorrência disto, excluiu-se os resultados obtidos para os CP`s 4 e 5, e, portanto, considerou-se apenas os resultados dos demais CP`s para a análise da resistência a compressão simples do solo.

Além disso, notou-se que de modo geral, os demais CP`s tiveram uma deformação proporcional ao carregamento que estavam sujeitos. Constatou também que nas curvas de tensão *versus* deformação dos CP`s 2 e 3, a presença de trechos verticais retilíneos, os quais apontam para uma deformação zero nos instantes iniciais a aplicação da carga. Tal fato pode ser explicado pela falta de contato entre a superfície do CP e o prato da prensa do aparelho de compressão.

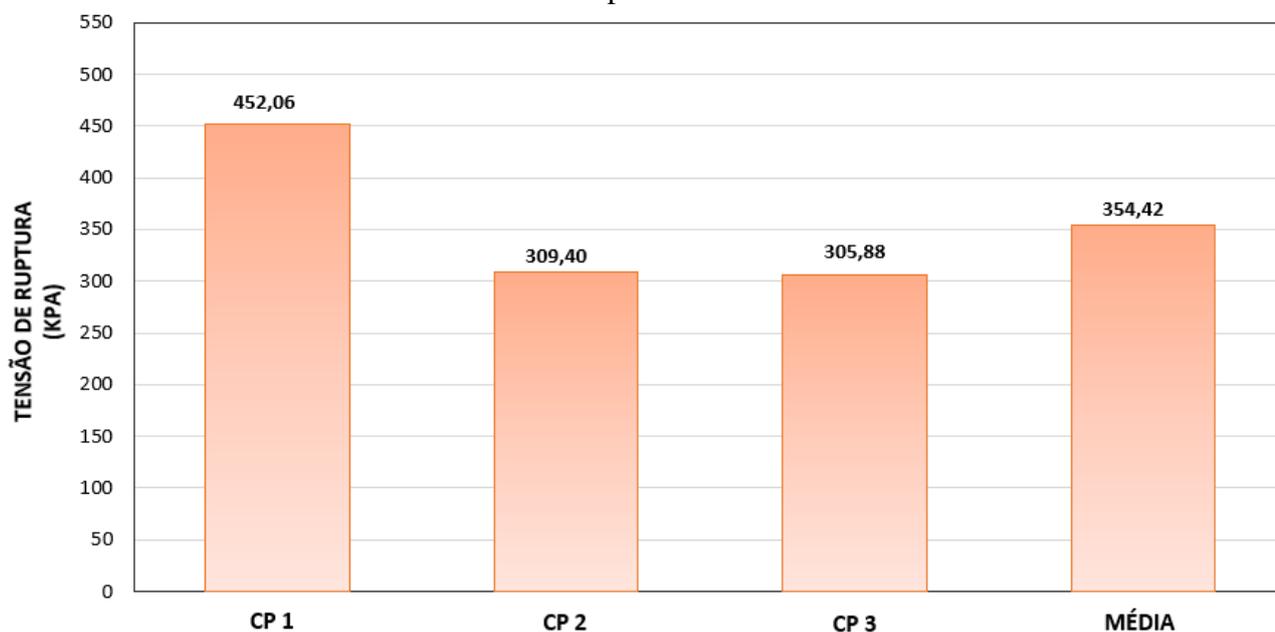
Considerando-se os dados dos CP`s 1, 2 e 3, determinou-se os valores médios da tensão aplicada, assim como, das deformações. Tendo-se vista estes valores traçou-se a curva tensão *versus* deformação média, e obteve-se a tensão de ruptura como mostram os Gráficos 5 e 6. Ao analisar as curvas e as tensões de ruptura obtidas, nota-se que as curvas dos CP`s apresentam de modo geral um comportamento semelhante, visto que sofreram uma deformação gradual. Além disso, nota-se no Gráfico 6, constata-se que dentre os CP`s é o CP 1 que apresenta uma resistência à compressão de 452,06 kPa, sendo este o maior valor dentre os três. Tal fato pode ser justificado pela aplicação de módulo da energia de compactação maior do que nos demais CP`s.

Observou-se que os CP`s 2 e 3 apresentam uma resistência semelhante devido ao fato de serem moldados com energias de compactação semelhantes. Entretanto, é o CP 3 que possui a menor resistência entre os três CP`s, cujo valor é 305,88 kPa. Sendo assim, a tensão média de ruptura do solo obtida foi de 354,42 kPa, cujo valor foi obtido mediante a média as tensões de ruptura dos CP`s 1,2 e 3, como mostra o Gráfico 6.

Gráfico 5 – Curva tensão *versus* deformação 100 % solo

Fonte: Autora (2020)

Gráfico 6 – Tensão de ruptura dos CP`s 100 % de solo



Fonte: Autora (2020)

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO DO RESÍDUO AGRÍCOLA

O resíduo agrícola utilizado para este trabalho, a casca de soja apresentou uma umidade natural de 6,54 %, como mostra a Tabela 10. Percebe-se que a diferença entre o

teor de umidade natural da casca de soja e a do solo é 25,46 %, logo pode-se dizer que o resíduo em seu estado natural estava mais seco do que o solo. Percebeu-se este feito ao analisar de modo visual e tátil tanto a casca de soja quanto o solo. A fibra vegetal ao toque aparentava estar seca, e visualmente suas frações estavam dispersas, enquanto o solo apresentava torrões, e ao toque aparentava estar úmido. Constatou-se esta situação ao analisar a massa de água perdida pela fibra após sua secagem em estufa, cuja perda não chegou a 1,5 g o que indica que o resíduo estava praticamente seco. Enquanto o solo, por sua vez, apresentava torrões e ao toque sentiu-se sua umidade, e, portanto, apresentava uma massa de água em torno de 12,5 g em estado natural.

Tabela 10 – Umidade natural da casca de soja

AMOSTRA	MASSA DA CÁPSULA (g)	MASSA RESÍDUO ÚMIDO + CÁPSULA (g)	MASSA RESÍDUO SECO + CÁPSULA (g)	MASSA DE ÁGUA (g)	UMIDADE (%)
A1	15,48	36,42	35,29	1,13	5,70
A2	17,13	37,51	36,17	1,34	7,04
A3	16,25	29,32	28,48	0,84	6,87
<b>UMIDADE MÉDIA DA CASCA DE SOJA (%)</b>					6,54

Fonte: Autora (2020)

Quanto à massa específica dos grãos, a casca de soja apresentou o valor de 0,66 g/cm<sup>3</sup> e um peso específico de 6,46 kN/m<sup>3</sup>, como mostra a Tabela 11. Nota-se que o valor encontrado para a massa específica do resíduo é pequeno quando comparado à massa específica dos grãos de solo, sendo a diferença entre eles de 2,05 g/cm<sup>3</sup>. Esta diferença deve-se ao fato de as partículas da fibra vegetal serem mais leves do que as frações do solo.

Tabela 11 – Massa específica real dos grãos da casca de soja

<b>MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS DA CASCA DE SOJA</b>		
MASSA DO PICNÔMETRO VAZIO (P1)	204,07	g
MASSA DO PICNÔMETRO + SOLO (P2)	226,62	g
MASSA DO PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (P3)	709,88	g
MASSA DO PICNÔMETRO + ÁGUA (P4)	721,47	g
TEMPERATURA DA ÁGUA	23	°C
MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA NA TEMPERATURA "t"	0,9976	g/cm <sup>3</sup>
<b>MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DE SOLO</b>	0,66	g/cm <sup>3</sup>
<b>PESO ESPECÍFICO</b>	6,46	kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Autora (2020)

Por meio do Ensaio de Granulometria, constatou-se que 69,24 % da casca de soja é composta por uma porção representativa de partículas cujo tamanho é igual as frações de areia grossa, seguindo de 23,27 % de frações com tamanho semelhante a areia média, 6,91 % da de areia fina, 0,36 % a de frações finas e 0,23 % de partículas com tamanho de pedregulhos, como mostra a Tabela 12. Esta composição indica que mais de 70 % do resíduo agrícola é composto por frações grosseiras a médias, caracterizando assim, a casca de soja como mal graduada, fato este que é conseqüentemente constatado nos Coeficientes de Não-Uniformidade e de Curvatura da fibra vegetal, como apresentam as Tabelas 13 e 14.

Tabela 12 – Granulometria da casa de soja

GRANULOMETRIA DA CASCA DE SOJA									
Nº	1º DETERMINAÇÃO		2º DETERMINAÇÃO		ABERTURA (mm)	% MÉDIA RETIDA	% RETIDO ACUMULADO	%	Tipo de solo
	PESO RETIDO		PESO RETIDO						
	g	%	g	%					
FUNDO	0,75	0,375	0,7	0,35	FUNDO	0,36	0,36	0,36	SILTE- ARGILA
200	3,66	1,83	4,94	2,47	0,074	2,15	2,51	6,91	AREIA FINA
100	1,91	0,955	2,11	1,055	0,149	1,01	3,52		
80	6,07	3,035	8,94	4,47	0,177	3,75	7,27		
60	4,33	2,165	6,08	3,04	0,25	2,60	9,87	23,27	AREIA MÉDIA
50	9,87	4,935	12,27	6,135	0,30	5,54	15,41		
40	26,53	13,265	33,99	16,995	0,42	15,13	30,54		
30	18,49	9,245	28,91	14,455	0,59	11,85	42,39	69,24	AREIA GROSSA
20	26,5	13,25	44,88	22,44	0,84	17,85	60,23		
16	99,6	49,8	56,11	28,055	1,19	38,93	99,16		
10	1,97	0,985	0,48	0,24	2,00	0,61	99,77	0,23	PEDREGULHO FINO
8	0,26	0,13	0,56	0,28	2,36	0,21	99,98		
4	0,04	0,02	0,03	0,015	4,76	0,01	99,99		
3/8"	0,02	0,01	0	0	9,50	0,01	100,00		
<b>TOTAL</b>	<b>200,00</b>		<b>200,00</b>			<b>100,00</b>			

Fonte: Autora (2020)

Tabela 13 – Coeficiente de não-uniformidade da casca de soja

COEFICIENTE DE NÃO-UNIFORMIDADE (CNU) DA CASCA DE SOJA		
D60	1,19	mm
D10	0,25	mm
<b>CNU</b>	<b>4,760</b>	<b>MUITO UNIFORME</b>

Fonte: Autora (2020)

Tabela 14 – Coeficiente de curvatura da casca de soja

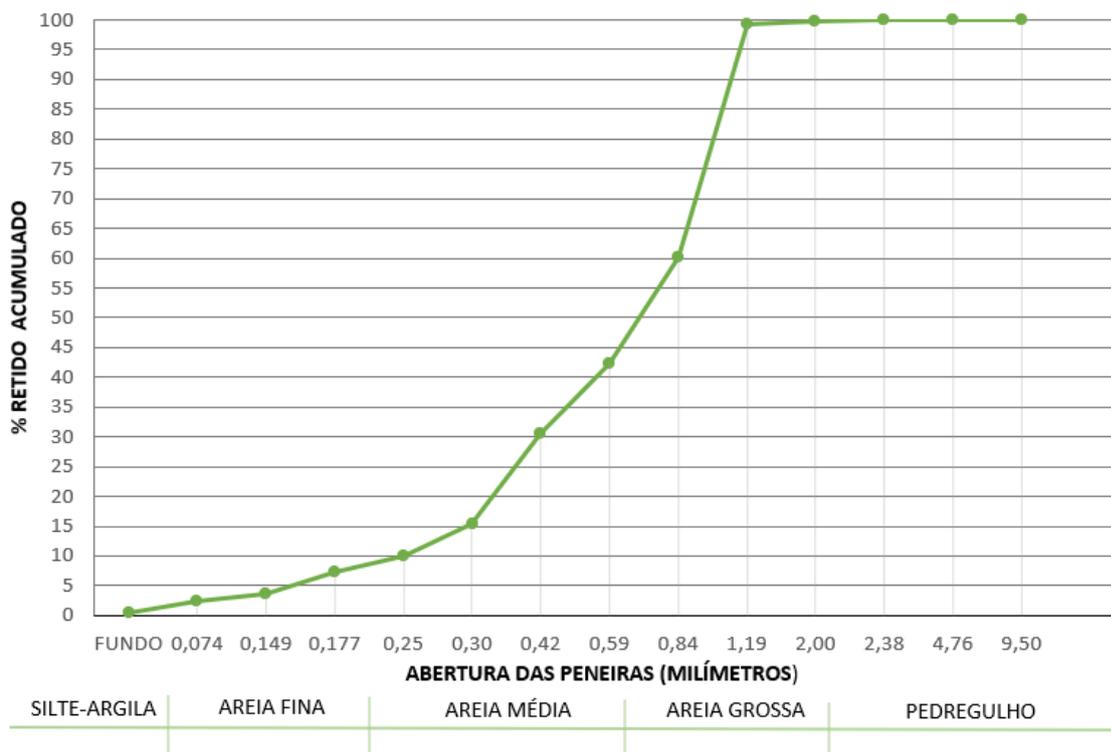
<b>COEFICIENTE DE CURVATURA (CC) DA CASCA DE SOJA</b>		
D60	1,19	mm
D30	0,42	mm
D10	0,25	mm
<b>CC</b>	<b>0,593</b>	<b>MAL GRADUADO</b>

Fonte: Autora (2020)

Constata-se na Tabela13 que o resíduo agrícola apresenta um CNU de 4,760, cujo valor por ser inferior a 5, aponta que a casca de soja possui uma granulometria muito uniforme e, conseqüentemente, mal graduada. Este feito pode ser justificado pelo fato deste resíduo não possuir frações variáveis dado que grande parte de suas partículas apresentam tamanho típico de frações grosseiras a médias. De acordo com a Tabela 14, obteve-se o valor de 0,593 para o CC, cujo valor por ser inferior a 1 indica que a curva granulometria é descontínua em decorrência da carência de certas frações. Sendo assim, percebe-se que as informações obtidas por meio tanto do CNU quanto do CC se correlacionam uma vez que um justificada o porquê do comportamento descontínuo da curva.

Nota-se na curva granulométrica da casca de soja, apresentada no Gráfico 7, a sua descontinuidade, como também, a predominância das frações grosseiras de areia. A descontinuidade da curva é perceptível em sua região central, visto que esta tende a apresentar um comportamento linear, caracterizando assim, o resíduo como mal graduado. No que se refere a predominância das frações com tamanhos de areia grossa, esta é constatada pelo tamanho das frações e ao percentual retido nas peneiras. Logo, tendo-se em vista esta análise, constata-se o domínio de granulometria grosseira e média na composição da casca de soja visto que mais de 92,51 % da amostra ficou retida entre as peneiras com abertura entre 2 a 0,25 mm. Enquanto que menos de 5 % da fração fina passou pela peneira de abertura de 0,074 mm, assim como, apenas 0,23 % da fração pedregulho ficou retida entre as aberturas de 9,5, 4,8 e 2,38 mm.

Gráfico 7 – Curva granulométrica da casca de soja



Fonte: Autora (2020)

Neste sentido, por apresentar uma granulometria mal graduada em virtude do predomínio das frações grosseira e da carência das frações finas e pedregulhos, sob o ponto de vista do emprego deste resíduo para a confecção de misturas com o solo caracterizado, pode-se dizer que a mistura originada poderá desenvolver um bom desempenho mecânico. Tal feito deve-se a circunstância do solo caracterizado apresentar uma granulometria predominantemente composta por frações finas, enquanto na casca soja é dominante as frações grosseiras a médias. Logo, como consequência, a mistura destas duas granulometrias, gera um composto cujo ângulo de atrito das frações será maior do que o do solo, vindo a acarretar na diminuição da compressibilidade e no aumento da resistência.

#### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DO COMPOSTO SOLO-CAL-FIBRA VEGETAL

No que diz respeito ao desempenho mecânico do composto solo-cal-fibra vegetal, assim como na caracterização do solo, foi avaliado por meio dos ensaios de compactação e de resistência à compressão simples. Quanto ao ensaio de compactação, empregou-se o

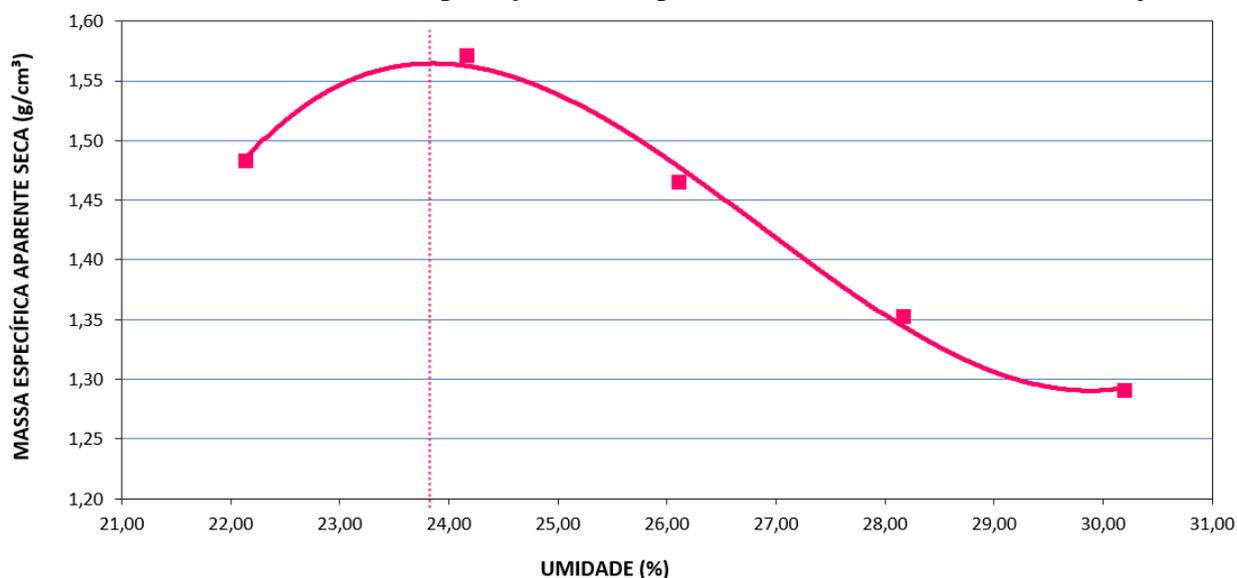
método de Proctor, por meio do qual determinou-se a umidade ótima dos compostos com teores de 2 e 4% de cal e casca de soja, mediante a correlação entre a massa específica aparente seca das misturas e o teor de umidade destas, como mostram as Tabelas 15 e 16. Tendo-se em vistas os dados de massa específica aparente seca e os teores de umidade, traçou-se as curvas de compactação, as quais são apresentadas nos Gráficos 8 e 9.

Tabela 15 – Compactação do composto com teor de 2% de cal e casca de soja

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - SOLO + 2 % DE CAL + 2 % CASCA DE SOJA											
PONTO	VOLUME DO CP (g/cm <sup>3</sup> )	MASSA DO COMPOSTO (g)	MASSA ESPECÍFICA (g/cm <sup>3</sup> )	Nº CÁPSULA	MASSA DA CÁPSULA	MASSA DA CÁPSULA + COMPOSTO ÚMIDO (g)	MASSA CÁPSULA + COMPOSTO SECO (g)	PESO DA ÁGUA (g)	UMIDADE (%)	MÉDIA UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm <sup>3</sup> )
W=0%	1017,50	1843,00	1,81	C1	5,77	19,53	17,04	2,49	22,09	22,14	1,48
				C2	5,83	19,27	16,83	2,44	22,18		
W=2%	1017,50	1985,00	1,95	C1	5,68	22,92	19,56	3,36	24,21	24,17	1,57
				C2	5,66	21,40	18,34	3,06	24,13		
W=4%	1017,50	1880,00	1,85	C1	6,12	20,42	17,46	2,96	26,10	26,11	1,47
				C2	5,93	19,40	16,61	2,79	26,12		
W=6%	1017,50	1764,00	1,73	C1	5,88	18,25	15,53	2,72	28,19	28,17	1,35
				C2	5,72	19,06	16,13	2,93	28,15		
W=8%	1017,50	1710,00	1,68	C1	5,76	19,28	16,14	3,14	30,25	30,19	1,29
				C2	5,81	21,14	17,59	3,55	30,14		

Fonte: Autora (2020)

Gráfico 8 – Curva de compactação do composto com 2% de cal e de casca de soja



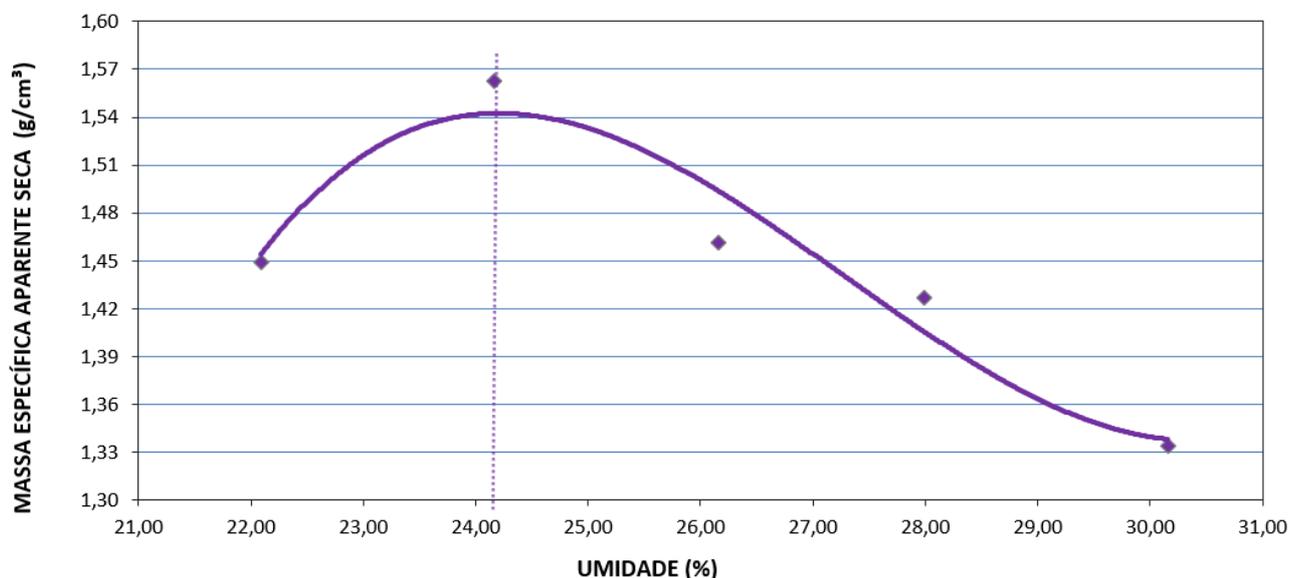
Fonte: Autora (2020)

Tabela 16 – Compactação do composto com teor de 4% de cal e casca de soja

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - SOLO + 4 % DE CAL + 4 % CASCA DE SOJA											
PONTO	VOLUME DO CP (g/cm <sup>3</sup> )	MASSA DO COMPOSTO (g)	MASSA ESPECÍFICA (g/cm <sup>3</sup> )	Nº CÁPSULA	MASSA DA CÁPSULA	MASSA DA CÁPSULA + COMPOSTO ÚMIDO (g)	MASSA CÁPSULA + COMPOSTO SECO (g)	PESO DA ÁGUA (g)	UMIDADE (%)	MÉDIA UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm <sup>3</sup> )
W=0%	1017,50	1800,00	1,77	C1	7,65	25,27	22,07	3,20	22,19	22,09	1,45
				C2	5,93	20,91	18,21	2,70	21,99		
W=2%	1017,50	1974,00	1,94	C1	8,47	20,37	18,04	2,33	24,35	24,16	1,56
				C2	5,81	20,34	17,53	2,81	23,98		
W=4%	1017,50	1876,00	1,84	C1	5,36	17,76	15,19	2,57	26,14	26,16	1,46
				C2	6,30	22,30	18,98	3,32	26,18		
W=6%	1017,50	1858,00	1,83	C1	5,19	21,64	18,03	3,61	28,12	27,99	1,43
				C2	6,72	28,10	23,44	4,66	27,87		
W=8%	1017,50	1766,00	1,74	C1	7,63	28,06	23,32	4,74	30,21	30,16	1,33
				C2	6,54	23,74	19,76	3,98	30,11		

Fonte: Autora (2020)

Gráfico 9 – Curva de compactação do composto com 4% de cal e de casca de soja



Fonte: Autora (2020)

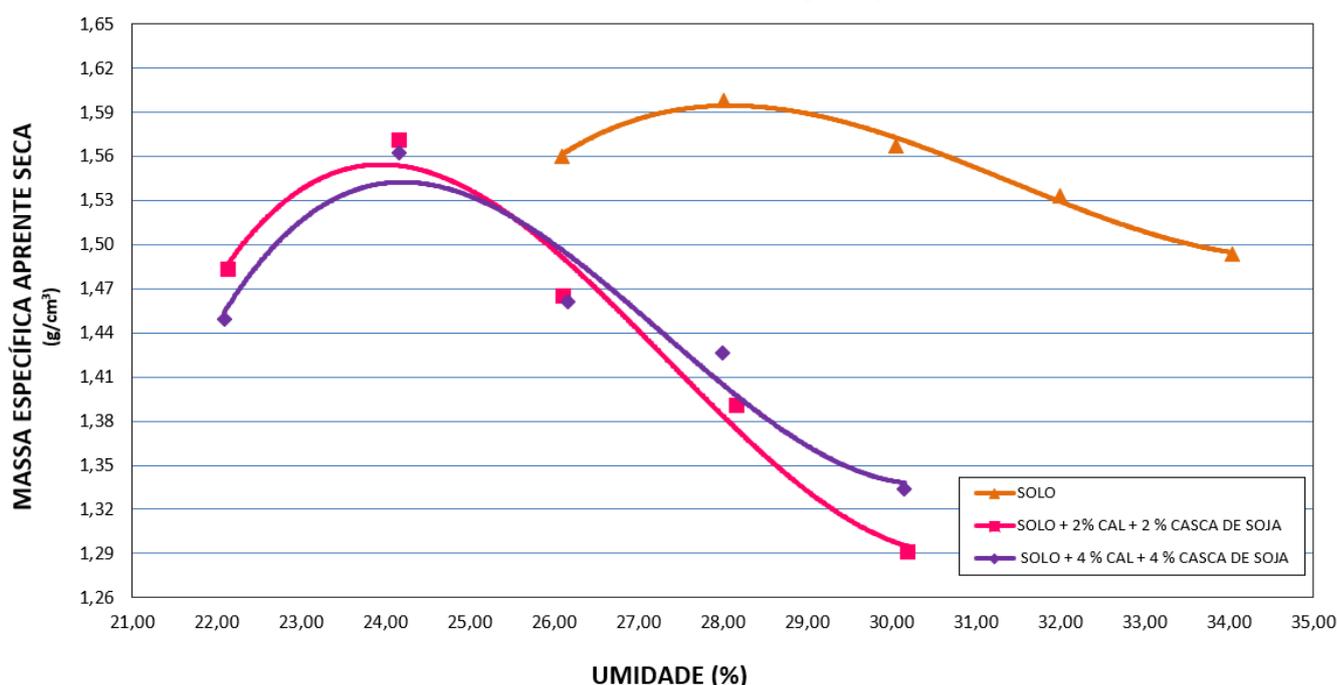
Constata-se nos Gráficos 8 e 9 que ambas as curvas em seus respectivos “ramos seco”, ou seja, nos trechos crescentes, apresentam um aumento da massa específica aparente seca devido a lubrificação e o arranjo das partículas em decorrência do aumento do teor de umidade. Tal fato ocasionou um aumento da força capilar entre as frações, acarretando assim, na aderência dos grãos e a formação dos grumos. Por conta disto, a energia de compactação propagou-se com facilidade o que contribuiu para a compactação do solo.

Além disso, percebe-se que nos pontos de deflexão, as curvas atingem seus pontos máximo, tornando possível a determinação do teor de umidade ótima dos compostos. A

mistura de 2 % apresentou uma umidade ótima de 23,8 % para uma massa específica aparente seca de 1,58 g/cm<sup>3</sup>, enquanto a mistura de 4 % uma umidade ótima de 24,2 % para a massa específica aparente seca de 1,55 g/cm<sup>3</sup>. Os valores de umidade ótima obtidos apontam a umidade que os compostos atingem sua massa específica aparente máxima, assim como, sua compactação máxima.

Tendo-se em vista os valores obtidos para a umidade ótima e massa específica aparente seca para as misturas de 2 e 4 %, comparou-se tais valores com os resultados obtidos para a amostra de solo. Nesta análise constata-se que houve uma redução tanto da umidade ótima quanto da massa específica, como mostra o Gráficos 10. Este feito pode ser justificado pelo aumento de vazios devido ao acréscimo de casca de soja, o que facilita a penetração e a percolação de água entre as frações de solo. Entretanto, como a água é um elemento incompressível, esta interfere na propagação da energia de compactação, fazendo com que as frações do composto não se aderem facilmente entre si devido à baixa intensidade da forças capilares, fazendo com a massa específica aparente seca e a necessidade de inserir umidade ao solo diminuam. Além da casca de soja, a cal também exerce influência neste resultado, visto que em contato com a água, esta desencadeia uma reação química no composto que pode a vim alterar o pH do composto, como também, dificultar a aderência das partículas.

Gráfico 10 – Curvas de compactação

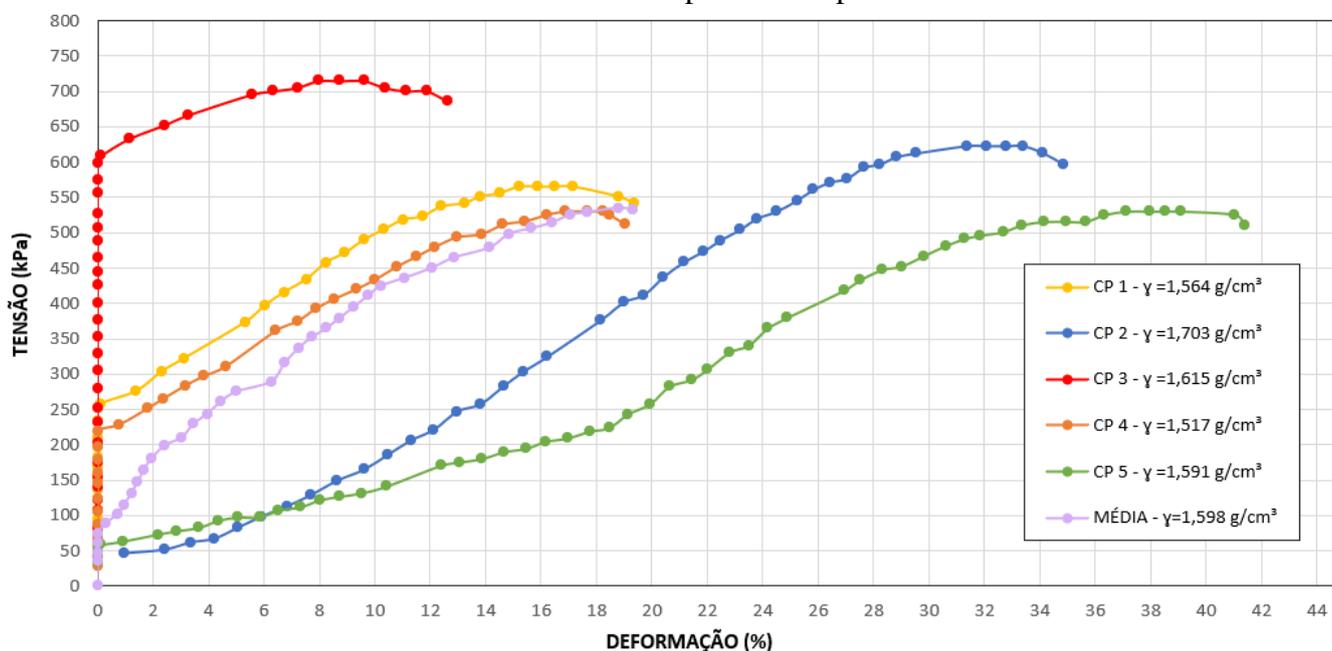


Fonte: Autora (2020)

Em contrapartida no “ramo úmido”, ou seja, nos trechos decrescentes das curvas, pelo fato de haver teores de umidade superiores a umidade ótima, teve-se uma diminuição da força capilares entre as frações de solo em decorrência da água em excesso. Como a água é um elemento incompressível, parte da energia de compactação aplicada as amostras das misturas de 2 e 4 % se dissipou ocasionando uma má compactação do solo. Essa dissipação aconteceu porque havia uma quantidade de água significativa entre as frações. Em virtude disso, passou-se a ter uma maior parcela de água do que partículas dos compostos, o que acarretou na diminuição massa específica aparente seca.

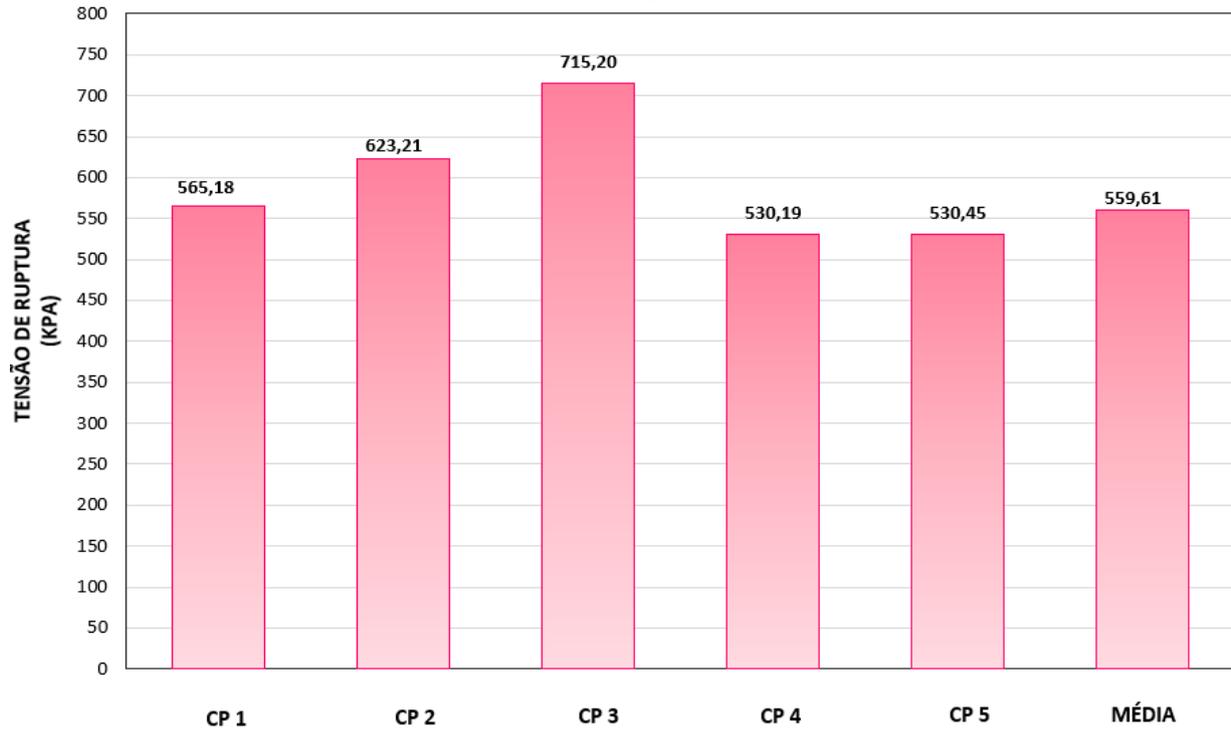
No que diz respeito à resistência à compressão simples dos compostos, assim como na amostra de solo puro, esta foi avaliada mediante as curvas de tensão *versus* deformação do CP`s. Tais curvas foram traçadas tendo-se em vista os dados referentes a deformação dos CP`s e a força compressão axial a que foram submetidos. Sendo assim, os Gráficos 11 e 12 apresentam, respectivamente, as curvas de tensão *versus* deformação e a tensões de ruptura dos CP`s da mistura de 2 %, enquanto os Gráficos 13 e 14 as curvas e a tensões de ruptura dos CP`s da mistura de 4 %.

Gráfico 11 – Resistência à compressão simples da mistura de 2 %



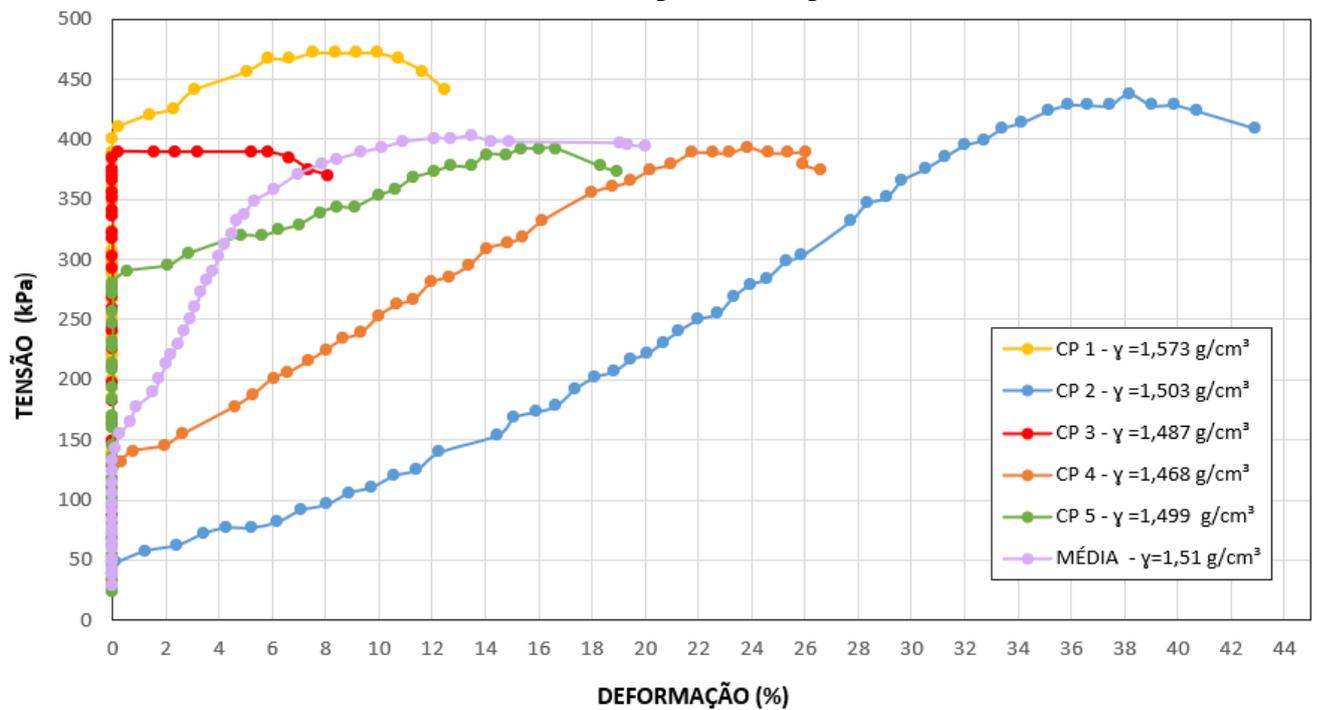
Fonte: Autora (2020)

Gráfico 12 – Tensões de ruptura dos CP's da mistura de 2%



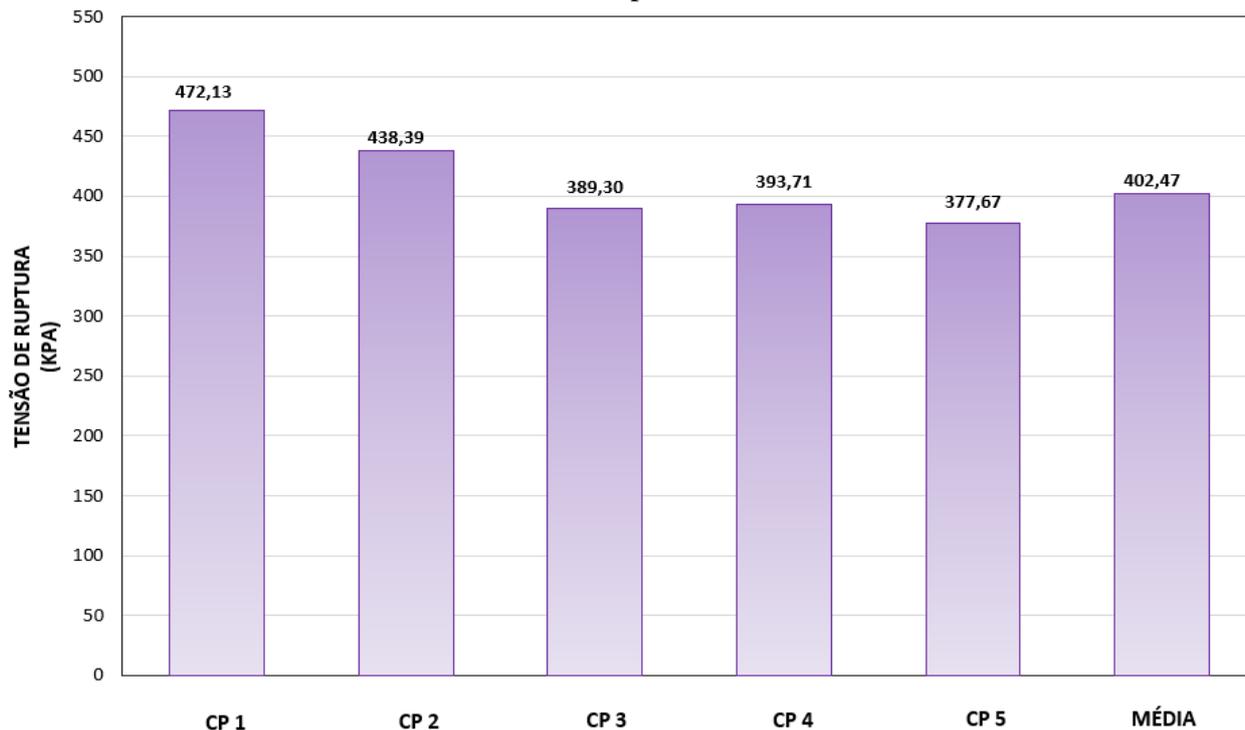
Fonte: Autora (2020)

Gráfico 13 – Resistência à compressão simples da mistura de 4 %



Fonte: Autora (2020)

Gráfico 14 – Tensões de ruptura dos CP's da mistura de 4%



Fonte: Autora (2020)

Ao analisar os gráficos referentes à mistura de 2%, constata-se que os CP's 3 e 4 apresentam, respectivamente, a maior e a menor tensão de ruptura, cujos valores são 715,20 kPa e 530,19 kPa. A diferença de 185,01 kPa de tensão de ruptura entre estes CP's pode ser justificada pela variação do módulo da energia de compactação aplicado durante a moldagem manual dos CP's, ou seja, aplicou-se uma menor energia para a confecção do CP 4, enquanto no CP 5 uma maior energia. Os demais CP's, por sua vez, apresentam a tensão de ruptura entre 530,45 a 623,21 kPa, o que contribui para uma tensão média de 559,61 kPa. Nota-se que a tensão de ruptura média é maior do que a tensão de ruptura dos CP's 1, 4 e 5 que correspondem respectivamente aos valores de 565,18 kPa, 530,19 kPa e 530,45 kPa, em decorrência do fato de que a resistência média do composto foi influenciada pela tensão de ruptura dos CP's 2 e 3, cujos valores são, respectivamente, 623,21 kPa e 715,20 kPa.

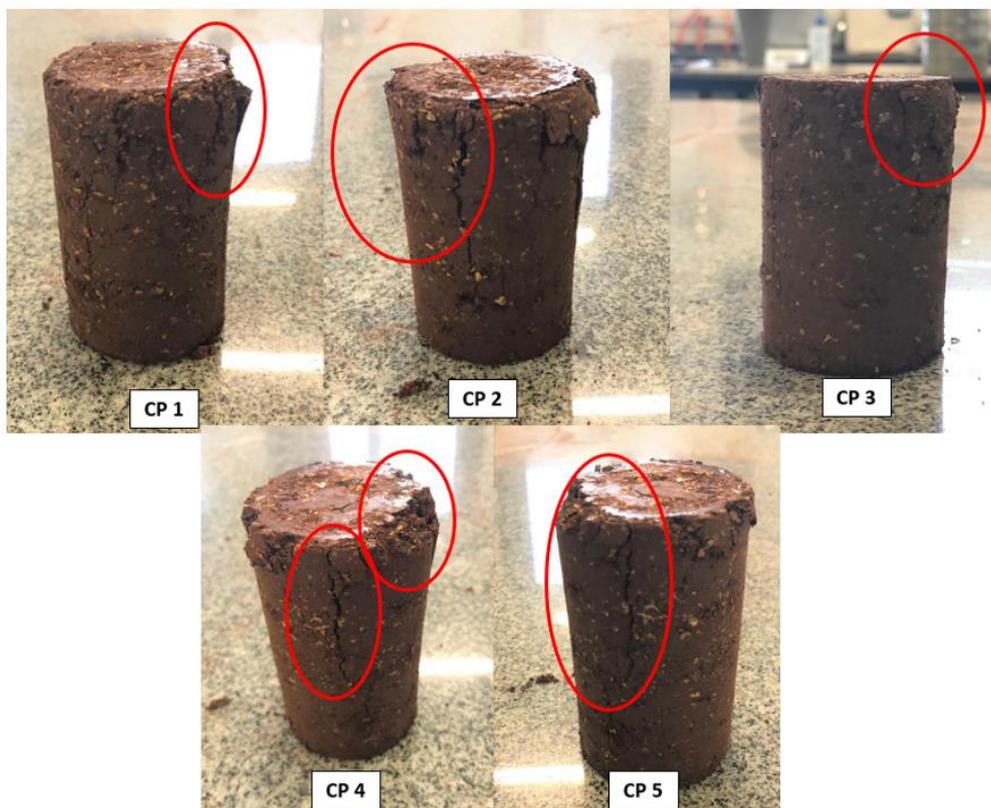
Ainda em relação ao composto de 2 %, nota-se ainda que de modo geral, os CP's tiveram um comportamento semelhante no sentido de deformarem mediante a aplicação do carregamento que foram submetidos, como apresentado no Gráfico 11. Constatou-se, nas curvas de tensão *versus* deformação dos CP's 1,3, 4 e 5, a presença de trechos verticais retilíneos, os quais apontam para uma deformação zero nos instantes iniciais a aplicação

da carga. Tal fato pode ser explicado pela falta de contato entre a superfície do CP e o prato da prensa do aparelho de compressão.

Uma vez que atingiram suas respectivas tensões de ruptura, os CP's apresentaram de modo geral fissuras verticais, expansões e descolamentos laterais, como mostra a Figura 34. Tais manifestações são resultado da dissipação da energia pelo CP's como uma tentativa de resistir ao carregamento, visto que os mesmos estavam submetidos a força axial de compressão em seus eixos verticais.

Observa-se que dentre os CP's, o CP 3 foi o que menos teve expansão e descolamento lateral, o que indica que este CP foi moldado em sua respectiva umidade ótima sob a aplicação de uma energia significativa que acarretou na aderência máxima de suas frações, e conseqüentemente, em seu ganho de resistência de 715,20 kPa. Em contrapartida, o CP 4 foi o que mais apresentou fissuras, expansão e deslocamento lateral, o que aponta que este CP foi moldado com uma energia menor, o que pode ter contribuído para uma menor aderência entre as frações, fazendo que o mesmo apresentasse uma maior compressibilidade ao ser submetido a carga, e conseqüentemente, uma menor resistência.

Figura 34 – CP's da mistura de 2 % após o ensaio de compressão simples



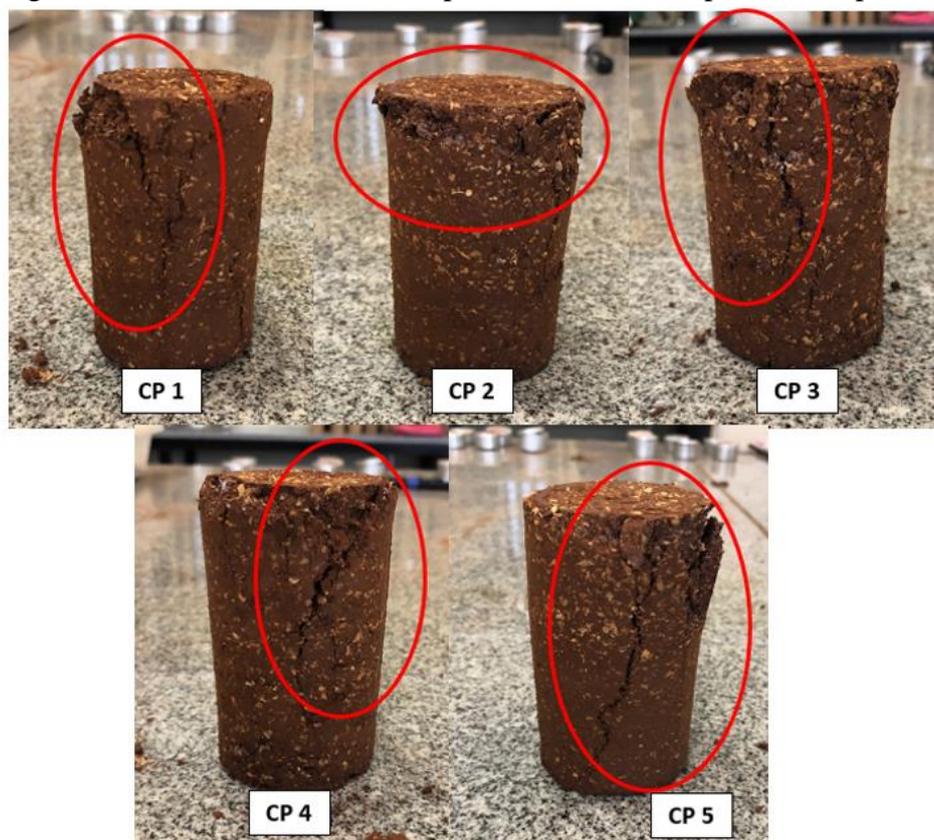
Fonte: Autora (2020)

Em relação a análise dos gráficos referentes a mistura de 4%, observa-se que são os CP`s 1 e 5 que apresentam, respectivamente, a maior e a menor tensão de ruptura, cujos valores são 472,13 kPa e 377,67 kPa. A diferença de 94,46 kPa de tensão ruptura entre estes CP`s pode ser explicada pela variação do módulo da energia de compactação manual aplicado durante a moldagem dos CP`s, ou seja, aplicou-se uma menor energia para a confecção do CP 5, enquanto no CP 1 uma maior energia. Os demais CP`s, por sua vez, apresentam a tensão de ruptura entre 389,30 a 438,391 kPa, o que contribui para uma tensão média de 402,47 kPa. Nota-se no Gráfico 14 que a tensão de ruptura média é maior do que a tensão de ruptura dos CP`s 3, 4 e 5 que correspondem respectivamente aos valores de 389,30 kPa, 393,71 kPa e 377,67kPa, em decorrência do fato da resistência média do solo foi influenciada pela tensão de ruptura dos CP`s 1 e 2, cujos valores são, respectivamente, 472,13kPa e 438,39 kPa.

Além disso, constatou-se que de forma geral, os CP`s da mistura de 4 % apresentaram um comportamento semelhante durante a aplicação da carga, visto que se deformaram conforme ao carregamento aplicado, como apresentado no Gráfico 13. Assim como nas curvas de tensão *versus* deformação dos CP`s da mistura de 2 %, também se notou a presença de trechos verticais retilíneos em todas as curvas dos CP`s da mistura de 4 %, os quais apontam para uma deformação zero nos instantes iniciais a aplicação da carga. Estes trechos são resultados da falta de contato entre a superfície do CP e o prato da prensa do aparelho de compressão.

Em decorrência de atingirem suas tensões de ruptura, os CP`s da mistura de 4 % também apresentaram fissura e descolamentos, como mostra Figura 35. Nota-se que diferentemente dos CP`s da mistura de 2%, os CP`s apresentaram fissuras em ângulo de 45° o que significa que estes possuem baixa resistência ao cisalhamento, além de deslocamentos laterais próximos a superfície superior. Tal fato pode ser justificado pela má compactação durante a moldagem dos CP`s que resultou em uma maior compressibilidade, acarretando uma menor resistência do composto.

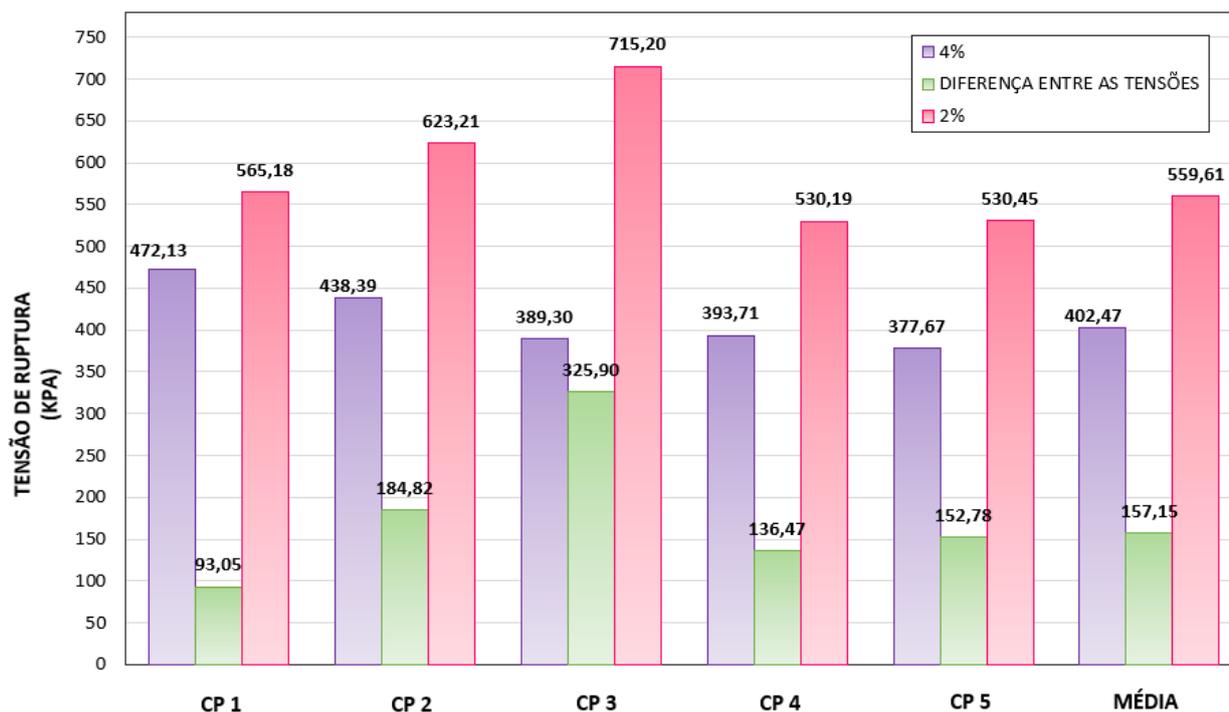
Figura 35 – CP's da mistura 4 % após o ensaio de compressão simples



Fonte: Autora (2020)

Tendo-se em vista os valores obtidos para as tensões de ruptura dos CP's das misturas de 2 e 4 %, comparou-se os compostos entre si, como mostra o Gráfico 15. Nota-se que ao dobrar o teor de cal e de casca de soja, ou seja, ao migrar do teor de 2 para 4 %, não se obteve um resultado tão expressivo, enquanto se esperava um resultado superior ao composto de 2 %. Visto que houve uma perda correspondente a 16,46 a 45,57 % da tensão de ruptura dos CP's da mistura de 2 %. Este feito pode ser justificado por dois fatores: umidade em que os CP's foram moldados e a energia de compactação aplicada.

Gráfico 15 – Tensão de ruptura dos CP's das misturas de 2 e 4 %



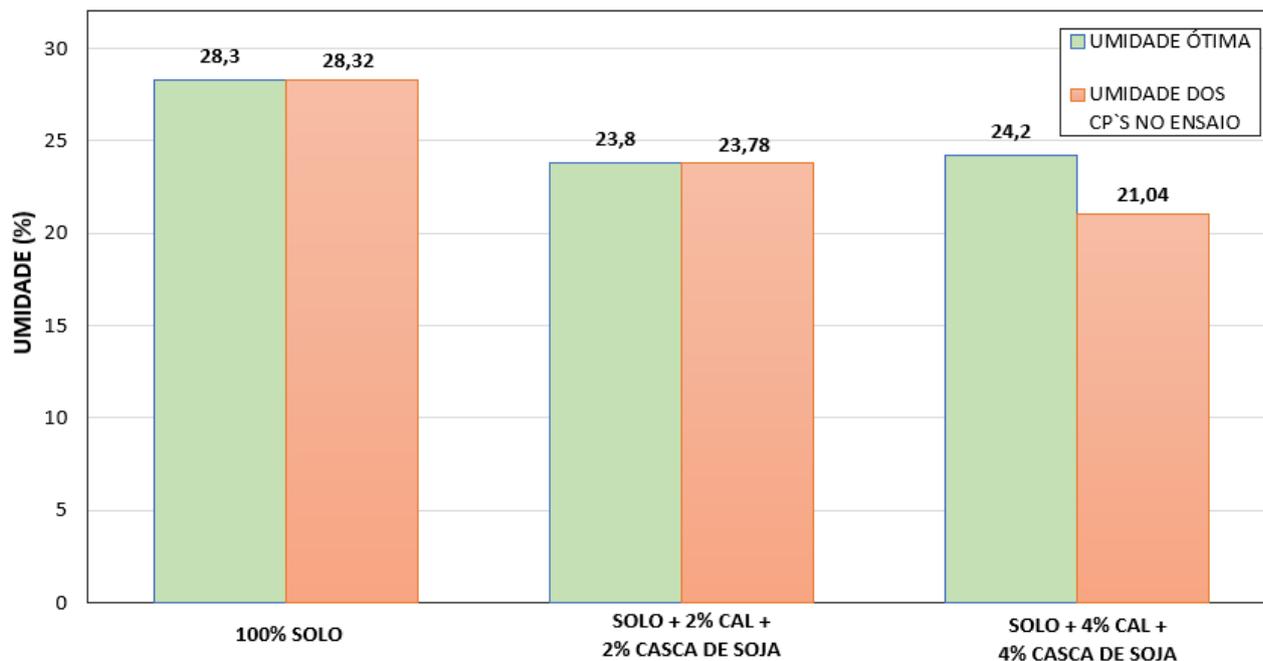
Fonte: Autora (2020)

No que diz respeito ao teor de umidade dos CP's da mistura de 4 %, nota-se no Gráfico 16 que os CP's foram moldado em teor de umidade de 21 %, cujo valor é menor do que a umidade ótima determinada para este composto. Este feito acarretou na falta de água para desencadear as reações químicas de hidratação da cal, visto que foi adicionado o dobro do teor de cal empregado na mistura de 2 %. Uma vez que não foi atingido a umidade ótima, o composto de 4 % não atingiu sua massa específica aparente seca máxima, visto que a mistura não apresentava um teor de umidade suficiente para que houvesse uma boa aderência entre suas frações, ou seja, uma elevada força capilar entre as frações. Tal feito implica na não compactação máxima da mistura, e consequentemente, no baixo desempenho do composto no ensaio de compressão simples. É de suma avalia ressaltar que a moldados dos CP da mistura de 4% na umidade de 21 %, ocorreu de forma despreziosa, visto que foi um equívoco ao adicionar água a mistura durante a sua preparação para o ensaio. Enquanto os CP's da mistura de 2 % foram moldados na umidade ótima, o que implicou na compactação máxima, e consequentemente, em seu bom desempenho no ensaio de compressão.

No que diz respeito a energia de compactação, esta pode ser sido aplicada em módulos distintos durante a moldagem manual dos CP's dos compostos. Tendo-se em

vistas os resultados obtidos, pode-se dizer que os CP's da mistura de 2 % foram compactados com uma energia de compactação maior que os CP's do composto de 4 %, o que resultou na boa aderência entre as frações de casca de soja e do solo entre si, atingindo assim, a massa específica aparente seca máxima e a compactação máxima do composto.

Gráfico 16 – Teor de cal e casca de soja *versus* umidade

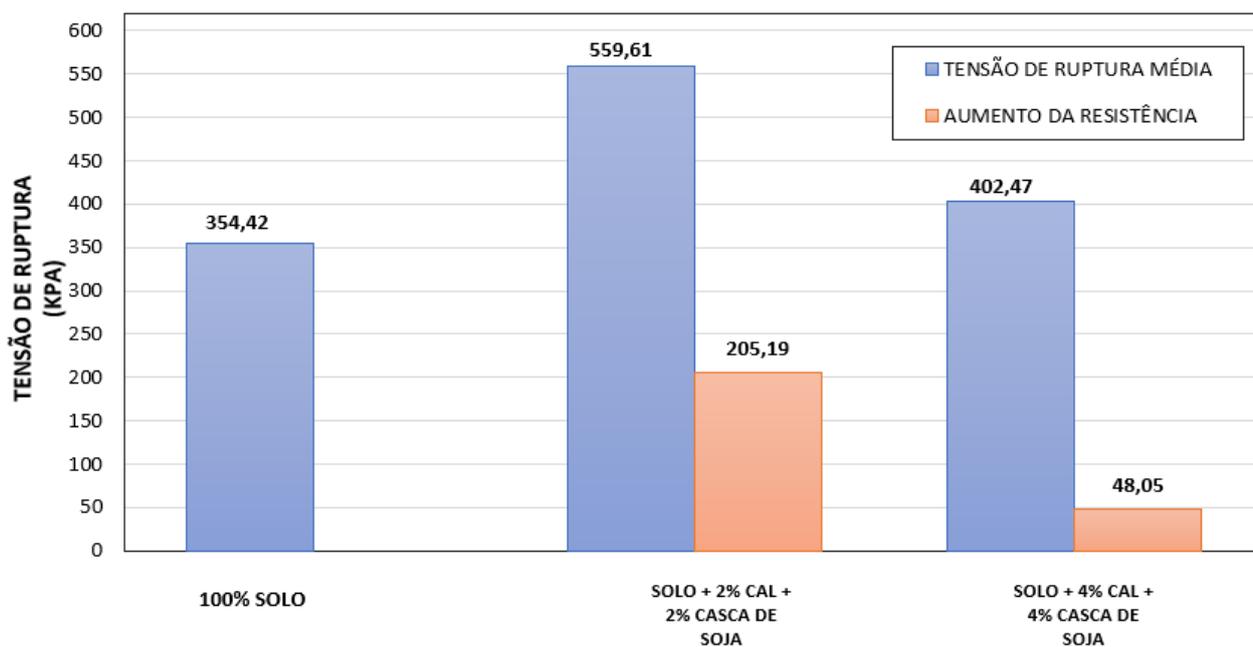


Fonte: Autora (2020)

Tendo-se em vista a umidade ótima e a energia de compactação, percebe-se que ambos influenciam na resistência à compressão. Uma vez que o solo ou o composto são moldados em um teor de umidade acima ou abaixo da umidade ótima, e são submetidos a módulos variáveis de energia de compactação manual, obtêm-se uma má compactação, o que pode vir a acarretar em uma baixa resistência. Tal fato deve-se a presença de vazio devido a não aderência entre as frações, caso forem moldados em um teor de umidade abaixo da umidade ótima, assim como, ao excesso de água que diminui a força capilar entre as frações e implica na aderência das mesmas, no caso de serem moldados com umidade acima da umidade ótima. Logo, moldar o solo quanto o composto aplicando um módulo constante de energia em sua respectiva umidade ótima traz consigo aumento da força capilar entre as frações, acarretando na aderência destas partículas umas nas outras, acarretando assim, na compactação máxima.

Ao comparar as resistências médias das misturas de 2 e 4 % com a tensão de ruptura média do solo, constata-se que o composto de 2 % também apresenta um melhor resultado, como mostra o Gráfico 17. Tal fato deve-se a circunstância de que com a inserção do teor de 2 % de cal e de casca de soja no solo, a tensão de ruptura média deste último aumentou 205,19 kPa, ou seja, o solo obteve um ganho de resistência corresponde a 57,89 % de sua resistência inicial.

Gráfico 17 – Análise das resistências médias



Fonte: Autora (2020)

Ressalta-se que a inserção do teor de 4 % de cal e casca de soja, também gerou um aumento de resistência no solo. Entretanto, este ganho foi de apenas 48,05 kPa o que corresponde a um aumento de 13,56 % da resistência média do solo. Neste sentido, ao aumentar o teor de cal e casca de soja para 4 %, tem-se uma queda da resistência média de 157,14 kPa o que equivale a redução de 28,08 % da resistência média do composto de 2 %. Como analisado, salienta-se que pequeno ganho da resistência do solo de apenas 13,56 % com a adição do teor de 4 % de cal e casca de soja no mesmo, é justificado pela moldagem dos CP`s na umidade de 21 %, cujo valor é menor que a umidade ótima determinada para este composto, e pela aplicação de módulos diferentes de energia.

É de suma valia ressaltar ganho de resistência do solo mediante a adição de cal e casca de soja, também pode ser explicado pela boa aderência entre casca de soja e o solo, pelas concentrações de lignina e hemicelulose na parede celular do resíduo agrícola, como

também, pelas reações químicas de hidratação da cal. Uma vez que há uma boa aderência entre o solo e a casca de soja, tem-se uma menor chance de deslocamentos, o que implica no ganho de resistência. A lignina e a hemicelulose, por sua vez, correspondem respectivamente, a um polímero e a uma proteína, responsáveis por manter as fibras celulósicas unidas entre si, o que contribui para o enrijecimento e a resistência do composto solo-cal-fibra. O emprego da cal, origina reações de hidratação que proporcionam aumento da força capilar entre as frações do composto, o que vem a contribuir para uma melhor aderência entre eles. Como consequência, tem-se menos vazios, acarretando uma menor compressibilidade e uma maior resistência a compressão.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo-se em vista as análises e resultados obtidos, pode-se dizer que o objetivo deste trabalho foi atingido, visto que foi possível analisar o efeito da estabilização físico-química de um solo típico do município de Erechim/RS com cal e casca de soja. No que diz respeito ao emprego dos teores de 2 e 4 % cal e do resíduo de soja, pode-se concluir que estes influenciaram de fato na plasticidade, na umidade e na expansibilidade do solo, e conseqüentemente, em seu ganho de resistência. A mistura de 2 % acarretou no aumento de 57,89 % da resistência do solo, enquanto a mistura de 4 % apenas 13,56 %. Tal feito é decorrente de um conjunto de fatores, sendo eles: reações de hidratação da cal, boa aderência entre a casca de soja e o solo, das concentrações de lignina e hemicelulose presentes na parede celular da casca de soja, e principalmente, do teor de umidade solo e do módulo da energia de compactação manual aplicado neste.

No que diz respeito à umidade ótima e a energia de compactação, atesta-se que quando o solo apresenta teores de umidade acima ou abaixo da umidade ótima, e é submetido a módulos variáveis de energia de compactação manual, o mesmo apresentará uma má compactação, o que pode vir a acarretar em sua baixa resistência. Uma vez que o solo for compactado em teores de umidade abaixo de sua umidade ótima, tem-se a presença de uma quantidade representativa de vazios visto que não há água suficiente para proporcionar uma elevada força capilar entre as frações, e conseqüentemente, na boa aderência das mesmas. Tal fato justifica o motivo pelo qual levou a mistura de 4 % desempenhar um baixo desempenho no ganho de resistência do solo, uma vez que este composto foi compactado no teor de umidade abaixo da umidade ótima. Em contrapartida, o excesso de água diminui a força capilar entre as frações, e gera influência na dispersão da energia de compactação. Logo, compactar o solo em sua umidade ótima traz consigo aumento da força capilar entre as frações, acarretando na aderência destas partículas umas nas outras, acarretando assim, na compactação máxima e em seu ganho de resistência, como ocorreu com o composto de 2 %.

Em relação à aderência entre o solo e a casca de soja, uma vez há uma boa aderência entre eles, tem-se uma menor chance de deslocamentos, o que implica no ganho de resistência. No que diz respeito as concentrações de lignina e hemicelulose presentes na parede celular da casca de soja, assim como, as reações químicas de hidratação da cal, estas também influenciaram o desempenho dos compostos de 2 e 4 %. A lignina e a

hemicelulose contribuíram para o enrijecimento e a resistência dos compostos originados, visto que são responsáveis por manter as fibras celulósicas unidas entre si. As reações de hidratação da cal proporcionaram aumento da força capilar entre as frações do composto, e conseqüentemente, na diminuição do número de vazios, acarretando assim, em uma menor compressibilidade e uma maior resistência a compressão. Entretanto, no composto de 4 % as reações de hidratação não contribuíram para o ganho de resistência dado que esta mistura foi compactada em um teor de umidade inferior a umidade ótima, fato este que aponta que o composto não apresentava uma quantidade suficiente para desencadear as reações de hidratação da cal.

Neste sentido, cabe então por fim, salientar que mediante as análises e resultados obtidos da verificação da estabilização físico-química com cal e casca de soja, pode-se dizer que método pode ser empregado nos subleitos de pavimentos. Visto que esta técnica de estabilização apresentou um desempenho significativo no ganho resistência de solo fino para composto de 2 %. É de suma importância ressaltar que embora o composto de 4 % não tenha apresentado o desempenho esperado, este poderá apresentar um desempenho tão significativo quanto ao que foi obtido para a mistura de 2 % uma vez que for compactado em sua devida umidade ótima. Sendo assim, sugere-se para trabalhos futuros a repetição do ensaio de compressão simples do composto de 4 % de modo a compactar os CP`s na sua respectiva umidade ótima, bem como, uma análise comparativa do custo de implementação da camada do subleito entre o método convencional e a aplicação de cal e casca de soja, com o propósito de verificar a viabilidade econômico da substituição de materiais.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. 2 ed. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. 2 ed. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. 2 ed. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1 ed. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6205**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. 2 ed. Rio de Janeiro, 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. 2 ed. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770**: Solo Coesivo – Determinação da Resistência à Compressão Não Confinada. 2 ed. Rio de Janeiro, 1992. 4 p.

AZEVÊDO, André Luís Cairo. **Estabilização de solos com cal**: um estudo da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010. Disponível em: [https://www.nugeo.ufop.br/uploads/nugeo\\_2014/teses/arquivos/andre-cairo.pdf](https://www.nugeo.ufop.br/uploads/nugeo_2014/teses/arquivos/andre-cairo.pdf). Acesso em: 28 abr. 2020.

BAPTISTA, Cyro de Freitas Nogueira. **Pavimentação**. 2. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1976. 321 p.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. 3. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2008. 496 p. Disponível em: <http://www.abeda.org.br/livro-pavimentacao>. Acesso em: 6 abr. 2020.

BOLANÕS, Rafael Eduardo Zaccour. **Comportamento mecânico de um solo argiloso reforçado com fibras de coco**. 2013. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2013. Disponível em: Acesso em: 10 maio 2020.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 277 p. Disponível em: [http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/719\\_manual\\_de\\_pavimentacao.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/719_manual_de_pavimentacao.pdf). Acesso em: 6 abr. 2020.

BONNER, David; HANNANT, David; DINWOODIE, John; HOLLAWAY, Len; ILLSTON, John; DOMONE, Peter; MCCOL, Ian; MOON, Bob; VEKEY, Bob. **Construction Materials: Their nature and behaviour**. 2 ed. London: J.M. Illston/E & FN Spon. 1994. 543 f. Disponível em: [https://www.academia.edu/34599554/Construction\\_materials\\_J.\\_M.\\_Illston\\_P.\\_L.\\_J.\\_Domone\\_](https://www.academia.edu/34599554/Construction_materials_J._M._Illston_P._L._J._Domone_). Acesso em: 11 maio 2020.

CASAGRANDE, Michéle Dal Toé. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grande deformações**. 2005. 243 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/5345/000468959.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 10 maio 2020.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 261 p

CRAIG, Robert Flynn.; KNAPPETT, Jonathan. **Craig Mecânica dos Solos**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2018. 297 p.

CRISTELO, Nuno Miguel Cordeiro. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. 2011. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia

Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2011. Disponível em: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/150>. Acesso em: 20 abr. 2020.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES (Brasil). **Pesquisa CNT de Rodovias 2019**. 23. ed. Brasília: CNT; SEST, 2019. 238 p. Disponível em: <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/relatorio-gerencial>. Acesso em: 11 mar. 2020.

CORRÊA, Juliana Francisca. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação**. 2008. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico e da Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/91172/258868.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 21 abr. 2020.

DEMARQUETE, Nicole Rezende. **Estrutura e Propriedades dos Polímeros**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2019. Color. Disponível em: <http://www.pmt.usp.br/pmt5783/Polímeros.pdf>. Acesso em: 10 maio 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER 004: Solo - Determinação da compressão simples de amostras**. 3 ed. Brasília: DNER, 1994. 11 p. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/intrucao-de-ensaio-ie/dner-ie004-94.pdf>. Acesso em: 31 maio 2020

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE. **DNIT 143: Pavimentação – Base de solo-cimento - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: 2010. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE. **DNIT 172: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio**. Brasília, 2016. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE. **DNIT 422: Pavimentação - Solo-Cal - Adição de Cal para melhoria de subleito**. Rio de Janeiro: Dnit, 2019. 9 p.

DIAS, Débora Regina. **Resistência à compressão não confinada de misturas de solo-cimento visando à aplicação do sistema de estabilização Dry-Mix**. 2012. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico e da

Engenharia, Universidade de Campinas, Campinas, 2012. Disponível em: [http://repositorio.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258580/1/Dias\\_DeboraRegina\\_M.pdf](http://repositorio.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258580/1/Dias_DeboraRegina_M.pdf). Acesso em: 15 abr. 2020.

FEUERHARMEL, Marcos Roberto. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. 2000. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2804/000326387.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 10 maio 2020.

FLORIANO, Cleber. **Mecânica dos Solos**. Porto Alegre: Sagah, 2016. 193 p.

GANDOLFI, Guilherme Gomes; CARDOSO, Letícia Sabino. **Estudo da estabilização química do tipo solo-emulsão em solo tropical laterítico granular utilizado em obras de pavimentação**. 2013. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Goiás, Goiânia, 2013. Disponível em: [https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ESTUDO\\_DA\\_ESTABILIZAÇÃO\\_QUÍMICA\\_DO\\_TIPO\\_SOLO-EMULSÃO\\_EM\\_SOLO\\_TROPICAL\\_LATERÍTICO\\_GRANULAR\\_UTILIZADO\\_EM\\_OBRAS\\_DE\\_PAVIMENTAÇÃO.pdf](https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/ESTUDO_DA_ESTABILIZAÇÃO_QUÍMICA_DO_TIPO_SOLO-EMULSÃO_EM_SOLO_TROPICAL_LATERÍTICO_GRANULAR_UTILIZADO_EM_OBRAS_DE_PAVIMENTAÇÃO.pdf). Acesso em: 28 abr. 2020.

GUEDES, Emiliana de Souza Rezende; CAFÉ, Tulio Souza Rezende; COSTA, Amanda Santos Gomes. Estudo do Comportamento de Misturas de Solo e Fibra da Cana de Açúcar em Sergipe. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Minas Gerais. **Anais [...]**. Minas Gerais: ABMS, 2016. p. 1-8.

GUIMARÃES, José Epitácio Passos. **A Cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2002. 341 p.

LIMA, Marcelo Ricardo. **Principais Classes de Solos do Brasil**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2019. Disponível em: [http://www.mrlima.agrarias.ufpr.br/SEB/arquivos/solos\\_brasil.pdf](http://www.mrlima.agrarias.ufpr.br/SEB/arquivos/solos_brasil.pdf). Acesso em: 10 jan. 2020.

LOVATO, Rodrigo Silveira. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal aplicado à pavimentação**. 2004. 164 f. Dissertação

(Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico e da Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/6646/000444396.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 25 abr. 2020.

MACHADO, Carlos Cardoso; LOPES, Eduardo da Silva; SANT`ANNA, Giovanni Levi; PEREIRA, Reginaldo Sergio. Caracterização Geotécnica de Solos para Pavimentos de Estradas Florestais: estudo de caso.: Estudo de Caso. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE COLHEIRA E TRANSPORTE FLORESTAL, 7., 2005, Vitória. **Anais [...]**. Vitória: Sif, 2005. p. 277-292.

MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Pavimentação**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2006. 210 p. Disponível em: <http://www.ufjf.br/pavimentacao/files/2009/03/Notas-de-Aula-Prof.-Geraldo.pdf><http://www.ufjf.br/pavimentacao/files/2009/03/Notas-de-Aula-Prof.-Geraldo.pdf>. Acesso em: 06 abr. 2020.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. São Paulo: Interciência, 2015. 640 p.

PALMEIRA, Ennio Marques. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. 4. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2018. 368 p.

PASSOS, Paulo Roberto de Assis. **Destinação sustentável de cascas de coco (Cocos nucifera) verde: obtenção de telhas e chapas de partículas**. 2005. 166f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. Disponível em: [http://www.ppe.ufrj.br/images/publica%C3%A7%C3%B5es/doutorado/Paulo\\_Roberto\\_de\\_Assis\\_Passos.pdf](http://www.ppe.ufrj.br/images/publica%C3%A7%C3%B5es/doutorado/Paulo_Roberto_de_Assis_Passos.pdf). Acesso em: 10 maio 2020.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2013. 261 p

SACHETTI, Álisson Silveira; ROJAS, José Waldomiro Jimenez; HEINECK, Karla Salvagni. Caracterização Geotécnica dos Solos de Passo Fundo e Erechim, e Geológica da Rocha de Passo Fundo. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, v. 1, n. 1, p. 11-17, 17 nov. 2017. Anual. Disponível em: <https://seer.imed.edu.br/index.php/revistaec/article/view/577>. Acesso em: 12 out. 2020.

SANTIAGO, Gislene Aparecida. "**Estudo do Comportamento Mecânico de Compósitos Solo-Fibras Vegetais Impermeabilizadas com Solução de Poliestireno Expandido (EPS) e Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)**". 2011. 148 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Materiais, Centro Tecnológico e da Engenharia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011. Disponível em: [https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/3601/1/TESE\\_EstudoComportamentoMecânico.pdf](https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/3601/1/TESE_EstudoComportamentoMecânico.pdf). Acesso em: 10 maio 2020.

SANTOS, John Neves Braga. **Classificação dos solos - SUCS**. Florianópolis: Laboratório de Geotécnia e Pavimentação da Universidade do Estado de Santa Catarina, 2017. 1 slide, color. Disponível em: [http://www.cct.udesc.br/arquivos/id\\_submenu/1470/classificacao\\_sucs\\_2017.pdf](http://www.cct.udesc.br/arquivos/id_submenu/1470/classificacao_sucs_2017.pdf). Acesso em: 5 abr. 2020.

SANTOS, Humberto Gonçalves dos; JACOMINE, Paulo Klinger Tito; ANJOS, Lúcia Helena Cunha dos; OLIVEIRA, Virlei Álvaro de; LUMBRERAS, Jose Francisco; COELHO, Mauricio Rizzato; ALMEIDA, Jaime Antonio de; ARAUJO FILHO, Ose Coelho de; OLIVEIRA, João Bertoldo de; CUNHA, Tony Jarbas Ferreira. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 5. ed. Brasília: Embrapa, 2018. 355 p. Disponível em: <https://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/handle/doc/1094003>. Acesso em: 04 abr. 2020.

SERVIÇO BRASILEIRO DE APOIO ÀS MICRO E PEQUENAS EMPRESAS DO RIO GRANDE DO SUL (Rio Grande do Sul) (org.). **Perfil das Cidades Gaúchas**: Porto Alegre: Sebrae/rs, 2019. 21 p. Disponível em: [https://datasebrae.com.br/municipios/rs/Perfil\\_Cidades\\_Gauchas-Erechim.pdf](https://datasebrae.com.br/municipios/rs/Perfil_Cidades_Gauchas-Erechim.pdf). Acesso em: 31 maio 2020.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**: volume 1. 1.ed. São Paulo: Pini, 2001. 779 p.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**: volume 2. 1.ed. São Paulo: Pini, 2001. 764 p.

SOLIZ, Valeria Vaca Pereira. **Estudo de três solos estabilizados com emulsão asfáltica**. 2007. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

TAYLOR, G.D. **Materials in construction**. 2 ed. London: Longman Scientific & Technical, 284 p., 1994. Disponível em: <https://www.taylorfrancis.com/books/9781315839158>. Acesso em: 11 maio 2020.

TEIXEIRA, Ivonei. **Estabilização de um solo laterítico argiloso para utilização como camada de pavimento**. 2014. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico e da Engenharia, Universidade de Campinas, Campinas, 2014. Disponível em: [http://taurus.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258350/1/Teixeira\\_Ivonei\\_M.pdf](http://taurus.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258350/1/Teixeira_Ivonei_M.pdf). Acesso em: 20 abr. 2020.

TÔLEDO FILHO, Romildo Dias. **Materiais compósitos reforçados com fibras naturais: caracterização experimental**. 1997. 483 f. Tese (Doutorado), Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=2144@1>. Acesso em: 11 maio 2020.

TOMACZAK, Fabio. **Estudo sobre a estrutura e propriedades de fibras de coco e curauá do Brasil**. 2010. 150 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências dos Materiais, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010. Disponível em: <http://www.pipe.ufpr.br/portal/defesas/tese/040.pdf>. Acesso em: 11 maio 2020.

VICENTINI, Daniane; NEIS, Diego Fernandes; FRANCO, Edu José; BERNANDIS, Márcia de Andrade Pereira. **Projeto Geométrico de Rodovias**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2019. 125 p. Disponível em: <http://www.tecnologia.ufpr.br/portal/dtt/wp-content/uploads/sites/12/2020/03/Apostila-PROJETO-GEOMÉTRICO-2019.pdf>. Acesso em: 05 abr. 2020.