

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**BRUNO OLIVEIRA BICA**

**INFLUÊNCIA DA UMIDADE E ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA  
À COMPRESSÃO DE UM SOLO LATERÍTICO COM ADIÇÃO DE CIMENTO  
(SOLO-CIMENTO)**

**Alegrete  
2015**

**BRUNO OLIVEIRA BICA**

**INFLUÊNCIA DA UMIDADE E ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA RESISTÊNCIA  
À COMPRESSÃO DE UM SOLO LATERÍTICO COM ADIÇÃO DE CIMENTO  
(SOLO-CIMENTO)**

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

Orientador: Jaelson Budny

**Alegrete  
2015**

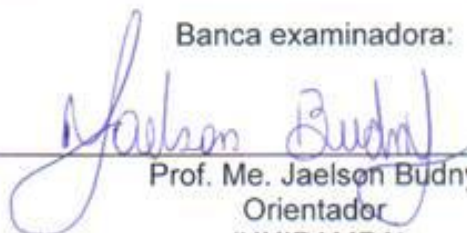
BRUNO OLIVEIRA BICA

**INFLUÊNCIA DA UMIDADE E ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NA  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE UM SOLO LATERÍTICO COM ADIÇÃO  
DE CIMENTO (SOLO-CIMENTO)**

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

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em:

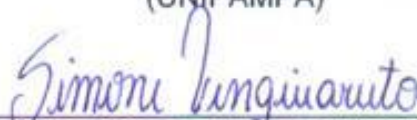
Banca examinadora:



Prof. Me. Jaelson Budny  
Orientador  
(UNIPAMPA)



Prof. Me. Rodrigo André Klamt  
(UNIPAMPA)



Prof. Me. Simone Dornelles Venquiaruto  
(UNIPAMPA)

*Dedico este trabalho aos meus pais, José e Carmem, que em nenhum momento deixaram de acreditar em meu potencial e que movem montanhas pela minha felicidade. Aos meus irmãos, pelo apoio e proteção de sempre. Vocês são essenciais em toda conquista que Deus me permita alcançar nessa vida.*

## AGRADECIMENTO

À Deus pela oportunidade de viver e por estar comigo em todo caminho que eu traçar na vida.

À minha família, aos meus primos – irmãos – Matheus, Rodrigo, Céle e Luciana. E aos meus padrinhos, Moacir e Marlene.

Ao incentivo e amizade do meu orientador, Jaelson Budny. Obrigado pela dedicação e pela disponibilidade sem as quais essa pesquisa não teria êxito. Espero ter atendido as tuas expectativas. De coração, “Chefe”, muito obrigado por tudo!

Aos meus grandes amigos que formam a melhor equipe de pesquisa do Laboratório de Solos da Unipampa, Helena e Maurício. Vocês não imaginam o quanto eu sou grato por contar com vocês todos os dias no laboratório de solos. Obrigado por deixarem os dias de trabalho mais leves, pelas piadas ruins do Maurício e até por todos os chimarrões que a Helena destruiu. Um parágrafo é muito pouco pra agradecer. Saibam que vocês tem um lugar especial no meu coração, meus queridos. Além disso, não poderia deixar de expressar meu carinho e minha gratidão as melhores ajudantes que a equipe poderia desejar, Júlia e Paula!

Aos meus amigos. Assim como a minha família, de alguma maneira vocês dão sentido à tudo isso. Minha “extensão” familiar. Muito obrigado por todo o tempo que passamos juntos. Espero poder abraçar cada um de vocês no dia da formatura e tentar agradecer o suficiente pelo carinho. Afonso, Aline, Bianca e Nicole, mesmo longe eu sei que estão torcendo por mim do mesmo jeito que eu estou por vocês. Diandra, por todos esses anos de amizade eu espero ter conseguido demonstrar o quão importante tu é na minha vida. Cayque e Junior, somos a prova viva de que a distância não afeta em nada quando a amizade é verdadeira. Ao meu melhor amigo, Matheus, sempre que olhei para o lado tu estava lá. Tu é meu irmão e não por algo banal, como sangue, mas sim por algo muito mais forte: por escolha. Obrigado por tudo, parceiro!

## RESUMO

O trabalho apresenta os resultados dos ensaios realizados quanto à estabilização química de um solo laterítico com a utilização de Cimento Portland como agente primário das modificações de suas propriedades. O solo residual é originário da cidade de Cândido Godoi, Rio Grande do Sul. Além disso, propõe a metodologia, análise e discussão dos resultados obtidos e conclusões baseados nos ensaios com o uso do solo-cimento que embasam o objetivo proposto. O solo-cimento, que é o resultado da mistura compactada de solo, água e cimento, é uma técnica amplamente utilizada ao redor do mundo para estabilizações de camadas que apresentem um baixo nível de suporte. A análise de seu comportamento apresenta certa complexidade pois é afetada por vários fatores, tais como a umidade e a energia de compactação. As amostras foram preparadas conforme o estabelecido pela NBR 12253/92 para o uso de solos-cimento em pavimentação, delimitando o teor de cimento necessário para fins de estabilização das misturas que apresentem, após 7 dias de cura, resistência a compressão igual ou superior à 2,1 MPa e classificadas segundo o sistema MCT para solos tropicais que se baseia em uma sistemática de ensaios com o uso de corpos-de-prova de dimensões reduzidas. O solo utilizado foi caracterizado e classificado e o teor de 10% de cimento, adotado para as misturas, foi estabelecido conforme sugestão da ASTM. Foram realizadas 5 variações de misturas solo-cimento além de uma sem aditivo utilizada como referência. Os corpos de prova, de dimensões reduzidas conforme estabelece a metodologia MCT, foram moldados para as idades de cura de 7, 28 e 56 dias e, posteriormente, foram submetidos ao ensaio de compressão simples. A pesquisa indicou resultados positivos quanto a resistência à compressão simples para a mistura solo-cimento compactada nas condições ideais (umidade ótima e massa específica seca máxima). Esta atingiu valores superiores a 2,1 MPa aos 7 dias e cura. As variações de umidade e energia de compactação indicaram decréscimos na resistência desenvolvida pelas amostras, mostrando-se inadequadas e denotando a ineficiência do processo.

Palavras-Chave: estabilização química; solo-cimento; MCT; Ensaio de Compressão Simples.

## **ABSTRACT**

The work presented aims to study the soil improvement with the use of chemical stabilization making use of Portland cement as a primary agent for the modification of your properties. The residual soil come from the town of Cândido Godoi, Rio Grande do Sul. It also, proposes the methodology, analysis and discussion of the results and conclusions based on tests using soil-cement. The soil-cement, which is the result of compaction of soil, cement and water, is a technique widely used around the world for stabilization of layers that have a low support level. The analysis of their behavior presents a certain complexity because it's affects by several factors, such as moisture and compaction energy. The samples were prepared as set forth in NBR 12253/92 for the use of soil-cement paving, that delimit the necessary cement content for that stabilized mixtures have, after 7 days of curing, compressive strength equal to or higher than the 2.1 MPa and classified according to the MCT system for tropical soils which is based on a systematic of tests with the use of samples test with reduced dimensions. The soil used was characterized and classified and 10% cement content adopted for the mixtures, it was established using ASTM suggestion. There were 5 variations soil-cement mixtures without addition of an additive used as a reference. The specimens, small size as established by MCT methodology, were cast for healing ages 7, 28 and 56 days and subsequently underwent simple compression test. Research has indicated positive results as resistance to simple compression to the compacted soil-cement mixture in optimal conditions (optimum moisture content and maximum dry density). This reached values higher than 2.1 MPa after 7 days and cure. The moisture variations and compaction energy indicated decreases in resistance developed by the samples, proving to be inadequate and denoting the inefficiency of the process.

**Keywords:** chemical stabilization; soil-cement; MCT; Compressive Test.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fases do Solo .....	23
Figura 2 – Escalas granulométricas ABNT e AASHO .....	24
Figura 3 – Tipos de granulometria.....	25
Figura 4 – Tipos de águas contidas em um solo .....	26
Figura 5 – Agitador Mecânico.....	29
Figura 6 – Agitador Eletromagnético .....	29
Figura 7 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo .....	30
Figura 8 – Conjunto de equipamentos para o ensaio da sedimentação.....	31
Figura 9 – Limites de Atterberg .....	32
Figura 10 – Aparelho de Casagrande e cinzeis.....	33
Figura 11 – Linha de Escoamento na determinação do Limite de Liquidez .....	34
Figura 12 – Gráfico de Plasticidade .....	36
Figura 13 – Ábaco 1 para Classificação MCT .....	41
Figura 14 – Ábaco 2 para Classificação MCT .....	42
Figura 15 – Curva de Compactação para alguns solos Brasileiros .....	44
Figura 16 – Cilindro para Ensaio Proctor Normal .....	45
Figura 17 – Soquete padrão para o Ensaio Proctor Normal.....	46
Figura 18 – Exemplo de curva de compactação .....	47
Figura 19 – Localização geográfica do município de Cândido Godói.....	51
Figura 20 –Jazida de Cândido Godói .....	51
Figura 22 – Solo de Cândido Godoi .....	52
Figura 22 – Distribuição geográfica dos latossolos no Brasil .....	53
Figura 23 – Destorroamento do solo com almofariz.....	54
Figura 24 – Solo destorroado e homogeneizado.....	55
Figura 25 – Amostra para o ensaio dos limites de Atterberg.....	56
Figura 26 – Material no desfloculante (A), copo dispensor (B) e aparelho de dispersão (C) .....	57
Figura 27 – Ensaio de massa específica.....	59
Figura 28 – Dispensor .....	60
Figura 29 – Aparelho de Casagrande .....	62
Figura 30 – Ensaio limite de plasticidade .....	62



Figura 31 – Amostra de cimento para a moldagem dos corpos de prova .....	64
Figura 32 – Curva de compactação solo .....	65
Figura 33 – Curva de compactação solo + cimento .....	66
Figura 34 – Compactador miniatura .....	66
Figura 35 – Ensaio MCT .....	67
Figura 36 – Desmoldagem dos CPs após ensaio MCT .....	67
Figura 37 – Corpos de prova .....	69
Figura 38 – Corpos de prova do “ponto 1” .....	71
Figura 39 – Corpos de prova do “ponto 2” .....	72
Figura 40 – Corpos de prova do “ponto 3” .....	74
Figura 41 – Corpos de prova do “ponto 4” .....	75
Figura 42 – Prensa DL 20000 .....	76
Figura 43 – Amostra do ensaio / Adição de água destilada .....	81
Figura 44 – Ensaio de compactação .....	81
Figura 45 – Controle da altura do CP/Amostras preparadas para o ensaio de imersão .....	82
Figura 46 – Ensaio de perda por imersão .....	83
Figura 47 – Gráfico de classificação do comportamento do solo .....	86
Figura 48 – Moldes utilizados no ensaio .....	87
Figura 49 – Desmoldagem dos CPs .....	87
Figura 50 – Solo e cimento homogeneizados .....	90
Figura 51 – Má hidratação do cimento nas amostras .....	97

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....	22
Tabela 2 – Numeração e aberturas nominais de peneiras .....	28
Tabela 3 – Índices de Atterberg para alguns solos .....	35
Tabela 4 – Sistema Unificado de Classificação de Solos.....	37
Tabela 5 – Nomenclatura do SUCS .....	37
Tabela 6 – Classificação Transportation Research Board (TRB) .....	38
Tabela 7 – Quantidade de Amostra para análise granulométrica.....	55
Tabela 8 – Teor de cimento segundo classificação ASTM D 3282 .....	64
Tabela 9 – Características do Solo para uso como base .....	79
Tabela 10 – Perda por imersão .....	82
Tabela 11 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 7 dias (umidade ótima)...	91
Tabela 12 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 28 dias (umidade ótima).	92
Tabela 13 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 56 dias (umidade ótima).	92
Tabela 14 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias (umidade ótima) .....	93
Tabela 15 – Teor Tensões dos corpos de prova de solo + cimento aos 28 dias (umidade ótima) .....	94
Tabela 16 – Tensões dos corpos de prova de solo + cimento aos 56 dias (umidade ótima) .....	94
Tabela 17 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias (umidade ótima – 1,5%) .....	96
Tabela 18 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias (umidade ótima – 1,5%) .....	97
Tabela 19 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias (umidade ótima – 1,5%) .....	98
Tabela 20 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias (umidade ótima – 3,5%) .....	99
Tabela 21 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias (umidade ótima – 3,5%) .....	99
Tabela 22 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias (umidade ótima – 3,5%) .....	100

Tabela 23 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 1,5%).....	101
Tabela 24 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 1,5%).....	102
Tabela 25 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 1,5%).....	102
Tabela 26 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 3,5%).....	103
Tabela 27 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 3,5%).....	103
Tabela 28 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias ( $\gamma=1,985$ g/cm <sup>3</sup> umidade ótima – 3,5%).....	104

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Principais componentes minerais presentes em solos grossos .....	22
---	----

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5%.....	70
Gráfico 2 – Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5%.....	72
Gráfico 3 – Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% e $\gamma_{\max}$ .....	73
Gráfico 4 – Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% e $\gamma_{\max}$ .....	74
Gráfico 5 – Distribuição granulométrica .....	77
Gráfico 6 – Limite de Liquidez .....	78
Gráfico 7 – Determinação da perda por imersão.....	84
Gráfico 8 – Determinação do coeficiente de deformabilidade $c'$ .....	85
Gráfico 9 – Determinação do coeficiente de deformabilidade $d'$ .....	85
Gráfico 10 – Umidade ótima de compactação do solo sem adição .....	89
Gráfico 11 – Umidade ótima de compactação do solo + cimento .....	90
Gráfico 12 – Mistura Solo: variação da tensão média durante as idades de cura...	93
Gráfico 13 – Mistura Solo + Cimento: variação da tensão média durante as idades de cura .....	95
Gráfico 14 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 1,5%): variação da tensão média durante as idades de cura .....	98
Gráfico 15 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 3,5%): variação da tensão média durante as idades de cura .....	100
Gráfico 16 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 1,5%): variação da tensão média durante as idades de cura .....	103
Gráfico 17 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 3,5%): variação da tensão média durante as idades de cura .....	105
Gráfico 18 – Tensões médias das misturas aos 7 dias .....	106
Gráfico 19 – Tensões médias das misturas aos 28 dias .....	107
Gráfico 20 – Tensões médias das misturas aos 56 dias .....	108
Gráfico 21 – Resistência à compressão simples das misturas.....	109

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>17</b>
1.1	Contextualização do tema de pesquisa	17
1.2	Definição do problema e da questão de pesquisa	18
1.3	Objetivos	18
1.3.1	Objetivo Geral	18
1.3.2	Objetivos Específicos	18
1.4	Justificativa	19
1.5	Estrutura do Trabalho	19
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>20</b>
2.1	Pedologia	20
2.2	Solo	20
2.2.1	Composição química e mineralógica dos solos	22
2.2.2	Índices físicos do solo	23
2.3	Ensaio para identificação dos solos	27
2.3.1	Ensaio de peneiramento	28
2.3.2	Ensaio de sedimentação	30
2.3.3	Limites de Atterberg	31
2.3.3.1	Limite de liquidez	33
2.3.3.2	Limite de plasticidade	34
2.3.3.3	Índice de plasticidade	34
2.4	Sistema de classificação de solos para uso em pavimentos	36
2.4.1	Sistema Unificado	36
2.4.2	Sistema TRB (Antigo HRB)	38
2.4.3	Classificação MCT	38
2.5	Estabilização do solo	42
2.5.1	Estabilização mecânica	43
2.5.1.1	Compactação	43
2.5.1.1.1	Ensaio de proctor normal	44
2.5.2	Estabilização Físico-Química	47
2.5.2.1	Solo-Cimento	47
2.5.2.2	Solo-Cal	48
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>50</b>

3.1 Delimitação de Estudo .....	50
3.2 Solo.....	50
3.3 Cimento Portland .....	53
3.4 Água .....	53
3.5 Caracterização das amostras.....	54
3.5.1 Ensaio granulométrico e sedimentação.....	56
3.5.2 Massa específica do solo .....	59
3.5.3 Limites de Atterberg.....	61
3.5.3.1 Limite de liquidez .....	61
3.5.3.2 Limite de plasticidade.....	62
3.6 Classificação do solo.....	63
3.6.1 Sistema Unificado (SUCS).....	63
3.6.2 Transportation Research Board (TRB).....	63
3.6.3 Miniatura Compactado Tropical (MCT).....	63
3.7 Dosagem do Solo-Cimento.....	63
3.8 Preparação das amostras e ensaio Mini Proctor.....	64
3.9 Mistura e dosagem.....	68
3.10 Moldagem e cura .....	68
3.11 Moldagem e cura com variação da umidade e massa específica .....	69
3.11.1 Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% .....	70
3.11.2 Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% .....	71
3.11.3 Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% e $\gamma_{max}$ .....	73
3.11.4 Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% e $\gamma_{max}$ .....	74
3.12 Ensaio de compressão simples .....	75
4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	77
4.1 Granulometria.....	77
4.2 Limites de Atterberg.....	78
4.2.1 Limite de liquidez .....	78
4.2.2 Limite de plasticidade .....	79
4.2.3 índice de Plasticidade .....	79
4.3 Massa específica do solo .....	79
4.4 Classificação do solo.....	80
4.4.1 Sistema Unificado (SUCS).....	80
4.4.2 TRB.....	80

4.4.3 MCT.....	80
4.5 Umidade ótima.....	86
4.5.1 Solo sem adição .....	86
4.5.2 Solo com adição de cimento .....	89
4.6 Ensaio de compressão mecânica .....	91
4.6.1 Tensões médias das misturas aos 7, 28 e 56 dias .....	91
4.6.1.1 Solo (umidade ótima e $\gamma_{max}$ ) .....	91
4.6.1.2 Solo + Cimento (umidade ótima e $\gamma_{max}$ ) .....	93
4.6.1.3 Solo + Cimento (umidade ótima - 1,5%) .....	95
4.6.1.4 Solo + Cimento (umidade ótima - 3,5%) .....	99
4.6.1.5 Solo + Cimento (umidade ótima - 1,5% e $\gamma_{max}$ ).....	101
4.6.1.6 Solo + Cimento (umidade ótima - 3,5% e $\gamma_{max}$ ).....	103
4.7 Comparativo das misturas de mesmo tempo de cura .....	105
4.7.1 Misturas de 7 dias .....	105
4.7.2 Misturas de 28 dias .....	106
4.7.3 Misturas de 56 dias .....	108
5 CONCLUSÃO .....	110
5.1 Quanto à influência da umidade .....	110
5.2 Quanto à energia de compactação .....	110
5.3 Conclusão global .....	111
5.4 Sugestões para futuros trabalhos .....	112
REFERÊNCIAS.....	113
ANEXO A.....	118
ANEXO B.....	119
ANEXO C.....	120
ANEXO D.....	121



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização do tema de pesquisa

Os solos, na engenharia, são considerados como materiais de construção e sustentação das obras. No caso de rodovias, estão presentes nas camadas estruturais do pavimento: subleito, sub-base, base. Para isto, os solos devem apresentar certas propriedades que confirmam certa estabilidade e resistência mecânica aos esforços e carregamentos a qual serão submetidos ao longo da vida útil da estrada (AZEVEDO et al, 1998).

Um levantamento realizado pelo DNIT em 2010 constatou que, do total de 1,5 milhões de quilômetros de estradas brasileiras, apenas 212 mil quilômetros, ou seja, 13% das estradas, eram pavimentadas. O Instituto Ilos, com cerca de 15 mil profissionais de logística das maiores empresas do Brasil, em 2010, revelou que 92% destes profissionais indicaram a má conservação das estradas brasileiras como o principal problema de infraestrutura do país, além de sua insuficiência à demanda: comparado com os outros países do bloco de emergentes Brics, como a Índia, cuja extensão de seu território representa 35% da brasileira e tem 1,5 milhão de quilômetros de rodovias pavimentados (GLOBO, 2011).

Visto o cenário preocupante no qual o Brasil está inserido quanto a infraestrutura de suas rodovias considerando a totalidade das obras viárias que necessitam de reparo ou implementação, se faz necessário a pesquisa de novos métodos e materiais alternativos que tenham serventia na construção rodoviária, sob um ponto de vista técnico e econômico. Partindo deste propósito, a utilização da estabilização química com uso de cimento é uma das técnicas mais utilizadas para a adequação de solos para utilização rodoviária.

Segundo Azêvedo (2010), quando os materiais encontrados que podem ser utilizados em camadas do pavimento não apresentam as características geotécnicas exigidas, tem-se algumas opções viáveis, entre elas, a realização da estabilização química. A estabilização com uso de solo cimento é o produto de uma mistura de solo, cimento e água, em proporções adequadas que, após compactado, resulta em um material de características mínimas exigidas de resistência mecânica e durabilidade.

Assim, com o uso de solos de características geotécnicas distintas (laterítico e não laterítico), propõe-se a aplicação das técnicas de estabilização de solo-cimento

para diferentes umidades e energias de compactação, visando a análise comportamental destes materiais quando submetidos a ensaios de compressão com variado teor de cimento em sua composição.

## **1.2 Definição do problema e da questão de pesquisa**

A demanda de materiais utilizados na indústria da construção vem crescendo exponencialmente nos últimos anos, o que faz com que materiais de boa qualidade provenientes de pedreiras e jazidas estejam cada vez mais difíceis de se obter (PEREIRA, 2012). Assim, para que seja possível a utilização de materiais que não atendam as especificações de uso no projeto, a realização da estabilização química dos solos para uso em camadas de rodovias apresenta-se como uma solução técnica e econômica.

Desta forma, o trabalho buscou avaliar o comportamento de um solo laterítico quando submetido ao processo de estabilização química, verificando a influência da energia de compactação e da umidade de compactação em suas propriedades mecânicas. Para a pesquisa foi utilizado um solo argiloso de características lateríticas oriundo da região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, do município de Cândido Godói.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo Geral**

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar o efeito da variação da umidade de compactação e da energia de compactação na resistência à compressão simples de solos estabilizados com cimento.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Verificar a resistência à compressão simples de um solo laterítico em seu estado natural e com adição de cimento;
- Mensurar o efeito da variação da energia de compactação na resistência à compressão simples;

- Avaliar a interferência da umidade ótima do ensaio proctor na resistência à compressão simples das misturas estudadas.

#### **1.4 Justificativa**

O tema foi escolhido devido a relevância de seus resultados no cenário atual da engenharia quanto ao uso de solos em camadas de pavimentação. A possibilidade de adequar as características de um solo de forma que atendam especificações de projeto através da estabilização química e, assim, evitar a necessidade de transportes de materiais adequados de outras localidades, gerando maior produtividade e reduzindo significativamente os custos da obra.

#### **1.5 Estrutura do Trabalho**

O trabalho está dividido em três capítulos, como descrito abaixo:

**Capítulo 1** – Apresenta a introdução, a contextualização do tema, definição do problema e questão da pesquisa, objetivo geral, objetivos específicos e a estrutura do trabalho.

**Capítulo 2** – Consta a revisão bibliográfica desenvolvida para o embasamento teórico na realização das atividades do trabalho.

**Capítulo 3** – Apresenta os métodos que foram aplicados para o desenvolvimento da pesquisa e os materiais utilizados.

**Capítulo 4** – Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados através de tabelas e gráficos, assim como a análise, discussão e possíveis motivos dos mesmos. Além disso, aqui tentou-se realizar uma comparação com as semelhanças e divergências encontradas, quando comparados os resultados desta pesquisa com outras realizadas na mesma área de pesquisa.

**Capítulo 5** – São apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Pedologia

Conforme definiu Caputo (2011), a pedologia é a ciência que estuda as camadas superficiais da crosta terrestre que enfatiza sua formação e classificação, baseando-se nas ações de agentes climatológicos. O solo, segundo a pedologia, é uma resultante em função da rocha de origem, da ação de organismos vivos, do clima, da fisiografia e do tempo.

A pedologia é uma ciência recente, também conhecida como Ciência do Solo e suas bases foram lançadas em 1880 na União Soviética por Dokuchaiev, que reconheceu que o solo não era apenas um amontoado de materiais não consolidados, em diferentes níveis de alteração, e sim o resultado de uma complexa interação de fatores genéticos, como o clima e topografia que, agindo por certos períodos de tempo sobre o seu material de origem, produziam o solo (MONIZ, 1997).

Ainda segundo Moniz (1997), a preocupação de cunho pedológico de Dokuchaiev em explicar a formação dos solos e também estabelecer um sistema para a sua classificação foi a oportunidade de definir uma linha de pesquisa em uma nova área de estudo e, assim, delimitar o seu espaço dentro do contexto do campo da Ciência. A expansão dos estudos na área da Pedologia originaram-se, em sua maioria, da necessidade de:

- Corrigir a fertilidade natural dos solos, depauperada ao longo do anos de exploração agrícola e agravada pela erosão;
- Elevar a fertilidade natural de solos originalmente depauperados;
- Neutralizar a acidez do solo;
- Agrupar solos apropriados para determinadas culturas;
- Preservar os solos contra os perigos da erosão.

### 2.2 Solo

Segundo a definição realizada pelo Departamento de Agricultura Norte-Americano apresentado em Soil Taxonomy:

Solo é a coletividade de indivíduos naturais, na superfície da terra, eventualmente modificado ou mesmo construído pelo homem, contendo

matéria orgânica e servindo ou sendo capaz de servir à sustentação de plantas ao ar livre. Em sua parte superior, limita-se com a atmosfera. Lateralmente, limita-se, gradualmente, com rocha consolidada ou parcialmente desintegrada, água e gelo. O limite inferior é talvez o mais difícil de definir. Mas, o que é reconhecido como solo deve excluir o material que mostre pouco efeito das interações de clima, organismos, material originário e relevo, através do tempo (DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA NORTE-AMERICANO, 1975, p.754, tradução nossa).

A sua formação, de acordo com Caputo (2011), é resultado do intemperismo ou meteorização das rochas através da desintegração mecânica ou decomposição química. Formados por desintegração mecânica, através de agentes como água, vento, vegetação e temperatura, os pedregulhos e areias (solos de partículas grossas), siltes (partículas intermediárias) e, em condições especiais, as argilas (partículas finas). A decomposição química é o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem e seu principal agente é a água. A decomposição acontece principalmente por oxidação, hidratação, carbonatação e por efeitos químicos da vegetação.

O solo é, assim, o resultado da função da rocha-mater e dos dois diferentes agentes de alteração (CAPUTO, 2011).

A primeira característica que diferencia os solos, transcreveu Pinto (2011), é o tamanho de suas partículas. Em um primeiro momento, pode-se verificar que alguns solos possuem grãos perceptíveis a olho nu, como é o caso de pedregulhos e areia do mar; outros são compostos por grãos tão finos que, quando hidratados, transformam-se em pasta (barro) e se torna impossível visualizar seus grãos individualmente.

Em um solo a diversidade do tamanho dos grãos é muito ampla e identificá-los através do simples manuseio do solo não é algo tão simples. Um solo argiloso pode conter, por exemplo, quantidades consideráveis de areia em sua composição, contudo, estas são envoltas por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, e acabam com o aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por uma grande quantidade destas partículas (PINTO, 2011).

Existem denominações específicas para as diversas faixas de tamanho dos grãos. A ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – define os tipos de grãos conforme a NBR 6502/95, mostrado na tabela 1.

Tabela 1 – Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos

Fração	Limites definidos pela Norma da ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2,0 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2,0 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: ABNT (1995)

### 2.2.1 Composição química e mineralógica dos solos

No solo podem ser encontrados minerais oriundos das suas rochas de origens, chamados de minerais primários, e minerais que têm sua formação devido a meteorização de minerais primários menos resistentes ou alteração de sua estrutura original (SAMPAIO, 2006). Os minerais primários formam-se com as rochas, especialmente ígneas e metamórficas. Já os secundários são o resultado do intemperismo, processos de cimentação ou sedimentação que ocorrem nos solos e rochas sedimentares. Ressalta-se também que alguns minerais, como os carbonatos, podem ser primários e secundários. (FILHO, 2007).

Conforme Caputo (2011), a composição química dos principais minerais componentes dos solos grossos pode ser agrupada segundo o Quadro 1.

Quadro 1 – Principais componentes minerais presentes em solos grossos

Grupo Mineral	Principais Minerais
<b>Silicatos</b>	Feldspato, mica, quartzo, serpentina, clorita, talco.
<b>Óxidos</b>	Hematita, magnetita, limonita.
<b>Carbonatos</b>	Calcita, dolomita.
<b>Sulfatos</b>	Gessos, anidrita.

Fonte: Elaboração Própria

No caso dos solos finos, podem ser encontrados complexas constituições químicas. A análise destes solos revelam que sua constituição básica é a sílica ( $\text{SiO}_2$ ) em forma coloidal e sesquióxidos metálicos (CAPUTO, 2011).

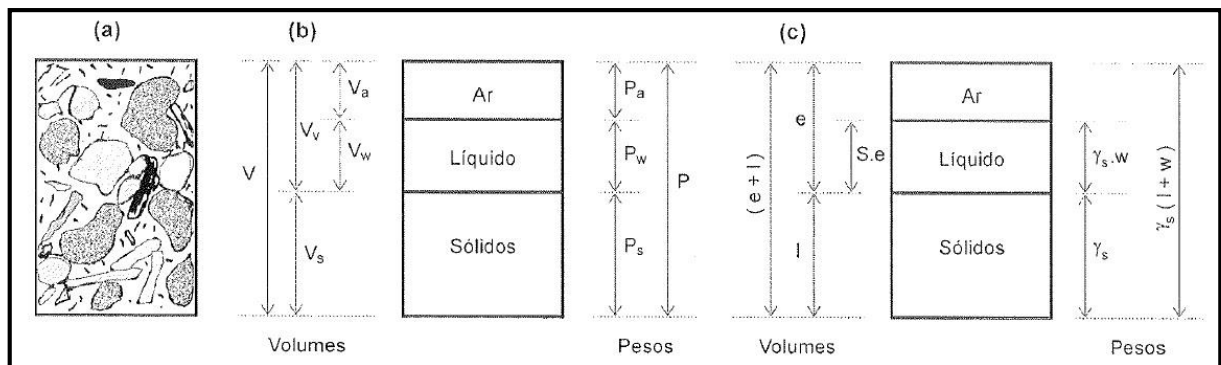
### 2.2.2 índices físicos do solo

Pinto (2011) explica que “num solo, só parte do seu volume total é ocupado pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar.” Assim, deve-se admitir que o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar.

Massad (2003) diz que “o comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada um dos três elementos (sólido, água e ar). Diversas relações são empregadas para expressar as proporções entre elas”.

A figura 1 representa estas três fases, sendo (a) a representação das fases como normalmente ocorrem nos solos, (b) as fases separadas proporcionalmente aos volumes e pesos que ocupam, e (c) em função do volume dos sólidos.

Figura 1 – Fases do Solo



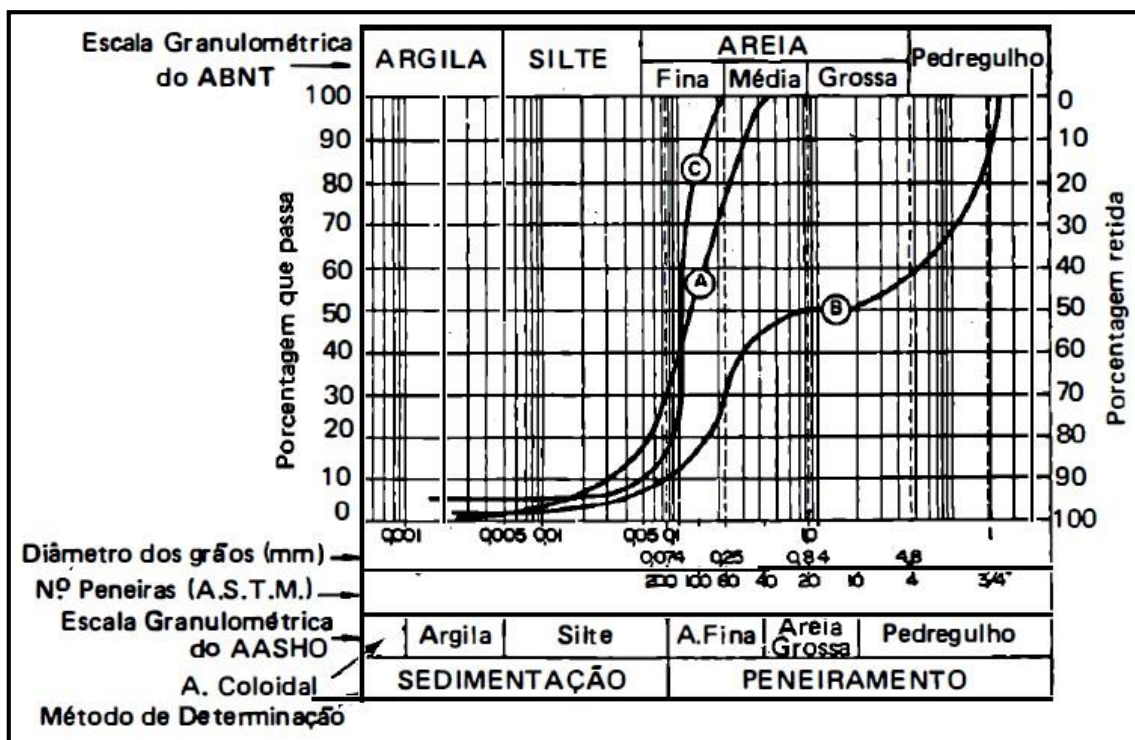
Fonte: Pinto (2011, pg. 35)

Caputo (2011) ressalta que, na fase sólida do solo, as propriedades mais importantes no âmbito da geotecnia são:

- Peso Específico das Partículas: relação entre o peso do sólido por unidade de volume.
- Densidade Relativa: razão entre o peso da parte sólida e o peso de igual volume de água pura a  $4^\circ\text{C}$ .

- Forma das Partículas: esta característica tem grande influência sobre as propriedades do solo. Entre as principais formas, distinguem-se as arredondadas, as lamelares e as fibrilares.
- Granulometria: através desta propriedade e, segundo o estabelecido em norma pela ABNT, os solos recebem designações próprias. A figura 2 apresenta duas escalas granulométricas amplamente utilizadas – a da ABNT e a da AASHO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Figura 2 – Escalas granulométricas ABNT e AASHO



Fonte: Caputo (2011, pg. 25)

Com base nas curvas destas escalas é possível definir o tipo de granulometria do solo. Um solo pode ser: bem graduado, uniforme ou de granulação aberta.



Figura 3 – Tipos de granulometria



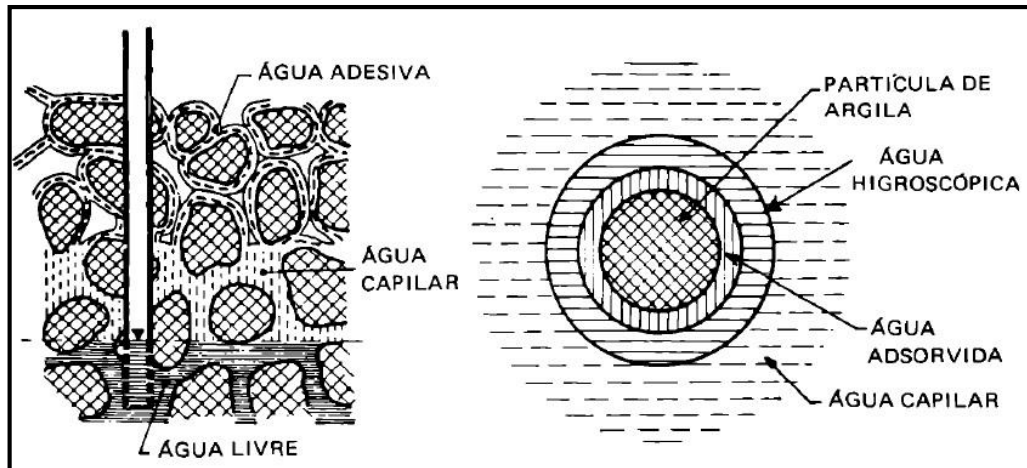
Fonte: Caputo (2011, pg. 26)

Não menos importante do que as propriedades da fase sólida do solo, é muito importante que também se caracterize e se conheça as propriedades e características das outras fases do solo, isto é, a líquida e a gasosa.

Embora seja difícil separar os diferentes estados em que a água se encontra no solo, é de grande interesse estabelecer distinção entre os mesmos. Conceitua-se águas livre, higroscópica e capilar como águas que podem ser totalmente evaporadas pelo efeito do calor, a uma temperatura maior que 100% (CAPUTO, 2011). A água contida no solo pode ser classificada em:

- Água de constituição: faz parte da estrutura molecular da partícula sólida;
- Água adesiva ou adsorvida: aquela película de água que envolve e adere fortemente a partícula sólida;
- Água livre: se encontra em uma determinada zona do terreno, enchendo todos os seus vazios;
- Água higroscópica: é a água que ainda se encontra em um solo seco ao ar livre;
- Água capilar: água que no solo de grãos finos sobe pelos interstícios capilares deixados pelas partículas sólidas, além da superfície livre da água.

Figura 4 – Tipos de águas contidas em um solo



Fonte: Caputo (2011, pg. 38)

A fase gasosa do solo é responsável por preencher os vazios das demais fases e é constituída por vapor d'água e carbono combinados. O seu estudo é importante quando há necessidade do cálculo de “pressões neutras” (consolidação de aterros, por exemplo) desenvolvidas em função da diminuição de volume da fase gasosa (Caputo, 2011).

Para que seja identificado o estado do solo, alguns índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases são utilizados (PINTO, 2011). Estes índices são:

Umidade: relação entre o peso da água e o peso dos sólidos;

Peso específico dos sólidos: relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. Este peso varia pouco de solo para solo e, por si, não permite a identificação do solo em questão. Os valores giram em torno de 27 kN/m<sup>3</sup> (adotado quando não se dispõe do valor específico do solo estudado). As areis costumam apresentar peso específicos de 26,5 kN/m<sup>3</sup> e as argilas lateríticas de até 30 kN/m<sup>3</sup>.

$$\gamma_d = M_s / V_s \quad ..(1)$$

Índice de vazios: relação entre o volume de vazios e os volume das partículas sólidas. Seus valores costumam estar de 0,5 a 1,5.

$$e = V_v / V_s \quad ..(2)$$

Porosidade: relação entre o volume de vazios e o volume total. Valores variam entre 30 a 70%.

$$S = V_V/V_T \quad \text{..(3)}$$

Grau de Saturação: relação entre o volume de água e o volume de vazios. Varia de 0% (solo seco) a 100% (solo saturado);

$$S_r = V_W/V_T \quad \text{..(4)}$$

Peso específico Natural: relação entre o peso total do solo e o seu volume total. Este valor não varia muito entre os diferentes solos e situa-se em torno de 19 a 20 kN/m<sup>3</sup>.

$$\gamma = M_T/V_T \quad \text{..(5)}$$

Peso Específico Aparente Seco: relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Os valores para essa propriedade situam-se entre 13 a 19 kN/m<sup>3</sup>;

$$\gamma_d = M_S/V_T \quad \text{..(6)}$$

Onde:

$M_S$  = Massa de sólidos;

$M_T$  = Massa total;

$M_W$  = Massa de água;

$V_S$  = Volume de sólidos;

$V_T$  = Volume total;

$V_V$  = Volume de vazios;

$V_W$  = Volume de água.

### 2.3 Ensaio para identificação dos solos

A realização da identificação dos solos por meio de ensaios é baseada na análise Granulométrica e nos índices de consistência do solo. O primeiro, têm seus

resultados provenientes de ensaios de peneiramento e sedimentação. Já o segundo, através da definição de índices de consistência norteado pelos Limites de Atterberg.

### 2.3.1 Ensaio de peneiramento

O ensaio de peneiramento consiste em agitar uma amostra de solo através de um conjunto de peneiras, cujo seus números e aberturas são padronizados pela norma americana, que tenham aberturas decrescentes. As peneiras que são utilizadas geralmente têm o diâmetro de 203 mm (ABNT, 1989). A tabela 2 traz os valores das aberturas das peneiras.

Tabela 2 – Numeração e aberturas nominais de peneiras

Peneira nº	Abertura (mm)	Peneira nº	Abertura (mm)
4	4,75	30	0,600
5	4,00	35	0,500
6	3,35	40	0,425
7	2,80	50	0,355
8	2,36	60	0,250
10	2,00	70	0,212
12	1,70	80	0,180
14	1,40	100	0,150
16	1,18	120	0,125
18	1,00	140	0,106
20	0,850	170	0,090
25	0,710	200	0,075
		270	0,053

Fonte: Elaboração Própria

Descreveu Das (2006) que, para se realizar o ensaio de peneiramento, deve-se primeiro secar o solo em uma estufa e posteriormente romper seus torrões em partículas menores. No próximo passo, o solo é agitado por uma pilha de peneiras com aberturas de tamanhos decrescentes de cima para baixo (o menor tamanho de menor peneira geralmente utilizado é a nº 200) e uma cuba na sua parte inferior. Esse processo pode ser realizado através de um agitador mecânico ou agitador eletromagnético. Quando solos coesivos são analisados, estes são misturados com

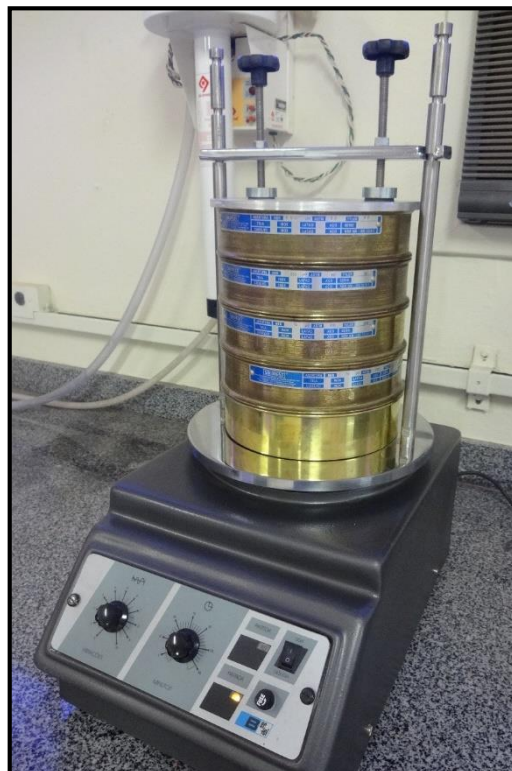
água e lavados através das peneiras e cada porção retida é secada na estufa antes que a massa retida em cada peneira seja medida.

Figura 5 – Agitador Mecânico



Fonte: UDESC Joinville. Departamento de Engenharia Civil

Figura 6 – Agitador Eletromagnético

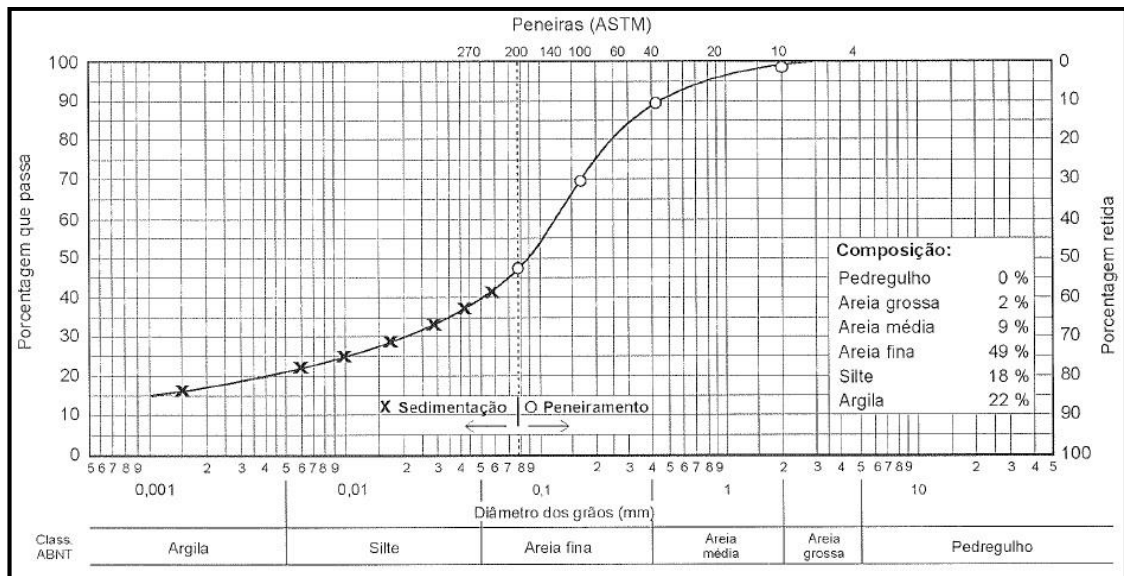


Fonte: UDESC Joinville. Departamento de Engenharia Civil

O peso que passa em por cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem passante” e este é representado através de um gráfico em função da abertura das peneiras com uso de escala logarítmica (PINTO, 2011).

A figura 7 é um exemplo de representação dos resultados obtidos na análise granulométrica. Traz a composição do solo e suas respectivas porcentagens, e a curva granulométrica para o peneiramento e sedimentação. Este último será abordado no próximo item.

Figura 7 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



Fonte: Pinto (2011, pg 21)

### 2.3.2 Ensaio de sedimentação

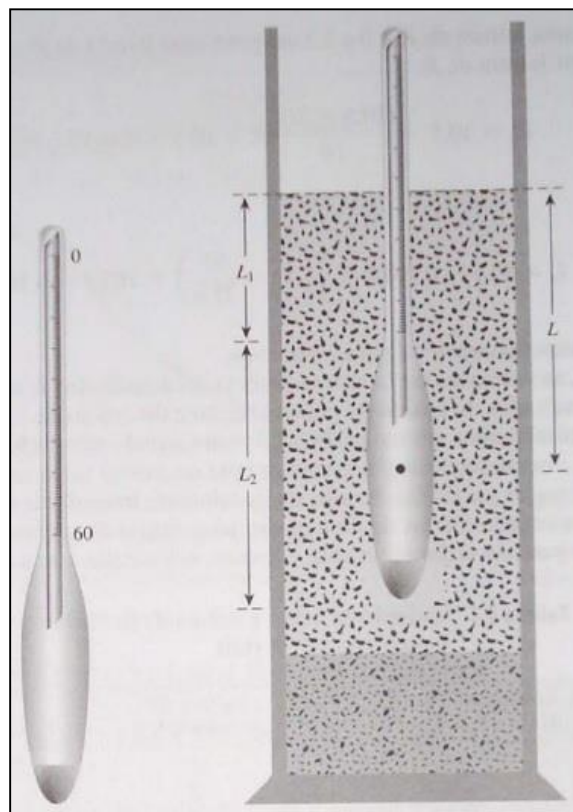
Pinto (2011) condiciona que, quando há necessidade do conhecimento da composição granulométrica de porções mais finas dos solos, seja realizada a técnica da sedimentação. Baseada na Lei de Stokes, onde a velocidade de queda de partículas esféricas para uma determinada altura num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera ( $\gamma_s$ ), do peso específico do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ) e do diâmetro da esfera ( $D$ ).

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2 \quad (7)$$

O ensaio é normalmente realizado com 50 g de uma amostra seca em estufa que é dispersa em 1000 ml do fluido contendo defloculante (geralmente é utilizado o hexametáfosfato).

O experimento requer o cuidado na observação de vários detalhes importantes para a obtenção de resultados coerentes. Pinto (2001) frisa que umas das operações mais importantes é a separação de todas as partículas, de forma que elas possam sedimentar isoladamente já que, na situação natural, é comum que as partículas estejam agregadas ou floculadas. Se essas aglomerações não forem desfeitas, determinar-se-ão os diâmetros dos flocos e não os das partículas isoladas.

Figura 8 – Conjunto de equipamentos para o ensaio da sedimentação



Fonte: Das (2006, pg 25)

### 2.3.3 Limites de Atterberg

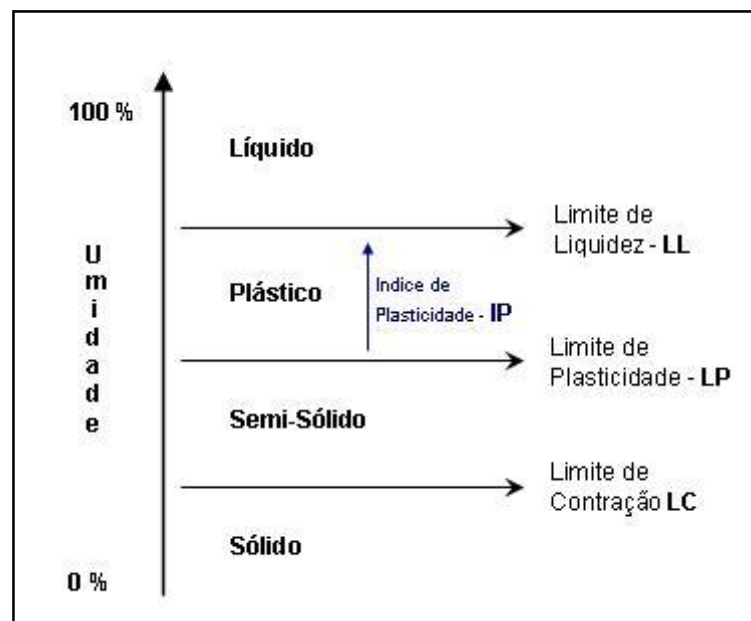
Das (2006, p. 51) esclarece que, em situações que minerais de argila estão presentes em um solo com granulação fina, estes podem ser remoldados na presença de alguma umidade sem esfarelar. Essa natureza é causa pela água adsorvida que circunda as partículas de argila.

No século XX, o cientista sueco Albert Atterberg (1846-1916) desenvolveu um sistema para que fosse possível a descrição da consistência de solos granulares finos e com teor de umidade variável. O método é utilizado até hoje no campo da engenharia e geologia: conhecidos como Limites de Atterberg.

Atterberg concluiu que solos que apresentavam um menor teor de umidade em sua composição se comportavam mais como um sólido. Por outro lado, os com um maior teor de umidade, tendiam a comportar-se como líquido (quando este teor de umidade é muito elevado, água e solo podem fluir como um líquido).

Assim, dependendo do teor de umidade, o comportamento do solo pode ser dividido em quatro estados básicos: sólido, semissólido, plástico e líquido (DAS, 2006).

Figura 9 – Limites de Atterberg



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1969)

A figura 9 esquematiza os estados físicos do solo, chamados de estados de consistência, e suas fronteiras, ou sejam, os limites de consistência.

Caputo (2011) explica que, quando a umidade de um solo é muito elevada, ele se apresenta como um fluido denso e se diz no estado líquido. A medida que a água evapora, ele endurece e chega ao estado de liquidez, perdendo assim sua capacidade de fluir mas ainda podendo ser moldado facilmente e conservar sua forma, isto é, o solo atinge seu estado plástico. Com a contínua perda de água, o solo atinge o limite



de plasticidade e, ao ser trabalhado, se desmancha. Este é o estado chamado de semissólido. Conforme continua a perda de água, o solo atinge seu limite de contração e passa ao seu estado sólido.

### 2.3.3.1 Limite de liquidez

O limite de liquidez (LL) é determinado através do ensaio com aparelho de Casagrande, que consiste em um prato de latão em forma de concha sobre um suporte. O aparelho tem um sistema que imprime ao prato, repetidamente, quedas a uma altura de 1 cm e de força constante.

Figura 10 – Aparelho de Casagrande e cinzeis

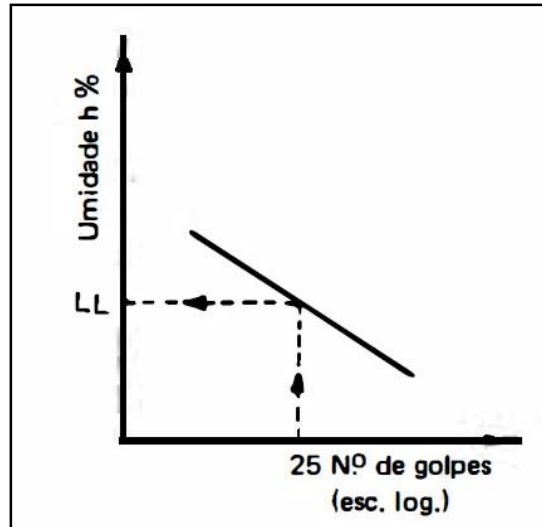


Fonte: Empresa Pattrol

Com os valores obtidos no ensaio, isto é, o número de golpes necessários para fechar a ranhura, traça-se a linha de escoamento do solo no qual, entre um intervalo de 6 a 35 golpes, pode-se considerar uma reta. São recomendados pelo menos 6 pontos para a determinação da linha (CAPUTO, 2011).

O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar. (PINTO, 2011).

Figura 11 – Linha de Escoamento na determinação do Limite de Liquidez



Fonte: Caputo (2011, pg. 55)

Segundo estudos do Federal Highway Administration, o Limite de Liquidez também pode ser determinado no caso do conhecimento de apenas “um ponto”, através da equação 2 que umidade ( $h$ ) e o número de golpes ( $n$ ).

$$LL = \frac{h}{1,419 - 0,3 \log n} \quad ..(8)$$

### 2.3.3.2 Limite de plasticidade

O ensaio do limite de plasticidade (LP) é normalizado pela NBR 7180 e consiste na obtenção do menor teor de umidade necessário para conseguir moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo em uma superfície plana (geralmente vidro) com a palma da mão.

### 2.3.3.3 Índice de plasticidade

O Índice de Plasticidade (IP) é determinado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

$$IP = LL - LP \quad .. (9)$$

Quanto ao seu índice de plasticidade, os solos podem ser classificados como fracamente plásticos ( $1 < IP < 7$ ), medianamente plásticos ( $7 < IP < 15$ ) ou altamente plásticos ( $IP > 15$ ). A tabela 3 apresenta valores dos índices de Atterberg para alguns solos brasileiros.

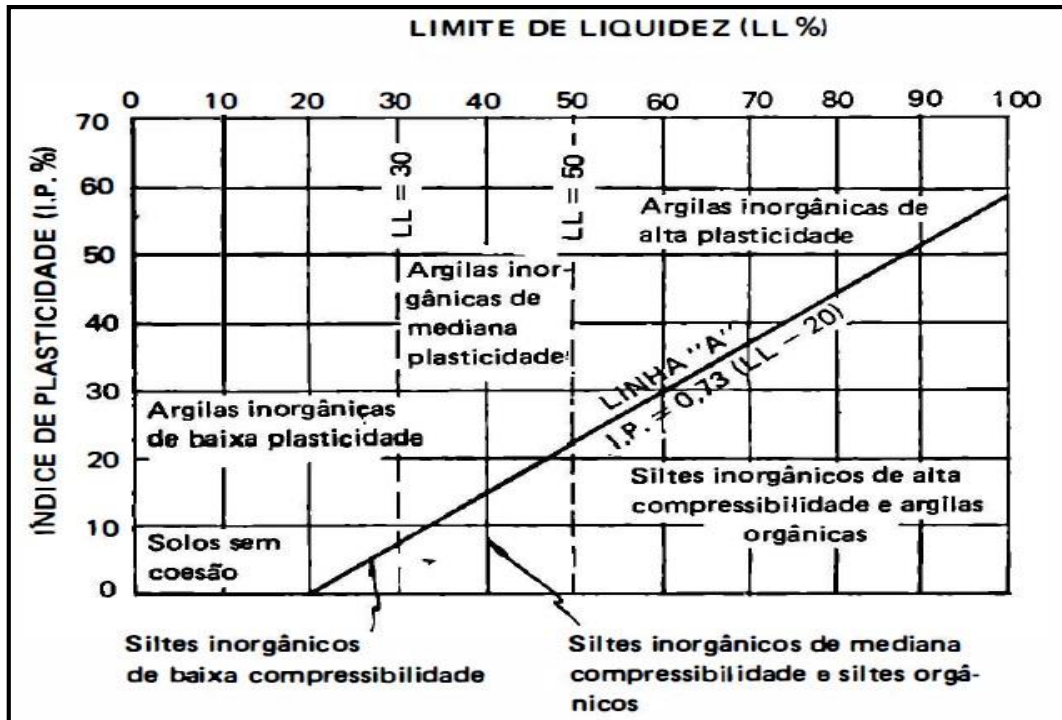
Tabela 3 – Índices de Atterberg para alguns solos brasileiros

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

Fonte: Adaptado de Pinto (2011)

Os solos ainda podem ser agrupados, quanto as suas características e propriedades físicas mais importantes, em oito grupos: argilas inorgânicas de alta, média ou baixa plasticidade; solos siltosos inorgânicos de alta, média ou baixa compressibilidade; argilas orgânicas e siltes orgânicos. A classificação dos solos pode ser realizada com a utilização do gráfico de plasticidade.

Figura 12 – Gráfico de Plasticidade



Fonte: Caputo (2011, pg 57)

## 2.4 Sistema de classificação de solos para uso em pavimentos

A diversidade e a diferença de comportamento dos diversos solos diante as solicitações requisitadas nas obras de Engenharia, levaram a um natural agrupamento destes em conjuntos distintos conforme a distinção de algumas de suas propriedades. A classificação tem como objetivo estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema (PINTO, 2006).

### 2.4.1 Sistema Unificado

O Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) foi o resultado de um trabalho, publicado em 1953, em conjunto de Bureau of Reclamation e do Corps of Engineers, assistido pelo professor Arthur Casagrande, da Universidade de Harvard. O SUCS, que é um aperfeiçoamento e ampliação do sistema elaborado por Casagrande para aeroportos em 1943, baseia-se na identificação dos solos de acordo com as duas qualidades de textura e plasticidade, agrupando-lhes de acordo com seu

comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações (DNIT, 2006). O sistema considera as seguintes características dos solos:

- Porcentagens de pedregulhos, areias e finos (fração que passa pela peneira 200: silte e argila);
- Forma da curva granulométrica;
- Plasticidade e compressibilidade.

Tabela 4 – Sistema Unificado de Classificação de Solos

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

Fonte: Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (2006, p. 59)

Tabela 5 – Nomenclatura do SUCS

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

Fonte: Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (2006, p. 62)

## 2.4.2 Sistema TRB (Antigo HRB)

Segundo o DNIT (2006), o sistema de classificação de pavimentos do Highway Research Board (HRB) da American Association for State Highway Officials – AASHTO, foi aprovado em 1945 e é oriundo do antigo sistema da Public Roads Administration, publicado em 1929. O Transportation Research Board (TRB) é o aperfeiçoamento do HRB. A classificação é realizada através da análise da granulometria, limite de liquidez, índice de liquidez e o índice de grupo.

Os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função de sua granulometria, limites de consistência e do índice de grupo, conforme a tabela 6.

Tabela 6 – Classificação Transportation Research Board (TRB)

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

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

Fonte: Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes

## 2.4.3 Classificação MCT

O sistema classificatório MCT (Miniatura Compactado Tropical) foi desenvolvido por Nogami e Villibor em 1981. O trabalho apresenta uma classificação para solos tropicais que utiliza resultados de uma sistemática simplificada de ensaios. A sistemática envolve compactação de corpos de prova de dimensões reduzidas (diâmetro de 5 cm), realizadas de acordo com o princípio desenvolvido para a determinação do MCV (Moisture Condition Value) que foi criado por Parsons em 1976. Assim, a classificação foi designada como ensaio Mini-MCV (Mini Moisture Condition Value). A classificação separa os solos em 7 grupos (subclasses) e em duas grandes classes: Os solos de comportamento “Laterítico” e os de comportamento “Não Laterítico” para uso em serviços rodoviários (NOGAMI & VILLIBOR, 1981).

A técnica permite que sejam avaliadas propriedades fundamentais dos solos associados à contração, permeabilidade expansão, coeficiente de penetração, d'água, coesão, capacidade de suporte e famílias de curvas de compactação. Além das supracitadas, o ensaio permite que seja determinada uma propriedade empírica do solo, que está associada a sua aptidão à compactação: indicação do teor de umidade e energia de compactação mais adequados, identificando assim os solos problemáticos à compactação (DNIT, 2006).

Conforme descrito por Nogami & Villibor (1981), a necessidade de caracterizar os solos de comportamento lateríticos ocasionou na introdução de um novo ensaio que avaliasse o comportamento dos corpos de prova obtidos no ensaio de Mini-MCV após a imersão total em água, sob condições padronizadas. Contudo, a simplificação referida não objetiva apenas na classificação do solo, já que da sistemática simplificada de ensaios que envolve o ensaio Mini-MCV e o ensaio de imersão total em água dos corpos de prova, pode-se obter outros relevantes parâmetros:

- Família de Curvas de Compactação, obtida com energia variável, indo desde abaixo da correspondente à “Normal” até além da “intermediária”;
- Relação entre o Mini-MCV e o teor de umidade, que permite determinar, rapidamente, em campo, o Teor de Umidade de Compactação;
- Capacidade de Suporte, expressa em Mini-CBR, sem imersão dos corpos de prova e com máxima densidade que se pode conseguir com um determinado teor de umidade. Este valor é obtido mediante uso da correlação Mini-CBR x Mini-MCV para os principais grupos de solo;

- Classificação do solo, similar a desenvolvida por Parsons e Boden (1979) com base nos parâmetros  $a'$  e  $b'$ , que definem a curva de variação do teor de umidade (ordenadas) em função do Mini-MCV (abscissas);
- Ordem de grandeza da Permeabilidade do solo através da determinação do Mini-MCV correspondente a exsudação, na ocasião da compactação dos corpos de prova. Quanto mais elevado o Mini-MCV correspondente ao ponto de exsudação, menor a permeabilidade desse solo;
- Características de Expansibilidade e Coesão do solo compactado sob condição de imersão total em água, com confinamento parcial, deduzíveis face ao ensaio de “Comportamento a Imersão”.

O DNIT (2006) expõe que a execução da metodologia MCT para a classificação dos solos quanto ao comportamento laterítico ou saprolítico baseia-se no seguinte procedimento:

- Compactação de aproximadamente 200 g de solo com diferentes umidades, em molde cilíndrico de 50 mm de diâmetro, para a determinação de curvas de compactação ( $y_s \times h$ ) em diferentes energias, ou número de golpes aplicados por soquete padronizado e curvas correlacionando a redução de altura do corpo-de-prova ( $\Delta h$ ) em função do número de golpes aplicados;
- Perda por imersão ( $P_i$ ) dada pela relação percentual entre as massas seca e úmida da parte primitivamente saliente desprendida por imersão, cerca de 1 cm, do molde de compactação (Método DNER-ME 254/89). Os resultados obtidos são associáveis ao valor Mini-MCV definido pela equação 10.

$$\text{Mini-MCV} = 10 \log N \quad \dots(10)$$

$N$  é o número de golpes a partir do qual o solo compactado não sofre redução sensível de altura ( $\Delta h \leq 1 \text{ mm}$ ).

- Conforme a figura 13, são determinados os parâmetros classificatórios  $C'$ ,  $d'$ ,  $P_i$  e  $e'$ . Onde:

$C'$  é a inclinação da reta que passa pelo ponto de  $\text{Mini-MCV} = 10$ , interpolada entre os trechos retos das curvas mais próximas;



$d'$  é a inclinação, multiplicada por  $10^3$ , do ramo seco da curva de compactação correspondente a 10 golpes;

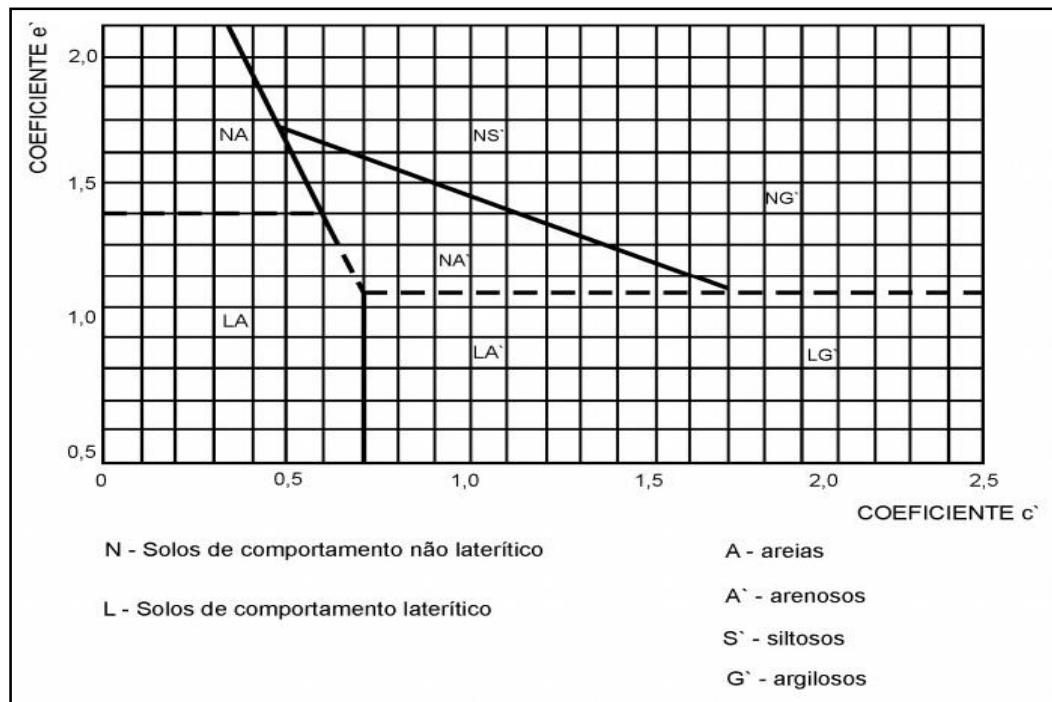
$P_i$  é determinado para o Mini-MCV = 10 e na curva que relaciona as perdas por imersão dos corpos-de-prova ensaiados e os Mini-MCVs correspondentes, para  $\Delta h = 2$  mm;

E o parâmetro classificatório  $e'$  é determinado através da equação:

$$e' = 3 \sqrt{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad ..(11)$$

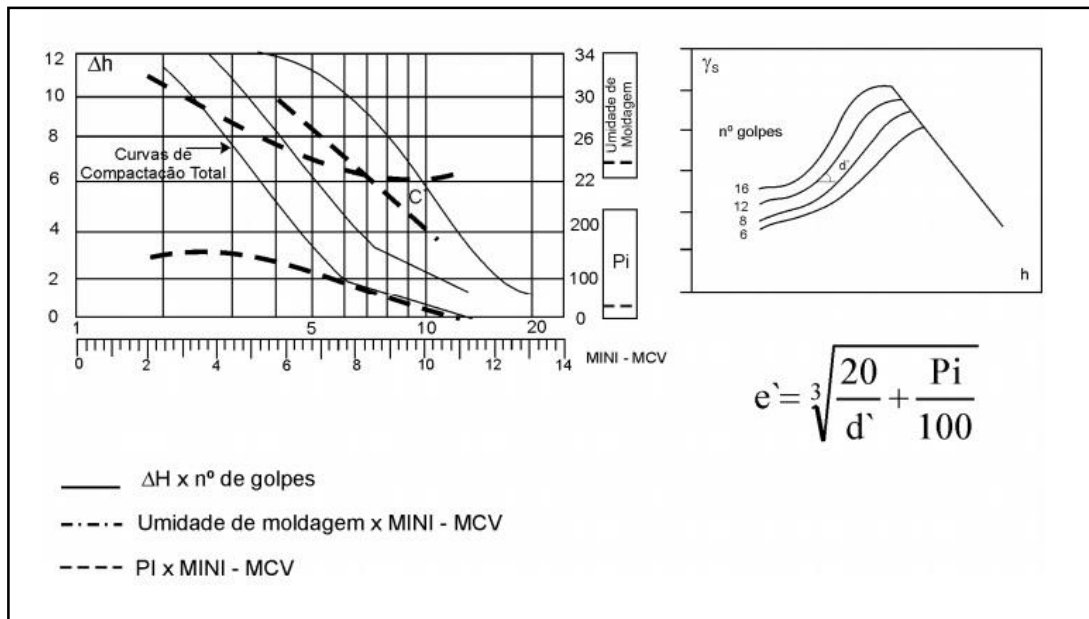
- Com os valores de  $e'$  e  $C'$ , o solo é classificado em subclasses conforme figuras 13, 14 e Anexo A.

Figura 13 – Ábaco 1 para Classificação MCT



Fonte: DNIT ((2006, p.68)

Figura 14 – Ábaco 2 para Classificação MCT



Fonte: DNIT (2006, p.68)

## 2.5 Estabilização do solo

O processo de estabilização consiste da aplicação de um fator estabilizante ao solo, objetivando modificar as suas propriedades, tornando-o capaz de atender satisfatoriamente a uma dada necessidade prevista em projeto. O fator estabilizante pode ser um material granular, um aditivo químico ou mesmo a aplicação de energia dinâmica no solo (GONDIM, 2008).

Para Houben & Guillaud (1994), o termo estabilização está ligado à processos, sejam eles naturais ou artificiais, nos quais o solo, submetido a carregamentos, atinge uma maior resistência à deformação e também ao deslocamento quando comparado ao material original.

Gondim (2008) explica que o solo é o material de maior aplicabilidade e abundância no mundo. Entretanto, as diversas utilizações que este tem no campo da engenharia requerem o atendimento de critérios técnicos rigorosos, o que, muitas vezes, restringe o uso de jazidas de qualidade tecnológica inferior. Sendo assim, a qualidade requerida às vezes obriga que haja o transporte de material ideal para a obra, gerando acréscimos de custos para o orçamento e indo na contramão de um importante critério em qualquer obra de engenharia: o econômico.

O tipo mais adequado de estabilização a ser adotada em uma obra se dará em função de diversos fatores, entre eles: a sua viabilidade econômica, características do materiais e as propriedades do solo em que se deseja a aplicação das modificações e adequações.

As propriedades de um solo que se visa melhorar a fim de possibilitar seu uso em obras de engenharia, afirma Gondim (2008), normalmente são expansibilidade, a resistência mecânica, a durabilidade e a sua permeabilidade. As alterações nestas propriedades podem ser de ordem física ou de ordem química e, para um melhor entendimento, divididas em dois grupos: a estabilização mecânica (quando ocorrem alterações de ordem física no solo) e a estabilização química (quando ocorrem modificações oriundas da interação química entre as partículas de solo e um agente estabilizante).

Cancian (2013) reforça que certamente, a estabilização de solos, de qualquer tipo acarreta em melhorias nas propriedades do solo tais como:

- Melhor aderência nos grãos do solo, aumentando a compacidade ou densidade do material, o que influencia na sua capacidade resistente;
- A diminuição da sua permeabilidade, pois a ação de estabilizar o solo promove o preenchimento de vazios que antes não poderiam ser eliminados;
- Redução do volume de vazios, cujo influenciam as características de resistência mecânica e porosidade do solo.

## **2.5.1 Estabilização mecânica**

### **2.5.1.1 Compactação**

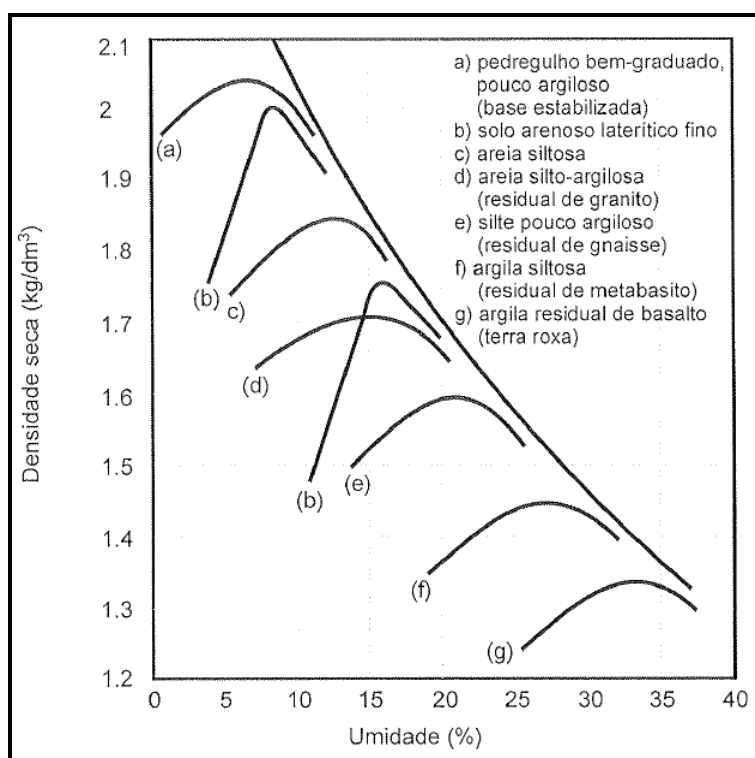
Conforme explana Caputo (2011), entende-se por compactação o processo manual ou mecânico que visa a redução do volume de seus vazios, ocasionando, assim, o aumento de sua resistência e tornando-o mais estável, além de melhorias em aspectos como permeabilidade, compressibilidade e absorção de água. Trata-se de uma operação simples, porém, de grande importância devido os seus consideráveis efeitos a estabilização de maciços terrosos e, relacionando-se, intimamente, com os problemas de pavimentação e barragem de terra.

Das (2000) afirma que, na construção de taludes rodoviários, barragens de terra ou quaisquer outras estruturas os solos soltos devem ser compactados para que

haja um aumento em seu peso específico. A compactação também gera um aumento na resistência do solo o que, por sua vez, traz ganhos à resistência das fundações construídas sobre sua superfície.

O início da técnica de compactação é creditada ao engenheiro norte-americano Proctor que, em 1933, publicou seus estudos quanto à compactação de aterros. O estudo mostrou que, ao aplicar-se uma certa energia de compactação, a massa específica resultante é função da umidade em que o solo estiver. Esta umidade é conhecida como “umidade ótima de compactação” e, assim como a densidade seca máxima do solo, seus valores não são índices físicos do solo. Na realidade, seus valores dependem da energia de compactação aplicada no processo, e seus valores podem ser determinados através do ensaio descrito como Ensaio Normal de Compactação ou Ensaio de Proctor Normal (PINTO, 2011).

Figura 15 – Curva de Compactação para alguns solos Brasileiros



Fonte: Pinto (2006, p.80)

#### 2.5.1.1.1 Ensaio de proctor normal

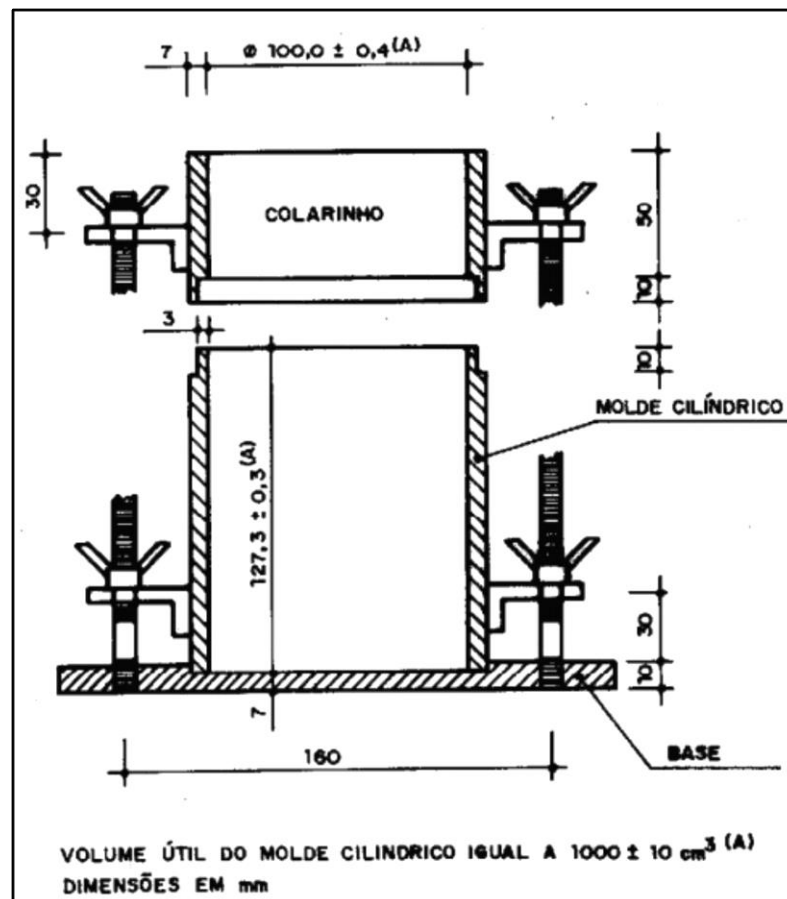
O ensaio original para que seja realizada a determinação da umidade ótima e do peso específico máximo de um solo recebe o nome de Proctor Normal. O ensaio

foi proposto em 1933, pelo engenheiro norte-americano que lhe deu o nome (CAPUTO, 2011).

A norma que estabelece o método para a realização do ensaio é a ABNT NBR 7182 de agosto de 1986. Esta prescreve os métodos e aparelhagem para a determinação da relação entre o teor de umidade e a massa específica aparentemente seca dos solos quando compactados.

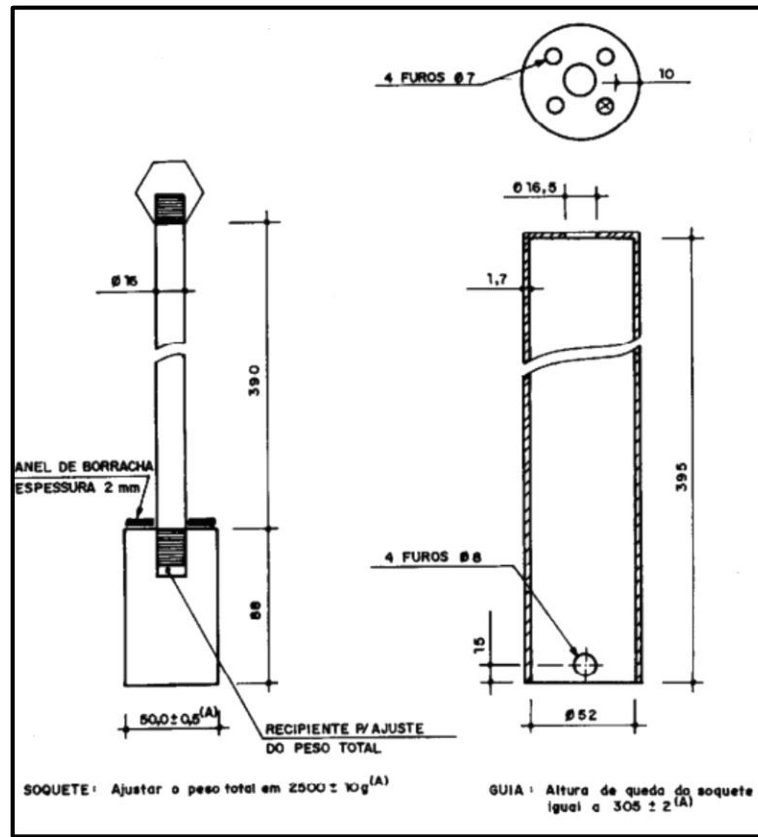
Caputo (2011) comenta que o ensaio consiste em compactar uma amostra dentro de um recipiente cilíndrico, com aproximadamente 1000 cm<sup>3</sup>, em três camadas sucessivas, sob a ação de 25 golpes de um soquete, cujo o peso é de 2,5 kg, caindo de uma altura de 30 cm de altura.

Figura 16 – Cilindro para Ensaio Proctor Normal



Fonte: ABNT (1986, p.3)

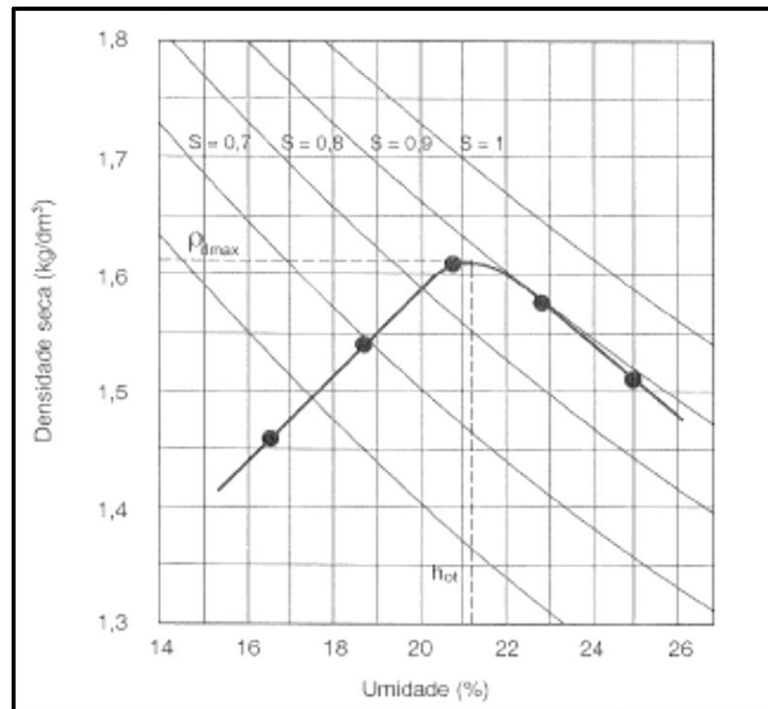
Figura 17 – Soquete padrão para o Ensaio Proctor Normal



Fonte: ABNT (1986, p.4)

Ainda segundo Caputo (2011), o ensaio é repetido para diferentes teores de umidades, determinando-se, para cada um deles, o peso específico aparente. Dispondo destes resultados, é possível traçar a curva  $\gamma_s = f(h)$ , chamada de curva de compactação. Ressalta-se que é conveniente a determinação de cinco ou mais pontos, procurando-se fazer com que dois deles se encontrem na zona seca (ramo esquerdo da curva), um próximo da umidade ótima e, no mínimo dois, na zona úmida (ramo da direita da curva).

Figura 18 – Exemplo de curva de compactação



Fonte: Pinto (2011, p. 79)

Como já mencionado, a energia de compactação influencia muito na qualidade dos resultados obtidos. No ensaio, esta tem o valor de aproximadamente  $6 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$  e pode ser calculada conforme a equação abaixo.

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \quad (12)$$

Onde:

E = energia de compactação por unidade de volume;

P = peso do soquete;

h = altura da queda do soquete;

n = Número de camadas;

V = volume do solo compactado.

## 2.5.2 Estabilização Físico-Química

### 2.5.2.1 Solo-Cimento

O solo-cimento ou solo reforçado com cimento com Portland é uma aplicação comum em vários países do mundo, com ênfase nas misturas de solo-cimento em camadas compactadas acima de solos de pouco suporte. Salienta-se, contudo, que o solo-cimento tem um comportamento bastante complexo, afetado por vários fatores, tais como, a porosidade, o teor de umidade de compactação e a quantidade de cimento utilizado (CONSOLI et. al. 2003).

Conforme a ABNT (1992), solo-cimento é o produto endurecido da cura de uma mistura compactada de solo, água e cimento, em proporções estabelecidas através de dosagem.

Define-se um solo estabilizado com cimento Portland, segundo Castro (2008), como sendo um material oriundo da homogeneizada mistura de solo, água e cimento em suas proporções corretas, compactada e curada. O resultado deste processo resulta em um material de boa resistência à compressão, baixa permeabilidade e pouca variação de volume.

Cancian (2013) salienta que há diferença entre o solo-cimento e o solo melhorado com cimento. O solo melhorado com cimento é obtido através da adição de pequenas porções de cimento, entre 2% a 4%, visando prioritariamente a alteração do solo nas suas características quanto à sensibilidade à água e plasticidade.

A NBR 12253/92 estabelece os procedimentos para a dosagem do solo-cimento para emprego como camada de pavimento, fixando as condições de exigência para a determinação da quantidade de cimento Portland capaz de estabilizar solos que se enquadrem nos requisitos que também são estabelecidos nesta norma. De maneira sucinta, a técnica consiste na escolha do menor teor de cimento com o qual a mistura, depois de 7 dias de cura, atinge uma resistência à compressão simples de valor igual ou superior à 2,1 MPa.

### **2.5.2.2 Solo-Cal**

Segundo Ingles e Metcalf (1972) a estabilização realizada com a utilização da cal é muito semelhante à estabilização com cimento Portland, no que diz ao desempenho das técnicas. Um dos fatores que as difere é o fato da estabilização solo-cal não ser recomendada para solos granulares, sendo indicada para solos pesados e argilosos. Por sua vez, Gondim (2008) aponta que a principal diferença entre as misturas solo-cimento e solo-cal consiste na velocidade de aumento de resistência



destes processos: enquanto que no solo-cimento a resistência cresce bastante em um curto espaço de tempo, nas misturas de solo cal, os resultados são bem distribuídos ao longo do tempo de cura.

Como as reação no solo-cal não se processam de uma forma tão instantânea como nas misturas de solo-cimento, os atrasos no processo de compactação são menos preocupantes para a estabilização realizada com a cal comparadas com a realizada com cimento (GONDIM, 2008).

O uso da cal para estabilização depende de diversas variáveis, tais como a constituição química e mineralógica do solo, a granulometria e a rugosidade das partículas e o tipo de cal utilizada. Rosa e Ferreira (2006) reforçam que, para alguns tipos de solos, a técnica pode não ser eficiente, não havendo aumento da capacidade de suporte, que é o principal objetivo do seu uso na pavimentação.

Nóbrega (1985) atribui à estabilização solo-cal dois tipos de ações. A primeira, imediata, reduz a plasticidade e a expansão dos materiais; a outra em longo prazo, produzindo um aumento gradativo na capacidade de suporte do solo. Ressalta, Pessoa (2004), que a adição da cal interfere em outras propriedades físicas do solo, tais como: variação volumétrica, permeabilidade e granulometria.

### **3 METODOLOGIA**

#### **3.1 Delimitação de Estudo**

Os ensaios consistem na verificação do grau de compactação e variação da massa específica das amostras de um solo laterítico, quando submetidas à diferentes teores de umidades e energias de compactação, na aplicação do ensaio de compressão simples.

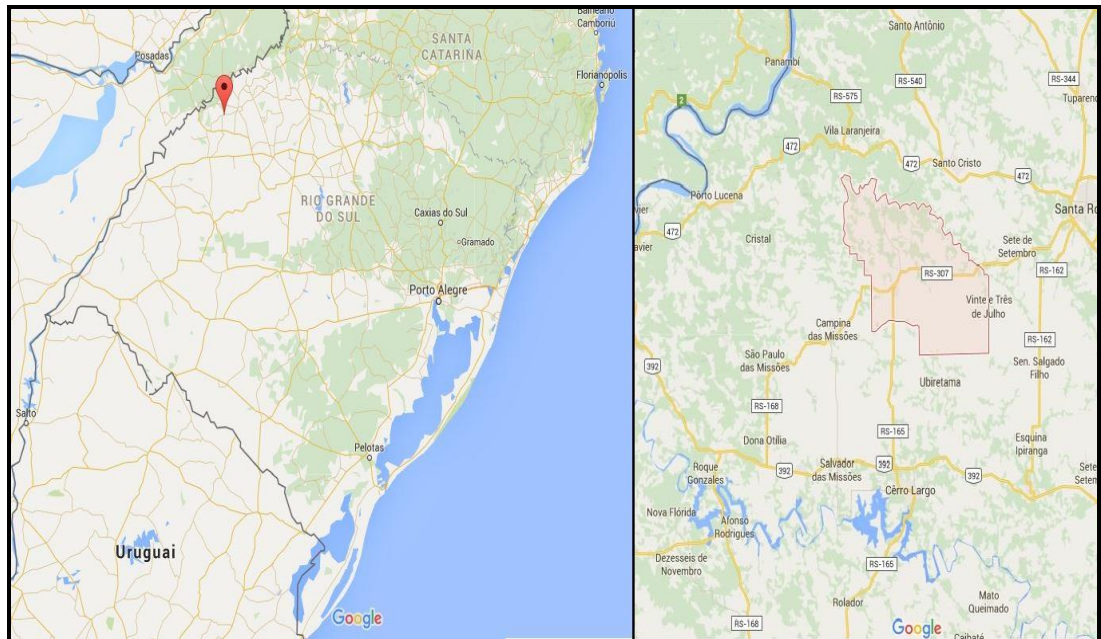
O solo foi ensaiado em diferentes condições: sem qualquer tipo de adição, que serviu como referência aos estudos propostos, e na forma de solo-cimento cujo o teor de cimento utilizado foi de 10% em relação a quantia de solo usado na moldagem. Ressalta-se que para cada um dos casos citados foram propostos diferentes tempos de cura e teores de umidades.

Assim, o trabalho pretende a obtenção de dados que estabeleçam um parâmetro relativo ao uso do solo-cimento à influência que a umidade e a energia empregada geram na sua capacidade de suporte para uso em camadas de rodovias.

#### **3.2 Solo**

Foi utilizado para a realização dos experimentos desta pesquisa é oriundo da região noroeste do estado do Rio Grande do Sul, do município de Cândido Godói. O solo residual apresenta uma coloração avermelhada, textura argilosa, indicativos de plasticidade elevada e alta umidade natural. As figuras 19 apresenta a localização geográfica do município de Cândido Godói.

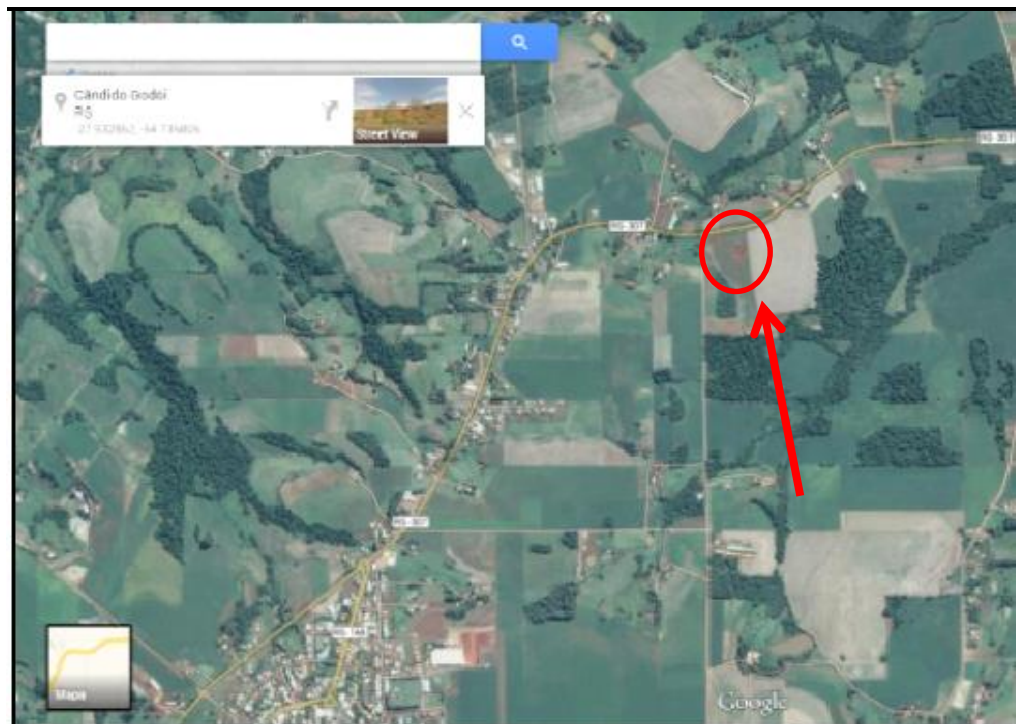
Figura 19 – Localização geográfica do município de Cândido Godói



Fonte: Google Maps

A figura 19 apresenta a localização da Jazida e a figura 20 uma amostra do solo coletado.

Figura 20 – Jazida de Cândido Godói



Fonte: Elaboração Própria

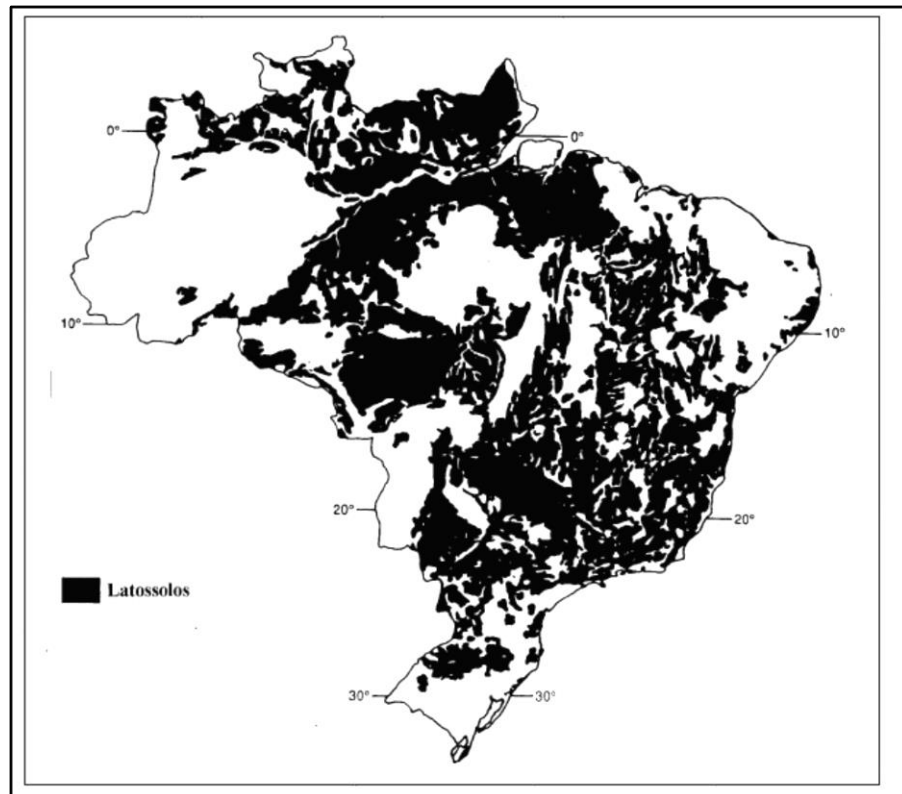
Figura 21 – Solo de Cândido Godoi



Fonte: Elaboração Própria

Segundo Camargo et al. (1987), os solos com horizonte laterítico classificados como Latossolos ocorrem em cerca de 20% do Estado do Rio Grande do Sul, formados por solos oriundos de basalto e arenito. Os Latossolos encontram-se amplamente distribuídos pelo Brasil. Como unidade dominante, ocupa cerca de um terço da superfície do território nacional, ocorrendo em praticamente em todas regiões do país sob diferentes condições climáticas, relevo e com variados materiais de origem.

Figura 22 – Distribuição geográfica dos latossolos no Brasil



Fonte: Camargo et al. (1987)

### 3.3 Cimento Portland

O cimento utilizado no trabalho foi o cimento Portland pozolânico CP IV – 32 Votoran, fabricado de acordo com as especificações da NBR 5736 (ABNT,1991). A composição química básica do material é silicatos de cálcio, de alumínio e de ferro, sulfato de cálcio, fíler carbonático e pozolana.

### 3.4 Água

A água utilizada nos experimentos foi água potável, fornecida pela Companhia Riograndense de Saneamento – CORSAN do município de Alegrete. A CORSAN realiza análises físico-químicas para controle do seu abastecimento local, assim, a água atende os requisitos das especificações do DNIT 143/2010 – ES.

### 3.5 Caracterização das amostras

O solo foi coletado obedecendo as especificações da NBR 9604/86 - Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em solo, realizando a retirada de amostras deformadas com o uso de pá e enxada.

A Norma estabelece que, antes da escavação, seja realizada uma limpeza superficial do terreno – uma área delimitada por um quadrado de 4 m de lado, retirando qualquer vestígio de vegetação presente. Posterior a isso, foi realizado o início da escavação, sendo o material condicionado em bolsas.

A NBR 6457/86 Amostra de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, descreve 3 métodos de preparação de amostras para ensaios de compactação. Contudo, nesta pesquisa adotou-se a preparação com secagem prévia até a umidade higroscópica. Para isso, foi efetuado o desmanche dos torrões, com o cuidado de não haver quebra de grãos, e a homogeneização da amostra para que esta fosse seca ao ar livre, até próximo a umidade higroscópica.

Figura 23 – Destorroamento do Solo com Almofariz



Fonte: Elaboração Própria

Figura 24 – Solo Destorroado e homogeneizado



Fonte: Elaboração Própria

Foram utilizados para o ensaio os seguintes materiais: almofariz, mão de gral, balança, bandejas metálicas e as peneiras 76,2 – 50,8 – 19,1 – 4,8 – 2,0 – 0,42mm.

Para a análise granulométrica, foi separada uma amostra de solo e executado o peneiramento com o uso da peneira de 76 mm, sendo desprezado o material eventualmente retido. Do material passante, adotou-se uma quantidade em função da dimensão estimada, por observação visual, conforme a tabela 7. Este material obtido constitui a amostra a ser ensaiada. Assim, a quantidade utilizada para o ensaio foi de 1 kg de solo.

Tabela 7 – Quantidade de Amostra para análise granulométrica

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

Fonte: Adaptado de ABNT (1986)

Para que fossem realizados os ensaios dos Limites de Atterberg, adotou-se cerca de 200 g do material passante pela peneira de 0,42 mm. Este material constitui a amostra a ser ensaiada.

Figura 25 – Amostra para o ensaio dos Limites de Atterberg



Fonte: Elaboração Própria

### 3.5.1 Ensaio granulométrico e sedimentação

Dispondo das amostras devidamente preparadas conforme normatizado pela NBR 6457/86, realizaram-se os ensaios de granulometria e sedimentação da amostra obtida. Tais operações foram norteadas pelo proposto na NBR 7181/1984 Solo – Análise Granulométrica.

O material foi passado na peneira 2,0 mm, tomando-se a precaução de desmanchar no almofariz os torrões eventualmente existentes, assegurando a retenção na peneira apenas dos grãos realmente maiores que a malha da peneira. O material retido foi lavado objetivando a eliminação do material fino aderente e seco em estufa a 105<sup>o</sup>/110<sup>o</sup> até atingir valor de massa constante.

Para a realização do peneiramento fino, do material passado na peneira de 2,0 mm, adotou-se cerca de 120g, devidamente pesados com resolução de 0,01 g, e reservados como  $M_h$ ; e 100g para três determinações da umidade higroscópica. O material foi lavado com o uso de água limpa à baixa pressão e passado pela peneira de 0,075 mm. A amostra retida neste último peneiramento foi seca em estufa, à temperatura de 105°C a 110°C, até constância de massa e, utilizando-se o agitador mecânico, realizando sua passagem nas peneiras de 1,2 - 0,6 - 0,42 - 0,25 - 0,15 e



0,075 mm sendo anotadas as massas retidas acumuladas em cada peneira. Para o material que ficou retido na peneira 2 mm se efetuou o peneiramento grosso nas peneiras 50 – 38 – 25 – 19 – 9,5 e 4,8mm.

Para o ensaio de sedimentação do material passado pela peneira 2 mm, se adotou cerca de 110g disposto em um béquer com cerca de 125cm<sup>3</sup> de solução de hexametáfosfato de sódio de concentração de 45,7g do sal por 1000cm<sup>3</sup> de solução, e agitado até a imersão total do material seguido de um repouso de no mínimo 12 horas.

Depois a mistura foi transferida para o copo de dispersão e, com adição de água até que o nível atinja 5 cm abaixo da borda do copo, submetida ao aparelho dispersor durante 15 minutos.

Figura 26 - Material no desfloculante (A), copo dispersor (B) e aparelho de dispersão (C)



Fonte: FERNANDES (2014, p. 50)

Posteriormente, executou-se a transferência do material para uma proveta removendo-o cuidadosamente com a utilização de uma bisnaga sem que houvesse perda de material. Adicionado à proveta água destilada até a marca de 1000 cm<sup>3</sup> e esta, com sua boca tampada, foi submetida a uma agitação enérgica para que fossem mantidas as partículas em suspensão.

Imediatamente a proveta foi colocada sobre uma mesa dando-se início ao ensaio, com a anotação da hora em que a sedimentação iniciou mergulhando o densímetro na dispersão. Após a realização da leitura de 24h, o material foi passado pela peneira 0,075 mm e, então, lavado em água corrente para a retirada do material fino (a lavagem continua até que a água que passa pela peneira estivesse totalmente limpa). O material retirado foi seco e novamente peneirado, manualmente, nas peneiras de 1,2 – 0,6 – 0,42 – 0,25 – 0,15 e 0,075 mm sendo anotadas as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Para o cálculo das porcentagens correspondentes as leituras do densímetro é utilizada a equação 13.

$$Q_s = N \times \frac{\delta}{(\delta - \delta_d)} \times \frac{V\delta_c(L - L_d)}{\frac{M_h}{(100+h)} \times 100} \quad ..(13)$$

Onde:

$Q_s$  = Porcentagem de solo em suspensão em cada instante de leitura;

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

$\delta$  = Massa específica dos grãos do solo, em g/cm<sup>3</sup>;

$\delta_d$  = Massa específica do meio dispersor a temperatura de ensaio;

$V$  = Volume da suspensão em cm<sup>3</sup>;

$\delta_c$  = Massa específica da água em g/cm<sup>3</sup>;

$L$  = Leitura do densímetro na suspensão;

$L_d$  = Leitura do densímetro no meio dispersor;

$M_h$  = Massa do material úmido submetido à sedimentação em g;

$h$  = Umidade higroscópica do material passante na peneira 2mm.

O diâmetro das partículas em suspensão no momento de cada leitura do densímetro é obtido através da equação 14.

$$d = \sqrt{\frac{1800\mu}{\delta - \delta_d}} \times \frac{a}{t} \quad ..(14)$$

Onde:

$d$  = Diâmetro máximo das partículas em mm;

$\mu$  = Coeficiente de viscosidade do meio dispersor em g.s/cm<sup>2</sup>;

$t$  = Tempo de sedimentação em s;

$a$  = Altura de queda das partículas correspondente à leitura do densímetro.

Para expressar os resultados finais foi plotado um gráfico, onde nas abscissas estão os valores do diâmetro das partículas, em uma escala logarítmica, e nas ordenadas o percentual de material passante em cada peneira, em escala aritmética.

### 3.5.2 Massa Específica do solo

O ensaio tem suas diretrizes estabelecidas pela NBR 6508/1984. Consiste em preparar cerca de 250 g do solo de acordo com a NBR 6457, adotando-se destes cerca de 50 g (M1), pois o ensaio é realizado num picnômetro de 500 cm<sup>3</sup>, e imergindo-o totalmente em água destilada durante 12 horas. Com o restante do material determina-se a umidade do solo.

Após o período de imersão, o material foi completamente transferido para o copo de dispersão e este foi preenchido até cerca de metade do seu volume com água destilada. O material foi disperso por 15 minutos e depois transferido para o picnômetro, lavando-se o copo de dispersão com água destilada para completa remoção do material. Foi adicionada água destilada até a metade do volume do picnômetro e aplicado vácuo de 88 kPa (66 cm de Hg a 0° C) por 15 minutos, com agitações em intervalos de tempo regulares.

Figura 27 – Ensaio de massa específica



Figura: Elaboração Própria

Ainda no picnômetro, adicionou-se água destilada até cerca de 1 cm abaixo da base do gargalo e aplicou-se a pressão à vácuo durante mais 15 minutos. Ressalta-se que, segundo a NBR 6508, quando não houver remoção total do ar aderente às partículas de determinados tipos de solo, deve-se colocar o picnômetro em banho maria durante 30 minutos, adicionando pouco de água destilada para que haja compensação da evaporação durante a operação.

Figura 28 – Dispensor



Fonte: Elaboração própria

Por fim, foi adicionada água destilada até cerca de 1 cm abaixo da marca de calibração do picnômetro e o mesmo foi deixado em repouso em sala climatizada até que sua temperatura se equilibrasse com a do ambiente. Com um conta gotas, água destilada foi colocada até que a base do menisco coincidissem com a marca de referência. O aparelho foi seco, externa e internamente, e pesado (picnômetro+solo+água) e tomado como M2.

Com o uso de um termômetro, resolução de 0,1° C, foi aferida a temperatura do conjunto. Este valor foi utilizado para a obtenção da massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência (M3) com uso da curva de calibração correspondente (ANEXO B).

A massa específica dos grãos do solo pode ser obtida através da equação:

$$\delta = \frac{M1 \times 100 / (100 + h)}{\left[ M1 \times \frac{100}{100 + h} \right] + M3 - M2} \times \delta_T \quad ..(15)$$

Onde:

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

M1 = massa do solo úmido;

M2 = massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio;

M3 = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, na temperatura T de ensaio;

h = umidade inicial da amostra;

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

### 3.5.3 Limites de Atterberg

#### 3.5.3.1 Limite de liquidez

A determinação dos limites de liquidez respeitou a NBR 6459/84 Solo – Determinação do Limite de Liquidez e NBR 6457/86 Amostras de Solo- Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Adicionou-se água destilada aos poucos nas amostras já preparadas, amassando-as continuamente com o uso de uma espátula até que se obtenha uma massa homogênea e com consistência para que sejam necessários em torno de 35 golpes para o fechamento da ranhura.

Depois de homogeneizado, o material foi transferido para o Aparelho de Casagrande moldando-o de forma que se obtenha uma espessura central de 1 cm e feita uma ranhura central. O procedimento de golpes segue conforme já mencionado e, com os resultados obtidos, traça-se um gráfico onde os valores da umidade em função dos golpes numa escala logarítmica sejam apresentados, como demonstra a figura 18.

Figura 29 – Aparelho de Casagrande



Fonte: Elaboração Própria

### 3.5.3.2 Limite de plasticidade

A NBR 7180/84 Solo – Determinação Limite de Plasticidade, com o uso das amostras preparadas conforme a NBR 6457/86 norteia os procedimentos para este ensaio. Foi adicionada água destilada em cerca de 10g do solo para a realização da homogeneização. O ensaio decorreu conforme antes descrito no item 2.3.3.2.

Figura 30 – Ensaio limite de plasticidade



Fonte: Elaboração Própria

### **3.6 Classificação do solo**

#### **3.6.1 Sistema Unificado (SUCS)**

A classificação das amostras ocorreu conforme as considerações relativas as características do solo que o sistema adota como referência. Estas considerações estão expostas no item 2.4.1.

#### **3.6.2 Transportation Research Board (TRB)**

A amostra classificada no Sistema TRB, que utiliza como base os resultados da análise granulométrica e Limites de Atterberg, classificando os solos em grupos e subgrupos conforme já descrito no item 2.4.2.

#### **3.6.3 Miniatura Compactado Tropical (MCT)**

Conforme estabelecido 2.4.3 tal, as amostras serão classificadas conforme o Sistema MCT. Os procedimentos de ensaio envolvem a compactação de corpos de provas de diâmetros de 5 cm, com o seu princípio baseado na determinação do ensaio de MCV (Moisture Condition Value).

### **3.7 Dosagem do Solo-Cimento**

A dosagem do solo-cimento é regida pela NBR 12253/92 Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. A norma determina que somente após a caracterização das amostras e o atendimento às suas exigências, os solos poderão ser classificados conforme ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes (tabela 8).

Figura 31 – Amostra de cimento para a moldagem dos Corpos de Prova



Fonte: Elaboração Própria

Tabela 8 – Teor de cimento segundo classificação ASTM D 3282

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

Fonte: ABNT (1992)

O teor de cimento adotado se deu em função da classe em que a amostra se enquadrou, conforme a tabela 8. A classificação do solo pelo Sistema ASTM é realizada com base na análise da granulometria, limite de liquidez, índice de liquidez e o índice de grupo das amostras. A tabela para classificação do sistema ASTM é a mesma utilizada pelo método TRB (tabela 6).

### 3.8 Preparação das amostras e ensaio Mini Proctor

O princípio da preparação das amostras segue o que foi estabelecido para os ensaios de caracterização do solo, segundo a NBR 6457/86: se realiza uma prévia



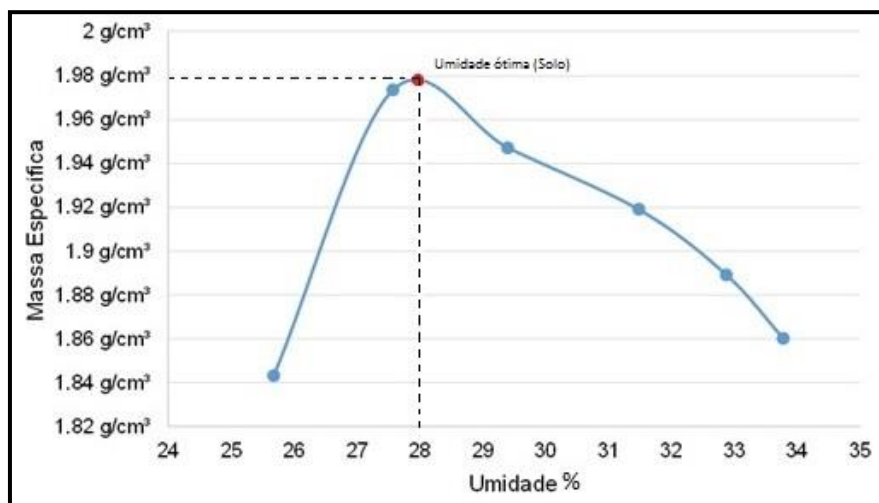
secagem do solo até que seja atingida a umidade higroscópica, seguida do desmanche dos seus torrões evitando a quebra dos grãos e, por fim, homogeneizando a amostra. O processo realizado foi aperfeiçoado por Nogami & Villibor afim de agilizar a obtenção de resultados e também para que houvesse um melhor aproveitamento do material devido a necessidade de menos material para o mesmo.

Fazendo uso de um quarteador de amostras, foi reduzida a quantidade de material até se obter uma amostra representativa em quantidade suficiente para a realização dos ensaios. Com esta amostra de solo, deverá ser realizado um peneiramento do material com o uso da peneira de 2,0 mm. Com o material passante nessa peneira será realizado o ensaio de miniproctor.

A uniformização do teor de umidade de compactação, através da mistura e homogeneização é realizada com a adição de água destilada e, antes de se dar início a compactação, as amostras permaneceram, no mínimo 12 horas, em repouso. O ensaio é realizado com a utilização de um soquete pesado de 4,50 kg.

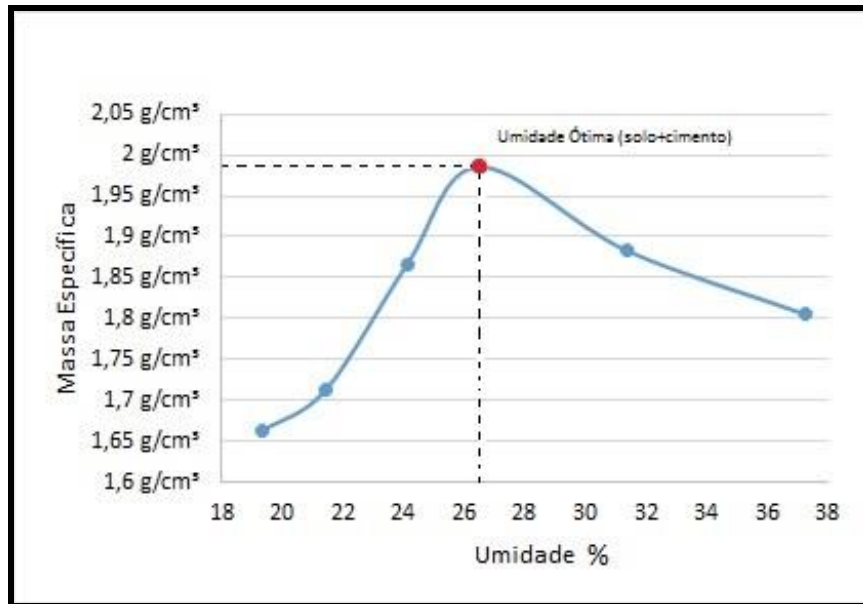
Aplicam-se 5 golpes de cada lado do corpo de prova em apenas uma camada com o soquete leve, com o objetivo de reproduzir as condições próximas da energia Normal (ASTM D-698). O número de golpes foi fixado para possibilitar a obtenção das curvas de compactação e, assim, se obter a umidade ótima de compactação. As curvas obtidas para a mistura solo (referência) e solo cimento podem ser analisadas nas figuras a seguir.

Figura 32 – Curva de Compactação do Solo



Fonte: Elaboração Própria

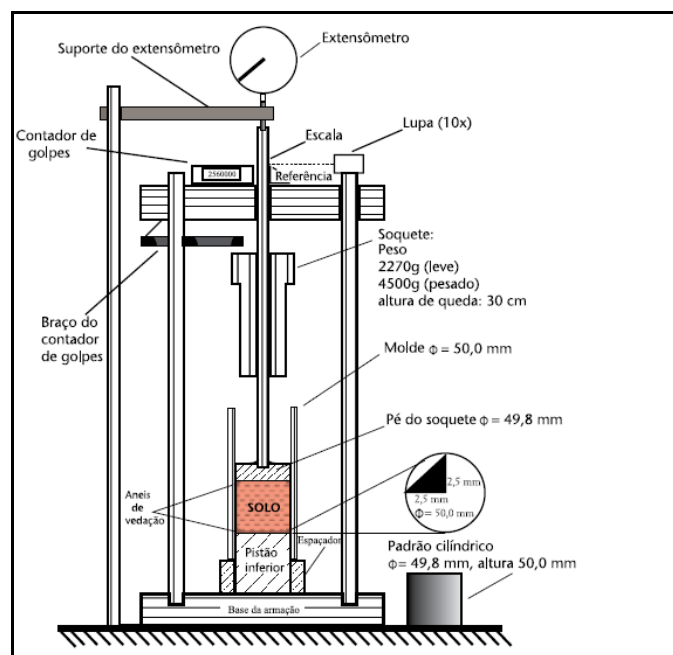
Figura 33 - Curva de Compactação do Solo + Cimento



Fonte: Elaboração Própria

Os corpos de prova foram moldados de modo que sua altura seja  $50 \pm 1$  mm sem arrasamento. Para a obtenção da altura de cada corpo de prova, utilizou-se um dispositivo (extensômetro) que fornece seu valor com aproximação de 0,1 mm, esquematizado na figura 33 e 34

Figura 34 – Compactador miniatura



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

Figura 35 – Ensaio MCT



Fonte: Elaboração Própria

Por fim, a desmoldagem destes corpos de prova foi realizada com a utilização de um macaco hidráulico, conforme figura 35.

Figura 36 – Desmoldagem dos CPs após ensaio MCT



Fonte: Elaboração Própria

### 3.9 Misturas e dosagem

As misturas e dosagens dos corpos de prova, que foram submetidos ao ensaio mecânico de compressão axial, foram realizadas com base nos resultados obtidos no ensaio MCT. Através das curvas de compactação obtidas e, considerando o teor de umidade natural do solo no dia da moldagem das amostras, foram produzidos as amostras.

As misturas realizadas para esta pesquisa foram:

- Solo (referência);
- Solo + 10% Cimento;
- Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5%;
- Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5%;
- Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% e  $\gamma = 1,985 \text{ g/cm}^3$ ;
- Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% e  $\gamma = 1,985 \text{ g/cm}^3$ .

### 3.10 Moldagem e cura

As amostras para o ensaio de compressão foram moldadas em corpos de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Com o solo disposto em bandeja metálica e fazendo uso de uma proveta de vidro, adicionou-se água destilada conforme o estabelecido nos ensaios de MCT para obtenção da umidade ótima de moldagem, de forma gradativa e revolvendo continuamente o material para a sua uniformização. Após a completa homogeneização do material, se realiza a moldagem das amostras.

A moldagem se deu de forma estática, com uso de um macaco hidráulico e sistema de duplo embolo, em que a amostra de solo é colocada dentro do molde e compactada por prensagem até atingir a altura desejada. Os corpos de provas foram enrolados em papel filme e receberam uma camada de parafina para que não houvesse perda de sua umidade durante o período de cura. Os corpos de prova são exibidos na figura 36.

Figura 37 – Corpos de Prova



Fonte: Elaboração Própria

As idades de cura das dos corpos de prova foram de 7, 28 e 54 dias. Realizaram-se estes procedimentos tanto para o os corpos de prova de solo de referência quanto para a mistura de solo+cimento. O total de amostras preparadas foi de 55 corpos de prova de dimensões 5x10 cm, sendo utilizadas 3 amostras para cada idade de ensaio.

### 3.11 Moldagem e cura com variação da umidade e massa específica

A influência da umidade na compactação e resistência à compressão axial dos corpos de provas de solo com adição de 10% de cimento é um dos pontos chaves desta pesquisa. Assim sendo, foram moldados CPs com variação de umidade (utilizando valores localizados no ramo seco da reta da curva de compactação do solo) e também de massa específica.

A estrutura do solo compactado depende da energia aplicada e umidade no momento da compactação. Quando apresenta umidade baixa, a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia aplicada e o solo apresenta uma estrutura chamada de floculada. Já no caso de umidades maiores, a repulsão das partículas tende a aumentar e a compactação conduz o solo a se organizar numa estrutura denominada dispersa. Assim, em uma mesma umidade, quanto maior for a energia, maior o grau de dispersão (PINTO, p 74)

Normalmente se opta por uma curva de compactação considerando o teor de umidade ótimo para que seja realizada uma aproximação do que se ocorre em campo,

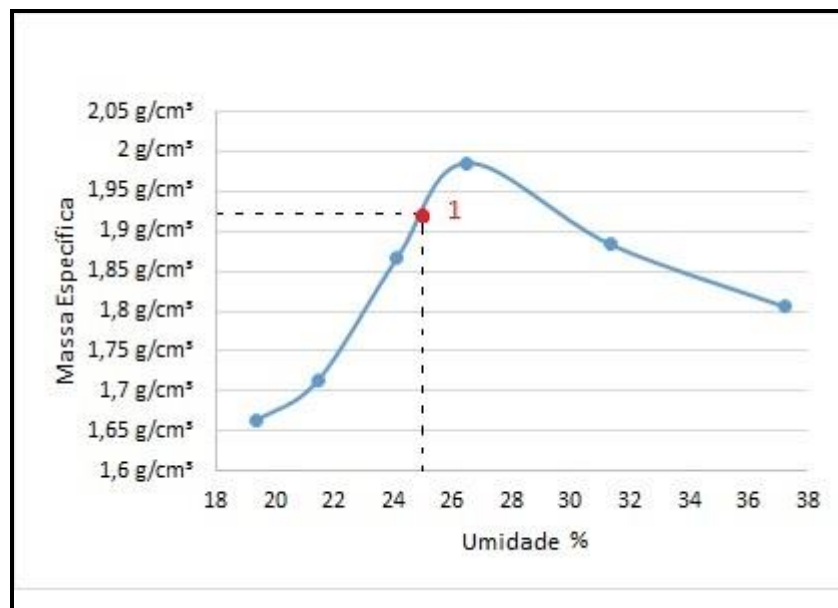
onde se usa a umidade ótima, com uma variação aceitável de +/- 2%, em compactações de base e sub-bases de solos argilosos lateríticos, por exemplo. Contudo, Rezende (2003), Nogami & Vilibor (1995) e Delgado (2002), expressam que o solo in situ dificilmente se encontra na umidade ótima de compactação. Isto denota a importância da verificação dos efeitos da variação da umidade de compactação em pontos de umidades, neste caso, inferiores a ótima.

Ao todo foram realizadas moldagens em 4 situações diferentes (descritas individualmente a seguir), utilizando 4,68 kg de solo e 468 g de cimento para cada caso. Para todos os casos a cura aconteceu nos períodos de 7, 28 e 56 dias.

### 3.11.1 Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5%

Os corpos de prova foram moldados para uma umidade de 25% cuja massa específica é de 1,92 g/cm<sup>3</sup>. Esta umidade equivale a uma variação de 1,5% de umidade em relação a umidade ótima para solo com adição de cimento que é de 26,5% e massa específica de 1,985 g/cm<sup>3</sup>. No gráfico a seguir, este valor é denominado como “Ponto 1” e a mesma ideia foi adotada para os pontos seguintes, apresentado no gráfico 1.

Gráfico 1 – Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5%



Fonte: Elaboração Própria

Para a moldagem realizou-se a adição de 527 g de água destilada, o que representa 10,24% da umidade. Este valor adicionado se explica pelo fato do solo apresentar uma umidade higroscópica inicial de 14,76% (cerca de 760 g de água). Assim, a soma desses valores equivale aos 25% de umidade utilizada para a moldagem. O mesmo desconto da umidade foi utilizado nos demais pontos.

Fez-se uso da equação 15 para a obtenção da quantidade de solo para cada moldagem (m), visto que o volume e a massa específica são fatores conhecidos.

$$m = V \times \gamma \quad \dots(15)$$

Em cada corpo de prova foi utilizada a quantia de 380 g da mistura de solo, cimento e água destilada adequadamente homogeneizada. As amostras são mostradas na figura 37.

Figura 38 – Corpos de prova do “ponto 1”



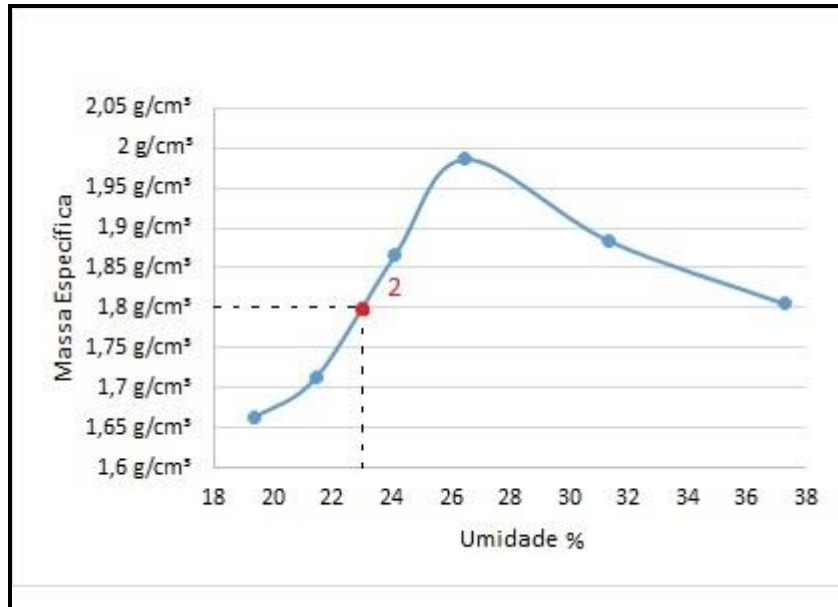
Fonte: Elaboração própria

### 3.11.2 Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5%

Neste caso, os corpos de prova foram moldados para uma umidade de 23% cuja massa específica é de 1,8 g/cm<sup>3</sup>. Esta umidade equivale a uma variação de 3,5%

de umidade em relação a umidade ótima para solo com adição de cimento, conforme o gráfico 2.

Gráfico 2 – Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5%



Fonte: Elaboração Própria

Para o ponto 2 adicionaram-se 435 g de água destilada e a quantidade da mistura homogeneizada utilizada para moldagem foi de 355 g. O resultado da moldagem é exibido na figura 38.

Figura 39 - Corpos de prova do “ponto 2”



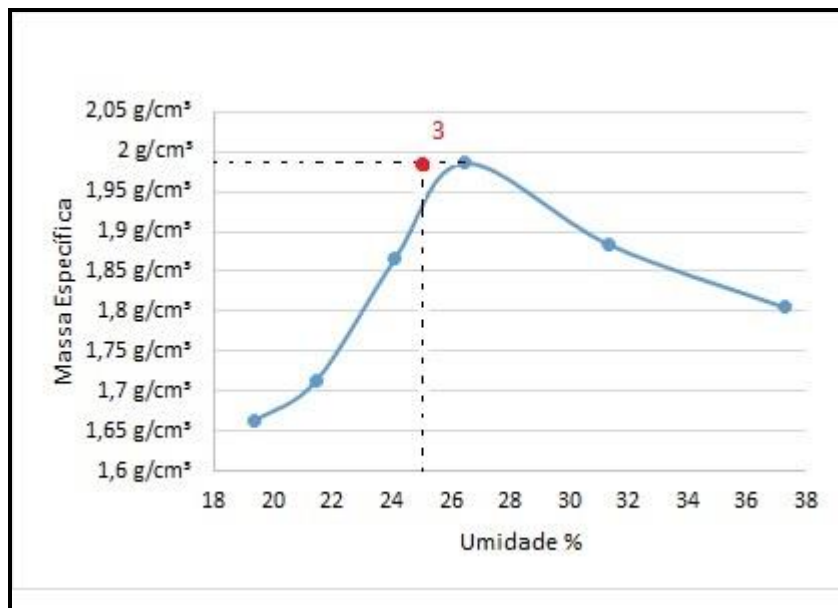
Fonte: Elaboração própria



### 3.11.3 Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% e $\gamma_{\max}$

Para este ponto foi realizada a moldagem dos corpos de prova utilizando a umidade de 25%, contudo, considerando a massa específica correspondente a umidade ótima, isto é,  $\gamma_{\max} = 1,985 \text{ g/cm}^3$ . O gráfico 3 apresenta a curva de compactação da mistura.

Gráfico 3 – Solo + Cimento com umidade ótima - 1,5% e  $\gamma_{\max}$



Fonte: Elaboração própria

O ponto 3 teve 527 g de água destilada adicionada e, para a moldagem, fez-se uso de 391 g da mistura homogeneizada. As amostras são apresentadas na figura 39.

Figura 40 - Corpos de prova do “ponto 3”

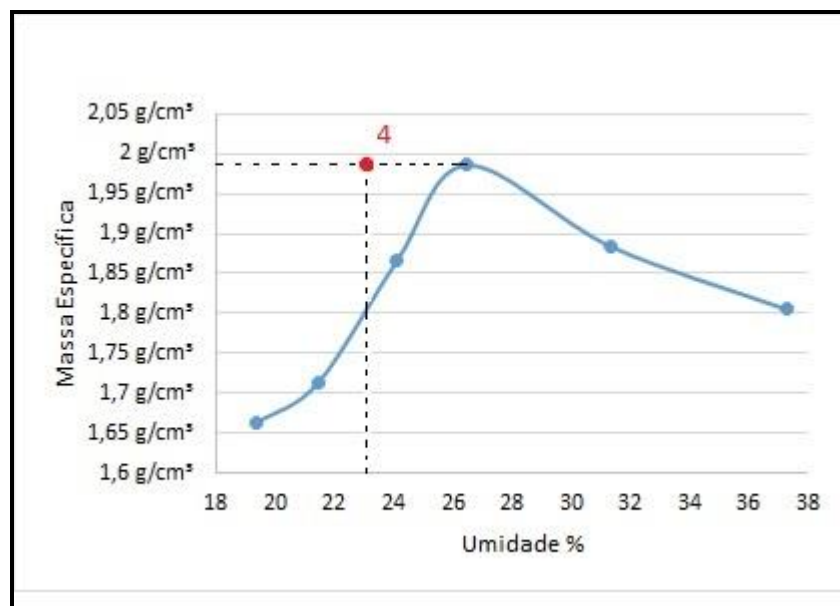


Fonte: Elaboração própria

#### 3.11.4 Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% e $\gamma_{\max}$

O mesmo princípio do ponto 3 foi adotado para o ponto 4. A moldagem realizada para estes corpos de prova utilizou a umidade de 23%, contudo, considerando a massa específica correspondente a umidade ótima, isto é, 1,985 g/cm<sup>3</sup>. Estes dados estão apresentados no gráfico 4.

Gráfico 4 – Solo + Cimento com umidade ótima - 3,5% e  $\gamma_{\max}$



Fonte: Elaboração Própria.

O ponto 4 teve 435 g de água destilada adicionada e, para a moldagem, fez-se uso de 391 g da mistura homogeneizada. As amostras são exibidas na figura 40.

Figura 41 - Corpos de prova do “ponto 4”



Fonte: Elaboração própria

### 3.12 Ensaio de compressão simples

Para a realização dos ensaios de compressão as amostras foram preparadas conforme a NBR 6457/86. O rompimento dos CPs foi realizado com a utilização da prensa da marca EMIC, modelo DL 20000 (sistema 20/200 tf), que dispõe de uma célula de carga de 200 kN e instrumentação eletrônica do software TESC que gera, a cada 0,1 segundos, os valores do deslocamento e força aplicada na amostra. A velocidade do ensaio foi de 1 mm/min. O modelo da prensa pode ser verificado na figura 41.

Figura 42 – Prensa DL 20000



Fonte: Elaboração Própria

## 4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

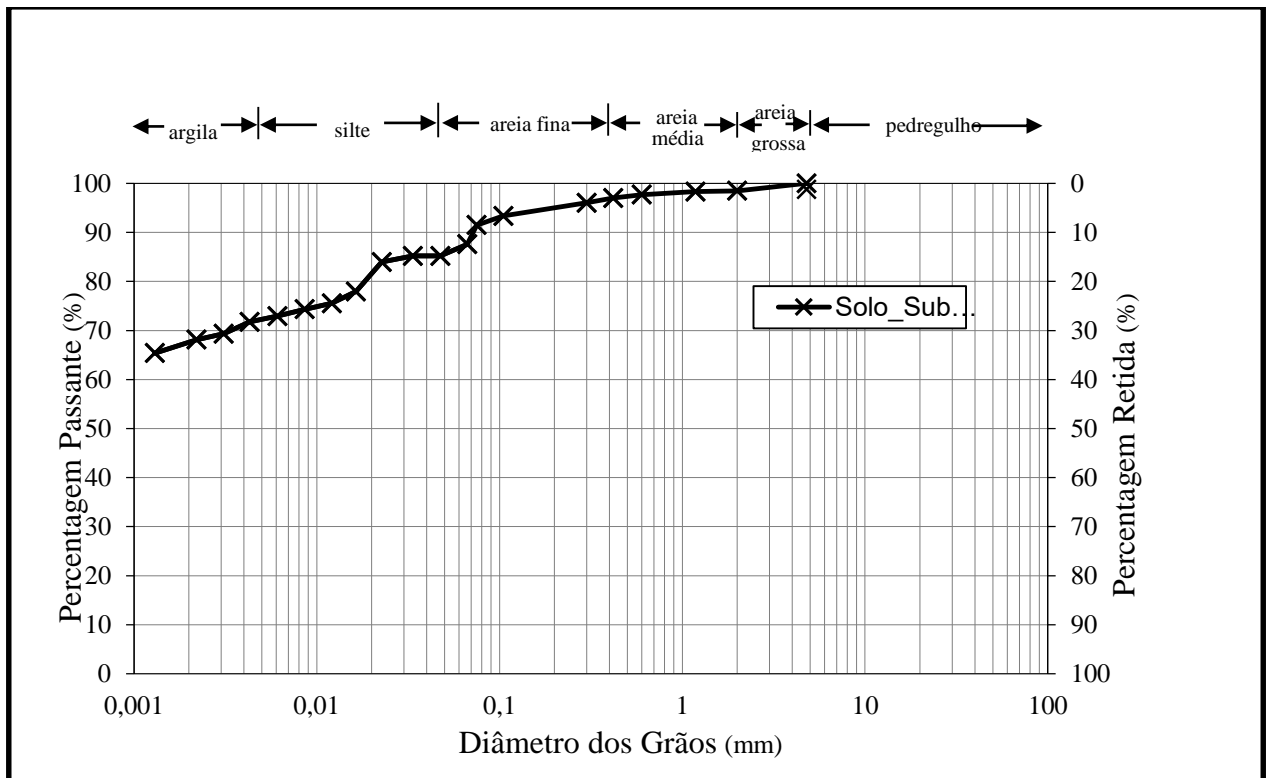
Este capítulo apresenta a análise e discussão dos resultados encontrados durante o desenvolvimento das atividades de pesquisa, buscando, sempre que possível, confrontá-las com outros trabalhos que apresentem similaridades.

### 4.1 Granulometria

O solo apresenta em sua composição granulométrica, conforme exposto no gráfico 5:

- 73,01% de argila;
- 13,44% de silte;
- 11,83% de areia fina;
- 1,46% de areia média;
- 0,26% de área grossa;
- 1,28% de pedregulho.

Gráfico 5 – Distribuição granulométrica



Fonte: Elaboração própria

O resultado da sedimentação e do peneiramento estão apresentados nos anexos B e C.

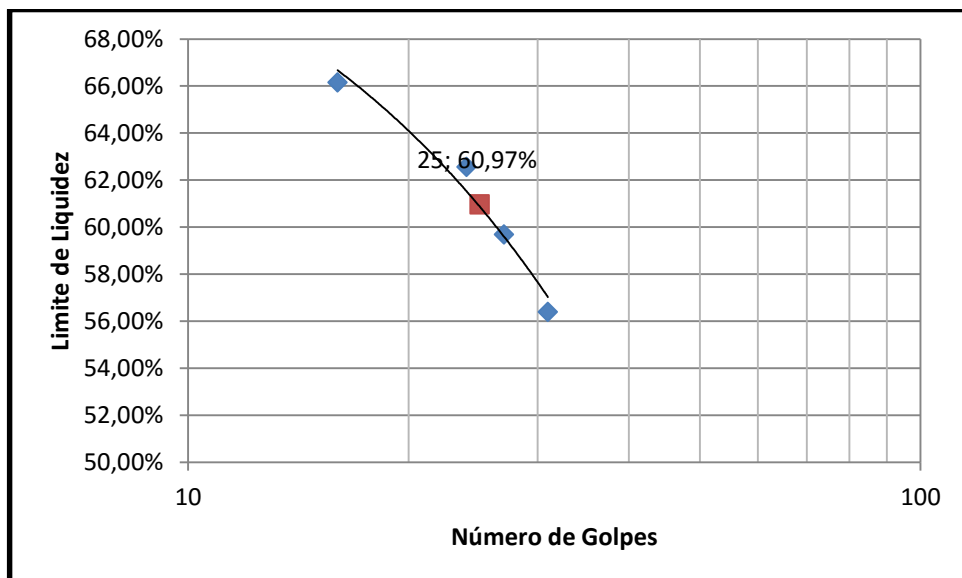
## 4.2 Limites de Atterberg

Neste item estão apresentados os resultados de limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade do solo. Conforme as especificações adotadas como referência pelo DNIT para as bases de pavimentos com uso de solo-cimento, na especificação 143/2010 ES, os ensaios foram realizados conforme norteiam os métodos DNER-ME 82/1994 e DNER-ME 122/1994.

### 4.2.1 Limite de Liquidez

O ensaio ocorreu conforme já descrito no item 2.3.3.1, apresentado no gráfico 6:

Gráfico 6 – Limite de Liquidez



Fonte: Elaboração Própria

Percebe-se, pelo gráfico 6, que o LL tem o valor de 60,97%, que é um valor bem elevado de limite de liquidez até quando comparado com solos de comportamentos semelhantes, entre os quais podemos citar o solos basálticos ( $\approx 45\%$ ) e lateríticos de características arenosa ( $\approx 43\%$ ).

#### 4.2.2 Limite de Plasticidade

O ensaio ocorreu conforme já descrito no item 2.3.3.1 e 3.1. O solo apresentou um limite de plasticidade igual a 42,09%. Este valor indica um comportamento plástico do solo.

#### 4.2.3 Índice de Plasticidade

O ensaio ocorreu conforme já descrito no item 2.3.3.3. O solo apresentou um índice de plasticidade igual a 18,88%. Em sua pesquisa, Cancian (2012), utilizou de misturas de solo+cimento oriundas da Bacia do Paraná e constatou um Índice de Plasticidade (IP) de 7%, constatando assim, que o solo apresenta baixa plasticidade. Oposto a esses resultados, o solo de Cândido Godoi apresenta elevada plasticidade e inadequação para uso como base de pavimentos em solo-cimento, segundo os valores limites de referência, do DNIT 143/2010 ES (tabela 9).

Tabela 9 – Características do Solo para uso como base

Peneiras	Porcentagem	Tolerância
2½"	100 %	-
Nº 4	50 a 100 %	± 5%
Nº 40	15 a 100 %	± 2%
Nº 200	5 a 35 %	± 2%
Limite de liquidez	máximo 40%	
Índice de plasticidade	máximo 18%	

Fonte: DNIT (2010, p 3)

#### 4.3 Massa específica do solo

A massa específica do solo, que apresentou umidade natural de 5,52%, foi obtida conforme o descrito na metodologia. Foram realizados dois ensaios onde a

amostra 1 apresentou massa específica de 2,715 g/cm<sup>3</sup> e, a amostra 2, apresentou um valor de 2,687 g/cm<sup>3</sup>. A média da massa específica para o solo é foi de 2,701 g/cm<sup>3</sup> e a dispersão dos resultados foi de 0,028 g/cm<sup>3</sup>.

#### **4.4 Classificação do solo**

A seguir são apresentadas as denominações para o solo com base no que é estabelecido em cada tipo de classificação.

##### **4.4.1 Sistema Unificado (SUCS)**

O solo foi classificado como uma Argila Orgânica de alta plasticidade, conforme a sistemática apresentada no item 2.4.1. A simbologia usada pela classificação é a OH (tabela 4) que significa *organic soil with high liquid limit* (solo orgânico com alto limite de liquidez).

##### **4.4.2 TRB**

O solo apresenta elevados valores de LL e IP. Sendo assim, na classificação TRB (item 3.6.2) o solo foi considerado Silto-Argiloso pertencente ao grupo A-7.

##### **4.4.3 MCT**

Neste item são apresentadas as tabelas e gráficos que fazem parte da sistemática do método MCT. Alguns dos dados relacionados com a confecção dos gráficos foram suprimidos e apresentados em forma de anexo deste trabalho. As figuras 42 apresenta a preparação e homogeneização do solo para o ensaio de compactação e a figura 43 a realização do ensaio.



Figura 43 – Amostra do ensaio / Adição de água destilada



Fonte: Elaboração própria

Figura 44 – Ensaio de compactação



Fonte: Elaboração própria

Tabela 10 – Perda por imersão

Nº Cuba	1	2	3
<b>Peso da Cuba</b>	181 g	384,90 g	312,80 g
<b>Peso Cuba + Solo Seco</b>	222,80 g	412,70 g	348,10 g
<b>Peso Solo Seco</b>	41,80 g	27,80 g	35,30 g
<b>Peso Solo Saliente (Pp)</b>	32,34 g	31,81 g	32,46 g
<b>Pi (Solo Seco/ Pp)</b>	129,24 %	87,39 %	108,74 %
<b>Fator de desprendimento</b>	0,5	1,0	1,0
<b>Pi considerado</b>	64,62 %	87,39 %	108,74 %

Fonte: Elaboração própria

Como já mencionado no item 2.4.3, o ensaio de perda por imersão, figuras 44 e 45, compõe a metodologia MCT regida pelo DNER-ME 256/94. Os solos compactados geralmente estão expostos a condições de saturação e/ou semi-saturação, com alternância à condições úmidas e secas. Este cenário justifica a realização do ensaio e a verificação das características e capacidades erosivas do solo em total saturação. Os resultados da perda por imersão são exibidos na tabela 10.

Figura 45 – Controle da altura do CP/Amostras preparadas para o ensaio de imersão



Fonte: Elaboração própria

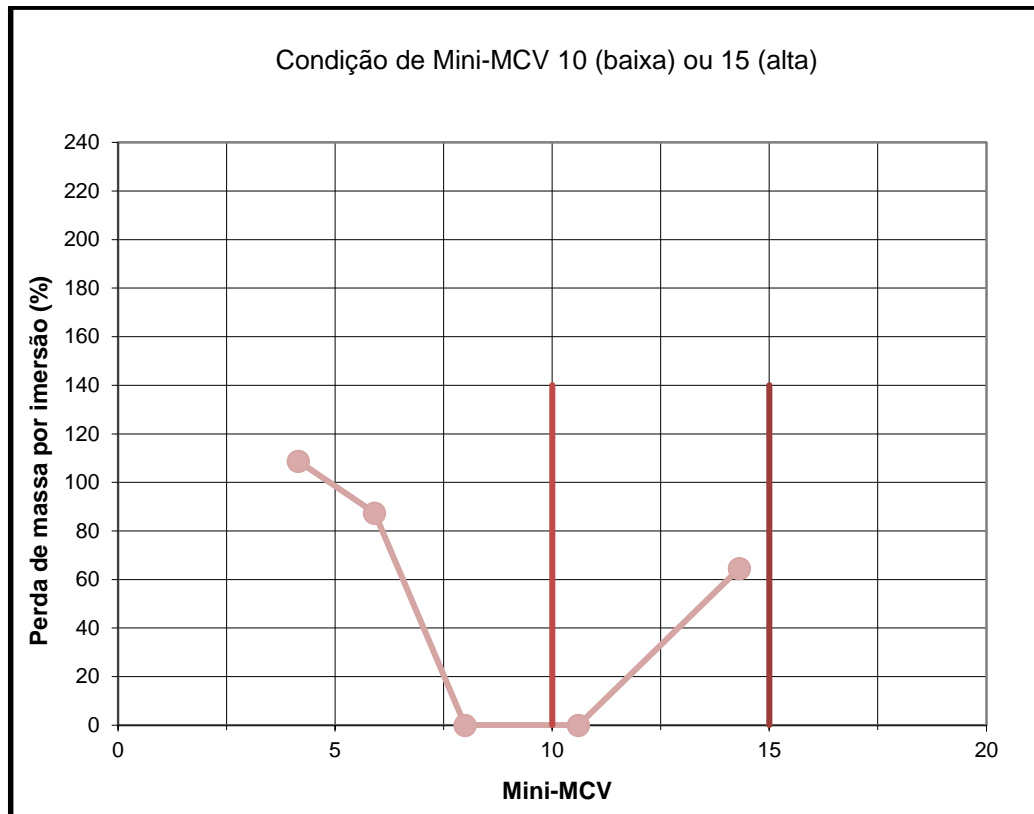
Figura 46 – Ensaio de perda por imersão



Fonte: Elaboração própria

O gráfico 7 exibe os resultados da perda por imersão:

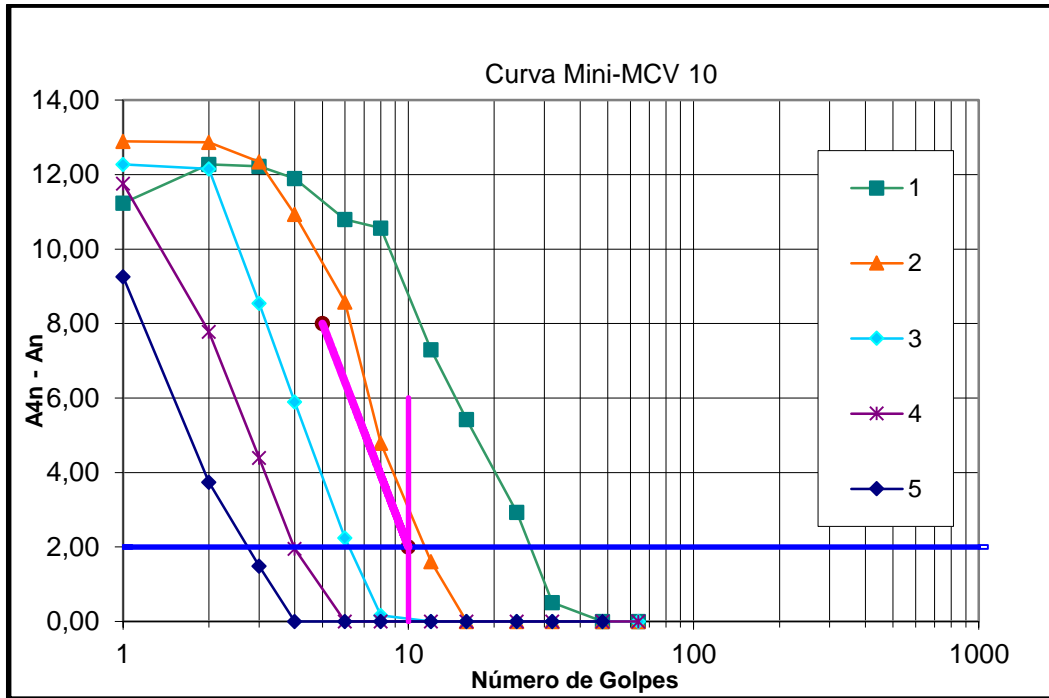
Gráfico 7 – Determinação da perda por imersão



Fonte: Elaboração Própria

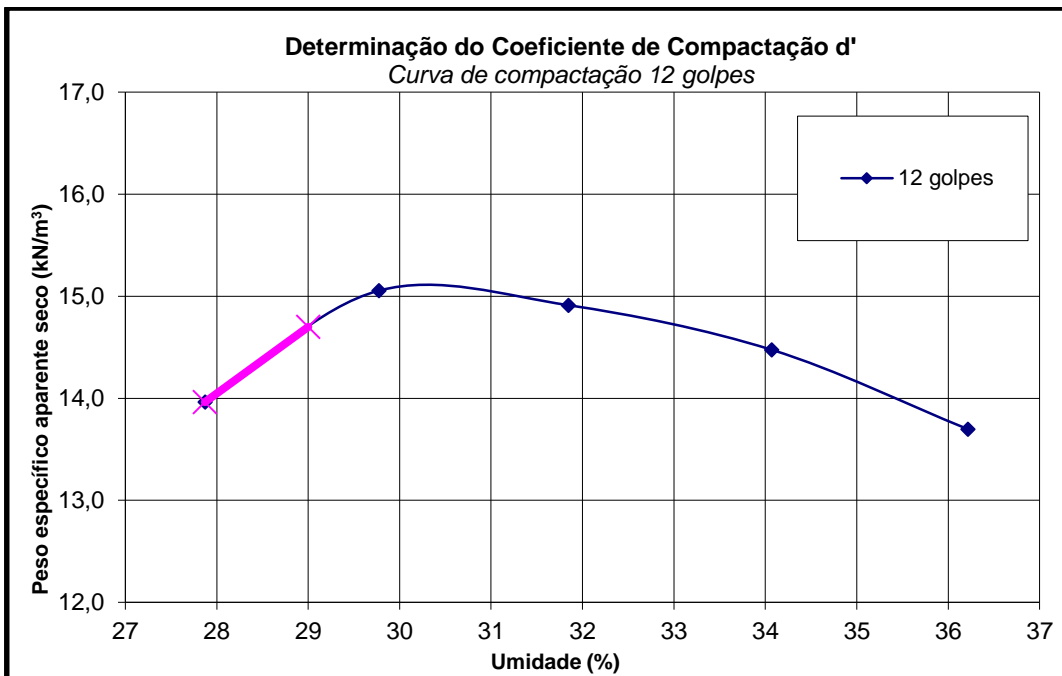
Os gráficos 8 e 9 apresentam as curvas que servem como base para a obtenção dos coeficientes  $d'$  e  $c'$ , respectivamente. O coeficiente  $d'$  apresentou valor de 62,5 e valor  $c'$ , estabelecido em 1,99.

Gráfico 8 – Determinação do coeficiente de deformabilidade  $c'$



Fonte: Elaboração Própria

Gráfico 9 – Determinação do coeficiente de deformabilidade  $d'$

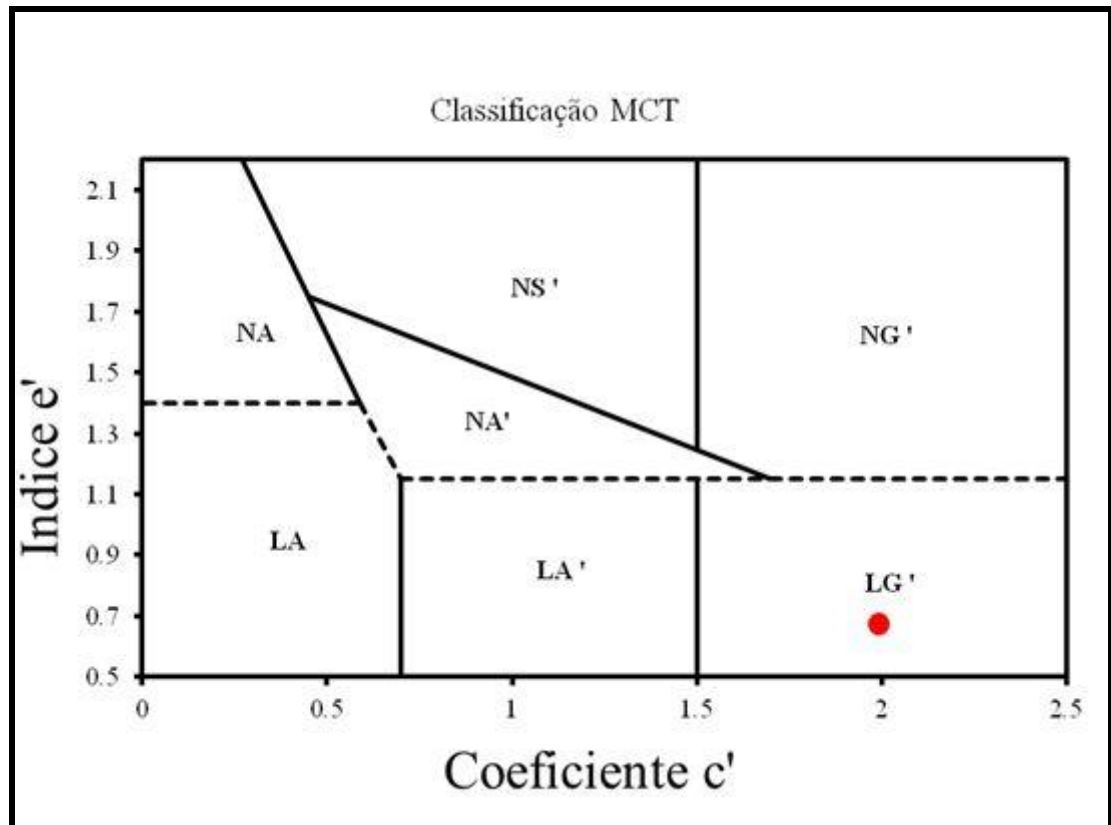


Fonte: Elaboração Própria

Com a análise dos resultados e a sua aplicação com informação de entrada nos ábacos e tabelas da metodologia MCT, apresentados no item 2.4.3, o solo foi

classificado como argiloso de comportamento laterítico (LG') conforme o ábaco apresentado na figura 46.

Figura 47 – Gráfico de classificação do comportamento do solo



Fonte: Elaboração Própria

## 4.5 Umidade ótima

### 4.5.1 Solo sem adição

Para a obtenção da umidade ótima foi realizado o ensaio de Mini Proctor e moldados 12 corpos de provas de aproximadamente 200 g cada, utilizando uma amostra inicial de 2,5 kg de solo. Os moldes utilizados estão apresentados na figura 47.

Figura 48 – Moldes utilizados no ensaio



Fonte: Elaboração Própria

Para o ponto inicial foi adicionada a quantidade de 511,7 ml de água destilada e realizada a homogeneização do solo para a realização da moldagem dos 2 primeiros corpos de prova (a média destes origina o primeiro ponto da reta). Já para os demais pontos, a cada nova moldagem foi adicionada a quantia de 5% de água destilada em relação ao restante da quantia de solo a cada moldagem (para o segundo ponto, por exemplo, foi adicionada a quantia de 105 ml de água, ou seja, 5% de 2,1 kg de solo restante), realizada a homogeneização e a moldagem de 2 corpos de prova para o novo ponto da reta. A desmoldagem foi realizada com a utilização de um macaco hidráulico, conforme figura 48.

Figura 49 – Desmoldagem dos CPs



Fonte: Elaboração Própria.

Com os dados obtidos destes 6 pontos foi possível a construção do gráfico que correlaciona a massa específica úmida das amostras ( $\gamma$ ) e sua umidade ( $w$ ). A massa específica é calculada através da equação 16:

$$\gamma = \frac{\text{Peso do Corpo de Prova úmido}}{\text{Volume do Corpo de Prova}} \quad \text{..(16)}$$

Onde o volume, em  $\text{mm}^3$ , é calculado pela equação 17:

$$V = (\pi \cdot 25^2) \times \text{Altura do CP} \quad \text{..(17)}$$

A umidade ( $w$ ) é obtida pela diferença do peso do CP seco em estufa por 24 horas e o peso da água, calculado pela equação 18:

$$w = \text{Peso CP seco} - \text{Peso D'água} \quad \text{..(18)}$$

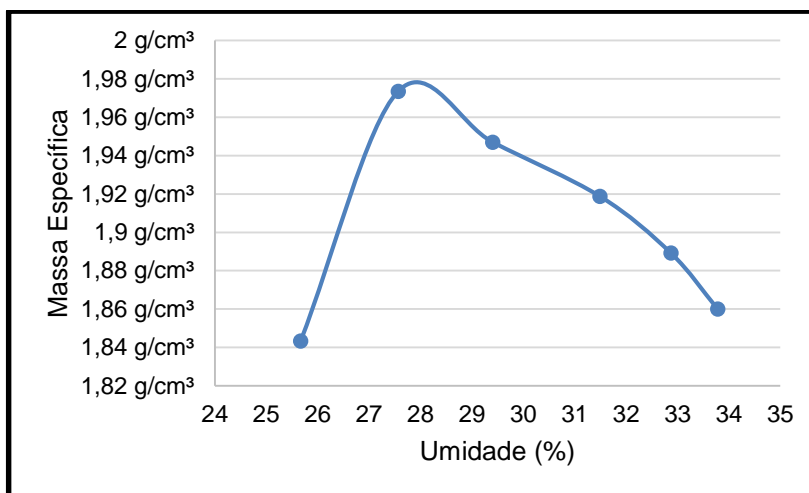
Por sua vez, o Peso D'água é calculado pela diferença do CP úmido e o CP seco, através da equação 19:

$$\text{Peso D'água} = \text{CP úmido} - \text{CP seco} \quad \text{..(19)}$$

Como cada ponto do gráfico é estabelecido por 2 corpos de prova, a umidade destes é uma média das umidades dos corpos de prova.



Gráfico 10 – Umidade ótima de compactação do solo sem adição



Fonte: Elaboração Própria

Assim, a umidade ótima do solo apresentou o valor de 28% e a massa específica de 1,976 g/cm<sup>3</sup>. Este resultado confirma a tendência estabelecida por Pinto (2002) no comparativo de solos típicos brasileiros, onde o mesmo descreve que, em geral, solos argilosos apresentam valores de umidade ótima entre 25 a 30% com sua respectiva massa específica podendo variar de 1,4 a 1,5 g/cm<sup>3</sup>. Percebe-se que o solo de Cândido Godoi apresenta valor de massa específica elevado, o que pode ser creditado ao fato de ser um solo de origem laterítica. Ainda segundo Pinto (2002), solos de características lateríticas apresentam valores de massa específica em torno de 2 g/cm<sup>3</sup> e um ramo seco da curva de compactação bem definido, o que é o caso do solo da pesquisa (gráfico 10).

#### 4.5.2 Solo com adição de cimento

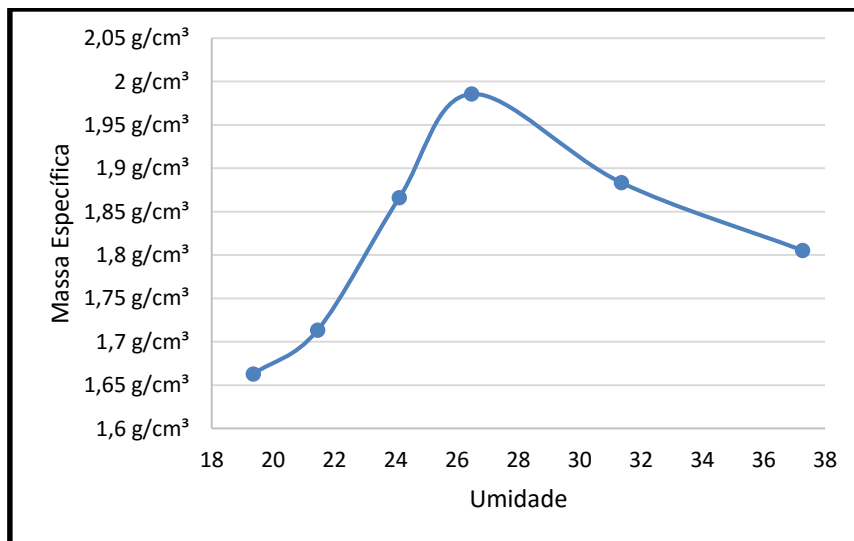
O mesmo processo descrito em 4.1.1 foi realizado para que fosse estabelecida a umidade ótima de compactação para o solo com adição de cimento, com a diferença de que a amostra inicial, para a moldagem dos corpos de prova, fora de 2,53 kg de solo e a água destilada para o primeiro ponto de 380 ml. A adição de cimento foi de 10%, como sugeriu a ASTM (tabela 8), para um solo A7. O resultado é exibido no gráfico 11.

Figura 50 – Solo e cimento homogeneizados



Fonte: Elaboração Própria

Gráfico 11 – Umidade ótima de compactação do solo + cimento



Fonte: Elaboração Própria

Comparando com o resultado de 28% obtido no item 4.5.1, a mistura de solo+cimento apresentou uma redução no valor da umidade ótima de 1,5%, isto é, 26,5%. Em contra partida, não houve alteração significativa no valor da massa específica, mantendo-se em 1,985 g/cm³.

## 4.6 Ensaio de compressão mecânica

O ensaio foi realizado com a utilização da prensa descrita no item 3.12 e realizado com o auxílio de técnicos da UNIPAMPA que operaram o equipamento. Para cada idade das misturas foram rompidos 3 corpos de prova, com exceção da “Mistura Solo aos 28 dias” onde houve 4 rompimentos devido a discrepância dos resultados. Ressalta-se também que, para todas as idades, foram moldados CPs extras para eventuais problemas que a pesquisa pudesse enfrentar.

### 4.6.1 Tensões médias das misturas aos 7, 28 e 56 dias

A seguir são apresentadas tabelas que apresentam o valor máximo da tensão suportada pelas amostras em cada ensaio e a tensão média estabelecida com base nos resultados individuais.

#### 4.6.1.1 Solo (umidade ótima e $\gamma_{max}$ )

Os resultados dos rompimentos das amostras aos 7 dias são apresentados na tabela 11.

Tabela 11 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 7 dias (umidade ótima)

<b>Amostra ensaiada</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,970	0,950
<b>CP2</b>	0,912	
<b>CP3</b>	0,969	

Fonte: Elaboração própria

As amostras aos 7 dias desenvolveram boa resistência à compressão simples comparado aos resultados encontrados na literatura. Estes resultados eram esperados visto que a compactação ocorreu com a utilização dos fatores que, teoricamente, gerariam os melhores resultados para esta dosagem: utilização da umidade ótima na compactação, massa específica seca propiciando uma diminuição do índice de vazios e controle da homogeneização da mistura. Suarez (2008) apresentou em resultados do ensaio de compressão simples para uma mistura de solo

laterítico, classificado pela metodologia MCT também como LG', uma tensão média máxima aos 7 dias de 0,539 MPa, porém, utilizando uma umidade de compactação ótima 24,5% e  $\gamma=1,647 \text{ g/cm}^3$ .

Os resultados para as amostras com idade de cura de 28 são mostrados na tabela 12:

Tabela 12 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 28 dias (umidade ótima)

<b>Amostra ensaiada</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,953	1,018
<b>CP2</b>	1,036	
<b>CP3</b>	1,065	

Fonte: Elaboração própria

Nota-se, mesmo que sutilmente, a evolução dos valores das tensões desenvolvidas no ensaio aos 28 dias. Nesse intervalo de tempo que foram observados ganhos mais moderados de resistência para mistura. A partir daí as amostras tendem a um aumento gradativo do incremento da resistência ao longo das idades mais avançadas até sua estabilidade.

O resultado do rompimento das amostras com 56 dias de cura são exibidos na tabela 13:

Tabela 13 – Tensões dos Corpos de Prova de Solo aos 56 dias (umidade ótima)

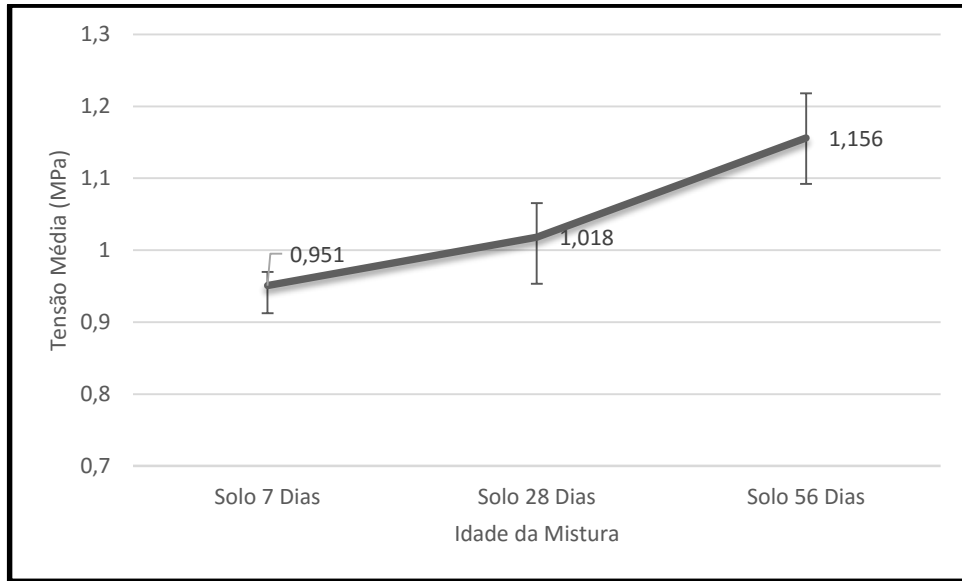
<b>Amostra ensaiada</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	1,218	1,156
<b>CP2</b>	1,157	
<b>CP3</b>	1,092	

Fonte: Elaboração própria

Como já mencionado, a mistura ainda apresenta uma lenta e gradativa evolução em sua resistência à compressão. Em termos comparativos, a evolução das tensões médias dos 7 aos 28 dias foi de 6,60% e, dos 28 aos 56 dias, 11,93%.

A variação das tensões desenvolvidas nos ensaios da Mistura solo para todas as idade estão esquematizadas no gráfico 12.

Gráfico 12 – Mistura Solo: variação da tensão média durante as idades de cura



Fonte: Elaboração própria

#### 4.6.1.2 Solo + Cimento (umidade ótima e $\gamma_{max}$ )

A tabela 14 apresenta os valores dos ensaios de compressão para as amostras de solo + cimento com 7 dias de cura:

Tabela 14 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias (umidade ótima)

Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Média (MPa)
CP1	2,472	2,225
CP2	1,848	
CP3	2,354	

Fonte: Elaboração própria

A mistura solo + cimento apresentou elevados índices de ganho de resistência à compressão simples aos 7 dias se comparado com os resultados obtidos com o solo sem adição de cimento aos 7 dias. Júnior (1996) apresentou resultados semelhantes de tensões máximas para misturas de solo laterítico e cimento CP IV, utilizando teores de 9% e 11% e obtendo, respectivamente, uma tensão média de 1,56 MPa e 1,96 MPa.

A tabela 15 exibe os valores do ensaio à compressão simples para a mistura com 28 dias de cura:

Tabela 15 – Tensões dos corpos de prova de solo + cimento aos 28 dias (umidade ótima)

<b>Mistura: Solo + Cimento (umidade ótima)</b>		
<b>Amostra ensaiada</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	1,615	1,902
<b>CP2</b>	1,795	
<b>CP3</b>	2,300	

Fonte: Elaboração própria

Analisando a tabela 15, nota-se uma leve queda na tensão média para a mistura solo + cimento aos 28 dias. Oposto ao que ocorreu com a mistura aos 7 dias, onde duas amostras superaram os ganhos esperados para a idade fazendo com que a média do conjunto fosse alta, aos 28 dias, duas amostras (CP1 e CP2) romperam com tensões relativamente baixas para a idade. Isso pode ser atribuído a algum problema na moldagem destes corpos de prova ou na execução do ensaio de compressão, e não a problemas relacionados a dosagem, relação água/cimento ou questões operacionais na execução da preparação das amostras visto que todas foram moldadas no mesmo horário e receberam tratamento igual em todas as etapas. A tabela 16 traz o resultado do ensaio para a mistura aos 56 dias de cura:

Tabela 16 – Tensões dos corpos de prova de solo + cimento aos 56 dias (umidade ótima)

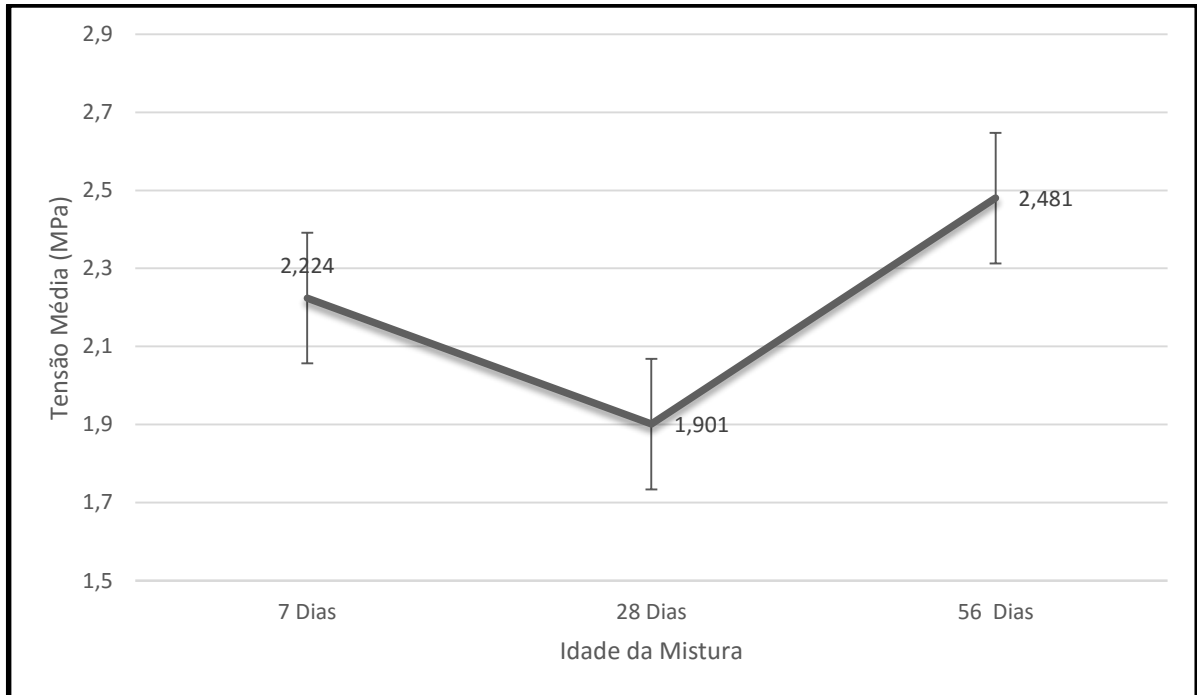
<b>Mistura: Solo + Cimento (umidade ótima)</b>		
<b>Amostra ensaiada</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	2,719	2,482
<b>CP2</b>	2,243	
<b>CP3</b>	2,476	

Fonte: Elaboração própria

As amostras da mistura de 56 dias apresentaram aumento nos valores obtidos do ensaio mecânico de compressão, sendo estes 11,46% e 30,52% superiores à

média das amostras de 7 e 28 dias, respectivamente. Observa-se também a tendência do aumento desta resistência ao longo das idades posteriores conforme gráfico 13.

Gráfico 13 – Mistura Solo + Cimento: variação da tensão média durante as idades de cura



Fonte: Elaboração própria

Ressalta-se que, mesmo apresentando uma queda nos valores de resistência média, a mistura apresenta as barras de erros dos 7 e 28 dias equivalentes, como pode ser observado no gráfico 13. Isso reforça ainda mais a chance de ter ocorrido algum problema na moldagem das amostras ou execução do ensaio de compressão, como já mencionado anteriormente.

#### 4.6.1.3 Solo + Cimento (umidade ótima - 1,5%)

As amostras com teor de umidade de 25% aos 7 dias têm seus resultados de ensaio de compressão exibidos na tabela 17:

Tabela 17 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias  
(umidade ótima – 1,5%)

<b>Mistura: Solo + Cimento (umidade ótima – 1,5%)</b>		
<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,608	0,623
<b>CP2</b>	0,662	
<b>CP3</b>	0,598	

Fonte: Elaboração própria

As amostras moldadas com umidade do ramo seco da curva de compactação da mistura solo+cimento obtiveram em suas tensões, conforme tabela 17, não somente a falta de ganho de resistência à compressão mas, também, uma perda significativa da mesma até quando comparada com os corpos de prova de referência de 7 dias de cura. Em relação a mistura solo+cimento, o decréscimo de resistência ultrapassou os 260%, já em relação a mistura as amostras de solo, esse decréscimo foi de 34,47%.

Os resultados denotam a ineficiência da compactação da mistura com umidades inferiores à ótima. Tal fato pode ser creditado a deficiência na hidratação do cimento e, por consequência, menor cimentação da mistura solo+cimento. Tal fato pode ser observado na figura 50.



Figura 51 – Má hidratação do cimento nas amostras



Fonte: Elaboração própria

Pode-se verificar na tabela 18 os resultados do ensaio de compressão para as amostras aos 28 dias:

Tabela 18 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias  
(umidade ótima – 1,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,871	0,828
<b>CP2</b>	0,917	
<b>CP3</b>	0,695	

Fonte: Elaboração própria

Houve um aumento pouco significativo, evidenciado na tabela 18, na resistência das amostras aos 28 dias e os resultados obtidos ainda se mostram insatisfatórios. Este acréscimo deve-se a continuidade das reações de hidratação dos silicatos, mesmo que estes aconteçam de forma mais lenta (NEVILLE, 1997).

A tabela 19 apresenta os resultados para amostras da mistura com 56 dias de cura:

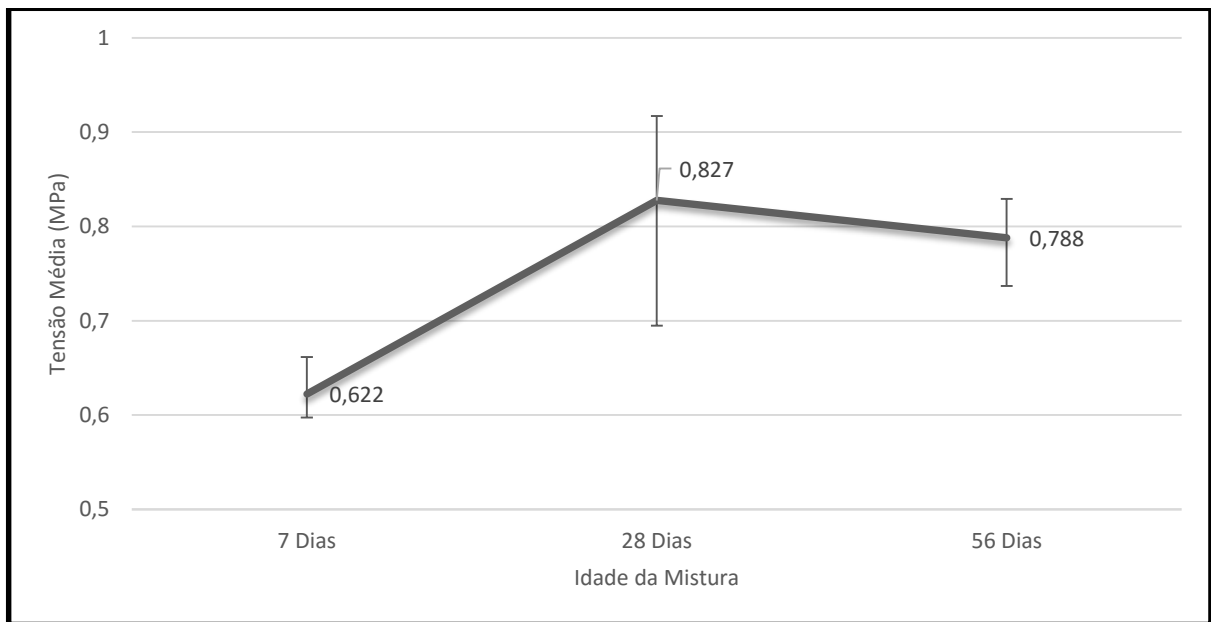
Tabela 19 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias  
(umidade ótima – 1,5%)

Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Média (MPa)
CP1	0,829	0,788
CP2	0,804	
CP3	0,737	

Fonte: Elaboração própria

Pode-se verificar, através do gráfico 14, a variação das tensões ao longo das idades de cura da mistura.

Gráfico 14 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 1,5%): variação da tensão média durante as idades de cura



Fonte: Elaboração própria,

Como pode ser observado no gráfico 14, as amostras apresentaram baixos valores médios de resistência devido a diminuição da umidade no momento da moldagem. As amostras aos 56 dias demonstram uma perda de resistência e nenhuma das 3 amostras superou os valores obtidos na idade anterior visto que a sua barra de erro encontra-se compreendida no intervalo estipulado para os 28 dias

#### 4.6.1.4 Solo + Cimento (umidade ótima - 3,5%)

A tabela 20 apresenta os resultados das amostras moldadas com umidade de 23% aos 7 dias de cura:

Tabela 20 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias  
(umidade ótima – 3,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,387	0,331
<b>CP2</b>	0,295	
<b>CP3</b>	0,312	

Fonte: Elaboração própria

Quando a mistura foi submetida a um decréscimo ainda menor da quantidade água utilizada para a compactação das amostras, os resultados foram ainda menos satisfatórios comparado com os anteriores. A mistura apresentou uma perda de resistência de 571% com relação a mistura solo+cimento compactada na umidade ótima aos 7 dias, e de 34,84% compara a mistura solo aos 7 dias.

Assim como no caso da mistura solo+cimento compactada na umidade ótima-1,5%, o resultado pode ser explicado pela precariedade da hidratação do cimento.

Os resultados para a idade de 28 da mistura são expostos na tabela 21:

Tabela 21 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias  
(umidade ótima – 3,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,395	0,357
<b>CP2</b>	0,363	
<b>CP3</b>	0,314	

Fonte: Elaboração própria

Como pode ser observado na tabela 21, não houve mudanças significativas nos resultados obtidos com as amostras aos 28 dias de cura. Isso era algo esperado visto que a grande redução da porcentagem de água utilizada para a mistura dificulta ainda mais a formação dos produtos provenientes das reações da hidratação do

cimento. Taylor (1997) explica que, aos 28 dias de cura, a hidratação do cimento Portland está próxima dos 70~80% e, embora ainda haja uma evolução lenta até aproximadamente 365 dias, ela dificilmente gerará resultados de ganhos de resistência expressivos. Conforme tabela 22, nota-se um acréscimo insignificante na resistência das amostras.

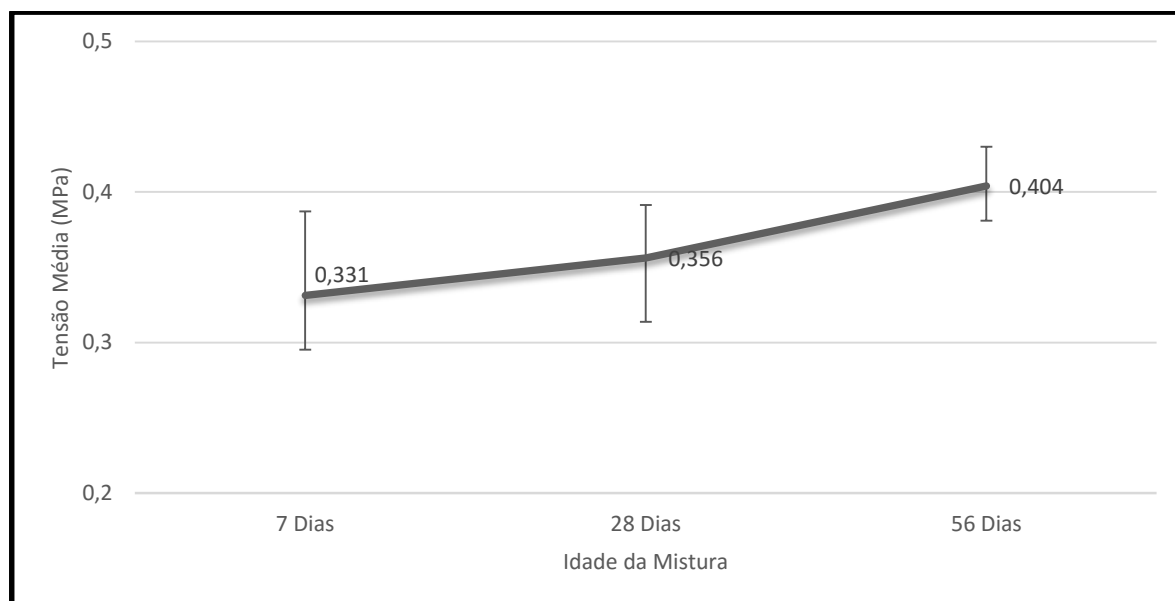
Tabela 22 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias  
(umidade ótima – 3,5%)

Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Média (MPa)
CP1	0,402	0,404
CP2	0,381	
CP3	0,431	

Fonte: Elaboração própria

O gráfico 15 apresenta os valores das tensões médias em cada uma das idades de cura:

Gráfico 15 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 3,5%): variação da tensão média durante as idades de cura



Fonte: Elaboração própria

#### 4.6.1.5 Solo + Cimento (umidade ótima - 1,5% e $\gamma_{\max}$ )

As tensões para o ensaio de compressão simples para as amostras aos 7 dias de cura são apresentadas na tabela 23:

Tabela 23 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias ( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 1,5%)

Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Média (MPa)
CP1	0,605	0,599
CP2	0,631	
CP3	0,561	

Fonte: Elaboração própria

Analisando a tabela 23, constata-se que a variação da umidade para valores do ramo seco, mesmo quando mantido o valor da massa específica correspondente à umidade ótima, não produz efeitos positivos quanto à resistência ao 7 dias. A principal razão para a tentativa de compactação nestas condições é o fato de que, quanto maior for a massa específica seca utilizada no momento da compactação de uma mistura solo-cimento, maior será a resistência à compressão devido a diminuição do número de vazios do corpo de prova, pois se aumenta o contato dos grãos do solo e, por consequência, diminui a sua porosidade. Cancian (2013) reafirma isto em sua pesquisa onde uma mistura de solo e 6% de cimento apresentou, com uma variação de 1,57% da umidade ótima e com massa específica superior à umidade usada na compactação, uma variação negativa quanto à compressão simples.

É evidente, quando comparado com os resultados obtidos nas amostras onde houve apenas variação da umidade na compactação, que a utilização da massa específica  $\gamma= 1,985 \text{ g/cm}^3$  conferiu a mistura um acréscimo nos resultados da resistência a compressão. Mesmo que positivos, entretanto, os resultados não apresentam-se satisfatórios visto que são inferiores as demais misturas de solo e solo+cimento aos 7 dias de cura. As tensões permanecem praticamente constantes aos 28 dias, conforme tabela 24.

Tabela 24 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias  
( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 1,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,681	0,612
<b>CP2</b>	0,631	
<b>CP3</b>	0,525	

Fonte: Elaboração própria

Aos 28 dias a mistura não apresentou variação em sua tensão média. Utiliza-se para estes resultados a mesma justificativa utilizada para explicar os resultados da mistura solo+cimento compactado na umidade ótima-1,5% sem variação de massa específica.

A tabela 25 mostra os resultados da última idade, 56 dias, da mistura:

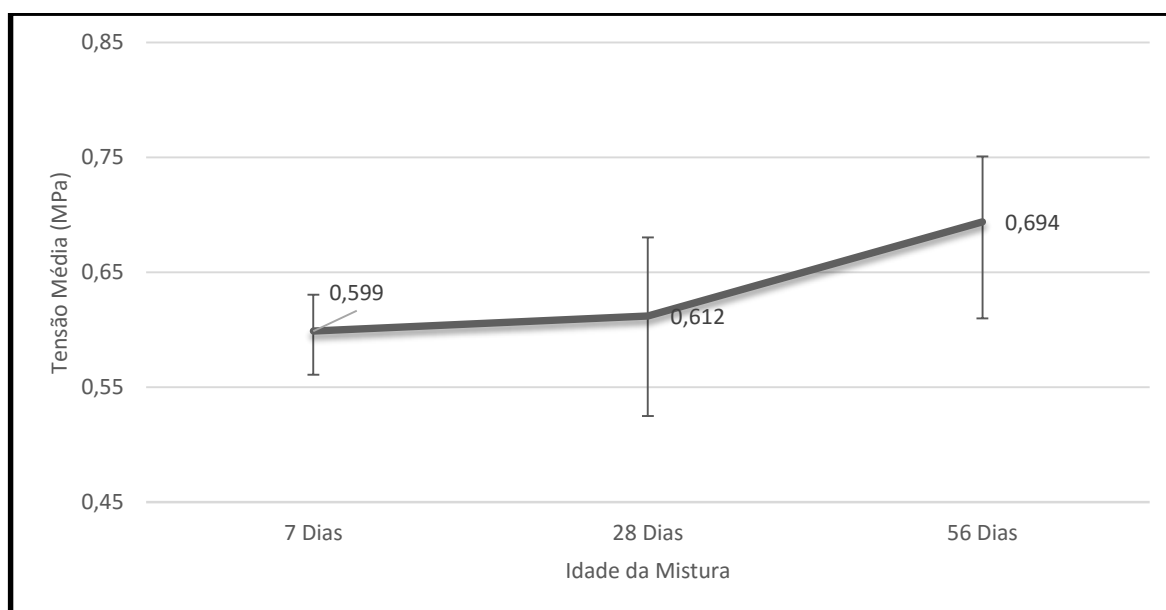
Tabela 25 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias  
( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 1,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,723	0,694
<b>CP2</b>	0,751	
<b>CP3</b>	0,610	

Fonte: Elaboração própria

O gráfico 16 demonstra a variação das tensões médias das amostras da mistura ao longo do período de cura:

Gráfico 16 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 1,5%): variação da tensão média durante as idades de cura



Fonte: Elaboração própria

#### 4.6.1.6 Solo + Cimento (umidade ótima - 3,5% e $\gamma_{max}$ )

Os resultados dos rompimentos das amostras com idade cura de 7 dias são apresentados na tabela 26:

Tabela 26 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 7 dias ( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 3,5%)

Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Média (MPa)
CP1	0,681	0,612
CP2	0,631	
CP3	0,525	

Fonte: Elaboração própria

Com a redução ainda maior da umidade, conforme tabela 16, comparado ao item 4.7.1.5 e mesmo valor de massa específica para moldagem das amostras, o valor da tensão média desenvolvida aos 7 dias de cura é praticamente o mesmo. A resistência à compressão dos corpos de prova se manteve estável mesmo com a menor quantidade de água utilizada, porém, ainda ineficientes para a utilização em estabilização de solo-cimento estabelecido pela NBR 12253/92. As amostras não

demonstraram variação significativa aos 28 dias de cura, como pode ser observado na tabela 27.

Tabela 27 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 28 dias  
( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 3,5%)

<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,525	0,659
<b>CP2</b>	0,709	
<b>CP3</b>	0,744	

Fonte: Elaboração própria

O mesmo evidenciado para a mistura aos 7 dias, como pode ser analisado na tabela 27, acontece com a mistura aos 28 dias: não há evolução significativa nos valores das tensões médias devido ao cimento com deficiência em sua hidratação, tornando-a a mistura ineficiente para o uso da mistura de solo-cimento em pavimentos.

Tabela 28 – Tensões dos corpos de prova de Solo + cimento aos 56 dias  
( $\gamma=1,985 \text{ g/cm}^3$  umidade ótima – 3,5%)

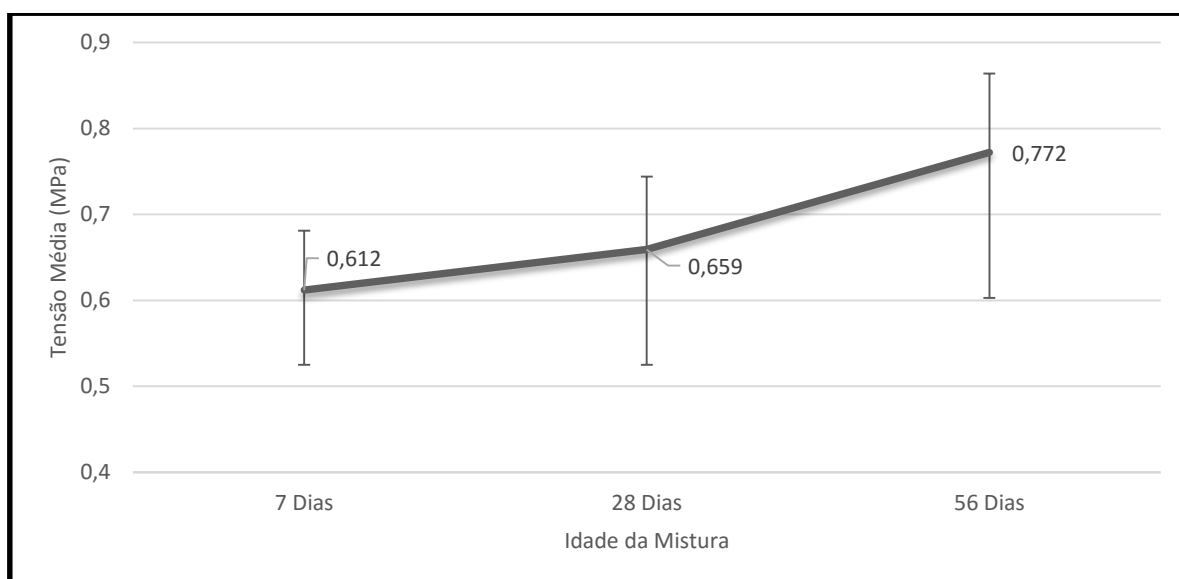
<b>Amostra</b>	<b>Tensão Máxima (MPa)</b>	<b>Tensão Média (MPa)</b>
<b>CP1</b>	0,603	0,772
<b>CP2</b>	0,864	
<b>CP3</b>	0,850	

Fonte: Elaboração própria

O gráfico 17 apresenta a variação das tensões médias da mistura durante as idades de cura ao qual foram submetidas.



Gráfico 17 – Mistura Solo + Cimento (umidade ótima – 3,5%): variação da tensão média durante as idades de cura



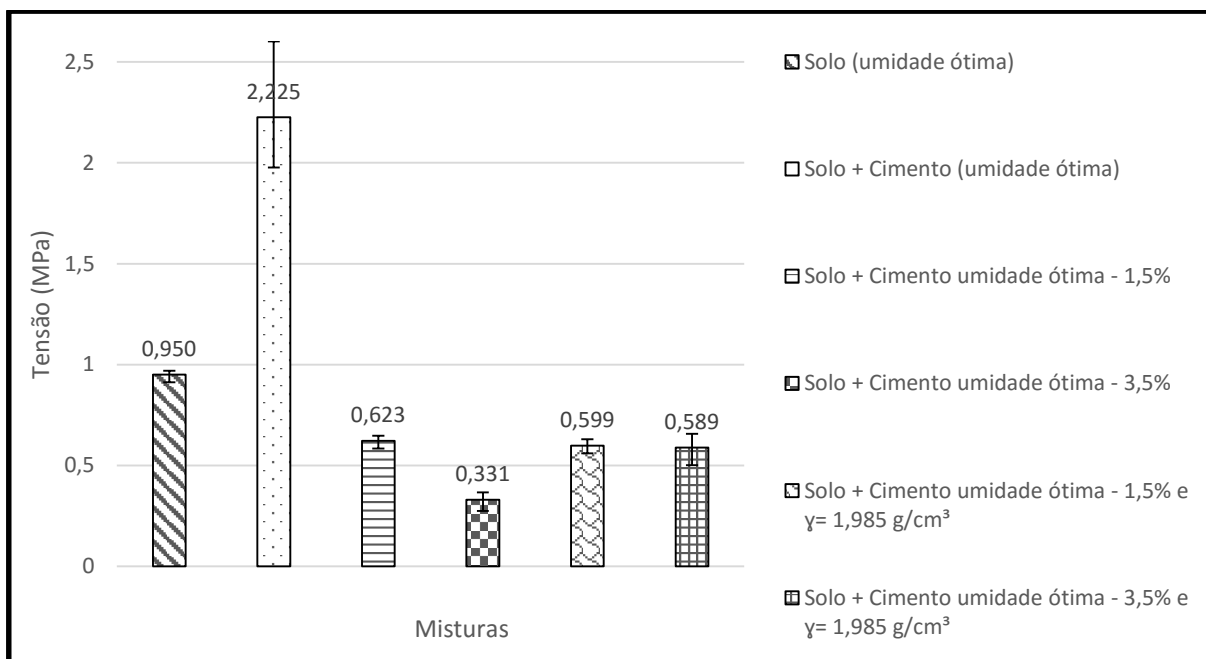
Fonte: Elaboração própria

## 4.7 Comparativo das misturas de mesmo tempo de cura

### 4.7.1 Misturas de 7 dias

O gráfico 18 apresenta um comparativo entre os resultados do ensaio de compressão simples de todas as misturas com idade de cura de 7 dias.

Gráfico 18 – Tensões médias das misturas aos 7 dias



Fonte: Elaboração própria

A amostra de Solo, usada como referência, apresentou uma resistência média de 0,95 MPa que está dentro do esperado para o tipo de solo com base na literatura disponível. Já a mistura solo+cimento moldadas com uso da umidade ótima e  $\gamma_{\max}$  superou a marca de 2,1 MPa que serve como parâmetro mínimo para utilização do solo-cimento para pavimentação.

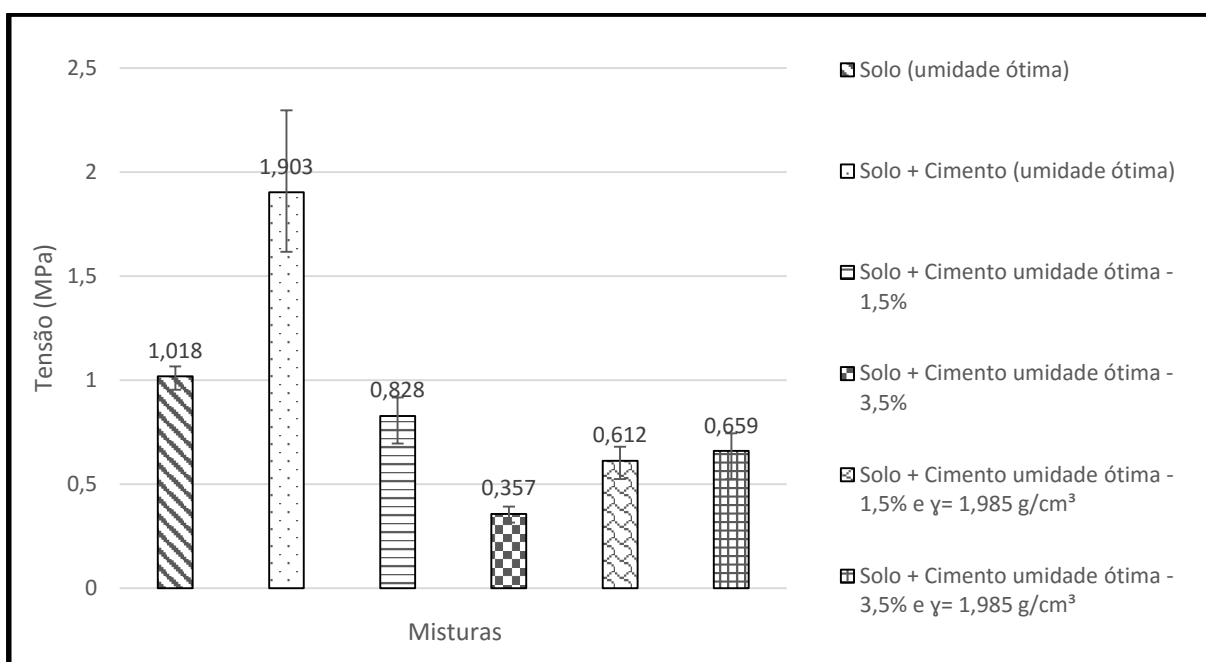
As misturas que tiveram redução na umidade de compactação apresentaram deficiência na hidratação do cimento e, assim, na menor cimentação do solo-cimento. Pode-se observar uma tendência na diminuição da resistência quanto menor for o teor de umidade utilizado para a moldagem das amostras.

No caso das misturas com redução na umidade e  $\gamma_{\max}$  também houve uma queda nos valores de resistência média porém menores do que as amostras que foram moldadas com as massas específicas referentes as umidades de 25% e 23%.

#### 4.7.2 Misturas de 28 dias

De forma análoga ao gráfico anterior, o gráfico 19 apresenta os resultados do ensaio de compressão das misturas aos 28 dias de cura.

Gráfico 19 – Tensões médias das misturas aos 28 dias



Fonte: Elaboração própria

O solo (referência) apresentou uma sutil evolução no valor médio da resistência aos 28 dias. Já a mistura de solo + cimento com umidade ótima e  $\gamma_{\max}$  teve uma queda no valor médio da resistência à compressão. Salienta-se que uma das amostras mostrou acréscimo de resistência, o que pode ser observado através da barra de erro.

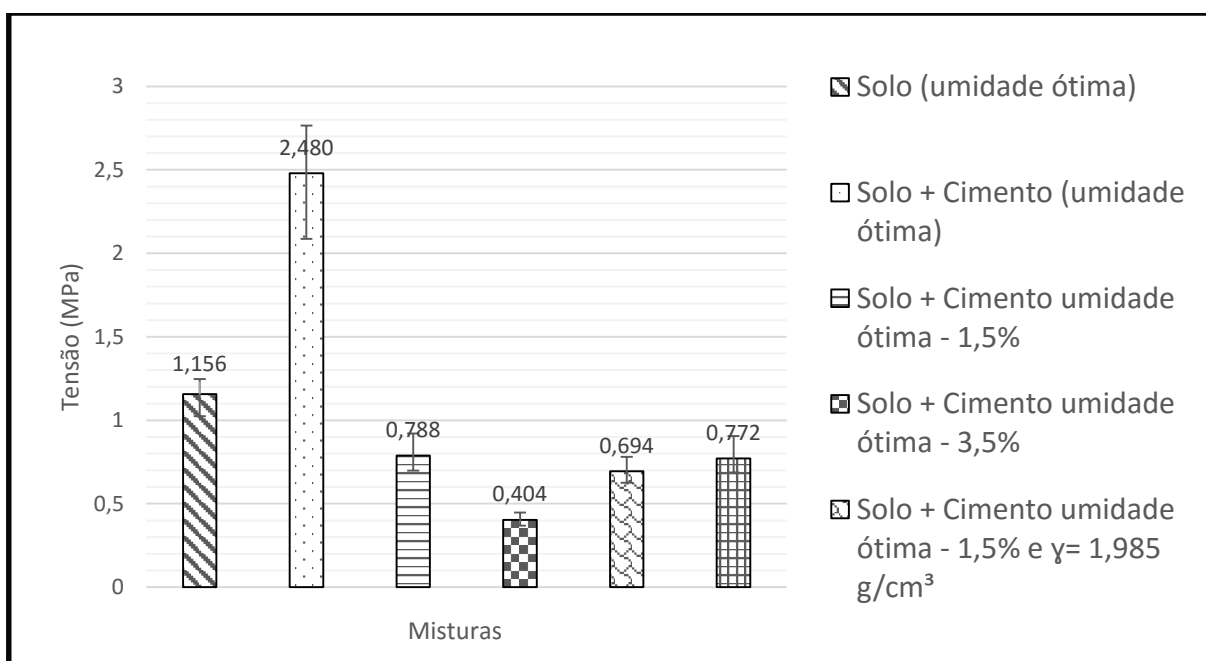
As amostras submetidas a redução de umidade apresentaram pouca variação nos seus valores e, essa variação, foi ainda menor para as amostras de solo + cimento (umidade ótima – 3,5%). Isso denota que quanto menores os valores de umidade do ramo seco, menores serão as resistências desenvolvidas no solo-cimento.

Não apresentam variações significativas as amostras com redução na umidade de 1,5% e  $\gamma_{\max}$ , como pode ser observado no gráfico 19. Contudo, destaca-se o ganho de resistência que as amostras com redução de umidade de 3,5% obtiveram. Embora esta evolução não seja significativa quando comparada ao objetivo de 2,1 MPa para seu emprego em pavimentos, ela demonstra que a utilização da massa específica máxima no momento da moldagem atribui ao solo ganho de resistência mesmo em condições precárias de umidade.

### 4.7.3 Misturas de 56 dias

O gráfico 20 apresenta o resultado do ensaio de compressão simples para todas as misturas com idade de 56 dias de cura.

Gráfico 20 - Tensões médias das misturas aos 56 dias



Fonte: Elaboração própria

Aos 56 dias, o solo (referência) manteve a tendência ao ganho de resistência e o solo+cimento com umidade ótima atinge seu maior valor médio durante o período de cura (2,480 MPa).

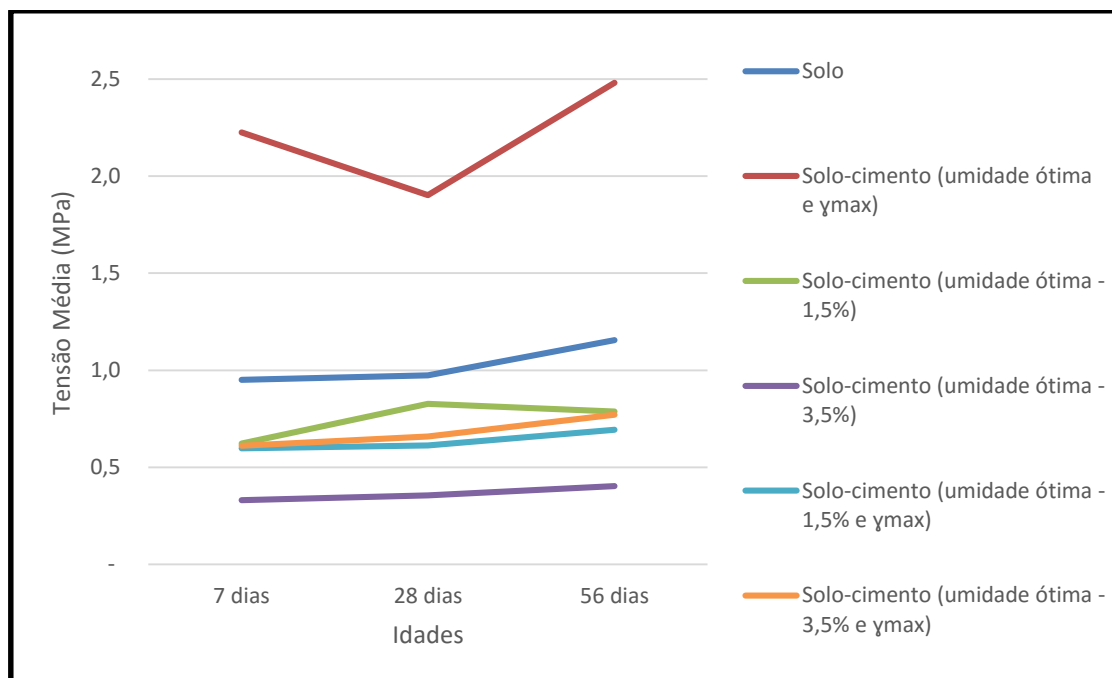
Reafirmando o que ocorreu nas idades anteriores, a resistência das amostras de misturas com redução da umidade mantiveram seus baixos valores de resistência quanto menor fosse a umidade utilizada para moldagem.

As amostras com redução da umidade e  $\gamma_{\max}$  apresentam valores de resistência praticamente iguais as anteriores. Isso se deve ao fato de que a utilização da massa específica máxima reduz significativamente o índice de vazios e produz modificações no arranjo estrutural do solo. O aumento apresenta-se como uma compensação ao decréscimo da resistência causado pela deficiência na hidratação, como pode ser observado no gráfico do Solo + Cimento com redução de 1,5% de umidade e  $\gamma_{\max}$ . Obviamente, estes valores não são relevantes quanto a utilização da mistura como

solo-cimento na pavimentação, contudo, mostram que a compactação com o uso da massa específica máxima é benéfica para o ganho de resistência do solo laterítico.

A variação das tensões de todas misturas durante as idades de 7, 28 e 56 dias são apresentados no gráfico 21.

Gráfico 21 – Resistência à compressão simples das misturas



Fonte: Elaboração própria

## 5. CONCLUSÃO

Enfim, após toda a análise e interpretação dos resultados dos ensaios de laboratório, com o estudo da influência dos parâmetros investigados (variação da umidade, variação de energia e massa específica) e suas implicações quanto à resistência à compressão simples das misturas compostas de solo-cimento, torna-se apto realizar, dentro dos limites da pesquisa, as seguintes considerações sobre a pesquisa realizada:

### 5.1 Quanto à influência da umidade

As amostras de solo-cimento tiveram seu melhor desempenho registrado quando preparadas com a utilização da umidade ótima de compactação e massa específica seca máxima ( $\gamma_{max}$ ). Ao final do tempo de cura (56 dias) apresentaram um acréscimo de 114,53 % no valor da tensão média comparadas com as amostras apenas de solo. O aumento da resistência à compressão foi registrado em todas as idades, mesmo aos 28 dias onde, inesperadamente, a resistência sofreu um decréscimo.

Com a diminuição do teor de umidade em 1,5% e 3,5% observou-se uma grande redução nos valores de resistência à compressão simples das amostras quanto maior fosse a redução da umidade utilizada na mistura. Embora, em alguns casos, a redução da umidade possa favorecer ao ligeiro ganho de resistência, as amostras aqui evidenciaram a deficiência na hidratação do cimento e, por isso, na liberação do hidróxido de cálcio que é fundamental para os ganhos de resistência do cimento Portland IV pois reage com a pozolana presente. As misturas apresentaram também uma tendência bem clara de queda nos valores de resistência à compressão simples conforme há redução da umidade.

### 5.2 Quanto à energia de compactação

Com a redução do teor de umidade da mistura em 1,5% e 3,5%, porém mantendo-se a  $\gamma_{max}$ , assim como no caso anterior as amostras apresentaram um decréscimo no valor da resistência à compressão, dessa vez de menor escala, que

pode ser justificada pela utilização do  $\gamma_{\max}$  na compactação que modifica o arranjo estrutural das amostras devido a energia de compactação imposta.

Os resultados denotam a ineficiência da mistura solo-cimento quando submetidas à moldagens com uso de valores relativos ao ramo seco da curva de compactação do material. Porém, na compactação realizada em campo, o solo dificilmente se encontra em sua condição de umidade ótima, podendo apresentar valores do ramo seco ou do ramo úmido. Essa variação da umidade traz consequências aos valores de resistência de um solo e, por isso, há grande importância quanto a verificação dos seus efeitos in situ.

Contudo, é importante ressaltar que, em contrapartida, houve um acréscimo considerável nas resistências obtidas quando utilizado o valor da massa específica seca máxima, principalmente no caso da redução de 1,5% onde, durante a compactação, a repulsão das partículas aumenta (devido a maior umidade) e estas são reposicionadas de forma mais dispersa.

### **5.3 Conclusão global**

Por fim, as variações de umidade e energia de compactação impostas nos ensaios das misturas de solo-cimento da pesquisa mostraram-se ineficazes quanto à utilização como base para pavimentação, embora apresentando ganhos consideráveis de resistência à compressão simples em alguns cenários.

A dosagem utilizando o teor de 10% de cimento em condições ideais de compactação (umidade ótima e  $\gamma_{\max}$ ), aos 7 dias, obtive uma resistência igual à 2,22 MPa que supera o exigido pela NBR 12253/92. Ressalta-se, entretanto, que o solo apresentou um índice de plasticidade 18,88%, o qual não estaria de acordo com as especificações propostas pelo DNIT 143/2010 ES – Pavimentação: Base de solo-cimento. Especificações de serviço.

#### 5.4 Sugestão para futuros trabalhos

Dada a relevância do trabalho realizado, sugere-se, como complemento à pesquisa apresentada:

- Realização de ensaios físico-químicos e a obtenção de um teor de cimento que possibilite a melhora dos resultados obtidos,
- Realização da moldagem utilizando teores de umidade localizados no ramo úmido da curva de compactação do solo, assim como a variação da massa específica para estes pontos,
- Realizar os mesmo procedimentos desta pesquisa, contudo, com a utilização de outro agente estabilizante (cal, cinza volante, cinza de casca de arroz, etc);



## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5736**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1986.

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

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR 12253**: Rochas e Solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1995.

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

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6502**: Solo-Cimento – Dosagem para o Emprego como Camada de Pavimento - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1992.

ASTM **D3080**- Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, 1998.

AÏTCIN, P. **Cements of yesterday and today: Concrete of tomorrow**. Cement and Concrete Research, v. 30, n. 9, p. 1349-59, 2000.

AZEVEDO, A. L. C., OLIVEIRA, A. JR., PEDROSA, R. A. e RAMALHO, R. W., **Estabilização de solos com adição de cal**. Dissertação de pós-graduação. Belo Horizonte, IPC/PUC. 78p. 1998.

AZEVEDO, A. L. C. **Estabilização de solos com adição cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. Dissertação de Mestrado. UFOP. Ouro Preto. 2010

CAMARGO, M. N.; KLAMP, E. & J. H. KAUFFMAN. **Classificação de Solos usada em levantamentos pedológicos no Brasil**. Bol. Inf. Soc. Bras. Ci. Solo, Campinas, 197712 (1): 11 – 33.

CANCIAN, M.A. **Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo-cimento para pavimento rodoviário de um solo da bacia do Paraná**. Londrina, 2013

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Fundamentos**. Rio de Janeiro: LTC, 6. ed. v. 1, 2011.

CASTRO, S. F. **Incorporação de resíduo de caulim para uso em solo-cimento em construções civis**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, Brasil. 2008.

CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A., PRIETTO, P. D. M. **Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber**. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), n 129(1). 2003. p. 96-101.

DAS, B. M. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson. 6 ed traduzida. 2006.

Delgado, A.K.C. **Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado**. Dissertação de mestrado G.DM-095A/02. Mestrado em Geotecnia, UnB, 176p, 2002.

Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Soil Survey Staff. **Soil survey manual**. Washington: USDA Agriculture Handbook 430, 1984.

Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Soil Survey Staff. **Soil taxonomy: a basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys**. Washington: USDA Agriculture Handbook, 1975. 754p.

DNIT (2006). **Manual da Pavimentação**. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de transportes. 3 ed. IPR 719 Brasil, 2006.

EARTH GOOGLE. **Localização: Alegrete/RS**. <Disponível em: [www.google.com/earth](http://www.google.com/earth)> Acesso em 14/01/2015.

FERNANDES, D. W. **Verificação da Resistência ao cisalhamento e estabilidade de taludes de um solo natural e melhorado com cimento, cal e cinza de casca de arroz**. Trabalho de conclusão de curso. UNIPAMPA, 2014.

FERRAZ, R.L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, Brasil. 1994.

FILHO, C. L. M. **Introdução à Geologia de Engenharia**. Santa Maria: UFSM, 3 ed. 2007.

GONDIM, L. M. **Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe/Estado do Ceará**. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, Brasil. 2008.

HOUBEN, H. & GUILLAUD, H. **Earth construction**. Kansas. Haskel Institute. Lawrence, Estados Unidos. 1994.

INGLES, O.G. & METCALF, J.B. **Soil Stabilization Principles and Practice**.

**Butterworths**, Sydney, Australia, 1972. p. 374.

KLAMT, R. A. **Utilização da cal e da cinza da casca de arroz no melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos**. Trabalho de conclusão de curso. UNIPAMPA, 2012.

MASSAD, F. **Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2 ed. 2003.

MONIZ, A. C. **A história da pedologia no Brasil**. **Boletim Informativo da Sociedade Brasileira de Ciência do Solo**. Campinas: SBCS, v. 22, n. 1, 1997.

NEVILLE, Adam M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: Editora Pini, 2ª Edição, 28p, 1997

NÓBREGA, M. T. **As reações dos argilo-minerais com a cal**. In REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL, Associação Brasileira de Produtores de Cal, 1985 pp. 57-78.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias**. Simpósio brasileiro de solos tropicais em engenharia. COPPE/UFRI, CNPq, ABMS. Rio de Janeiro, 1981.

Nogami, J. S. & Villibor, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Ed. Vilibor, São Paulo, 213 p, 1995.

O GLOBO (2010). **Brasil ainda tem 87% da estradas sem pavimentação**. <Disponível em: <http://oglobo.globo.com/politica/brasil-ainda-tem-87-das-estradas-sem-pavimentacao-2714953>>. Publicado em 2010.

PATTROL. Empresa **Pattrol** <Disponível em: <http://www.pattrol.com.br>>. Acessado em 6/12/2014. 2014.

PEREIRA, K. L. A. **Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos**. Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia, UFRN. Natal, 2012.

PESSOA, F. H. C. **Análise de solos de Urucu para fins de uso rodoviário.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/3ª Edição.** São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

Rezende, L.R. **Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis.** Tese de doutorado, Publicação G.TD 014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 360p, 2003.

ROSA, J. B. & FERREIRA C. J. **Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação.** Unidade Universitária de Ciência Exatas e Tecnológicas, UEG. Anápolis, Goiás. 2006.

SAMPAIO, E. **Mineralogia do Solo.** Departamento de Geociências. Évora: Universidade de Évora, 2006.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry.** 2. ed. London. Thomas Telford ed, 1997.

UDESC. **Departamento de Engenharia Civil.** <Disponível em: <http://www.joinville.udesc.br/portal/departamentos/dec/labmes/equipamentos.php>>  
Acessado em 6/12/2014. Joinville. 2014.

## ANEXO A – Tabela para classificação MCT

CLASSES		N - SOLOS DE COMPORTAMENTO "NÃO LATERÍTICO"					L - SOLOS DE COMPORTAMENTO "LATERÍTICO"			
GRUPOS		NA AREIAS	NA' ARENOSOS	NS' SILTOSOS	NG' ARGILOSOS	LA AREIAS	LA' ARENOSOS	LG' ARGILOSOS		
GRANULOMETRIA TÍPICA (MINERAIS)(1)	Muito alto > 30	areias, areias siltosas, siltes (q)	areias siltosas, areias argilosas	silte (k, m), siltes arenosos e argilosos	argilas, argilas arenosas, argilas siltosas	areias com pouca argila	areias argilosas, argilas arenosas	argilas, argilas arenosas		
		Alto 12-30	Alto	Médio a alto	Alto	Alto	Alto a muito alto	Alto		
		Média 4-12								
CAPACIDADE DE SUPORTE (2)	Perda de Suporte por imersão (%)	Alta > 70	Média a baixa	alta	alta	Baixa	Baixa	Baixa		
		Média 40-70	Baixa	Baixa	alta	Baixa	Baixa	Baixa		
		Baixa < 40	Baixa	alta	alta e média	Baixa	Baixa	Baixa		
EXPANSÃO	(%)	Alta > 3	Baixa	alta	alta e média	Baixa	Baixa	Baixa		
	(2)	Média 0,5-3	Baixa	alta	alta e média	Baixa	Baixa	Baixa		
CONTRAÇÃO	(%)	Média 0,5-3	Baixa a Média	Média	alta e média	Baixa	Baixa a média	média a alta		
	(2)	Baixa < 0,5	Baixa a Média	Média	alta e média	Baixa	Baixa a média	média a alta		
PERMEABILIDADE log (k(cm/s))	(2)	Alta > (-3)	Média a alta	Média a baixa	Baixa a média	Média a baixa	baixa	baixa		
		Média (-3) a (-6)	Baixa a alta	Baixa	Média a baixa	Baixa	Baixa a média	baixa		
		Baixa < (-6)	Baixa a alta	Baixa	Média a baixa	Baixa	Baixa a média	baixa		
PLASTICIDADE	(%)	IP	Baixa a NP	Média a alta	Baixa a média	NP a baixa	Baixa a média	média a alta		
		> 30	Baixa a NP	Média a alta	alta	NP a baixa	Baixa a média	média a alta		
		Média jul/30	Baixa a NP	Média a alta	alta	NP a baixa	Baixa a média	média a alta		
	Baixo	Baixa a NP	Média a alta	Média a alta	alta	NP a baixa	Baixa a média	média a alta		

(1) q = quartzo, m = micas, k = caulinita;

(2) Corpos-de-provas compactados na unidade ótima da energia "normal", com sobrecarga padrão quando pertinente, sem fração retida na peneira de 2mm de abertura.

## ANEXO B – Tabela Sedimentação

Sedimentação							
Massa Esp.sólidos (g/cm³):	2,827	Peso úmido (g):	77,23	Peso seco (g):	63,25		
Tempo Decorrido	Temperatura (°C)	Viscosidade (g.s\cm2)	Densidade L	Correção Ld	Altura Queda (cm)	Diâmetro (mm)	(%) Amost. Total < Diâm.
30 seg	17	1,10584E-05	1,0410	1,00464	12,22	0,0666	87,59
1 min	17	1,10584E-05	1,0400	1,00464	12,4	0,0475	85,18
2 min	17	1,10584E-05	1,0400	1,00464	12,4	0,0336	85,18
4 min	17	1,10584E-05	1,0395	1,00464	11,39	0,0227	83,97
8 min	17	1,10584E-05	1,0370	1,00464	11,86	0,0164	77,95
15 min	17	1,10584E-05	1,0360	1,00464	12,04	0,0121	75,54
30 min	17	1,10584E-05	1,0355	1,00464	12,13	0,0086	74,34
1 hora	16,5	1,1199E-05	1,0350	1,00472	12,23	0,0061	72,94
2 hora	16,5	1,1199E-05	1,0345	1,00472	12,32	0,0043	71,74
4 hora	16,5	1,1199E-05	1,0335	1,00472	12,5	0,0031	69,33
8 hora	16,5	1,1199E-05	1,0330	1,00472	12,6	0,0022	68,12
24 hora	15,5	1,14888E-05	1,0320	1,00486	12,78	0,0013	65,38

Fonte: Elaboração Própria

## ANEXO C – Tabela Peneiramento

Peneiramento						Teor de Umidade (w)		
Ph #10 (g):	77,23	Ph #4 (g):	1110	Ps+++agua (g):	194,79	277,32		
Ps #10 (g):	63,25	Ps #4 (g):	909,09	Ps + tara (g):	165,19	235,05		
Peneiras	Mat. Retido (g)	Material que passa (g)	(%)	tara (g):	30,65	45,31		
Nº	mm	Parcial	Total	Passante	w (%):	22	22,28	
	25			100	w média (%):	22,14		
	19			100	<b>Percentagens</b>			
	12,5			100	Argila: 73,01%			
	9,5		909,09	100	Silte: 13,44%			
4	4,8	11,58	897,51	98,73				
10	2	2,36	895,15	98,47				
16	1,18	0,1	63,15	98,3	Areia Fina: 11,83%			
30	0,6	0,4	62,75	97,69	Areia Média: 1,46%			
40	0,42	0,44	62,31	97	Areia Grossa: 0,26%			
50	0,3	0,62	61,69	96,04				
100	0,105	1,73	59,96	93,34				
200	0,075	1,19	58,77	91,49	Pedregulho: 1,28%			

Fonte: Elaboração Própria



## ANEXO D – Tabela do ensaio classificação MCT

Corpo de Prova	3					9					5					7A					8				
	A n	A 4n - A n	h do Cp	% (kN/m <sup>3</sup> )		A n	A 4n - A n	h do Cp	% (kN/m <sup>3</sup> )		A n	A 4n - A n	h do Cp	% (kN/m <sup>3</sup> )		A n	A 4n - A n	h do Cp	% (kN/m <sup>3</sup> )		A n	A 4n - A n	h do Cp	% (kN/m <sup>3</sup> )	
1	16,65	11,23	78,55	10,215		21,02	12,89	74,18	10,663		24,62	12,27	70,58	11,035		28,42	11,76	66,78	11,475		30,63	9,26	64,57	11,684	
2	21,93	12,27	73,27	10,957		26,54	12,87	68,66	11,528		30,58	12,15	64,62	12,062		34,24	7,78	60,96	12,581		36,18	3,74	59,02	12,794	
3	25,36	12,22	69,84	11,500		30,15	12,34	65,05	12,173		34,28	8,54	60,92	12,802		37,75	4,39	57,45	13,357		38,54	1,49	56,66	13,332	
4	27,88	11,90	67,32	11,934		33,91	10,93	61,29	12,927		36,89	5,90	58,31	13,380		40,18	1,95	55,02	13,954		39,89		55,31	13,661	
6	31,60	10,80	63,60	12,638		36,75	8,58	58,45	13,561		40,64	2,24	54,56	14,310		41,75		53,45	14,368		39,94		55,26	13,673	
8	34,20	10,56	61,00	13,182		39,41	4,79	55,79	14,215		42,73	0,16	52,47	14,886		42,02		53,18	14,442		39,92		55,28	13,668	
12	37,58	7,30	57,62	13,963		42,49	1,61	52,71	15,054		42,82		52,38	14,912		42,14		53,06	14,475		40,03		55,17	13,696	
16	39,78	5,42	55,42	14,523		44,84		50,36	15,765		42,79		52,41	14,903		42,13		53,07	14,472						
24	42,40	2,93	52,80	15,252		45,33		49,87	15,921		42,88		52,32	14,929											
32	44,76	0,51	50,44	15,973		44,20		51,00	15,565		42,89		52,31	14,932											
48	44,88		50,32	16,012		44,10		51,10	15,534																
64	45,20		50,00	16,116																					
96	45,33	-	49,87	16,158			-					-										-			
128	45,27	-	49,93	16,138			-					-										-			
192		h CP final					h CP final					h CP final										h CP final			
256		47,55					48,90					47,25										46,13			
Golpes (2 m)	27					11,5					6,3					3,9					2,6				
Mini-MCV	14,3					10,6					8,0					5,9					4,1				

Fonte: Elaboração Própria