

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**LUCIÉLE DASILVA KNIERIM**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO FINO  
COMPACTADO E ESTABILIZADO QUIMICAMENTE PARA UTILIZAÇÃO EM  
BARRAGENS DE PEQUENO PORTE**

**Alegrete**

**2016**

**LUCIÉLE DA SILVA KNIERIM**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO FINO  
COMPACTADO E ESTABILIZADO QUIMICAMENTE PARA UTILIZAÇÃO EM  
BARRAGENS DE PEQUENO PORTE**

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: Prof. Dr. Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco

Co-orientador: Prof. M. Sc. Jaelson Budny

**Alegrete**

**2016**

LUCIÉLE DA SILVA KNIERIM

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO FINO  
COMPACTADO E ESTABILIZADO QUIMICAMENTE PARA UTILIZAÇÃO EM  
BARRAGENS DE PEQUENO PORTE**

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.

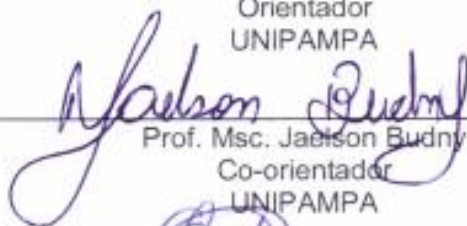
Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 29 de junho de 2016.

Banca examinadora:



---

Prof. Dr. Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco  
Orientador  
UNIPAMPA



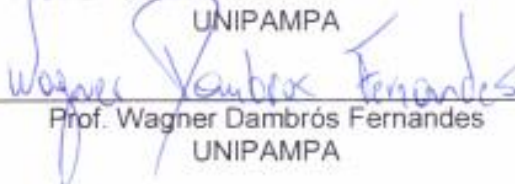
---

Prof. Msc. Jaelson Budny  
Co-orientador  
UNIPAMPA



---

Prof. Dr. Fláimir Fernandes dos Santos  
UNIPAMPA



---

Prof. Wagner Dambrós Fernandes  
UNIPAMPA

Dedico este trabalho a Deus em primeiro lugar, que me deu força, coragem e sabedoria durante toda esta caminhada.

Aos meus pais, Valdir e Cláudia, por todo apoio e incentivo.

Ao meu noivo Rodrigo pelo amor, apoio e companheirismo.

## **AGRADECIMENTO**

A Deus por permitir que tudo isso acontecesse, ao longo de minha vida, e não somente nestes anos como universitária, mas que em todos os momentos é o maior mestre que alguém pode conhecer.

Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

A esta universidade da qual tenho orgulho de fazer parte.

Ao meu orientador, Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco, pelo empenho dedicado à elaboração deste trabalho.

Ao meu co-orientador Jaelson Budny por várias vezes disponibilizar seu tempo para ajudar e orientar no que fosse preciso.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, Jarbas e Juliano, pela ajuda prestada na realização dos ensaios.

Aos alunos Michel Pagnossin do curso de engenharia agrícola e Katjusa Rabe Schroder do curso de engenharia civil, pela ajuda prestada nos ensaios laboratoriais.

Ao motorista Adriel de Araújo Garcia, funcionário desta instituição, pelas vezes que levou-me até o local de coleta do solo e ajudou-me a coletar o mesmo.

A todos os professores que com ética e profissionalismo passaram a mim todo o conhecimento para minha formação profissional.

Ao meu noivo Rodrigo Klamt, pela paciência, ajuda, dedicação e principalmente por acreditar e confiar em mim, sempre me dando força para que eu não desistisse em meio as dificuldades.

Aos colegas e amigos, pela amizade, auxílio e companheirismo nos estudos.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação acadêmica, deixo o meu muito obrigada.

## RESUMO

A pesquisa relatada neste trabalho de conclusão de curso teve por objetivo analisar o efeito no comportamento mecânico de um solo fino compactado e estabilizado quimicamente com cal e sílica de casca de arroz, visando a sua utilização em barragens de pequeno porte. A cal é amplamente utilizada na melhoria dos solos, o diferencial é a inclusão de porcentagens de sílica de casca de arroz, produto oriundo da cinza de casca de arroz, esta cinza que até pouco tempo se encontrava no grupo de rejeitos gerados em grande volume anualmente e muitas vezes descartados de forma inadequada no meio ambiente, sem nenhum critério técnico. A metodologia do trabalho consistiu em estudar e desenvolver um programa experimental de ensaios que permitiu o conhecimento e o melhoramento das propriedades de um solo fino, proveniente de uma barragem de terra de pequeno porte localizada na cidade de Alegrete, RS, com o uso de diferentes porcentagens de cal e sílica de casca de arroz. Foram comparados os resultados de corpos de prova do solo moldados sem inclusão de nenhum agente estabilizador e amostras com diferentes teores desses materiais e, desta maneira, é comprovado o desempenho dos diferentes traços estudados. Foram realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg e MCT para o solo natural e ensaios de compactação, cisalhamento direto e compressão triaxial. A mistura com melhor desempenho frente ao ensaio de cisalhamento direto, com relação ao ângulo de atrito e a coesão, foi a mistura com adição de 2% de sílica. Para o ensaio de compressão triaxial conseguiu-se obter resultados para duas misturas. No entanto, ainda há necessidade de obtenção de mais resultados no equipamento para aferição do mesmo. Os resultados obtidos para as duas misturas estudadas divergiram do ensaio de cisalhamento direto, mas mesmo assim conseguiu-se obter a envoltória de ruptura para as misturas ensaiadas. A estabilização do solo argiloso não laterítico com sílica mostrou-se eficaz, permitindo o uso desses materiais em barragens de pequeno porte e a minimização do problema de deposição da cinza de casca de arroz, produto gerador da sílica de casca de arroz utilizada nesta pesquisa.

Palavras-chave: Estabilização de Solos. MCT. Compactação. Cisalhamento Direto. Compressão Triaxial.

## ABSTRACT

The research reported in this final course assignment aims to analyze the effect on the mechanical behavior of a fine soil compacted and chemically stabilized with lime and rice husk silica, aiming its use in small dams. Lime is widely used in soil improvement, the difference now is the inclusion of some percentages of rice husk silica, a product derived from rice husk ashes; these ashes which, until recently, were found in waste groups generated in great volumes annually; and often disposed improperly in the environment, without any technical criteria. The methodology of this work consisted in the study and development of an experimental program of tests that allowed the knowledge and improvement in the properties of a fine soil extracted from a small earthen dam located in Alegrete, RS, with the use of different percentages of lime and rice husk silica. The results of soil samples molded without adding any stabilizing agent were compared with samples with different contents of these materials and, thus, it is proven the performance of the different mixes that were studied. It were performed granulometry tests, Atterberg limits and MCT (Miniature, Compacted, Tropical) for the natural soil and compaction tests, direct shear and triaxial compression. The mixture with best performance against the direct shear test, in respect to the friction angle and cohesion, was the mixture with addition of 2% of silica. For the triaxial compression test, results could be obtained for two mixtures. However, there is still a need to achieve more results in the equipment for its calibration. The obtained results for the two mixtures studied diverged from direct shear test, but still was possible to obtain the failure envelope for the mixtures tested. The stabilization of non lateritic clay soil with silica was effective, allowing the use of these materials in small dams and minimize the problem of deposition of rice husk ash, the generator product of rice husk silica used in this research.

**Keywords:** Soil Stabilization. MCT. Compaction. Direct Shear. Triaxial Compression.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de curva de Distribuição Granulométrica .....	21
Figura 2 - Gráfico de Número de Golpes x Umidade – Determinação do LL .....	22
Figura 3 - Aparelho de Casagrande .....	23
Figura 4 - Ensaio de Limite de Plasticidade .....	24
Figura 5 - Esquema para Classificação pelo Sistema Unificado .....	29
Figura 6 - Esquema para Classificação pelo Sistema Rodoviário .....	30
Figura 7 - Ensaio de compactação.....	31
Figura 8 - Ensaio de perda de massa por imersão .....	32
Figura 9 - Gráfico da classificação de solos MCT.....	33
Figura 10 - Distribuição granulométrica da sílica de casca de arroz .....	37
Figura 11 - Equipamentos do Ensaio de Compactação .....	40
Figura 12 - Curvas de compactação de um solo com diferentes energias.....	41
Figura 13 - Esquema da câmara de ensaio triaxial.....	45
Figura 14 - Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio Triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo.....	48
Figura 15 - Ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do equipamento; (b) tensão cisalhante x deslocamento horizontal; e (c) deformação vertical x deslocamento horizontal .....	49
Figura 16 - Representação dos critérios de ruptura: (a) Coulomb; (b) Mohr .....	50
Figura 17 - Fluxograma dos procedimentos metodológicos .....	53
Figura 18 - Localização da jazida em Alegrete/RS .....	54
Figura 19 - Coordenadas geográficas do local da coleta de solo .....	55
Figura 20 - Local de coleta do solo .....	55
Figura 21 - Cal utilizada na pesquisa .....	56
Figura 22 - Sílica de casca de arroz utilizada na pesquisa.....	57
Figura 23 - Coleta da amostra deformada .....	58
Figura 24 - Destorroamento da amostra de solo .....	59
Figura 25 - Compactação com o equipamento miniatura .....	60
Figura 26 - Determinação da perda de massa por imersão .....	61
Figura 27 - Adição dos aditivos à amostra de solo .....	61
Figura 28 - Homogeneização das misturas .....	62
Figura 29 - Ensaio de Compactação Proctor .....	63
Figura 30 - Equipamento de cisalhamento direto .....	64
Figura 31 - Itens da caixa bipartida e acessórios.....	65
Figura 32 - a; b) CPs compactados no cilindro Proctor e separação das camadas do CP; c) CP do cisalhamento direto gerado a partir do CP cilíndrico .....	66
Figura 33 - a) Molde criado para compactação do corpo de prova; b) compactação estática; c) corpo de prova moldado com o molde metálico .....	67
Figura 34 - a) Preparação do corpo de prova; b) corpo de prova pronto para ser compactado estaticamente; c) corpo de prova já ensaiado no equipamento de cisalhamento direto .....	68



Figura 35 - a) Corpo de prova obtido com o molde criado; b) corpo de prova obtido a partir do CP cilíndrico .....	68
Figura 36 - a) Preparação para moldagem do corpo de prova 5 cm x 10 cm; b) compactação do CP; c) desmoldagem do CP .....	70
Figura 37 - Corpo de prova 5 cm x 10 cm para realização do ensaio de compressão triaxial .....	70
Figura 38 - Equipamento de ensaio de resistência à compressão triaxial .....	71
Figura 39 - a) CP sendo preparado; b) CP preparado para o ensaio; c) CP sendo ensaiado; d) CP deformado após ensaio .....	72
Figura 40 - Curva granulométrica do solo em estudo .....	74
Figura 41 - Coeficiente de deformabilidade .....	75
Figura 42 - Coeficiente de compactação .....	75
Figura 43 - Classificação MCT do solo em estudo .....	76
Figura 44 - Curva compactação M1 (100% Solo) – Energia Normal.....	77
Figura 45 - Curva compactação M2 (98% Solo + 2% Cal) – Energia Normal.....	78
Figura 46 - Curva compactação M3 (94% Solo + 6% Cal) – Energia Normal.....	78
Figura 47 - Curva compactação M4 (98% Solo + 2% Sílica) – Energia Normal.....	79
Figura 48 - Curva compactação M5 (94% Solo + 6% Sílica) – Energia Normal.....	79
Figura 49 - Curva compactação M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica) – Energia Normal.....	80
Figura 50 - Curva compactação M1 (100% Solo) – Energia Modificada.....	80
Figura 51 - Curva compactação M2 (98% Solo + 2% Cal) – Energia Modificada .....	81
Figura 52 - Curva compactação M3 (94% Solo + 6% Cal) – Energia Modificada .....	82
Figura 53 - Curva compactação M4 (98% Solo + 2% Sílica) – Energia Modificada.....	82
Figura 54 - Curva compactação M5 (94% Solo + 6% Sílica) – Energia Modificada.....	83
Figura 55 - Curva compactação M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica) – Energia Modificada.....	83
Figura 56 - Curvas de compactação para as misturas em estudo – Energia Normal .....	84
Figura 57 - Curvas de compactação para as misturas em estudo – Energia Modificada .....	85
Figura 58 - Curvas de compactação para as misturas estudadas.....	86
Figura 59 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 100% solo .....	88
Figura 60 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 100 % solo .....	88
Figura 61 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 98% solo + 2% cal .....	90
Figura 62 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 98 % solo + 2% cal .....	90
Figura 63 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 6% cal .....	91
Figura 64 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 6% cal .....	92
Figura 65 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 98% solo + 2% sílica.....	93
Figura 66 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 98 % solo + 2% sílica.....	93
Figura 67 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 6% sílica.....	94
Figura 68 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 6% sílica.....	95
Figura 69 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 3% cal + 3% sílica.....	96
Figura 70 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 3% cal + 3% sílica.....	96
Figura 71 – Envoltória de ruptura - 100% solo.....	99

Figura 72 - (a) Envoltória de ruptura; (b) Reta da coesão - 94% solo + 3% cal + 3% sílica..... 100

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limites de Atterberg de alguns solos brasileiros .....	25
Tabela 2 - Classificação do Índice de Plasticidade .....	25
Tabela 3 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento .....	52
Tabela 4 - Características da sílica de casca de arroz .....	57
Tabela 5 - Misturas.....	63
Tabela 6 - Parâmetros para classificação MCT .....	76
Tabela 7 - Massa Específica Seca Compactada e Umidade Ótima das misturas estudadas.....	87
Tabela 8 - Intercepto Coesivo e Ângulo de Atrito .....	97
Tabela 9 - Resultados de Compactação e Resistência ao Cisalhamento.....	102

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Escala Granulométrica.....	21
Quadro 2 - Terminologia do Sistema Unificado .....	28
Quadro 3 - Composição química da sílica de casca de arroz .....	37
Quadro 4 - Energias de compactação utilizadas nos ensaios .....	41

## LISTA DE SIMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

$\gamma_s$  – Peso específico real dos grãos

$\gamma_w$  – Peso específico da água

$\gamma_{dm\acute{a}x}$  – Peso específico seco máximo

Wot – Teor de umidade ótimo

Gs – Densidade real dos grãos

C – Coesão

$\Phi$  – Ângulo de atrito

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

IP – Índice de plasticidade

MCT – Miniatura, Compactação, Tropical

CCA – Cinza de Casca de Arroz

RCS – Resistência à Compressão Simples

CD – Ensaio consolidado drenado

CU – Ensaio consolidado não drenado

UU – Ensaio não consolidado não drenado

N – Força normal

$\tau$  – Tensão cisalhante

$\sigma_1$  - Tensão principal total

$\sigma_3$  – Tensão principal efetiva

$\sigma'_1$  - Tensão principal maior total no momento da ruptura

$\sigma'_3$  – Tensão principal menor efetiva no momento da ruptura

$\sigma_d$  = Tensão desviadora.

SUCS – Sistema unificado de classificação de solos

HRB – Sistema Rodoviário de Classificação

CP – corpo de prova

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	16
1.1. Objetivos.....	17
1.1.1. Objetivo Geral .....	17
1.1.2. Objetivos Específicos.....	17
1.2. Estrutura do Trabalho.....	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	19
2.1. Definição de Solo .....	19
2.1.1. Solos Tropicais Não-Lateríticos .....	19
2.2. Ensaio de Caracterização Física.....	20
2.2.1. Granulometria .....	20
2.2.2. Limite de liquidez .....	22
2.2.3. Limite de Plasticidade .....	23
2.2.4. Massa Específica dos Grãos .....	25
2.2.5. Massa Específica Aparente .....	26
2.2.6. Classificação de Solos .....	27
2.2.6.1. Sistema Unificado de Classificação de Solos .....	27
2.2.6.2. Sistema Rodoviário de Classificação.....	29
2.2.7. Classificação MCT .....	30
2.3. Estabilização de Solos .....	33
2.3.1. Estabilização de Solo com Cal .....	34
2.3.2. Estabilização de Solo com Sílica .....	36
2.3.3. Estabilização de Solos Não Lateríticos.....	38
2.4. Compactação de Solos .....	40
2.5. Resistência ao Cisalhamento de Solos.....	43
2.5.1. Ensaio de Compressão Triaxial .....	44
2.5.2 Ensaio de Cisalhamento Direto .....	49

3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	53
3.1. Organização dos Procedimentos Metodológicos da Pesquisa.....	53
3.2. Materiais.....	54
3.2.1 Solo.....	54
3.2.2 Cal.....	56
3.2.3 Sílica.....	56
3.2.4 Água.....	57
3.3. Métodos.....	58
3.3.1 Coleta e Preparo do Solo.....	58
3.3.2 Caracterização do solo .....	59
3.3.3 Dosagem e Mistura .....	61
3.3.4 Ensaio de Compactação .....	63
3.3.5 Ensaio de Cisalhamento Direto .....	64
3.3.6 Ensaio de Compressão Triaxial .....	69
4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	73
4.1. Caracterização do Solo .....	73
4.2. Ensaio de Compactação .....	77
4.3. Ensaio de Cisalhamento Direto.....	87
4.4. Ensaio de Compressão Triaxial .....	98
4.5. Análise de Correlação entre Parâmetros de Compactação e Resistência ao Cisalhamento.....	101
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	103
5.1. Conclusões.....	103
5.2. Sugestões para Pesquisas Futuras .....	105
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	107

## 1. INTRODUÇÃO

As barragens são fundamentais para o desenvolvimento da humanidade e do meio em que vivemos, pois, dentre outros fatores, visam combater a escassez de água tanto para o consumo humano quanto para irrigação de plantações, além de proporcionar a geração de energia. Segundo Costa (2012), as primeiras barragens de pequeno porte foram construídas com terra homogênea, visando evitar o desmoronamento das mesmas por excesso de água.

No Brasil, em geral, tem-se barragens de terra dos tipos homogênea e de seção mista. Em ambos os casos é preciso haver um desempenho adequado entre a estabilidade e a perda de água por percolação (AGUIAR, 2014). Além disso, obras de barragens de terra envolvem grandes quantidades de materiais e movimentações de terra, que ocasionam custos excessivos em transporte, pois muitas vezes os materiais locais não atendem as especificações de projeto e não podem ser utilizados para tal fim.

Dentre as alternativas que podem ser citadas está a substituição do material por outro de local próximo, a adequação do projeto ao solo local, a procura de uma região mais adequada para a realização da obra ou adotar técnicas para melhorar o comportamento do solo, designadas como estabilização de solos (SUAREZ, 2009).

A estabilização de um solo visa alterar as suas características e propriedades, melhorando o seu comportamento mecânico e possibilitando que este seja capaz de responder de forma satisfatória às solicitações previstas em projeto (CRISTELO, 2001). Além disso, esta técnica possibilita a diminuição do tempo de execução da obra e possibilita a utilização de materiais rejeitados de outros setores, reduzindo o impacto ambiental. Esse fato é relatado por Soliz (2007), que cita que a economia em uma obra pode se basear na máxima utilização de materiais do próprio local de construção.

Segundo Lambe (1962), a cal usada em solos como estabilizadora data mais de 2000 anos. Outras alternativas benéficas econômica e ambientalmente vêm sendo uma solução também tecnicamente viável, devido à ascendência na utilização e reutilização de diversos resíduos de processos produtivos industriais em obras de engenharia. A sílica de casca de arroz merece destaque nesse sentido, visto que a sílica é obtida a partir da cinza da casca de arroz e a mesma tem sido muitas vezes descartada inadequadamente no meio ambiente.



Procurando resolver o problema da impossibilidade em utilizar solos locais para a construção de barragens de terra de pequeno porte, o estudo aborda a estabilização de um solo fino não laterítico com cal e com sílica da casca de arroz e a sua utilização para esta finalidade.

## **1.1. Objetivos**

### **1.1.1. Objetivo Geral**

O presente estudo tem por objetivo analisar o efeito no comportamento mecânico de um solo fino não laterítico compactado e estabilizado quimicamente com cal e sílica de casca de arroz, visando a sua utilização em barragens de pequeno porte.

### **1.1.2. Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- caracterizar o solo fino não laterítico em estudo;
- analisar a eficiência da energia de compactação no solo natural e nas misturas solo-cal, solo-sílica de casca de arroz e solo-cal-sílica de casca de arroz;
- analisar a resistência ao cisalhamento do solo natural e das misturas solo-cal, solo-sílica de casca de arroz e solo-cal-sílica de casca de arroz, sob efeito da energia de compactação proctor normal.

## **1.2. Estrutura do Trabalho**

**Capítulo 1** – Apresenta a introdução ao tema da pesquisa. Define os objetivos gerais e específicos e justifica a realização do trabalho, além de expor a estrutura na qual o trabalho está organizado.

**Capítulo 2** – Contém a revisão de literatura acerca de aspectos relevantes de estabilização de solos em geral. Apresenta ainda estudos realizados anteriormente por outros autores e particularidades relacionadas com a utilização de cal e sílica na estabilização de solos.

**Capítulo 3** – Apresenta os materiais utilizados e a descrição completa do programa experimental utilizado no desenvolvimento da pesquisa.

**Capítulo 4** – Apresenta os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais do solo natural e das misturas solo-cal, solo-sílica e solo-cal-sílica. Além disso, é realizada uma breve análise dos resultados obtidos.

**Capítulo 5** – São apresentadas as conclusões da pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados de forma sucinta os assuntos que serviram de embasamento à pesquisa.

### 2.1. Definição de Solo

Segundo Das (2006), os solos em geral são formados pela erosão das rochas, e suas propriedades físicas são determinadas primeiramente pelos minerais que constituem suas partículas. Já Guimarães (2002) define o solo como sendo o produto da alteração das rochas superficiais da crosta por intemperismo. O solo é disposto em camadas constituídas de elementos minerais e/ou orgânicos, com água de umidade preenchendo seus vazios. O solo pode ser definido como um corpo natural, tridimensional, formado de horizontes (camadas aproximadamente paralelas à superfície) e constituído de elementos minerais e/ou orgânicos (capaz de suportar vida vegetal).

A desintegração mecânica das rochas através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, resultante do intemperismo ou meteorização forma pedregulhos e areias - solos de partículas grossas - e até mesmo siltes - partículas intermediárias - e argilas - partículas finas (CAPUTO, 2000).

No que se refere à engenharia, Maciel Filho (2008) trata o solo como sendo um agregado natural de grãos minerais que podem ser separados por meios suaves, como a movimentação da água, vento, entre outros. No entanto, as rochas possuem as ligações dos agregados minerais muito mais fortes, dificultando o desgaste quando submetido as ações abrasivas. A dureza da rocha influencia as dimensões e demais características do solo a ser formado.

#### 2.1.1. Solos Tropicais Não-Lateríticos

Villibor *et al.* (2009) estudaram os solos tropicais não-lateríticos e os definem como sendo solos residuais jovens originados da decomposição *in situ* de uma rocha consolidada. Este tipo de solo está localizado em camadas subjacentes aos solos lateríticos, mantendo as características da rocha que lhe deu origem.

Os solos não-lateríticos se caracterizam pela coloração predominantemente vermelho e amarelo, com espessuras variadas, da ordem de dois a dez metros e são muito resistentes mecânica e quimicamente. Na fração de areia e pedregulho há elevada porcentagem de partículas constituídas de hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio. Na fração de argila pode-se visualizar um grande volume de vazios que em sua maior parte estão preenchidos por ar, proporcionando uma baixa massa específica e elevada permeabilidade (COZZOLINO; NOGAMI, 1993).

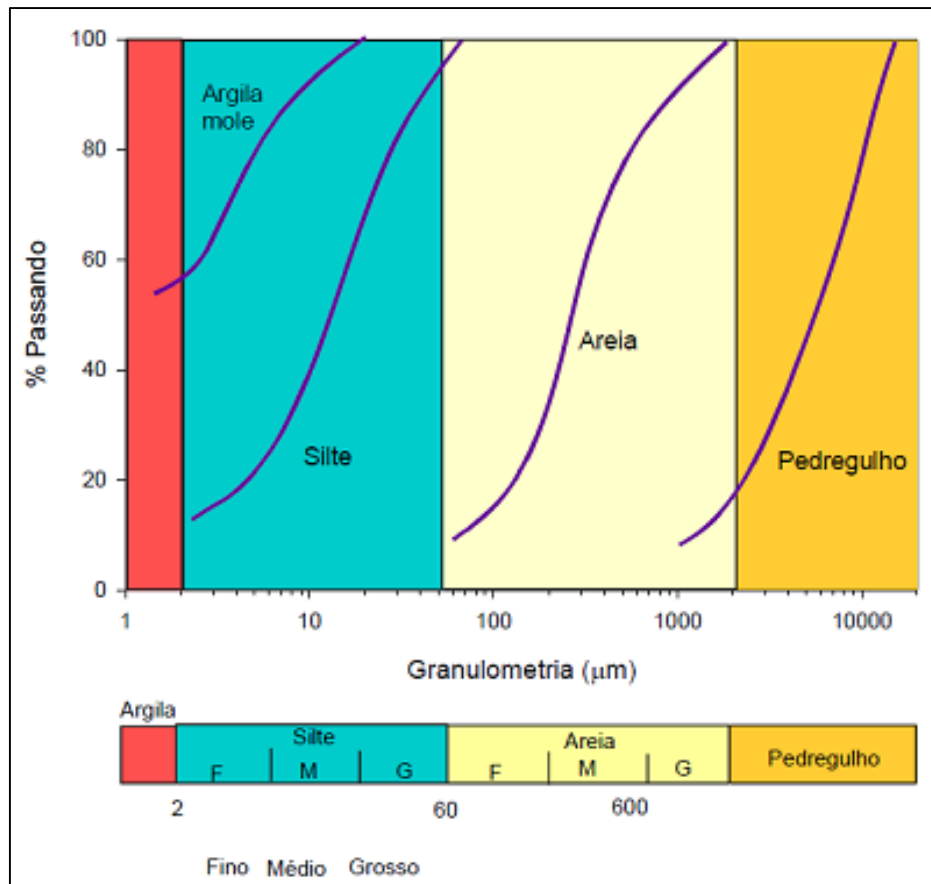
## **2.2. Ensaio de Caracterização Física**

### **2.2.1. Granulometria**

Nem sempre é fácil identificar as partículas de um solo. Os grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, apresentando o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por essas partículas argilosas (PINTO, 2002). Para se conhecer adequadamente a granulometria de um solo é necessária a análise granulométrica, buscando determinar as dimensões e frequência das partículas que compõe o solo. O ensaio de análise granulométrica é normatizado pela NBR 7181 (ABNT, 1984), que prescreve o método de análise granulométrica do solo, por peneiramento ou por uma combinação de sedimentação e peneiramento.

Para fins de exemplo, são apresentados na Figura 1 curvas de distribuição granulométricas. A interpretação dos resultados é feita mediante comparação com escalas granulométricas padrões. A escala mais simples e fácil de ser memorizada está incluída na Figura 1, a qual se baseia nos algarismos 2 e 6, conforme indicado no Quadro 1 (ORTIGÃO, 2007).

Figura 1 - Exemplo de curva de Distribuição Granulométrica



Fonte: Ortigão (2007, p. 18)

Quadro 1 - Escala Granulométrica

Descrição	Diâmetro das Partículas
Argila	< 2 $\mu$ m
Silte	2 a 60 $\mu$ m
Areia Fina	60 a 200 $\mu$ m
Areia Média	200 a 600 $\mu$ m
Areia Grossa	600 a 2mm
Pedregulhos	> 2mm

Fonte: Ortigão (2007, p. 19)

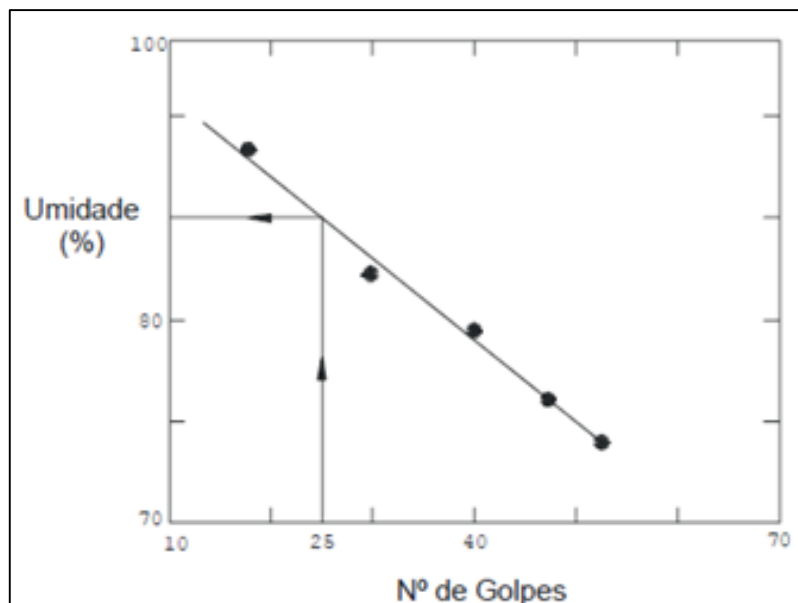
Pinto (2002) ressalta que a análise por peneiramento tem por limitação a abertura da malha das peneiras. A menor peneira costumeiramente empregada é a peneira nº 200 (abertura de 0,075mm). Quando há interesse em conhecer a distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, como por exemplo silte e argila, emprega-se a técnica da sedimentação.

### 2.2.2. Limite de liquidez

Ortigão (2007) define Limite de Liquidez (LL) como a umidade abaixo da qual o solo se comporta como material plástico, sendo caracterizada como a umidade de transição entre o estado líquido e o estado plástico. O ensaio de Limite de Liquidez é normatizado pela NBR 6459 (ABNT, 1984), onde os resultados são plotados em um gráfico com as abscissas mostrando o número de golpes e as ordenadas a umidade (%). Determina-se o valor de LL correspondente a 25 golpes, conforme mostrado na Figura 2.

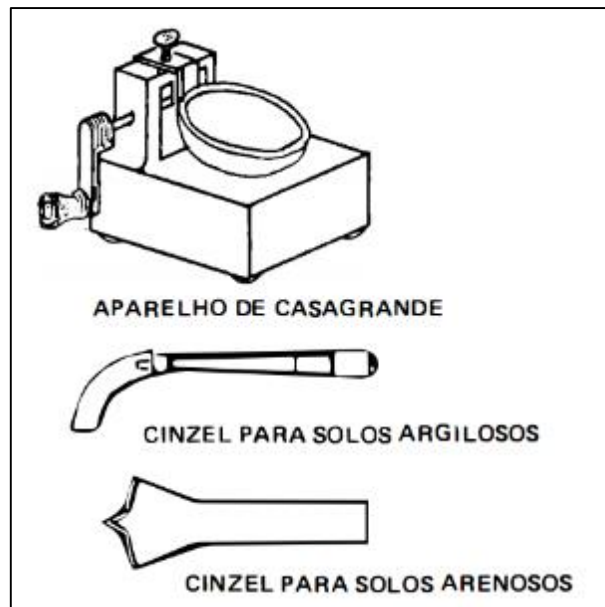
Já a Figura 3 mostra o aparelho de Casagrande para determinação do Limite de Liquidez, que consiste em um prato de latão em forma de concha, sobre um suporte de ebonite. O solo é preparado segundo a NBR 6457 (ABNT, 1986), sendo realizada uma ranhura no centro da amostra com auxílio de cinzéis e efetuadas quedas sucessivas ao prato repetidamente, com altura de 1 cm e intensidade constante.

Figura 2 - Gráfico de Número de Golpes x Umidade – Determinação do LL



Fonte: Ortigão (2007, p. 27)

Figura 3 - Aparelho de Casagrande



Fonte: Caputo (1988, p. 54)

Detalhes do ensaio podem ser encontrados em Caputo (1988), Pinto (2002), Das (2006) e Ortigão (2007).

### 2.2.3. Limite de Plasticidade

Segundo Caputo (1988) o Limite de Plasticidade (LP) é tido como o teor de umidade em que o solo deixa de ser plástico, tornando-se quebradiço, sendo caracterizada como a umidade de transição entre o estado plástico e o estado semi-sólido do solo. O LP é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa se fraturar quando se tenta moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento. É realizado manualmente por repetidos rolamentos da massa de solo sobre a placa de vidro despolido, seguindo as prescrições da NBR 7180 (ABNT,1984). A Figura 4 mostra o ensaio para determinação do LP. Maiores informações sobre o ensaio podem ser encontradas em Caputo (1988), Pinto (2002), Das (2006) e Ortigão (2007).

Figura 4 - Ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: FORTEST (2015, não paginado)

Pode-se ainda relacionar o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade, obtendo-se assim o Índice de Plasticidade (IP). Segundo Pinto (2002), o IP representa a quantidade de água que é necessária acrescentar a um solo, para que ele passe do estado plástico ao líquido, sendo definido como a diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade, portanto, tem-se:

$$IP = LL - LP \quad \dots(1)$$

O IP determina o caráter de plasticidade de um solo, assim, quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo. Na Tabela 1 estão apresentados resultados típicos dos Limites de Atterberg de alguns solos brasileiros.



Tabela 1 - Limites de Atterberg de alguns solos brasileiros

Solos	LL (%)	LP (%)
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaisse	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
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: Pinto (2002, p. 26)

O Índice de Plasticidade é classificado de forma qualitativa (DAS, 2006) conforme mostra a Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação do Índice de Plasticidade

IP	Descrição
0	Não-plástico
1 - 5	Ligeiramente plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das (2006, p. 57)

#### 2.2.4. Massa Específica dos Grãos

O peso específico (massa específica) real dos grãos ( $\gamma_s$ ) é uma característica dos sólidos, que relaciona o peso das partículas sólidas e o seu volume, sendo determinado segundo orientações da NBR 6508 (ABNT, 1984). Cabe lembrar que esta metodologia não faz mais parte das normas da ABNT, mas ainda tem validade. O ensaio consiste em colocar um peso conhecido do solo num picnômetro e, completá-

lo com água, determinando seu peso total. O peso do picnômetro completado só com água, mais o peso do solo, menos o peso do picnômetro com solo e água, é o peso da água que foi substituído pelo solo. Deste peso, calcula-se o volume de água que foi substituído pelo solo e que é o volume do solo. Com o peso e o volume, tem-se o peso específico. O peso específico real dos grãos é definido pela Equação (2).

$$\gamma_s = \frac{P_{sólidos}}{V_{sólidos}} \quad \dots(2)$$

Com posse dos dados de peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ) e peso específico da água ( $\gamma_w$ ) obtém-se a densidade real dos grãos ( $G_s$ ) pela Equação (3).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad \dots(3)$$

Nogueira (1995) encontrou 2,86 g/cm<sup>3</sup> de massa específica dos grãos do solo, para um solo arenoso de granulometria fina à média. Araújo (2009) obteve valores variando de 2,668 g/cm<sup>3</sup> a 2,625 g/cm<sup>3</sup> (areia e argila, respectivamente), enquanto que Emmert (2010) obteve valores médios de 2,69 g/cm<sup>3</sup> a 2,73 g/cm<sup>3</sup> (para solos finos) e 2,85 g/cm<sup>3</sup> (para um cascalho). Já Klamt (2012) obteve valores de massa específica dos grãos variando entre 2,62 g/cm<sup>3</sup> a 2,7 g/cm<sup>3</sup> para um solo arenoso-siltoso.

Aguiar (2014) encontrou os seguintes valores de massas específicas dos grãos para solos estabilizados com cal para utilização em barragens: solo arenoso-siltoso com 4% de cal - massa específica igual 2,80 g/cm<sup>3</sup>; solo argilo-arenoso com 6% de cal - massa específica igual a 2,79 g/cm<sup>3</sup>; solo arenoso com 2% de cal - massa específica igual 2,84 g/cm<sup>3</sup>; solo arenoso com 2% de cal - massa específica igual a 2,66 g/cm<sup>3</sup>. Bernardi (2006) estudou o emprego de um solo residual basáltico para aplicação em barragens e encontrou massa específica igual a 2,84 g/cm<sup>3</sup>.

### 2.2.5. Massa Específica Aparente

A massa específica aparente em campo é determinada conforme a NBR 7185 (ABNT, 1986), que prescreve o método de determinação da massa específica do solo “in situ”, com o emprego do frasco de areia.

Este ensaio aplica-se a solos de qualquer granulação, contendo ou não pedregulhos, que possam ser escavados com ferramentas de mão e cujos vazios naturais sejam suficientemente pequenos, de forma a evitar que a areia usada no ensaio penetre nos mesmos. O material que está sendo ensaiado deve ser coesivo e firme, de modo que as paredes de cavidade a ser aberta permaneçam estáveis e as operações a serem realizadas não provoquem deformações na mesma. Não é aplicável quando as condições locais ensejarem a percolação de água para o interior da cavidade.

### **2.2.6. Classificação de Solos**

Existem diversas formas de classificar os solos: pela sua origem, pela sua evolução, pela presença ou não de matéria orgânica, pela estrutura, pelo preenchimento de vazios, entre outros.

Os sistemas baseados no tipo e no comportamento das partículas que constituem o solo são os mais conhecidos na engenharia de solos. Esses sistemas têm como objetivo a definição de grupos que apresentam comportamentos semelhantes sob os aspectos de interesse da engenharia civil, utilizando, usualmente, a composição granulométrica e os limites de Atterberg para a classificação.

#### **2.2.6.1. Sistema Unificado de Classificação de Solos**

O Sistema Unificado de Classificação de Solos foi elaborado pelo Professor Casagrande, onde nesse sistema os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, conforme apresentado no Quadro 2. Pinto (2002) explica que as cinco letras superiores (G, S, M, C, O) indicam o tipo principal de solo e as quatro letras seguintes (W, P, H, L) correspondem a dados complementares dos solos. Para esta classificação o primeiro aspecto a considerar é a porcentagem de finos presentes no solo, considerando-se finos o material que passa na peneira nº 200 (0,075mm), definindo assim se o solo será de granulação grosseira ou fina.


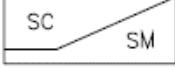
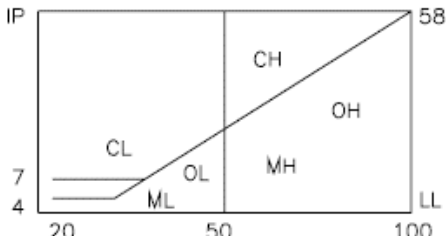
Quadro 2 - Terminologia do Sistema Unificado

<b>Terminologia</b>	<b>Classificação do Solo</b>
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo Orgânico
W	Bem Graduado
P	Mal Graduado
H	Alta Compressibilidade
L	Baixa Compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Pinto (2006, p. 52)

A Figura 5 mostra o esquema utilizado para a classificação dos solos pelo Sistema Unificado. Detalhes podem ser encontrados em Caputo (1988), Pinto (2002), Das (2006) e Ortigão (2007).

Figura 5 - Esquema para Classificação pelo Sistema Unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW	CNU > 4 e 1 < CC < 3
			GP	CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC	
	GM			
	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.		
	S > G : S	% P #200 < 5	SW	CNU > 6 e 1 < CC < 3
SP			CNU < 6 ou 1 > CC > 3	
% P #200 > 12		SC		
SM				
5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.			
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

Fonte: Pinto (2006, p. 57)

### 2.2.6.2. Sistema Rodoviário de Classificação

O Sistema Rodoviário de Classificação também é baseado na composição granulométrica e nos limites de Atterberg. Nesse sistema se inicia a classificação pela constatação da porcentagem de material que passa na peneira nº 200 (0,075 mm), sendo o sistema dividido em grupos e subgrupos, que vão desde solos grossos até solos finos (PINTO, 2002).

Portanto, o Sistema Rodoviário acompanha a sistemática unificada, considerando a predominância de grãos miúdos e graúdos e dando ênfase à curva granulométrica. Detalhes podem ser encontrados em Caputo (1988), Pinto (2002), Das (2006) e Ortigão (2007).

A Figura 6 mostra o esquema para classificação pelo sistema rodoviário.

Figura 6 - Esquema para Classificação pelo Sistema Rodoviário

		% P#10 2,0mm	% P#40 0,42mm	% P#200 0,075mm	IP	
	% P #200 < 35	A-1a	<50	<30	<15	<6
		A-1b		<50	<25	<6
		A-3	>50	<10	NP	
A-2						
% P #200 > 35	A-4					

Fonte: Pinto (2002, p. 58)

### 2.2.7. Classificação MCT

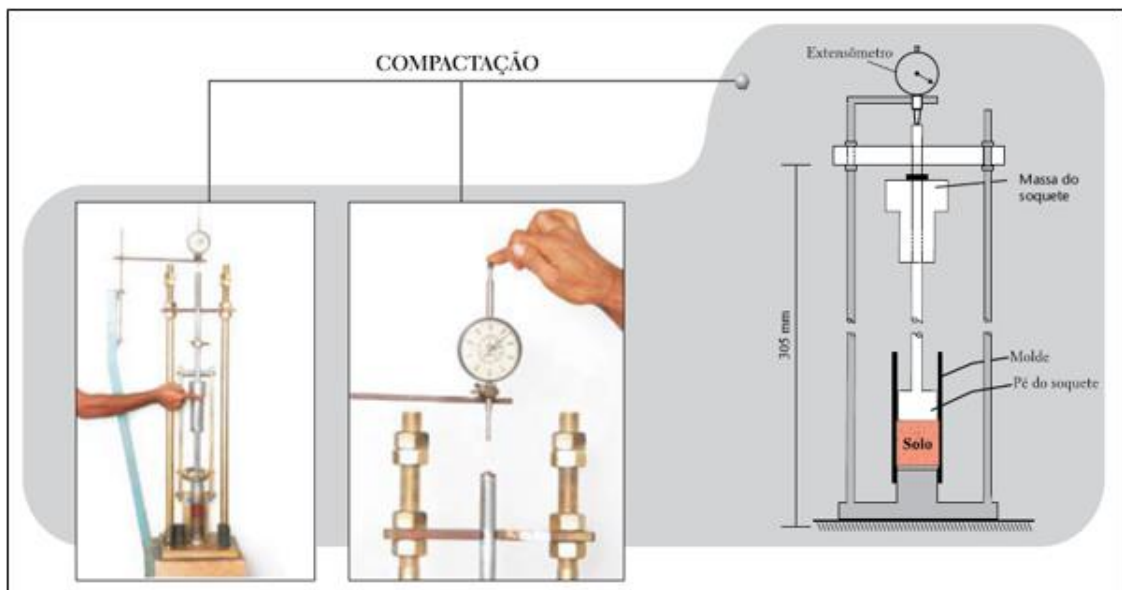
A classificação MCT, mais voltada para o meio geotécnico, apresentada por Nogami e Villibor (1981) e complementada pelos mesmos autores em 2009, permitiu o estudo geotécnico de solos finos, passantes na peneira quadrada de malha 2 mm. O conhecimento a cerca desses solos na década de 70 era baseado em estudos realizados para solos do hemisfério norte. Em contraste com os solos de regiões tropicais, os solos do hemisfério norte, em sua maioria, possuem granulometria grosseira e são classificados através de ensaios de granulometria e limites de Atterberg.

Muitos solos com elevada capacidade de suporte e ideais para uso como base de pavimentos, devido ao emprego de uma metodologia inadequada para solos finos, eram classificados como inadequados pelos métodos tradicionais de ensaio (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

O conjunto de ensaios da sistemática MCT caracterizam-se pela utilização de corpos de prova cilíndricos, de diâmetro igual a 50 mm e altura igual ou próxima a 100 mm. A sigla MCT é uma abreviatura de M = miniatura, C = compactação e T = tropical, já que a sistemática é desenvolvida em corpos de prova em miniatura para análise e compactação de solos tropicais (NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

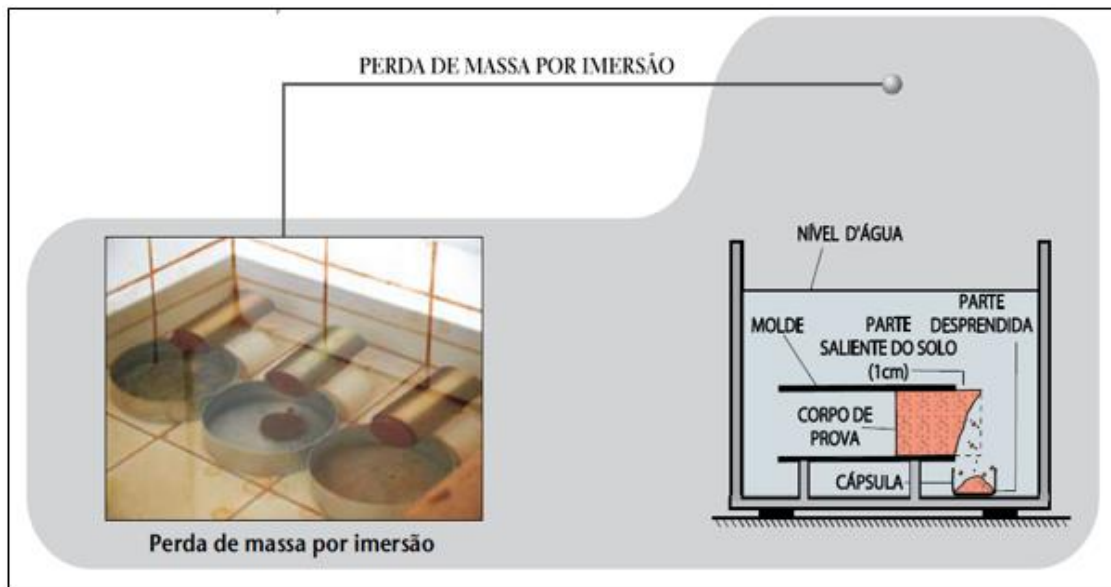
As diretrizes do ensaio são normatizadas pela DNER ME 256/94 e os equipamentos e procedimentos de ensaio estão ilustrados nas Figuras 7 e 8 (DNER, 1994b; NOGAMI; VILLIBOR, 2009). Pela Figura 7 pode-se ver o procedimento de compactação, o qual vai fornecer a curva de compactação correspondente a energia aplicada por meio do soquete. Através da curva podem ser determinadas a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima. Após a compactação, os CP's são colocados em imersão para determinação da perda de massa, conforme ilustrado na Figura 8.

Figura 7 - Ensaio de compactação



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p. 43)

Figura 8 - Ensaio de perda de massa por imersão



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

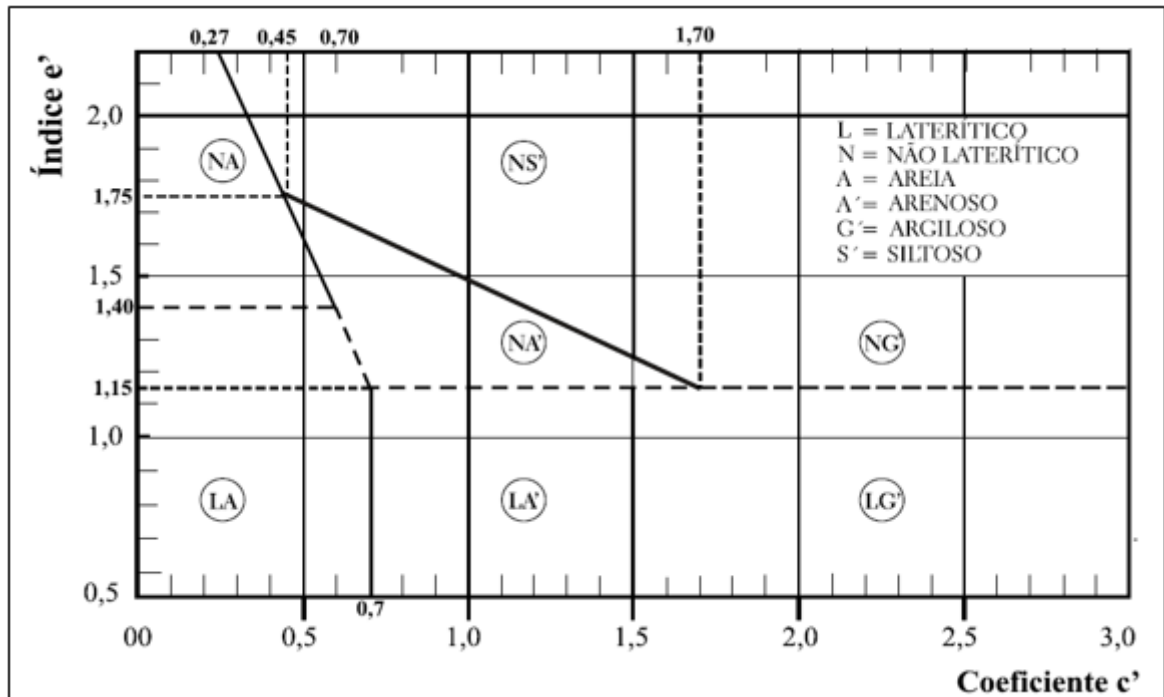
A determinação da classificação do solo laterítico ou não laterítico se dá através da utilização de dados provenientes dos ensaios de Compactação Mini-MCV e perda de Massa por Imersão. Os valores obtidos através dos ensaios citados são plotados no gráfico da classificação de solos MCT que pode ser observado na Figura 9. As diretrizes do ensaio são normatizadas pela CLA 259/96 (DNER, 1996; NOGAMI; VILLIBOR, 2009).

Segundo os criadores da metodologia MCT, Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos e saprolíticos podem pertencer aos seguintes grupos:

- a) Solos de comportamento laterítico (letra L)
  - 1) LA - areia laterítica quartzosa;
  - 2) LA' - solo arenoso laterítico;
  - 3) LG' - solo argiloso laterítico.
- b) Solos de comportamento não laterítico (ou saprolítico) (letra N)
  - 1) NA - areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico;
  - 2) NA' – misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo não arenoso);
  - 3) NS' – solo siltoso não laterítico.
  - 4) NG' – solo argiloso não laterítico.



Figura 9 - Gráfico da classificação de solos MCT



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p. 54)

Pela Figura 9 observa-se que o ábaco foi elaborado a partir do conhecimento dos coeficientes  $c'$  (eixo das abscissas); coeficiente de deformidade, obtido com o ensaio Mini-MCV; e  $e'$  (eixo das ordenadas) definido em função da perda por imersão. A linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos não lateríticos (ou saprolíticos).

### 2.3. Estabilização de Solos

Barbosa e Tolêdo Filho (1997) definem a estabilização de solos como sendo o processo que consiste em modificar as características do sistema solo-água-ar com a finalidade de se obter propriedades necessárias para a aplicação desejada. As principais modificações mecânicas ocorridas no processo de estabilização do solo são a mudança na densidade, na resistência mecânica, na compressibilidade, na permeabilidade e na porosidade.

Solos podem ser estabilizados basicamente por métodos mecânicos, através de compactação e correção granulométrica, por métodos físicos, com a utilização de calor e eletricidade, e por métodos químicos, através da incorporação de aditivos

químicos ao solo (NÚÑEZ, 1991). Dentre os métodos de estabilização de solos, os mais utilizados são a estabilização granulométrica e química.

Segundo Vargas (1977) a estabilização granulométrica/compactação é o processo onde se aplica uma determinada energia no solo, fazendo com que seja expulso de seu interior o ar e a água, que resultará em maior massa específica do solo e conseguinte uma maior capacidade de suporte para este solo. Como por exemplo, ao efetuar um aterro é feita a compactação por meio de um rolo compactador, a energia que o compactador aplica ao solo homogeneizado faz sua estrutura ficar mais densa e com maior resistência.

Uma das técnicas mais utilizadas para melhorar as características de resistência dos solos é o melhoramento químico. A estabilização química ocorre quando ao solo são adicionados determinados aglomerantes, como cal, cimento, cinza ou sílica da casca de arroz, betume, cinza volante, que juntamente com a água irão desenvolver um processo químico que aumenta a ligação entre as partículas sólidas, resultando em maiores valores de ângulo de atrito e coesão (TEIXEIRA, 2010). Com isto as propriedades mecânicas do solo são melhoradas, como a resistência à compressão e ao cisalhamento (LAMBE; WHITMAN, 1979; PINTO, 2006).

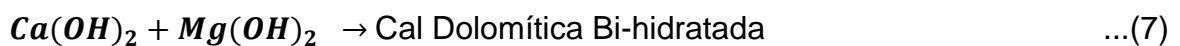
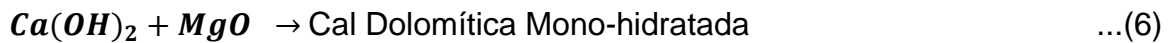
### 2.3.1. Estabilização de Solo com Cal

Guimarães (2002) relata que a cal utilizada na estabilização dos solos é produto resultante da calcinação de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre, em temperaturas próximas de 1000 °C. A calcinação tem como resultado o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO-MgO), denominado popularmente de cal virgem, cal aérea ou cal viva. A cal hidratada resulta do processo industrial que dá origem a cal virgem. A reação química que a produz, com a presença da água, é uma clássica reação de fases sólido-líquida, obtendo-se como resultado da reação exotérmica o Ca(OH)<sub>2</sub>.

As reações de formação da cal viva e da cal hidratada são resumidas, respectivamente, pelas Equações 4 e 5.



Segundo Behak (2007), além da cal cálcica, pode-se ter cais dolomíticas, ricas em magnésio. Essas cales são misturas de óxidos ou hidróxidos de cálcio e magnésio, como mostradas nas Equações 6 e 7.



A cal cálcica pode ter até 5% de óxido ou hidróxido de magnésio, enquanto esses teores na cal dolomítica variam entre 35% e 46% (NLA, 2004).

Além da composição e da química do solo, Petry e Glazier (2005) destacam outros fatores que influenciam nas reações solo-cal, sendo eles: o grau de alteração do solo, pH solo-água, concentração de cátions de base, concentração de sílica-alumina, teor de sulfatos e teor de matéria orgânica.

De acordo com o estudo realizado por Epps, Dunlap e Gallaway (1971) os resultados mostram que a cal reage adequadamente com solos médios a finos, melhorando a trabalhabilidade (diminuição da plasticidade), reduzindo expansão e aumentando a resistência. No entanto, outros autores (ARABANI; KARAMI, 2005), observaram quedas na resistência para teores de argila maiores que 30%.

Herrin e Mitchell (1961) afirmam que a plasticidade do solo é alterada na presença de cal. Pequenos teores aumentam o Limite de Plasticidade e podem diminuir ou aumentar o Limite de Liquidez, dependendo do tipo de solo, sendo que a combinação dos dois diminui o Índice de Plasticidade. De acordo com Basma e Tuncer (1991) observaram que a cura da mistura não tem efeito na modificação das propriedades plásticas, sendo a troca catiônica e a floculação as causas da mudança nos limites de resistência.

A curva de compactação, que define a relação do teor de umidade com o peso específico, é alterada na presença de cal no solo. O teor de umidade ótimo ( $w_{ot}$ ) aumenta e o peso específico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) diminui para uma mesma energia de compactação (TRB, 1987). Segundo Lima *et al.* (1993) o peso específico seco não é influenciado pelo tipo de cal, porém a umidade ótima é mais elevada quando utiliza-se cal viva no lugar de cal hidratada.

De acordo com Aguiar (2014), países europeus utilizam a técnica de estabilização de solo com cal em diversas áreas da engenharia. Esses países comumente utilizam teores de 1,5% a 2,0% de cal em relação a massa do solo. O mesmo autor usou, para um solo não laterítico, teores de cal de 4% e 6% em relação a massa seca do solo, para tempos de cura de 24hs, 14 dias e 28 dias, apresentando resultados satisfatórios quanto ao comportamento mecânico e hidráulico. A mistura que obteve os resultados mais satisfatórios foi com a adição de 4% de cal, para os 28 dias de cura.

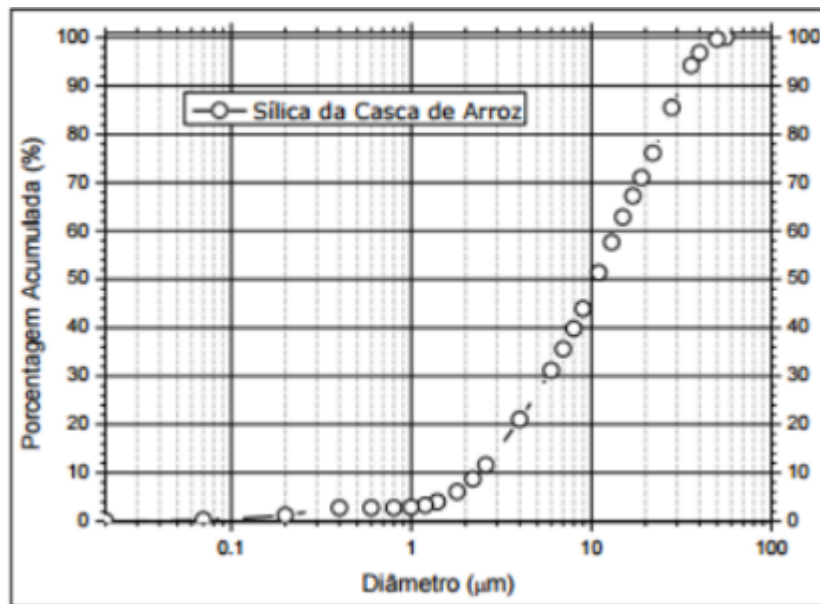
### **2.3.2. Estabilização de Solo com Sílica**

O crescente aumento da produção de arroz no Brasil nos últimos anos fez com que seu principal resíduo, a casca, se tornasse um grave problema ambiental. Na maioria das vezes a casca é depositada de forma inadequada na natureza, gerando uma grande quantidade de gás metano (MAYER *et al.*, 2007).

Segundo o Instituto Riograndense de Arroz (IRGA, 2011), o estado do Rio Grande do Sul representa aproximadamente metade da produção de arroz do país, logo a casca vem sendo muito empregada para geração de energia em usinas de biomassa, além de estar sendo utilizada em estruturas de concreto, camadas de pavimentos e barragens, ajudando a resolver o problema ambiental da disposição da casca.

Segundo Marton *et al.* (2013) a sílica de casca de arroz é obtida através da combustão da casca de arroz em leito fluidizado, sendo gerado vapor e energia elétrica durante o processo. Da queima da casca de arroz sobra um resíduo rico em sílica. A Figura 10 mostra a distribuição granulométrica da sílica da casca de arroz. O Quadro 3 apresenta a composição química da sílica da casca de arroz.

Figura 10 - Distribuição granulométrica da sílica de casca de arroz



Fonte: Marton (2013, p. 3)

Quadro 3 - Composição química da sílica de casca de arroz

COMPOSIÇÃO QUÍMICA	TEOR EM MASSA (%)
Dióxido de Silício	93,77
Óxido de Alumínio	0,19
Óxido de Ferro	0,2
Óxido de Cálcio	0,78
Óxido de Magnésio	0,25
Óxido de Sódio	0,08
Óxido de Potássio	1,35
Trióxido de Enxofre	0,03
Pentóxido de fósforo	0,36
Óxido de Manganês	0,25
Dióxido de Titânio	ND

Fonte: Marton (2013, p. 4)

A adição de CCA conjuntamente com a cal ou o cimento a solos arenosos ou areno-siltosos altera suas propriedades físicas e mecânicas, ocasionando melhorias na plasticidade, resistência, tensão-deformação e durabilidade. Essas alterações dependem do tipo de solo, tempo de incineração da casca, tipo de teor de cal, energia de compactação, período e condições de cura (BEHAK, 2007).

Rahman (1986) estudou os Limites de Atterberg de um solo laterítico, comparando os resultados para o solo natural com o solo estabilizado com CCA e cal. O autor

relata que a adição de CCA e cal a solos finos causam a floculação do solo, produzindo a diminuição do Índice de Plasticidade (IP).

Basha *et al.* (2003) estudou a estabilização de um solo residual fino com CCA, concluindo que os teores ótimos de CCA reduzem a plasticidade do solo de 10% a 15%.

Muntohar e Hantoro (2000) pesquisaram os efeitos da estabilização com CCA e cal nas propriedades de um solo silto-argiloso e observaram que a densidade real dos grãos decresce à medida que é adicionada CCA. O mesmo acontece ao fixar-se o teor de CCA e aumentar o teor de cal.

Segundo Behak (2007), as misturas solo+CCA+cal apresentam menor peso específico aparente máximo e maior teor de umidade ótima que o solo natural, para uma mesma energia de compactação.

Ali *et al.* (1992) estudou os efeitos nos parâmetros de compactação da estabilização de CCA e cal ou cimento de uma areia argilosa. O autor conclui que o decréscimo da massa específica aparente máxima da mistura é devido à baixa densidade real dos grãos da CCA. O aumento da umidade ótima pode ser creditado à absorção de água pela CCA. Os mesmos autores ainda pesquisaram a evolução da resistência à compressão simples (RCS) com a estabilização de uma areia argilosa com CCA e cal. A RCS aumenta rapidamente com a adição de CCA até atingir um máximo. Porém, teores de CCA além do ótimo podem diminuir a resistência, devido a diminuição da massa específica aparente seca máxima pela presença de CCA. Segundo resultados dos autores, a resistência das misturas solo+cal pode ser aumentada adicionando 6% a 12% de CCA.

### **2.3.3. Estabilização de Solos Não Lateríticos**

Usualmente, para solos tropicais, utiliza-se a estabilização química, sendo que normalmente usa-se cal hidratada e dolomite para estabilizá-los (AMU *et al.*, 2011). Além de melhorar a resistência, o uso da cal melhora a trabalhabilidade do solo, reduz o potencial de expansão e também a plasticidade, melhorias estas que são imediatas e de longo prazo.

Para cada tipo de solo existe uma percentagem ótima de cal que deve ser utilizada na sua estabilização, mas de acordo com Amu *et al.* (2011) sabe-se que, para a maioria dos solos finos essa percentagem é de 3 a 10%. Portanto, a estabilização

granulométrica de solos tropicais tem por finalidade a diminuição das atividades da fração argilosa relacionada à plasticidade, as quais estão associadas às propriedades mecânicas de contração e de expansão ou de dilatação.

Segundo Douglas (1989) a troca de cátions, a floculação e a aglomeração são as reações responsáveis pelas mudanças na plasticidade, na retração e na trabalhabilidade de um solo estabilizado com a cal, enquanto que a reação pozolânica é responsável pelo aumento da resistência. Com relação à reação pozolânica, os fatores mais importantes estão associados à sílica, ao alumínio e ao ferro. No caso dos solos tropicais, os componentes amorfos de sílica, de alumínio e de ferro participam ativamente do processo de estabilização (CARVALHO, 1983).

Winterkorn *et al.* (1951) realizou estudos sobre a estabilização de solos tropicais com a cal, destacando a importância do efeito do grau de intemperismo e da composição química do solo, pois houve um aumento da resistência com o incremento do grau de laterização. Isto foi comprovado também por Vallergera (1960) que obteve ganhos substanciais de resistência em solos lateríticos estabilizados com cal.

Os solos não-lateríticos (ou saprolíticos) estabilizados sofrem influência direta da mineralogia e da textura do material. Têm-se dois casos típicos (Nóbrega, 1985):

- Os solos saprolíticos que possuem uma fração silte importante, composta por minerais micáceos e mesmo por caulinita, tendem, quando compactados, a se orientar e gerar uma estrutura lamelar que se expande facilmente com a entrada de água. Foi observado que para este tipo de material, quando adiciona-se a cal, as placas dos minerais não se orientam, havendo diminuição da expansão;
- Para os solos saprolíticos mais granulares, que possuem minerais argilosos expansivos na sua fração fina, a cal inibe a atividade destes minerais.

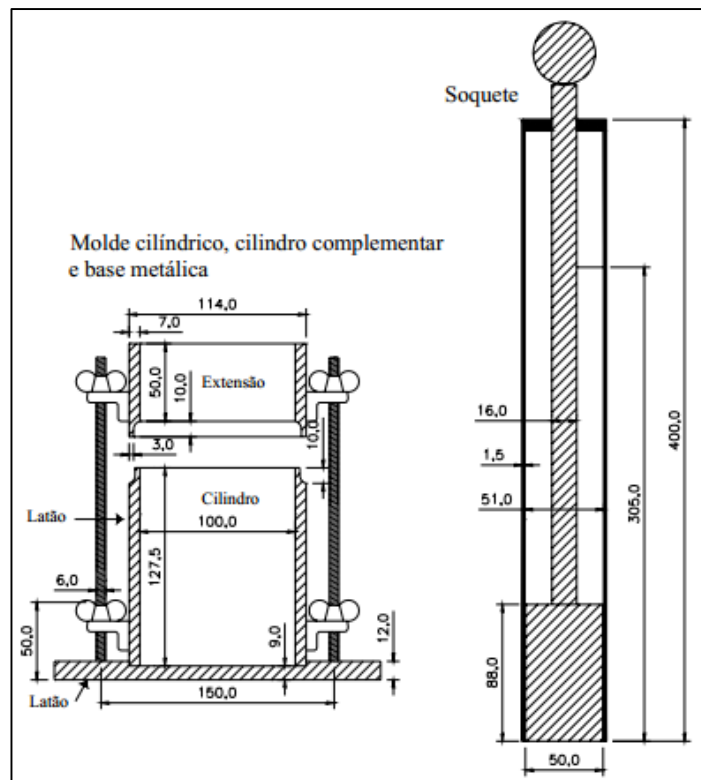
Aguiar (2014) comparou as curvas granulométricas de um solo não laterítico de Corumbá, com e sem adição de cal, observando que o mesmo apresentou agregação do material independente do teor de cal adicionado. A agregação proporcionada pela adição de cal afeta diretamente o comportamento hidromecânico do material. Além disso, para as amostras do solo de Corumbá a adição de cal promoveu uma melhora no comportamento, onde os resultados demonstraram que a susceptibilidade ao potencial de *pipping* das amostras dos solos Corumbá tendem a diminuir com o aumento do teor de cal adicionado. A adição de cal proporcionou, pela mais suave

inclinação do ramo seco da curva de compactação e menor valor de peso específico aparente seco máximo, a agregação do solo.

## 2.4. Compactação de Solos

O ensaio de compactação tem por objetivo determinar o peso específico aparente seco máximo e umidade ótima do solo ensaiado. Consiste em aumentar a massa específica aparente de um solo pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, fazendo com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão do ar. O ensaio de compactação é realizado através de um cilindro Proctor (normal, intermediário ou modificado), segundo metodologia descrita na NBR 7182 (ABNT, 1986). A Figura 11 mostra os equipamentos utilizados na realização do ensaio de compactação.

Figura 11 - Equipamentos do Ensaio de Compactação



Fonte: Adaptado de Caputo (1988, p. 175)

Pinto (2002) apresenta as características de diferentes energias de compactação, mostradas no Quadro 4.



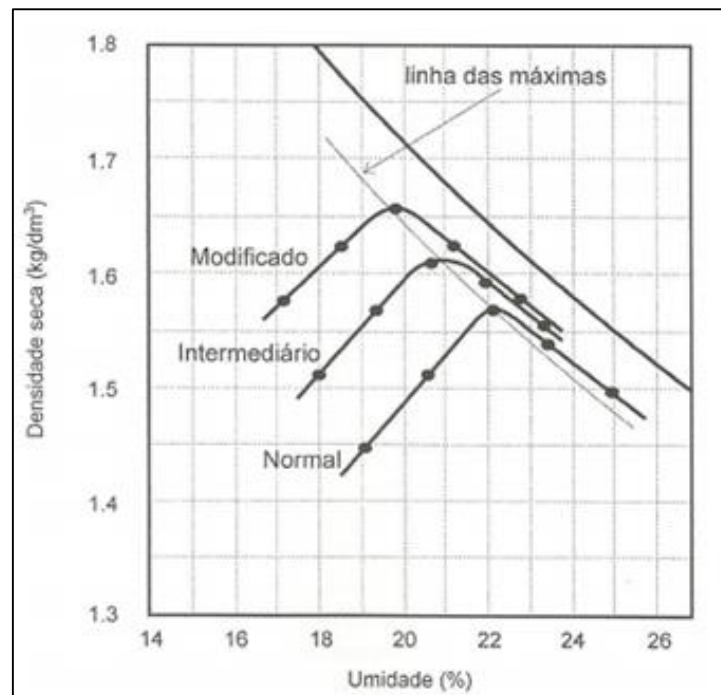
Quadro 4 - Energias de compactação utilizadas nos ensaios

Cilindro	Características de Energia de Compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	pequeno	grande	grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes	26	21	27
Grande	Soquete	grande	grande	grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: Adaptado de Pinto (2002, p. 83)

Pinto (2002) ainda afirma que um mesmo solo, quando compactado com energias diferentes, apresentará valores de peso específico aparente seco máximo maiores e teores de umidade ótima menores, para valores crescentes de energia, fazendo com que a curva se desloque para cima e para esquerda, conforme Figura 12.

Figura 12 - Curvas de compactação de um solo com diferentes energias



Fonte: Pinto (2002, p. 83)

O processo de compactação de um solo consiste no aumento do seu peso específico tendo por consequência a expulsão do ar existente nos vazios do mesmo.

Isso faz com que as características e comportamentos se alterem, intervindo diretamente na resistência, deformabilidade, permeabilidade e na capacidade de absorção d'água da matriz de solo.

Segundo Vargas (1977) um solo compactado abaixo da umidade ótima adquire um arranjo de grãos semelhante das estruturas floculadas em função das forças atrativas face-bordo. Ao aumentar o teor de umidade as forças atrativas são desfeitas e os grãos se tornam mais suscetíveis de se orientarem e as partículas se dispersarem. Essa tendência será tanto mais pronunciada quanto maior for o teor de água no solo. Assim os solos compactados tendem a apresentar estrutura floclada no ramo seco que será tanto mais pronunciada quanto menor for a energia de compactação. No ramo úmido a estrutura é tanto mais dispersa quanto maior for a umidade e a energia de compactação.

Para simulação do processo de compactação no campo, em laboratório utiliza-se comumente a metodologia Proctor. No entanto, é importante ressaltar que, dependendo do solo e do equipamento utilizado em campo, essa nem sempre corresponde a metodologia ideal para que se tenha em laboratório um solo compactado com características e comportamentos semelhantes aos que se obtêm para o solo compactado *in situ*. Na execução do ensaio em condições de laboratório, todos os fatores que o influenciam podem ser controlados com certa exatidão, o que é menos factível para as condições existentes no campo durante os trabalhos de construção. Apesar disso deve-se buscar em laboratório a adoção de técnicas e condições de ensaio que mais se aproximam daquelas de campo de modo a que os resultados obtidos nos estudos paramétricos possam ser considerados satisfatórios e adotados sem risco nos projetos geotécnicos.

Estudos realizados por Bernucci (1995) mostram que solos lateríticos apresentam curvas de compactação com pico bem definido no peso específico aparente máximo, grande inclinação do ramo seco, mesmo nos tipos mais argilosos. Os solos saprolíticos apresentam comportamento contrário aos lateríticos. Portanto deve-se conhecer o solo e as suas propriedades para evitar insucessos e acidentes.

Pinto (2002) traz valores típicos encontrados do ensaio de compactação. Segundo o autor, os solos argilosos apresentam densidades secas baixas e umidades ótimas elevadas. Valores como umidade ótima de 25% a 30% correspondem a densidades secas máximas de 1,4 a 1,5 g/cm<sup>3</sup> e são comuns em argilas. Solos siltosos também apresentam valores baixos de densidade. Já, desidades máximas elevadas,

de 2,0 a 2,1 g/cm<sup>3</sup>, e umidades ótimas baixas, de 9 a 10%, são representativas de areias com pedregulhos, bem-graduadas e pouco argilosas. Areias finas argilosas pode apresentar umidades ótimas de 12 a 14% com densidades secas máximas de 1,9 g/cm<sup>3</sup>.

## **2.5. Resistência ao Cisalhamento de Solos**

O conhecimento das tensões atuantes em um maciço de solo é de vital importância no entendimento do comportamento de praticamente todas as obras de Engenharia Geotécnica. Há necessidade de se conhecer a distribuição de tensões nas várias profundidades abaixo do terreno para solucionar problemas de estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas, entre outros (MARANGON, 2013).

Segundo Marangon (2013), as tensões tangenciais ou de cisalhamento surgem através de um carregamento externo aplicado na superfície da massa do solo ou pela sua própria geometria. Desse modo, essas tensões tangenciais podem chegar a valores próximos à máxima tensão cisalhante que o solo suporta sem haver ruptura do material.

De acordo com as conceituações da Mecânica dos Solos, a resistência ao cisalhamento dos solos, de uma forma geral, está diretamente ligada aos efeitos do atrito e coesão.

A resistência ao cisalhamento dos solos é influenciada fortemente pela parcela de atrito gerada devido ao contato entre as partículas de solo. O conhecimento da magnitude desta resistência é fundamental para se ter pleno domínio dos conceitos da Mecânica dos Solos (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Pinto (2002) relata a diferença entre as forças de atrito transmitidas no contato entre partículas para solos argilosos e arenosos. Nos contatos entre grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de tal forma que os contatos ocorrem realmente entre dois minerais. Nas argilas, o número de partículas é muito maior, sendo a parcela de força transmitida em cada contato extremamente reduzida, assim as forças de contato são insuficientes para remover as moléculas de água adsorvidas pelas partículas de argila, sendo, neste caso, as moléculas de água as responsáveis pela transmissão das forças.

A resistência ao cisalhamento de um solo depende da tensão normal efetiva aplicada no plano de cisalhamento e do grau de orientação das partículas. A tensão normal efetiva é função da poro-pressão, sendo esta a função do índice de vazios, do grau de orientação e da estrutura do solo (PINTO, 2002).

Com relação ao tipo de solo e a resistência drenada verifica-se um aumento do ângulo de atrito interno para os solos com maiores pesos específicos secos máximos do ensaio de compactação. Com relação à umidade de compactação, para um mesmo solo, submetido às mesmas energia e densidade de compactação, porém com umidades diferentes (no ramo úmido ou seco), apresentam para todos os fins práticos a mesma resistência (ASSIS, 2003).

Bernardi (2006) encontrou o ângulo de atrito igual a  $31,31^\circ$  e coesão igual a 22,74 kPa para utilização de um solo residual basáltico em uma barragem de terra.

Aguiar (2014) encontrou os seguintes valores de ângulo de atrito e coesão para solo natural e solos estabilizados com cal para utilização em barragens:

- solo arenoso-siltoso - ângulo de atrito =  $34^\circ$ ; coesão = 17 kPa
- solo arenoso-siltoso com 4% de cal – ângulo de atrito =  $37^\circ$ ; coesão = 38 kPa
- solo arenoso-siltoso com 6% de cal – ângulo de atrito =  $30^\circ$  ; coesão = 35 kPa
- solo argilo-arenoso - ângulo de atrito =  $30^\circ$ ; coesão = 46 kPa
- solo argilo-arenoso com 2% de cal – ângulo de atrito =  $32^\circ$ ; coesão = 94 kPa
- solo arenoso - ângulo de atrito =  $37^\circ$  ; coesão = 10 kPa
- solo arenoso com 2% de cal - ângulo de atrito =  $37^\circ$ ; coesão = 100 kPa

Percebe-se pelas dados apresentados por Aguiar (2014) que há uma melhora significativa nos valores de coesão, quando adicionados os teores de cal, se comparado ao solo natural, em cada um dos casos.

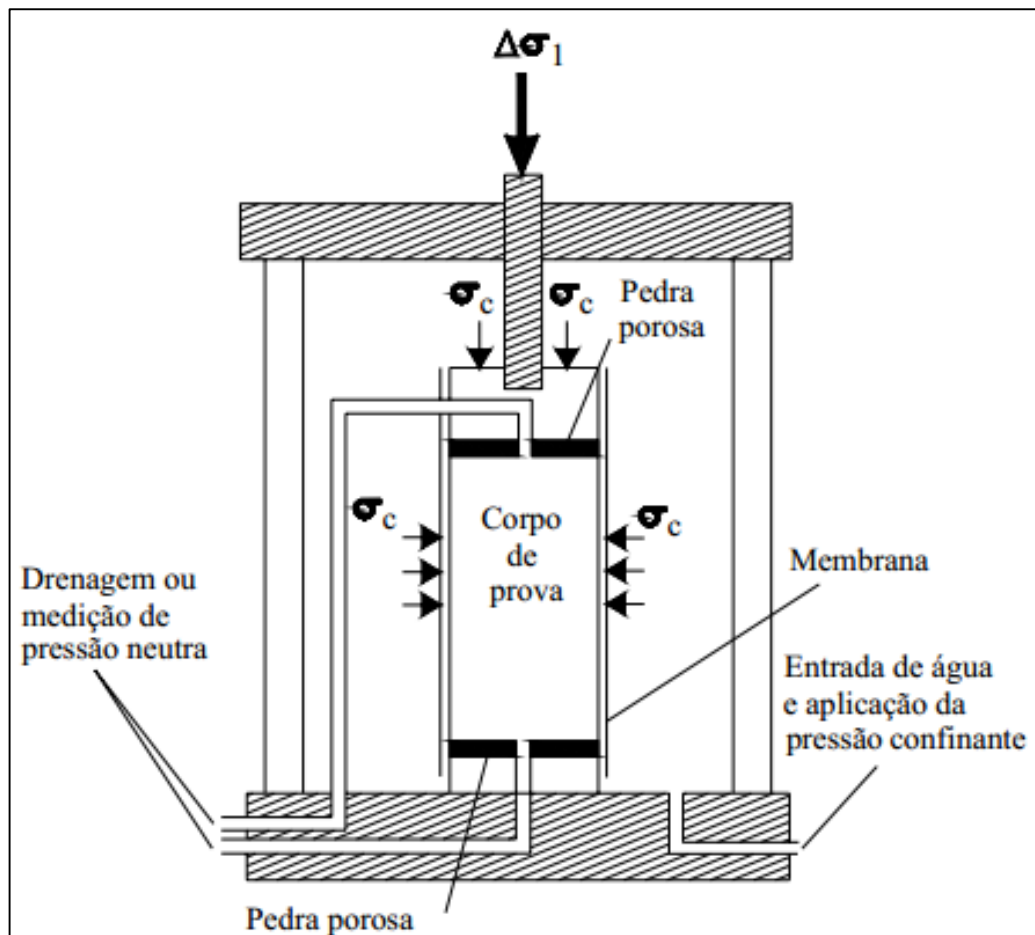
### **2.5.1. Ensaio de Compressão Triaxial**

Segundo Das (2006), o ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis na determinação da resistência ao cisalhamento. Pinto (2002) demonstra que ensaio Triaxial convencional consiste na colocação de um corpo-de-

prova de solo dentro de uma câmara de ensaio, envolto por uma membrana de borracha. A câmara é enchida de água e em seguida pressionada, originando uma pressão chamada de pressão confinante, ficando o corpo-de-prova submetido a um estado hidrostático de tensões. Posteriormente é aplicado o carregamento axial, através de um pistão que é introduzido na câmara, conforme mostrado na Figura 13. A carga é medida através de um anel dinamométrico externo, ou por uma célula de carga acoplada no pistão.

Os ensaios triaxiais são classificados em três tipos, no que se refere às condições de drenagem: ensaio consolidado drenado (CD); ensaio consolidado não drenado (CU); e ensaio não consolidado não drenado (UU).

Figura 13 - Esquema da câmara de ensaio triaxial



Fonte: Pinto (2002, p. 266)

Nesse ensaio as amostras possuem uma relação altura:diâmetro de 3:1, permitida na ASTM Standards. Se a relação for menor os resultados podem ser influenciados pela restrição das extremidades. Se a relação for maior pode ocorrer instabilidade na

direção da deformação e a amostra não rompe na compressão verdadeira (HEAD, 1982).

Segundo Head (1982) o corpo de prova cilíndrico é envolvido por uma membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica que é normalmente preenchida com água, o qual está sujeito a um aumento contínuo de carregamento axial até que ocorra ruptura. No ensaio não confinado, o carregamento axial é a única força ou tensão aplicada. No ensaio triaxial, o corpo de prova é primeiramente sujeito a uma pressão confinante ao seu redor, que é mantida constante, enquanto o carregamento axial é aumentado.

A tensão axial aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical (chamada de tensão desviadora) pode ser de duas formas (DAS, 2006):

- aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa;
- aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânico ou hidráulico. Esse é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial é medida por uma célula de carga fixada à haste. São fornecidas também as conexões para se medir a drenagem interna ou externa ao corpo de prova ou para se medir a poro-pressão.

O ensaio consiste em fazer crescer a tensão desviadora ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ) até que ocorra a ruptura do corpo de prova, mantendo-se constante a pressão hidrostática ( $\sigma_3$ ). A aplicação do acréscimo de tensão axial ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se faz a uma velocidade de deformação constante. Ao final do ensaio traça-se a curva tensão desviadora versus deformação específica, onde se pode identificar um valor máximo de  $\sigma_d$ . Esse valor somado a  $\sigma_3$  fornece a tensão principal  $\sigma_1$  aplicada ao corpo de prova no momento da ruptura.

São realizados de três a quatro ensaios sobre corpos de prova idênticos com pressões hidrostáticas diferentes, com a finalidade de determinar as tensões principais na ruptura. Com os pares de tensões principais, traça-se os círculos de Mohr correspondentes a cada um dos estados de tensões dos corpos de prova na ruptura. Pode-se traçar uma envoltória a estes círculos, que pode ser considerada, em primeira

aproximação, como uma reta. Esta reta é chamada de envoltória de ruptura e é caracterizada pelos parâmetros  $c$  (coesão) e  $\Phi$  (ângulo de atrito).

O tipo mais comum de ensaios triaxiais é o ensaio consolidado não-drenado (CU). Nesse ensaio, o corpo de prova saturado é primeiramente adensado por uma pressão de fluido na câmara da mesma forma do ensaio CD (consolidado drenado). Após a poro-pressão gerada pela aplicação da pressão de confinamento ser dissipada, a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada para provocar a ruptura por cisalhamento. Nessa fase, a linha de drenagem do corpo de prova é mantida fechada, fazendo com que a poro-pressão aumente. Durante o ensaio, medições simultâneas de tensão desviadora e poro-pressão são realizadas. O aumento da poro-pressão pode ser expresso de forma adimensional pela Equação 8.

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\sigma_d} \quad \dots(8)$$

Onde:

$\bar{A}$  = Parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CU;

$u_d$  = Poro-pressão do corpo de prova devido a  $\sigma_d$ ;

$\sigma_d$  = Tensão desviadora.

Diferentemente do ensaio CD, no ensaio CU as tensões principais, efetiva e total, não são as mesmas. Como a poro-pressão no momento da ruptura é medida nesse ensaio, as tensões principais podem ser analisadas das seguintes maneiras:

- Tensão Principal maior total no momento da ruptura ( $\sigma_1$ ) expressa pela Equação 9:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + u \quad \dots(9)$$

- Tensão Principal maior efetiva no momento da ruptura ( $\sigma'_1$ ) expressa pela Equação 10:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad \dots(10)$$

- Tensão Principal menor efetiva no momento da ruptura ( $\sigma'_3$ ) expressa pela Equação 11:

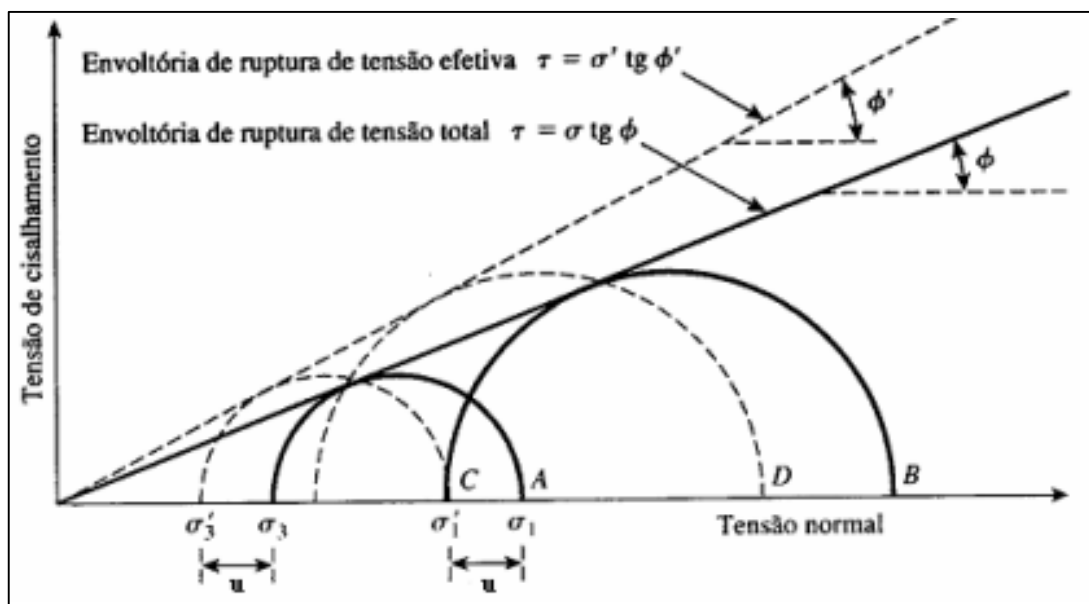
$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad \dots(11)$$

Onde:

u: em todas as equações é a poro-pressão medida no momento da ruptura.

A Figura 14 mostra os círculos de Mohr da tensão efetiva e total no momento da ruptura, obtidos dos ensaios triaxiais consolidados não-drenados.

Figura 14 - Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio Triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo



Fonte: Adaptado de Das (2006, p. 322)

Verifica-se na Figura 12 que A e B são dois círculos de Mohr da tensão total obtidos a partir de dois ensaios, C e D são círculos de Mohr da tensão efetiva correspondentes aos círculos da tensão total A e B, respectivamente.

É importante destacar que os diâmetros dos círculos A e C são os mesmos. De maneira similar, os diâmetros dos círculos B e D são os mesmos. Desse princípio pode-se escrever a Equação 12:

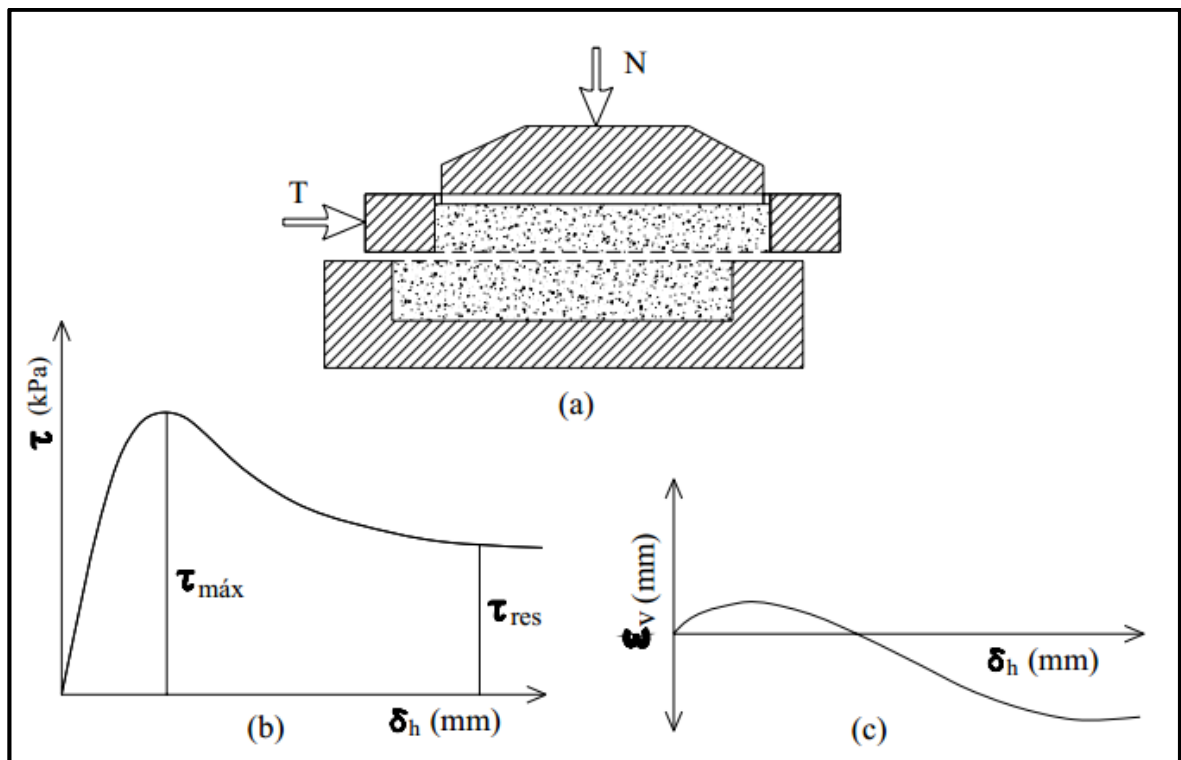
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \dots(12)$$



### 2.5.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Hachich et al. (1998) e Pinto (2002) o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento de solos, levando em consideração o critério de Coulomb. A partir do ensaio determina-se qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo, colocada em uma caixa de cisalhamento composta de duas partes deslocáveis entre si, submetida a uma tensão normal resultante da força normal  $N$ , como mostrado na Figura 15.

Figura 15 - Ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do equipamento; (b) tensão cisalhante x deslocamento horizontal; e (c) deformação vertical x deslocamento horizontal



Fonte: Adaptado de Pinto (2002)

No ensaio o corpo-de-prova de solo é colocado entre duas pedras porosas, uma superior e outra inferior, a fim de permitir a drenagem da amostra, quando o ensaio for drenado (PINTO, 2002).

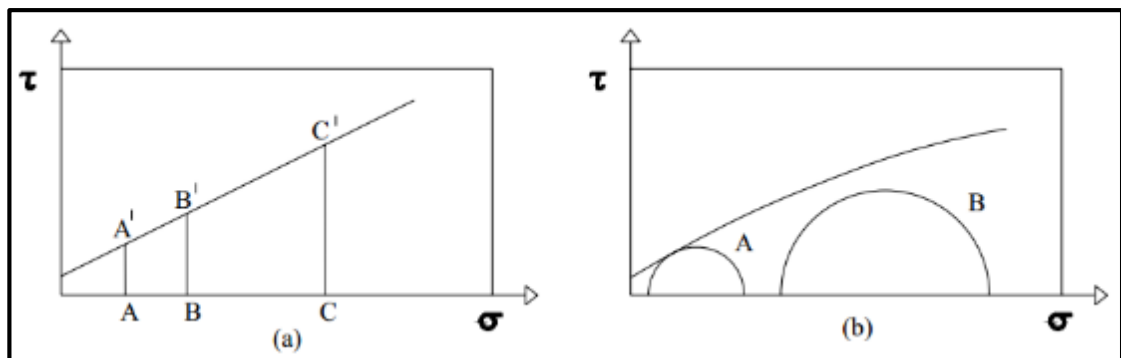
Tendo registrado as forças  $T$  e  $N$ , obtém-se as tensões  $\sigma$  e  $\tau$ , dividindo as forças pela área da seção transversal do corpo-de-prova. A tensão cisalhante ( $\tau$ ) pode ser

representada em função do deslocamento horizontal como mostra a Figura 15 (b), onde são identificadas a tensão de ruptura ( $\tau$  máx.) e a tensão residual ( $\tau$  res) do solo. (PINTO, 2002)

No ensaio também é registrada a deformação vertical (deformação volumétrica) do solo durante o cisalhamento, representado em função do deslocamento horizontal, conforme a Figura 15 (c).

Repetindo-se o ensaio para outras amostras, com diferentes tensões normais, obtém-se um conjunto de pares de valores ( $\sigma$  e  $\tau$ ). Traça-se então a envoltória de resistência do solo, como se observa na Figura 16 (a). A partir do gráfico da Figura 16 (b) determina-se a coesão ( $c'$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) do solo em estudo.

Figura 16 - Representação dos critérios de ruptura: (a) Coulomb; (b) Mohr



Fonte: Pinto (2002)

Para a realização do ensaio, deve-se moldar corpos de prova de dimensões quadradas (10x10x2 cm, 6x6x2 cm ou 5x5x2 cm), com o auxílio de um anel de cisalhamento. O corpo de prova é então retirado do anel e inserido em uma caixa de cisalhamento, que é dividida horizontalmente, a meia altura. O deslocamento relativo das duas metades da caixa gera no material tensões cisalhantes, que vão crescendo progressivamente à medida que o ensaio se desenvolve, até que haja ruptura do material. O ensaio é realizado com velocidade de deslocamento constante, o que é possível graças a um motor elétrico que desloca uma das metades da caixa de cisalhamento em relação à outra (DAS, 2006).

Segundo Das (2006), a moldagem dos corpos de prova pode ser feita em campo ou em laboratório. Algumas providências devem ser tomadas de modo a manter as características do material. O bloco deve ser isolado de modo a evitar perda de umidade e dar alguma resistência mecânica, e ainda preservar, na medida do possível, a temperatura do material.

O ensaio é dividido em duas etapas – adensamento e cisalhamento. Na primeira, o material, já na caixa de cisalhamento, é submerso em água e submetido a uma tensão normal, através de pesos que são postos em um pendural, o qual é apoiado diretamente no corpo de prova. O material fica neste estado por um período de 24 horas, de modo que se garanta a saturação do mesmo. Através do processo de adensamento, calcula-se a velocidade máxima de deslocamento a ser utilizada na etapa seguinte, conforme proposto por Head (1986). Esta, durante o ensaio, não deve ser superior à velocidade calculada, para que haja tempo suficiente para que o excesso de poro-pressão gerado no solo com o deslocamento da caixa seja dissipado.

Durante a etapa de cisalhamento, a força normal aplicada no corpo de prova é mantida. Dá-se pequeno afastamento entre as metades superior e inferior da caixa de cisalhamento para que o atrito entre estas não influencie nos resultados. Durante o ensaio são medidos os deslocamentos horizontal e vertical através de extensômetros digitais, e a força de deslocamento exercida pelo motor na caixa de cisalhamento através de um anel de carga, também digital. Os dados são armazenados em um sistema de aquisição de dados. As tensões devem ser corrigidas conforme a área de contato entre as metades superior e inferior vai diminuindo, uma vez que se dá um deslocamento relativo entre elas. O peso e a umidade do corpo de prova são medidos antes e depois do ensaio (DAS, 2006).

Em cada um dos ensaios deve ser utilizada uma tensão normal diferente da anterior, comumente dobrando a tensão de um ensaio para o outro. Quanto maior a tensão normal aplicada, maior será a tensão de cisalhamento no solo no momento da ruptura (PINTO, 2002).

Estudos realizados por Leão *et al.* (2011) apresentam os parâmetros de resistência ao cisalhamento para diferentes solos lateríticos e não lateríticos, para diferentes energias de compactação, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Amostras (Compactação)	c'(kPa)	$\phi'$ (°)
NS' (Proctor Normal)	9,00	23,41
NS' (Proctor Intermediário)	22,20	27,28
LG' (Proctor Normal)	95,60	24,40
LG' (Proctor Intermediário)	118,40	20,81
NG' (Proctor Normal)	51,00	23,18
NG' (Proctor Intermediário)	43,20	19,51

Fonte: Leão *et al.* (2011)

Nas tensões aplicadas para cada um dos solos citados na Tabela 3, através da análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Leão *et al.* (2011), o autor verificou que para a energia intermediária o solo NG' apresentou redução na resistência ao cisalhamento em todas tensões aplicadas. O solo NS' praticamente não demonstrou variação de resistência embora tenha-se obtido ganho nos parâmetros de resistência determinados através da envoltória de resistência. O solo LG' apresentou ganhos de resistência ao cisalhamento.

Leão *et al.* (2011) ainda obteve as seguintes conclusões para seu estudo:

- a heterogeneidade do material contribui para o aumento do teor de umidade ótimo durante a compactação na energia intermediária (se comparada com a normal), fator que conforme observado nos ensaios de cisalhamento direto interferiu com a variabilidade da resistência ao cisalhamento dos solos;
- a amostra classificada em LG', embora o acréscimo de umidade, apresentou ganhos na resistência ao cisalhamento de pico ao elevar a energia de compactação de normal para intermediária, ressaltando o comportamento dos solos lateríticos que adquirem capacidade de suporte quando compactados;
- as amostras de solo com comportamento não lateríticos, classificadas em NS' e NG' não apresentaram ganhos na resistência de cisalhamento, apresentando redução na resistência ao cisalhamento para amostra NG' e não variando significativamente na amostra NS'.

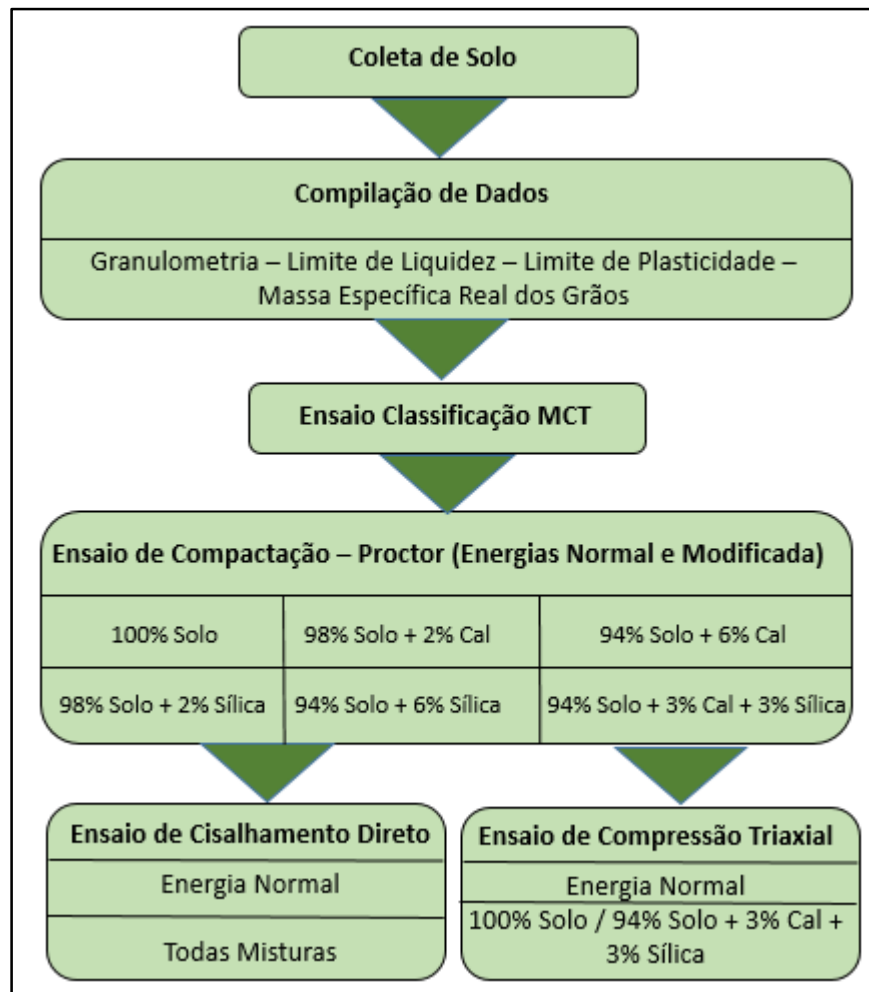
### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta informações gerais sobre a região estudada, as características dos materiais empregados na pesquisa, os critérios adotados para a escolha desses materiais e os métodos utilizados para realização dos experimentos laboratoriais.

#### 3.1. Organização dos Procedimentos Metodológicos da Pesquisa

Os ensaios realizados foram organizados no fluxograma apresentado na Figura 17.

Figura 17 - Fluxograma dos procedimentos metodológicos



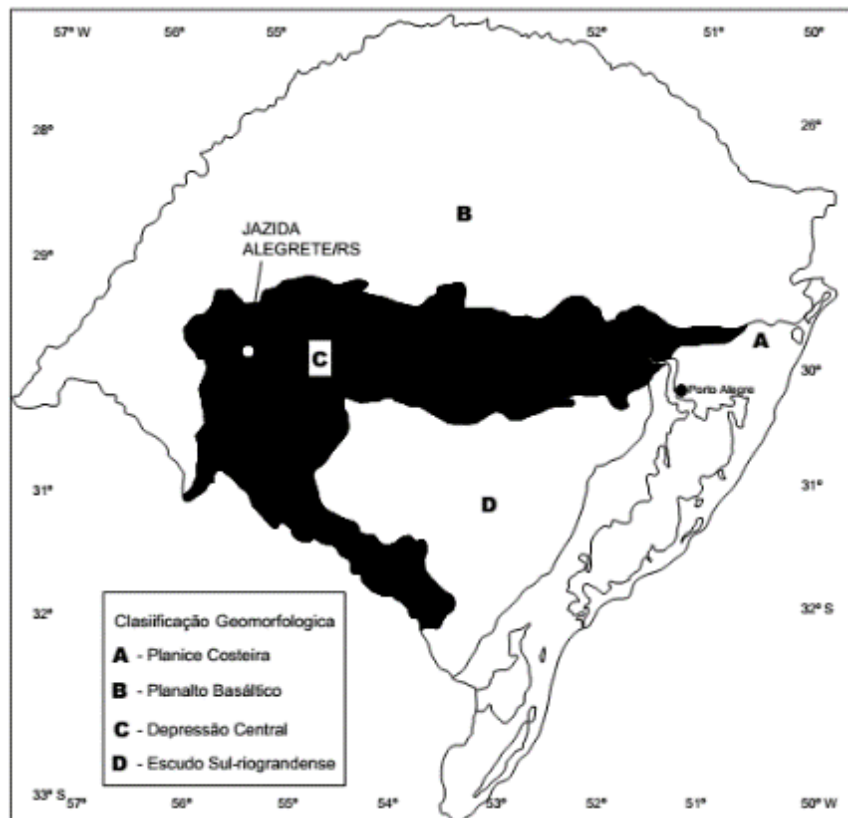
Fonte: Autoria própria

## 3.2. Materiais

### 3.2.1 Solo

O solo utilizado na pesquisa foi coletado em uma barragem de terra de pequeno porte localizada no interior do município de Alegrete/RS, na localidade de Rincão de São Miguel, na latitude  $29^{\circ} 34' 50,9''$  S e longitude  $55^{\circ} 45' 53,6''$  W. O solo é classificado como um solo tropical argiloso não-laterítico, segundo classificação MCT (miniatura, compactação, tropical). As Figuras 18 e 19 mostram a localização da jazida no município de Alegrete/RS e as coordenadas geográficas do local de coleta de solo, respectivamente.

Figura 18 - Localização da jazida em Alegrete/RS



Fonte: Autoria própria

Figura 19 - Coordenadas geográficas do local da coleta de solo



Fonte: Autoria própria

A Figura 20 mostra uma imagem do local de coleta do solo que foi utilizado para realização dos ensaios laboratoriais.

Figura 20 - Local de coleta do solo



Fonte: Autoria própria

### 3.2.2 Cal

A cal utilizada na pesquisa trata-se de uma cal hidratada especial comercial classificada na classe CH-II e atende aos requisitos impostos pela NBR 7175 (ABNT, 2003). A cal Hidratada CH-II da marca INDUCAL é produzida na cidade de Caçapava do Sul/RS. É uma cal dolomítica com altos teores de cálcio e magnésio, obtida através da calcinação do calcário em fornos com temperaturas entre 900°C e 1000°C.

A cal utilizada é comercializada na cidade de Alegrete e segundo ficha de informações da empresa INDUCAL, esta cal é aplicável à estabilização de solos. A Figura 21 ilustra a embalagem do material.

Figura 21 - Cal utilizada na pesquisa



Fonte: Autoria própria

### 3.2.3 Sílica

A sílica de casca de arroz empregada na pesquisa foi cedida pela Pilecco Nobre, localizada no município de Alegrete, Estado do Rio Grande do Sul. A produção da sílica de casca de arroz é feita a temperatura controlada, de tal forma que garanta a



qualidade do produto. É indicada para adição em concretos e argamassas, porém, por proporcionar melhoria da resistência mecânica e redução da permeabilidade de água, pode ser uma boa solução para estabilização de barragens de terra. As principais características da sílica de casca de arroz utilizada no estudo são apresentadas na Tabela 4. A Figura 22 ilustra a embalagem do material.

Tabela 4 - Características da sílica de casca de arroz

Parâmetro	Resultados
Umidade (%)	< 3,00
Teor de sílica amorfa (%)	> 95,00
Densidade aparente	> 550,00
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,16
Diâmetro médio (µm)	< 8,00
pH	≤ 10,00

Fonte: Pilecco Nobre (2013, não paginado)

Figura 22 - Sílica de casca de arroz utilizada na pesquisa



Fonte: Pilecco Nobre (2015, não paginado)

### 3.2.4 Água

Foi utilizada água destilada para produção das misturas e realização de todos os ensaios. O processo de destilação da água proveniente do sistema de abastecimento

urbano da cidade de Alegrete foi realizado no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa – Campus Alegrete.

### 3.3. Métodos

#### 3.3.1 Coleta e Preparo do Solo

O solo foi coletado obedecendo as especificações da NBR 9604 (ABNT, 1986) - Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo. A retirada da amostra deformada foi realizada com o uso de pá e picareta (Figura 23). Previamente, antes da escavação, foi realizada uma limpeza superficial do terreno, retirando qualquer vestígio de vegetação presente, conforme especificado pela normativa. O material foi acondicionado em bolsas para o transporte.

Figura 23 - Coleta da amostra deformada



Fonte: Autoria própria

Já no laboratório, a amostra foi destorroada (Figura 24) e armazenada para a utilização nos ensaios.

Figura 24 - Destorroamento da amostra de solo



Fonte: Autoria própria

### 3.3.2 Caracterização do solo

Para a caracterização do solo foi realizado o ensaio de análise granulométrica segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984) – Solo: análise granulométrica, executado através do peneiramento e sedimentação.

Foram também determinados o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade. A determinação do Limite de Liquidez do solo foi realizada conforme a NBR 6459 (ABNT, 1984) – Solo: determinação do Limite de Liquidez, através do aparelho de Casagrande. Já a determinação do Limite de Plasticidade foi de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 1984) – Solo: determinação do Limite de Plasticidade.

A massa específica real dos grãos do solo foi determinada pelo ensaio da NBR 6508 (ABNT, 1984) – Solo: massa específica dos grãos. A massa específica aparente seca foi determinada pelo método de ensaio da NBR 7185 (ABNT, 1986) – Solo: Determinação da massa aparente seca “in situ”, com emprego do frasco de areia.

Os ensaios de caracterização - granulometria, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, massa específica real dos grãos e massa específica aparente seca - foram desenvolvidos por Pagnossin (2015) e seus resultados foram utilizados para esta pesquisa.

Com o intuito de complementar caracterização do solo estudado, foram executados ensaios sob metodologia regional, conhecida como classificação MCT. Para isso, foi utilizado o método de perda por imersão (pela compactação miniatura), criado por Nogami e Villibor (1981). O método de perda por imersão é prescrito pela norma DNER CLA 259/96 (DNER, 1996) e se fundamenta nos ensaios descritos pelas DNER ME 256/94 (DNER, 1994a) e DNER ME 258/94 (DNER, 1994b).

A Figura 25 mostra a compactação com equipamento miniatura e a Figura 26 mostra a determinação da perda por imersão dos corpos de prova, procedimentos estes para a determinação da classificação do solo baseado na metodologia MCT.

Figura 25 - Compactação com o equipamento miniatura



Fonte: Autoria própria

Figura 26 - Determinação da perda de massa por imersão



Fonte: Autoria própria

### 3.3.3 Dosagem e Mistura

No método tradicionalmente utilizado, usando a cal hidratada em pó ou sílica de casca de arroz, adicionam-se inicialmente os aditivos ao solo e, em seguida, é feita a mistura e homogeneização da amostra para posteriormente ser adicionada água a mistura. As Figuras 27 e 28 mostram o processo de preparação das misturas através da adição dos aditivos à amostra de solo e a homogeneização das mesmas, respectivamente.

Figura 27 - Adição dos aditivos à amostra de solo



Fonte: Autoria própria

Figura 28 - Homogeneização das misturas



Fonte: Autoria própria

As amostras de solo foram preparadas com 2% e 6% de cal em relação ao peso seco do solo, 2% e 6% de sílica de casca de arroz em relação ao peso seco do solo e ainda, 3% de cal + 3% de sílica de casca de arroz em relação ao peso seco do solo. Essa dosagem foi adotada com base nos estudos de Aguiar (2014). A autora estudou diferentes solos (lateríticos e não-lateríticos), para variadas porcentagens de adição de cal ao solo (0%, 2%, 4%, 6% e 8%), e obteve resultados satisfatórios. A mistura de solo não laterítico que apresentou melhor comportamento foi com a adição de 4% de cal. Logo, para este estudo considerou-se valores intermediários dos utilizados na pesquisa de Aguiar (2014), pois a autora relata que embora para as amostras estabilizadas o valor do ângulo de atrito praticamente não se altera e há um aumento considerável nos valores de coesão em relação aos resultados obtidos para as amostras na condição natural, ela destaca que para maiores porcentagens de cal a barragem pode ficar mais suscetível ao fenômeno de *piping* (erosão regressiva de jusante para montante), não sendo interessante o seu emprego. Além disso, foi realizada uma mistura com os dois aditivos, sendo esta composta por 3% de cal e 3% de sílica, totalizando 6% de aditivo em relação ao peso seco do solo.

As misturas estudadas são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Misturas

<b>Mistura</b>	<b>Composição</b>
M1	100% Solo
M2	98% Solo + 2% Cal
M3	94% Solo + 6% Cal
M4	98% Solo + 2% Sílica
M5	94% Solo + 6% Sílica
M6	94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica

Fonte: Autoria própria

### 3.3.4 Ensaio de Compactação

Para a determinação dos valores dos pesos específicos aparentes secos máximos e das umidades ótimas do solo natural e das misturas de Solo+Cal, Solo+Sílica e Solo+Cal+Sílica foram realizados ensaios de compactação no cilindro Proctor (Figura 29). Neste estudo, prevaleceu a utilização das energias normal e modificada. O procedimento do ensaio segue a metodologia descrita na NBR 7182 (ABNT, 1986) – Solo: ensaio de compactação, sendo que o ensaio foi realizado imediatamente após a mistura.

Figura 29 - Ensaio de Compactação Proctor



Fonte: Autoria própria

### 3.3.5 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto para o solo natural e para as misturas foi realizado no equipamento da empresa Contenco (Figura 30), disponível no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA. Este equipamento possui coleta de dados automática, sendo realizado o ensaio conforme a norma Americana ASTM D 3080/98 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

A amostra foi colocada em uma caixa bipartida com os acessórios (Figura 31), onde foi aplicado um carregamento normal e, uma carga cisalhante na parte inferior da caixa que desliza sobre trilhos, enquanto a parte superior mantém-se fixa. A partir do ensaio é medida a tensão cisalhante e o deslocamento horizontal da amostra.

Para cada uma das misturas ensaiadas foram aplicados quatro carregamentos verticais: 25, 50, 100 e 200 KPa, com uma velocidade constante de deslocamento da caixa de 0,05 mm/min, para condições drenadas.

A Figura 30 mostra o equipamento com a aplicação de uma carga vertical por meio do braço de alavanca, onde são colocados os pesos e os LVDTs que marcam o deslocamento vertical e horizontal da amostra.

Figura 30 - Equipamento de cisalhamento direto

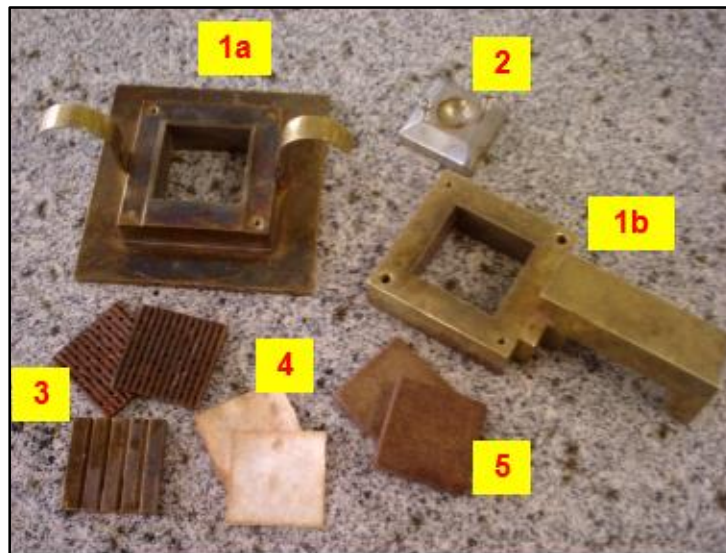


Fonte: Autoria própria



A Figura 31 identifica os elementos que constituem a caixa bipartida de cisalhamento: 1 (a, b) é a estrutura propriamente da caixa e, na parte do braço é onde é medida a carga cisalhante aplicada na amostra; 2 é a ligação entre a amostra e o suporte que impõe a carga normal aplicada pelo braço de alavanca; 3 são chapas metálicas frisadas e furadas que dão aderência entre a amostra e a caixa, permitindo também a saída da água; 4 é o papel filtro para não entupir a pedra porosa com material fino desagregado da amostra; e 5 são as pedras porosas que auxiliam na drenagem. O ensaio foi realizado na condição inundado.

Figura 31 - Itens da caixa bipartida e acessórios



Fonte: Fernandes (2013)

Com os quatro pontos gerados pela tensão normal x tensão cisalhante o software gerou a envoltória de ruptura, informando juntamente os parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo (coesão). Para o presente estudo os gráficos foram refeitos a partir dos gráficos de tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal.

Depois da obtenção do teor de umidade ótimo das misturas e do solo natural, foram moldados corpos de prova (CP's), em cilindro de 10 cm de diâmetro e 12,7 cm de altura, para manter a altura e a energia do Proctor. Em seguida os CP's foram acondicionados em sacos plásticos, dos quais foi retirado o ar, mantendo os CP's a vácuo para não haver perda da umidade durante a cura de 28 dias em temperatura ambiente.

Para moldagem das amostras que foram utilizadas no ensaio de cisalhamento direto foi utilizado o molde quadrado de 5 cm x 5 cm e 2 cm de altura. Para que não

houvesse problemas de ruptura das amostras antes de ser colocadas na caixa de cisalhamento, foram cerrados os CP's compactados nas zonas de transição entre as camadas de compactação, ou seja, cada CP gerou três amostras para o ensaio de cisalhamento direto.

A Figura 32 (a) e 32 (b) mostram o CP moldado no cilindro Proctor e como foi realizada a delimitação do tamanho da amostra a ser levada ao equipamento de cisalhamento direto. A parte que sobra do cilindro foi removida com uma espátula até atingir o tamanho desejado do molde de 5 cm x 5 cm x 2 cm. No entanto, essa técnica não foi realizada com sucesso, pois os corpos de prova, na maior parte das misturas, acabaram se desagregando no momento da espatulação, não ficando de acordo com as dimensões desejadas e/ou com muitas irregularidades (Figura 32 (c)).

Figura 32 - a; b) CPs compactados no cilindro Proctor e separação das camadas do CP; c) CP do cisalhamento direto gerado a partir do CP cilíndrico



Fonte: Autoria própria

Devido a este imprevisto foi necessário a criação de um molde para obtenção dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto. Esse molde foi criado a partir de chapas metálicas e barras rosqueadas (com porcas), conforme mostrado na Figura 33 (a). A partir deste molde, os corpos de prova foram moldados estaticamente (Figura 33 (b)), sendo que para isso foi necessário calcular através do peso específico seco máximo e da umidade ótima, de cada mistura, a quantidade necessária de solo úmido para formar o corpo de prova de 5 cm x 5 cm x 2cm, a fim de manter a energia

do ensaio. A moldagem foi realizada 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. A Figura 33 (c) mostra o CP moldado com o molde metálico criado.

Figura 33 - a) Molde criado para compactação do corpo de prova; b) compactação estática; c) corpo de prova moldado com o molde metálico



Fonte: Autoria própria

A Figura 34 (a) mostra o preparo do corpo de prova para posterior compactação. Já a Figura 34 (b) mostra o CP pronto para ser compactado estaticamente. Por fim, a Figura 34 (c) mostra o CP ensaiado.

Figura 34 - a) Preparação do corpo de prova; b) corpo de prova pronto para ser compactado estaticamente; c) corpo de prova já ensaiado no equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Autoria própria

Por fim, para diferenciar a qualidade das amostras obtidas das duas diferentes maneiras é apresentada a Figura 35. Na Figura 35 (a) está a amostra executada com o molde metálico criado e na Figura 35 (b) está a amostra obtida por espatulação a partir do CP cilíndrico. Percebe-se pela Figura 35 que a qualidade da amostra moldada estaticamente (Figura 35(a)) é muito superior.

Figura 35 - a) Corpo de prova obtido com o molde criado; b) corpo de prova obtido a partir do CP cilíndrico



Fonte: Autoria própria

Por fim, cabe ressaltar que em função dos problemas ocorridos na moldagem e, conseqüente atraso nos ensaios, os ensaios de resistência ao cisalhamento direto foram realizados somente para uma energia, a energia normal.

### **3.3.6 Ensaio de Compressão Triaxial**

O objetivo principal almejado na execução dos ensaios triaxiais é a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos: coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\Phi$ ). No entanto, optou-se pela realização de ensaios consolidados, não drenados, na condição saturado, conhecido como CU, que além do intercepto coesivo e do ângulo de atrito, apresenta os resultados de poropressão, permitindo obter a envoltória em função da tensão efetiva do solo.

A moldagem foi realizada também de forma estática, assim como na compactação dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto (de acordo com o item 3.3.5), 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. A moldagem foi em cilindros de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Após a moldagem, os corpos-de-prova foram embalados em plástico filme e seguiram para cura em ambiente com temperatura controlada, dentro de um saco plástico à vácuo. O tempo de cura para os corpos de prova foi definido como sendo o mesmo do ensaio de cisalhamento direto, ou seja, 28 dias.

A Figura 36 (a) mostra a preparação para moldagem do corpo de prova. Já a Figura 36 (b) mostra a compactação do CP e a Figura 36 (c) a desmoldagem do CP, com o macaco hidráulico.

Já a Figura 37 mostra o corpo de prova de 5 cm de diâmetro e altura 10 cm, para a realização do ensaio de compressão Triaxial.

Figura 36 - a) Preparação para moldagem do corpo de prova 5 cm x 10 cm; b) compactação do CP; c) desmoldagem do CP



Fonte: Autoria própria

Figura 37 - Corpo de prova 5 cm x 10 cm para realização do ensaio de compressão triaxial



Fonte: Autoria própria

A velocidade de ruptura foi de 0,1 mm/min. Na montagem do sistema, no topo e na base do corpo de prova, foram utilizadas pedras porosas comuns e ao longo da altura foi utilizada uma membrana elástica específica para o ensaio.

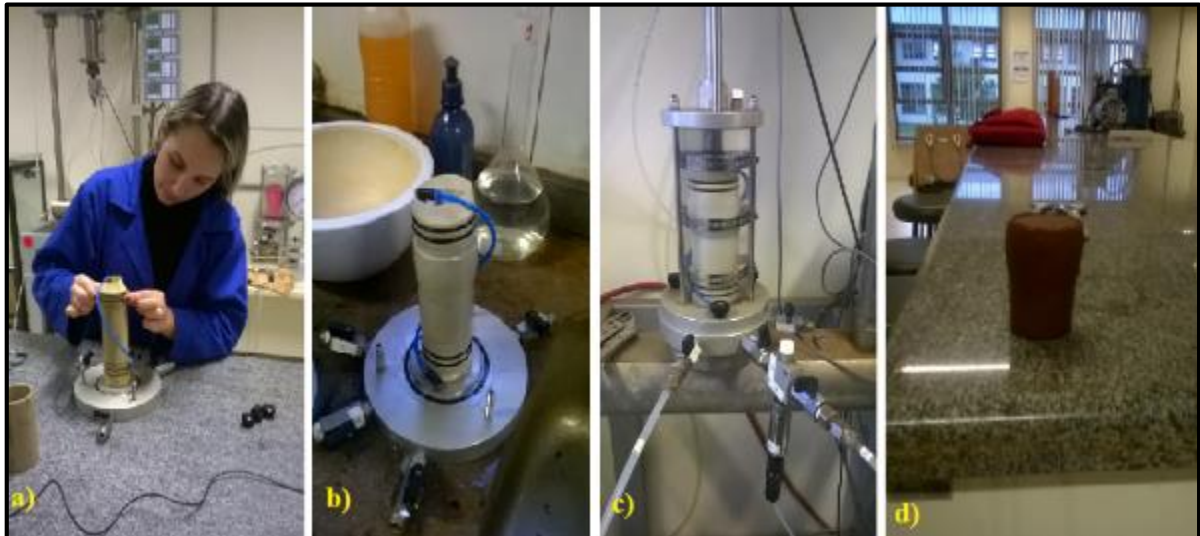
A Figura 38 mostra o equipamento de ensaio de compressão triaxial utilizado para realização dos ensaios, da marca Tecnotest, disponível no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Unipampa. Já a Figura 39 (a) mostra a preparação do CP para utilização nos ensaios, a Figura 39 (b) mostra o CP preparado, a Figura 39 (c) mostra o CP sendo ensaiado e a Figura 39 (d) mostra o CP deformado após o ensaio.

Figura 38 - Equipamento de ensaio de resistência à compressão triaxial



Fonte: A autoria própria

Figura 39 - a) CP sendo preparado; b) CP preparado para o ensaio; c) CP sendo ensaiado; d) CP deformado após ensaio



Fonte: Autoria própria

Para a obtenção da envoltória de resistência, à cada mistura foram ensaiados 5 corpos de prova, com pressões confinantes ( $\sigma_3$ ) iguais a 50, 100, 200, 400 e 600 kPa. Jacintho (2010) utilizou alguns desses valores de pressões confinantes para verificar a resistência ao cisalhamento de solos lateríticos e não-lateríticos em seu estado natural e estabilizados com emulsão para aplicação em barragens de terra, obtendo resultados satisfatórios. Aguiar (2014) também obteve resultados satisfatórios aplicando com algumas dessas pressões confinantes aos mesmos solos utilizados por Jacintho (2010), porém estes estabilizados com cal.

É importante observar que pelo fato de ser pioneiro o ensaio de compressão triaxial na Unipampa, foram necessários vários testes até conseguir se obter resultados satisfatórios nestes ensaios. Devido a este fato, foram realizados ensaios de compressão triaxial somente para duas misturas: 100% solo e 94% solo + 3% cal + 3% sílica.



## 4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

O solo coletado foi ensaiado no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Unipampa para definição de suas propriedades geotécnicas e compactado para aferição de sua capacidade de carga. Posteriormente foi efetuado o melhoramento desse solo com inclusão de porcentagens de cal e sílica de casca de arroz e realizados os ensaios de compactação, de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial. De posse dos resultados, os valores obtidos foram comparados, sendo objeto de estudo deste capítulo.

### 4.1. Caracterização do Solo

A caracterização do solo estudado nesse trabalho teve por objetivo verificar algumas características que possam vir a afetar o desempenho das misturas estabilizadas pela cal e pela sílica de casca de arroz.

Os ensaios foram realizados imediatamente após mistura, sem a compactação. Esse processo foi adotado pelo fato de se ter receio em utilizar a mistura destorroada depois de compactada, pois isso poderia acarretar na destruição das reações químicas, além de uma possível alteração no formato das partículas, mascarando, assim, os resultados.

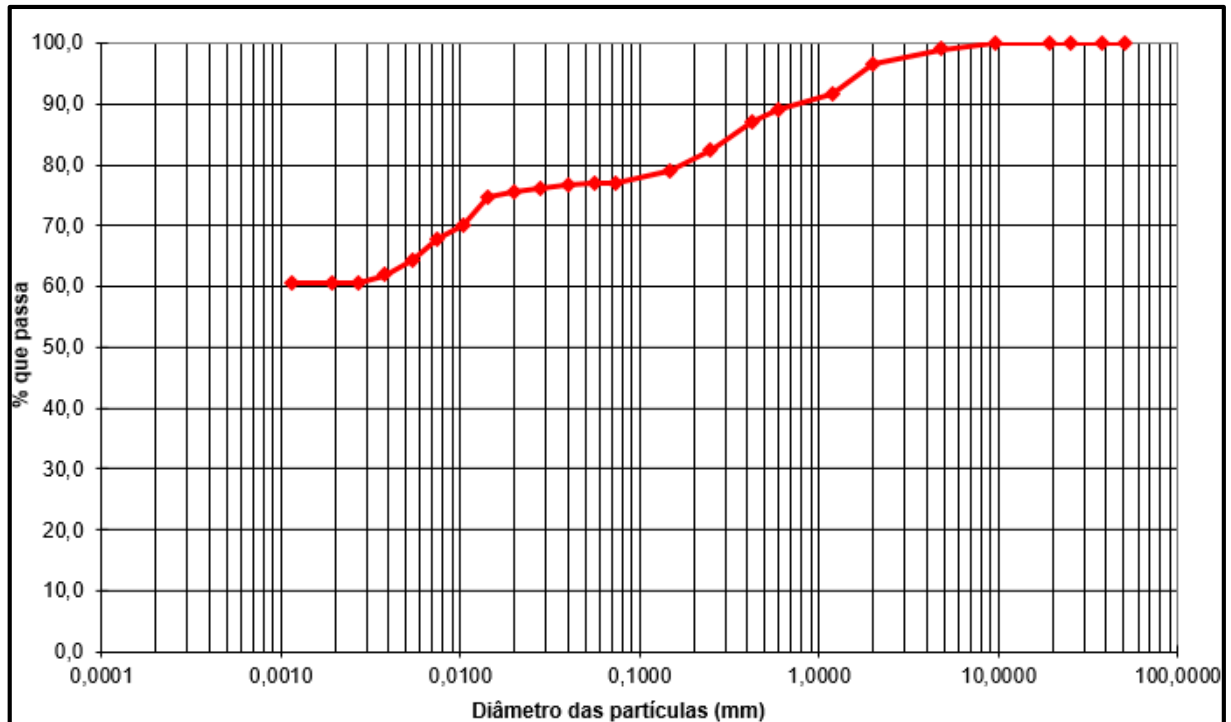
Os ensaios de determinação de massa específica aparente do solo (ensaio de frasco de areia), massa específica dos grãos, limites de Atterberg e granulometria foram realizados por Pagnossin (2015), sendo os resultados utilizados nessa pesquisa.

A massa específica aparente do solo natural compactado do barramento, determinada pelo ensaio de frasco de areia em campo, foi de 1,762 g/cm<sup>3</sup>.

A massa específica dos grãos obtida pelo método do picnômetro foi de 2,862 g/cm<sup>3</sup>.

A análise granulométrica foi utilizada através do ensaio de peneiramento e do ensaio de sedimentação, sendo obtida a curva granulométrica mostrada na Figura 40. Pela Figura 40, o solo foi classificado como um solo de granulometria muito fina, com 96,65% do material passante na peneira 2 mm, 87,10% passante na peneira 0,42 mm e 77,10% do material passante na peneira 0,075mm.

Figura 40 - Curva granulométrica do solo em estudo



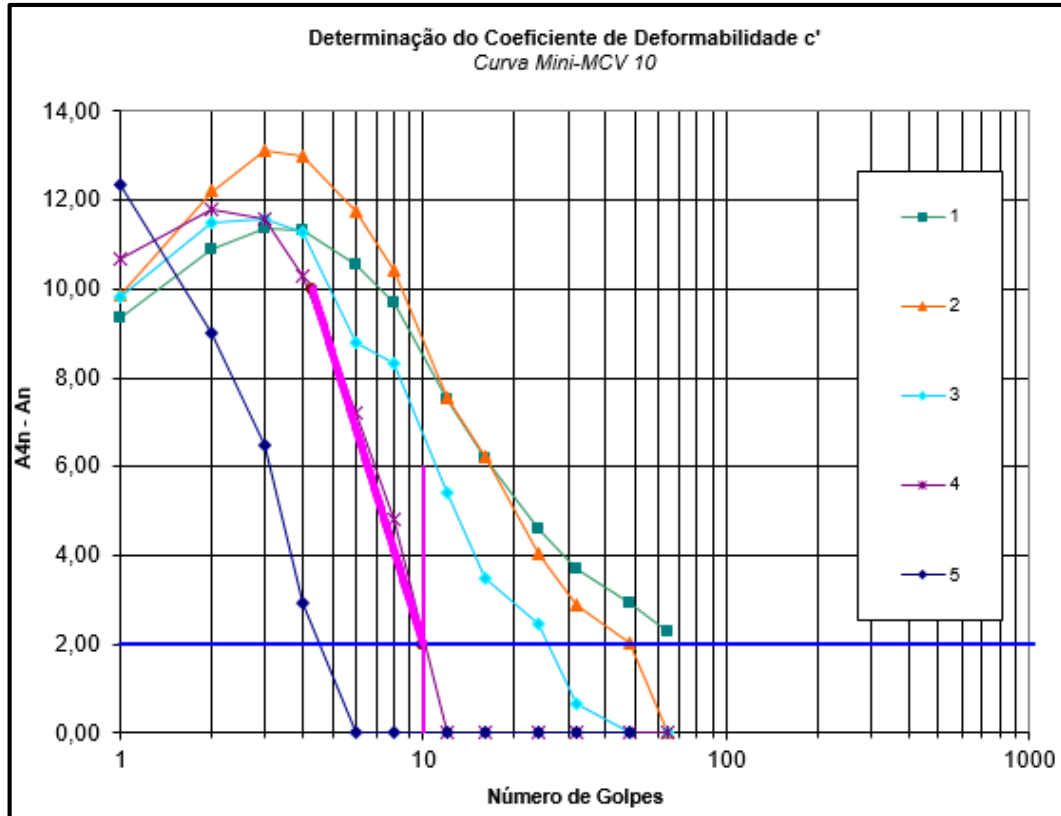
Fonte: Pagnossin (2015, p. 70)

Quanto aos limites de Atterberg, o solo apresentou o limite de liquidez igual a 65,71% e o limite de plasticidade igual a 30,39%, que por consequência gerou o índice de plasticidade igual a 35,32%, sendo classificado como uma argila altamente plástica de acordo com Caputo (1988).

A granulometria do solo juntamente com os limites de Atterberg permitem classificar o solo quanto ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e quanto ao Sistema Rodoviário de Classificação (HRB). No sistema SUCS o solo se classifica como uma argila inorgânica de alta plasticidade (CH), com mais de 50% de solo passante na peneira #200 e LL superior a 50%. No sistema rodoviário de classificação de solos é classificado como argiloso A-7-6, com mais de 35% passante na peneira número #200, com LL maior que 41 e IP maior que 11.

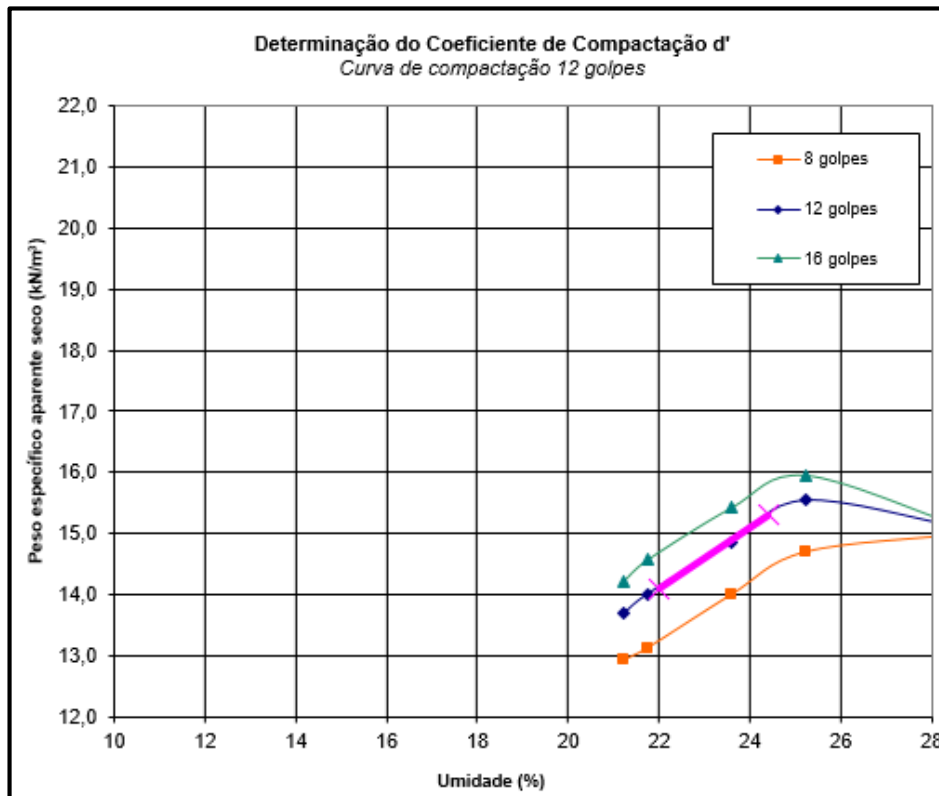
A classificação MCT para solos tropicais foi realizada conforme a sistemática desenvolvida por Nogami e Villibor (2009), por meio da compactação miniatura e perda de massa por imersão do solo. A partir dos resultados do ensaio Mini-MCV, as Figuras 41 e 42 apresentam, respectivamente, as curvas de deformabilidade Mini-MCV e de compactação.

Figura 41 - Coeficiente de deformabilidade



Fonte: Autoria própria

Figura 42 - Coeficiente de compactação



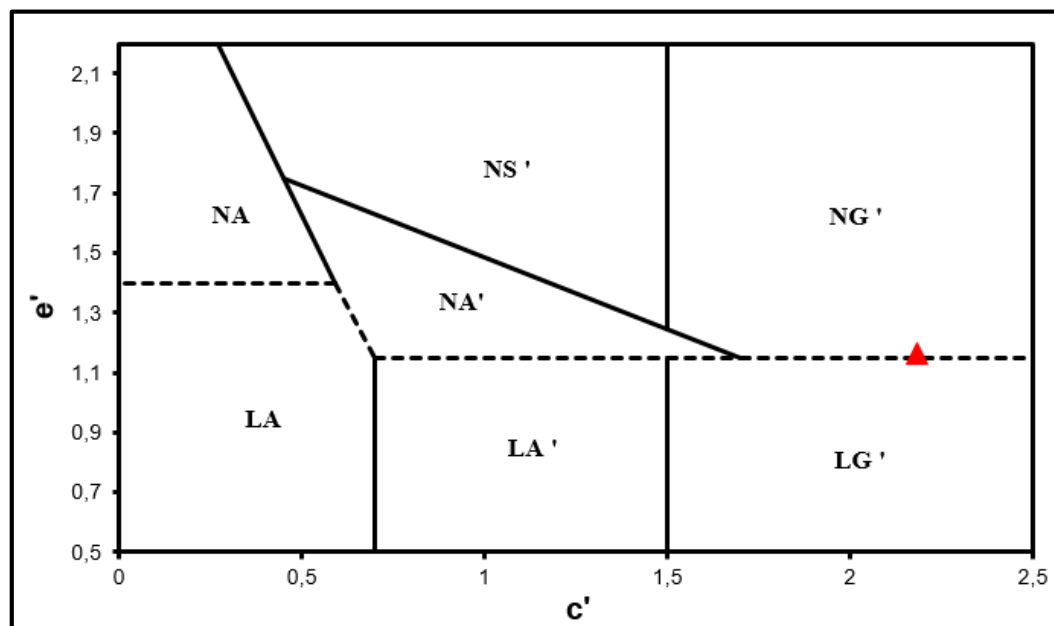
Fonte: Autoria própria

A partir da curva Mini-MCV (Figura 41) foi possível obter o coeficiente de deformabilidade. Já a curva de compactação (Figura 42) correspondente a 12 golpes, permitiu determinar o coeficiente de compactação. Posteriormente, o ensaio de perda por imersão levou a determinar o índice de perda por imersão. Com isso, a Tabela 6 apresenta os parâmetros para a classificação MCT. Com os valores obtidos dos ensaios foi possível plotar o gráfico de classificação dos solos MCT, mostrado na Figura 43. Dessa forma, foi possível definir o solo como não laterítico argiloso – NG'.

Tabela 6 - Parâmetros para classificação MCT

Parâmetros	Valor
Coeficiente de deformabilidade ( $c'$ )	2,12
Coeficiente de compactação ( $d'$ )	50
Índice de perda por imersão ( $P_i$ )	116
Índice de Classificação ( $e$ )	1,16

Figura 43 - Classificação MCT do solo em estudo



Fonte: Autoria própria

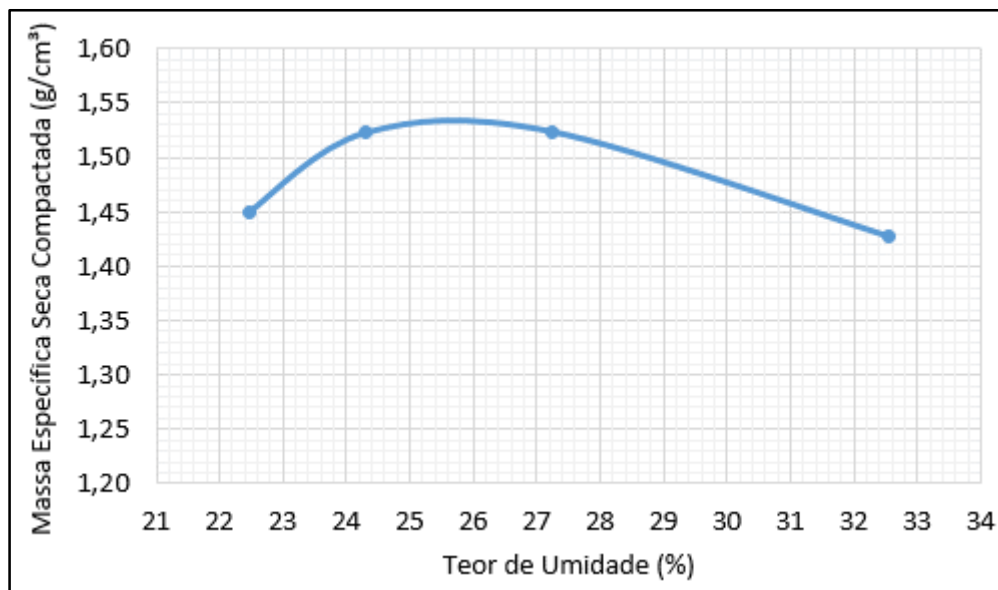
Segundo Nogami e Villibor (2009), os solos argilosos não lateríticos (NG'), compreende os solos saprolíticos argilosos, provenientes de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos), ou cristalinas pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Classificam-se neste grupo os solos superficiais pedogenéticos não lateríticos, como os vertissolos, bem como muitos solos transportados.

## 4.2. Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação foi realizado em duas energias (normal e modificada) para todas as misturas em estudo, com o objetivo de se conhecer a peculiaridade de cada uma das misturas quanto as diferentes energias.

As Figuras 44 à 55 apresentam as curvas de compactação das misturas em estudo.

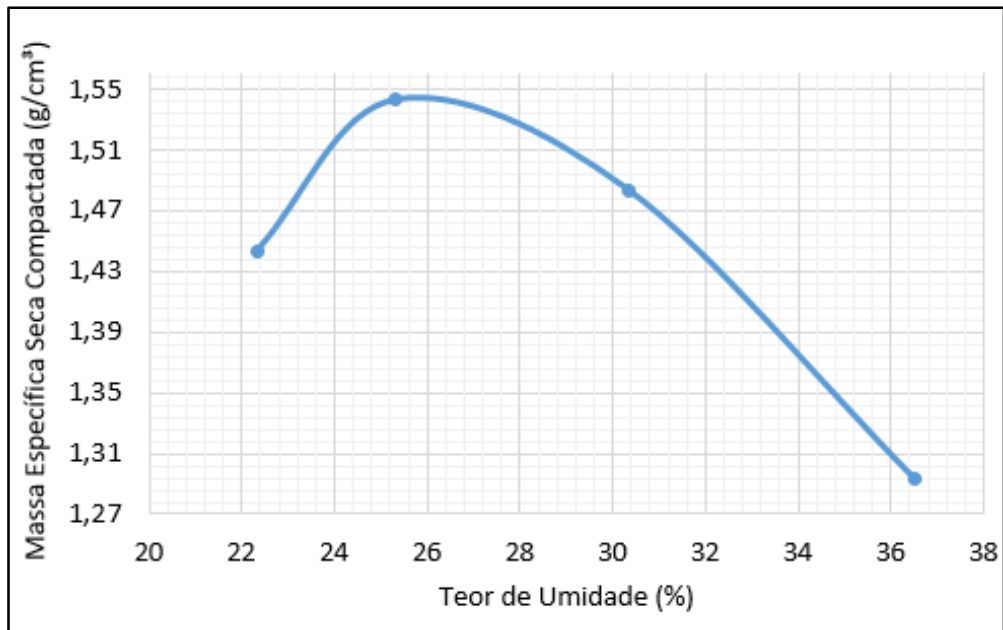
Figura 44 - Curva compactação M1 (100% Solo) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 44 mostra que para mistura 100% solo, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 25,6% e a massa específica seca compactada foi de 1,53 g/cm³.

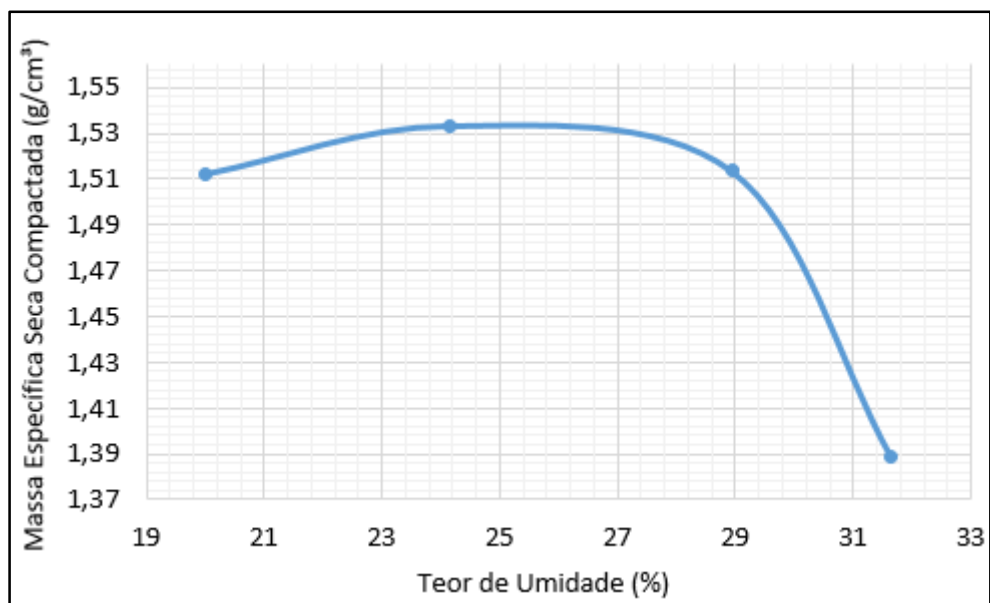
Figura 45 - Curva compactação M2 (98% Solo + 2% Cal) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 45 mostra que para mistura 98% solo + 2% cal, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 25,8% e a massa específica seca compactada foi de 1,54 g/cm<sup>3</sup>.

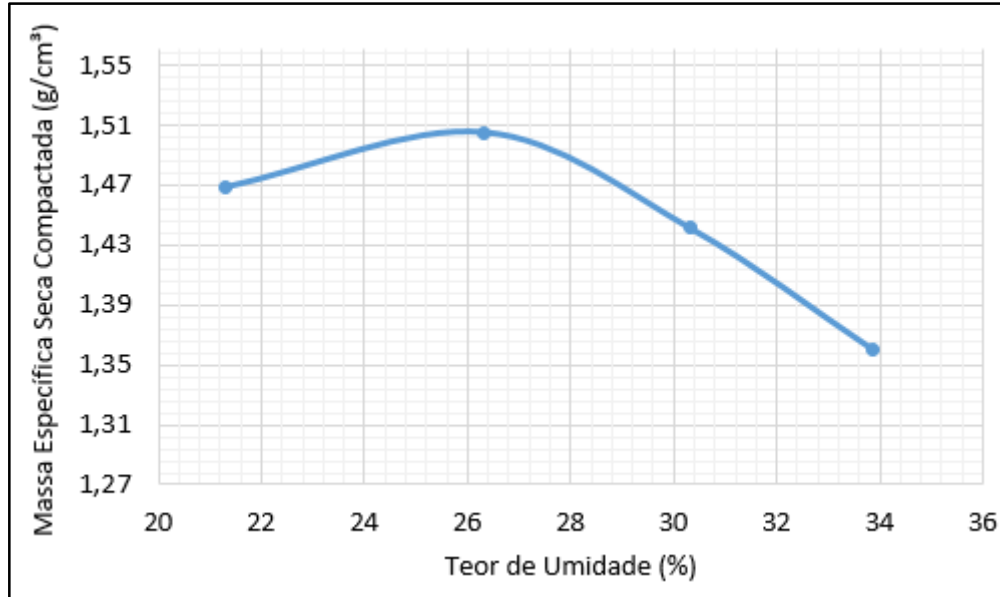
Figura 46 - Curva compactação M3 (94% Solo + 6% Cal) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 46 mostra que para mistura 94% solo + 6% cal, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 25,3% e a massa específica seca compactada foi de 1,53 g/cm<sup>3</sup>.

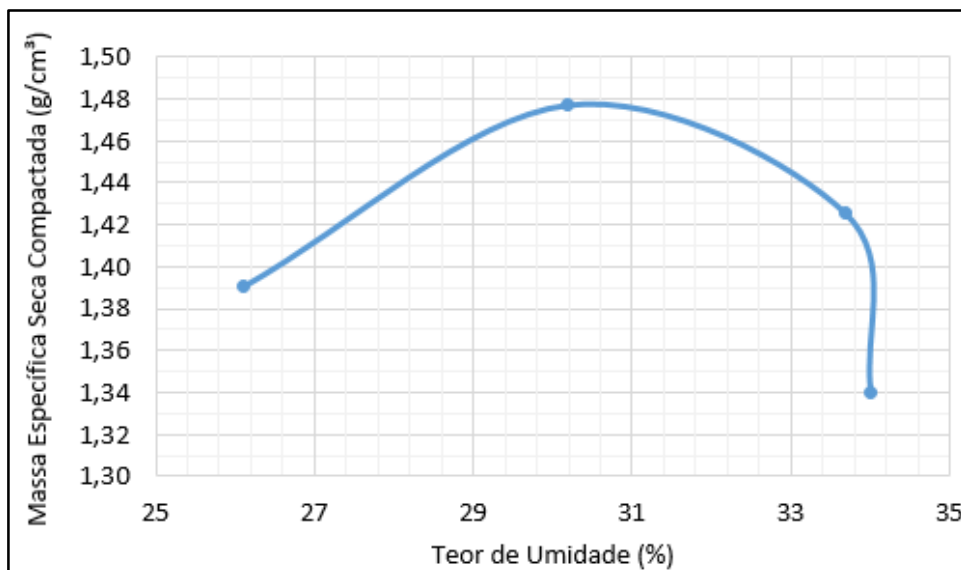
Figura 47 - Curva compactação M4 (98% Solo + 2% Sílica) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 47 mostra que para mistura 98% solo + 2% sílica, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 26,3% e a massa específica seca compactada foi de 1,50 g/cm<sup>3</sup>.

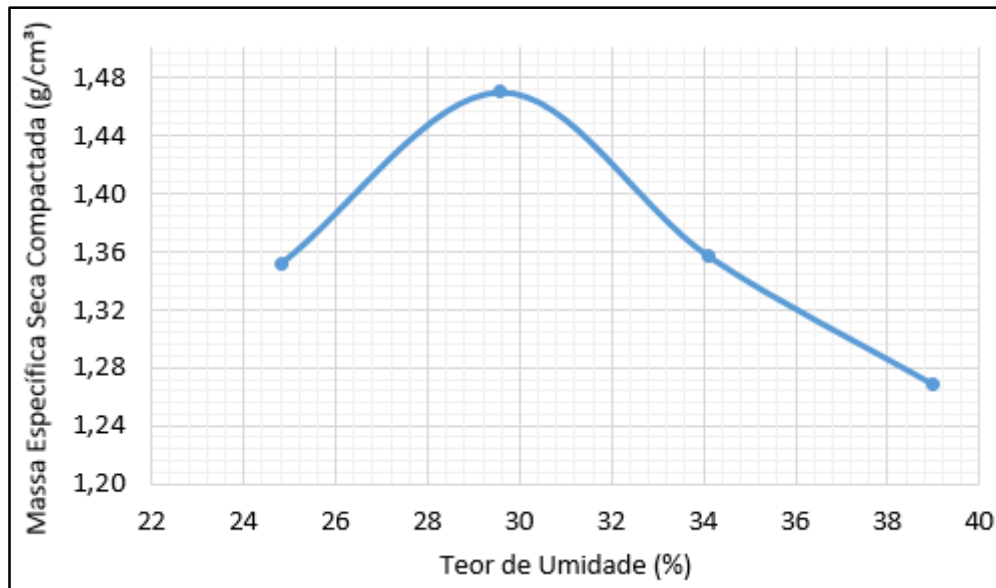
Figura 48 - Curva compactação M5 (94% Solo + 6% Sílica) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 48 mostra que para mistura 94% solo + 6% sílica, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 30,5% e a massa específica seca compactada foi de 1,48 g/cm<sup>3</sup>.

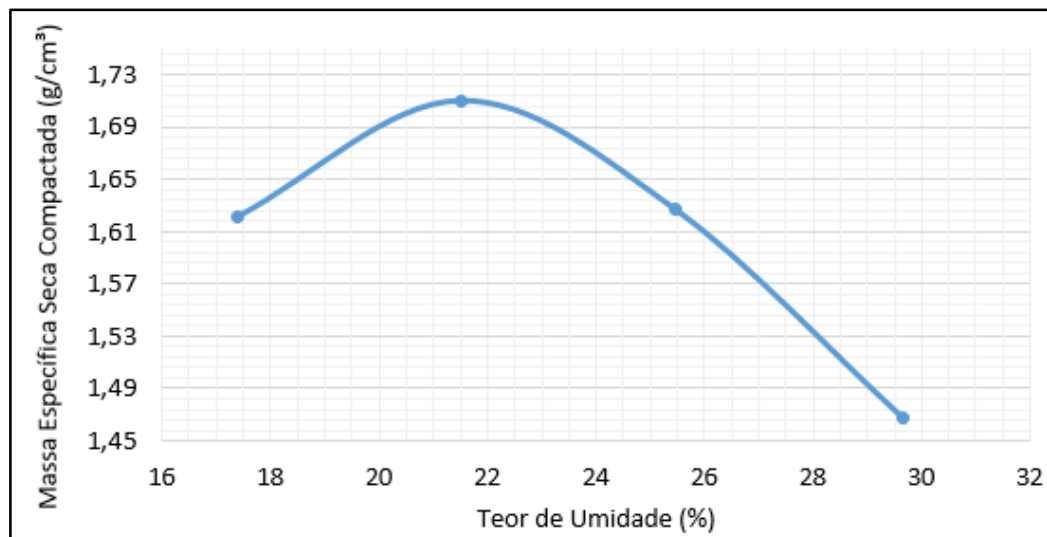
Figura 49 - Curva compactação M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica) – Energia Normal



Fonte: Autoria própria

A Figura 49 mostra que para mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica, na energia normal, a umidade ótima ficou igual a 29,6% e a massa específica seca compactada foi de 1,47 g/cm<sup>3</sup>.

Figura 50 - Curva compactação M1 (100% Solo) – Energia Modificada

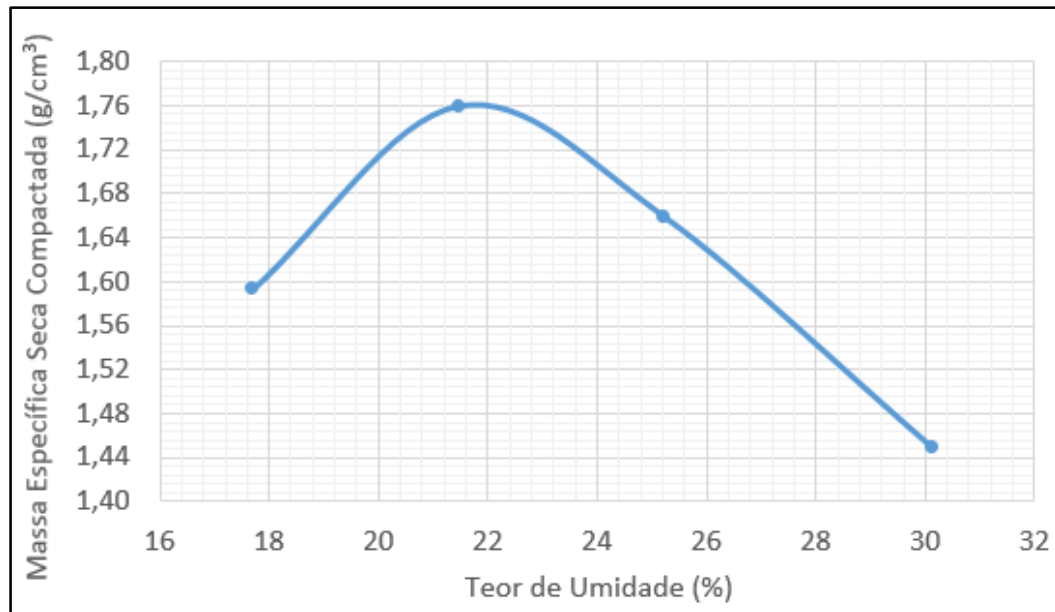


Fonte: Autoria própria



A Figura 50 mostra que para mistura 100% solo, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 21,8% e a massa específica seca compactada foi de 1,71 g/cm<sup>3</sup>.

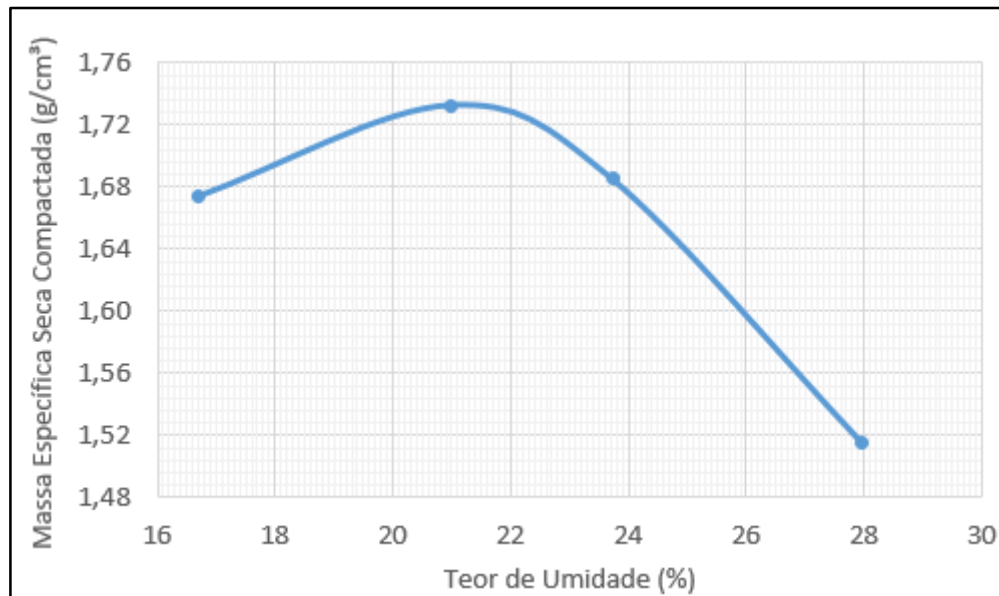
Figura 51 - Curva compactação M2 (98% Solo + 2% Cal) – Energia Modificada



Fonte: Autoria própria

A Figura 51 mostra que para mistura 98% solo + 2% cal, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 21,8% e a massa específica seca compactada foi de 1,76 g/cm<sup>3</sup>.

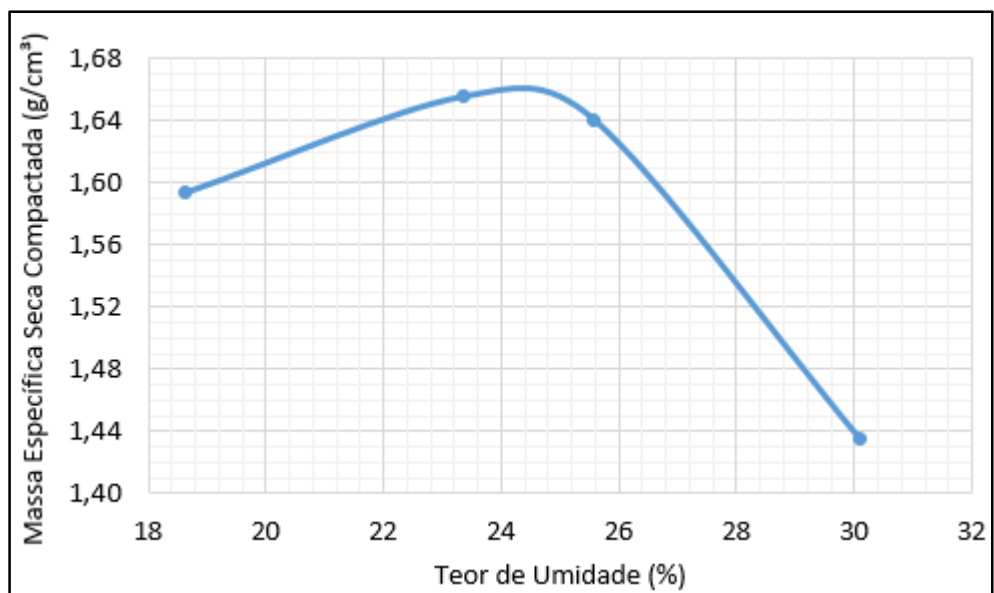
Figura 52 - Curva compactação M3 (94% Solo + 6% Cal) – Energia Modificada



Fonte: Autoria própria

A Figura 52 mostra que para mistura 94% solo + 6% cal, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 21,1% e a massa específica seca compactada foi de 1,73 g/cm<sup>3</sup>.

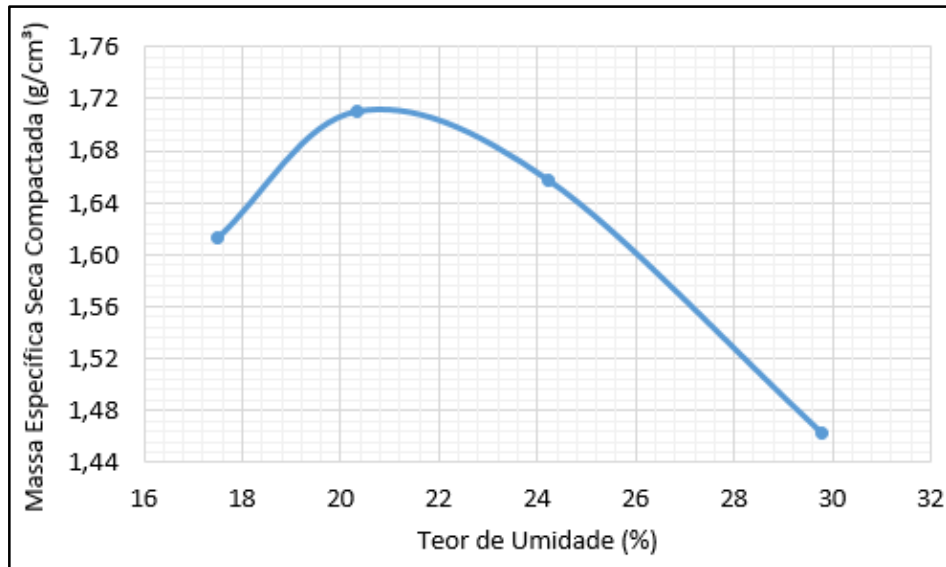
Figura 53 - Curva compactação M4 (98% Solo + 2% Sílica) – Energia Modificada



Fonte: Autoria própria

A Figura 53 mostra que para mistura 98% solo + 2% sílica, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 24,5% e a massa específica seca compactada foi de 1,66 g/cm<sup>3</sup>.

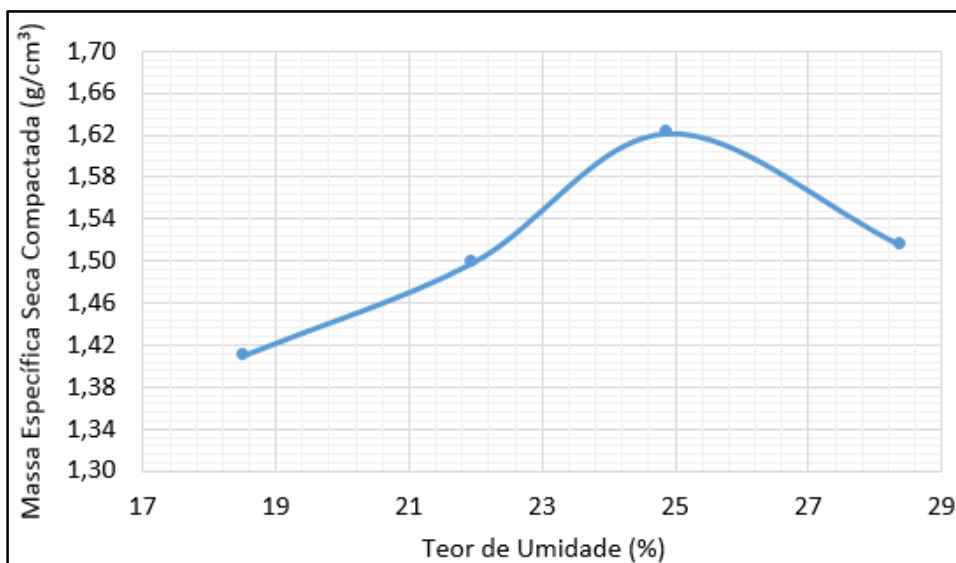
Figura 54 - Curva compactação M5 (94% Solo + 6% Sílica) – Energia Modificada



Fonte: Autoria própria

A Figura 54 mostra que para mistura 94% solo + 6% sílica, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 20,8% e a massa específica seca compactada foi de 1,71 g/cm<sup>3</sup>.

Figura 55 - Curva compactação M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica) – Energia Modificada

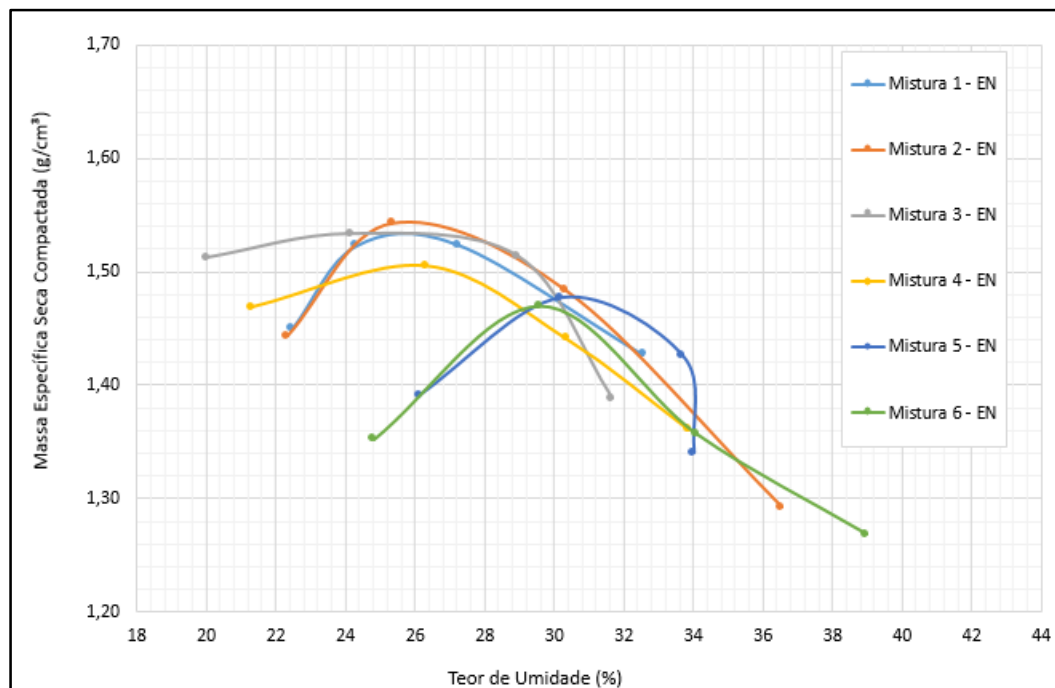


Fonte: Autoria própria

A Figura 55 mostra que para mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica, na energia modificada, a umidade ótima ficou igual a 24,9% e a massa específica seca compactada foi de 1,62 g/cm<sup>3</sup>.

Na Figura 56 são apresentadas, para fins comparativos, todas as curvas de compactação obtidas no estudo, para energia normal.

Figura 56 - Curvas de compactação para as misturas em estudo – Energia Normal

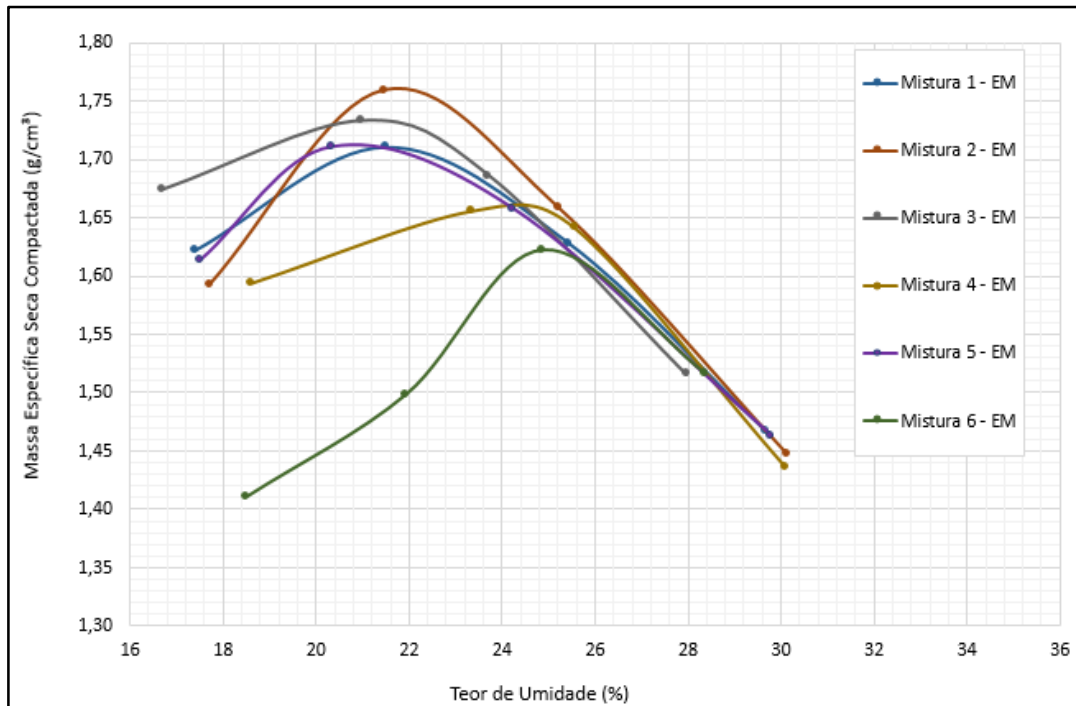


Fonte: Autoria própria

Ao analisar a Figura 56 percebe-se, para a compactação na energia normal, a tendência de diminuição da massa específica seca compactada e o aumento da umidade ótima das misturas com aditivo sílica (Misturas 4 e 5) e cal+sílica (Mistura 6), se comparado com o solo natural (Mistura 1). Já as misturas aditivadas apenas com cal (Misturas 2 e 3) apresentaram comportamento semelhante, quanto a massa específica seca compactada e umidade ótima, com os valores encontrados para o solo natural (Mistura 1). Quanto a umidade ótima, para a compactação em energia normal, é perceptível a tendência de aumento da umidade ótima para as misturas com adição de cal e o aumento da umidade ótima para as misturas contendo sílica e cal+sílica. A mistura que apresentou maior massa específica seca compactada (1,54 g/cm<sup>3</sup>) foi a mistura com adição de 2% de cal (Mistura 2), sendo que esta mistura apresentou umidade ótima de 25,8%.

Na Figura 57 são apresentadas, para fins comparativos, todas as curvas de compactação obtidas no estudo, para energia modificada.

Figura 57 - Curvas de compactação para as misturas em estudo – Energia Modificada



Fonte: Autoria própria

Ao analisar a Figura 57 percebe-se, para a compactação na energia modificada, a tendência de diminuição da massa específica seca compactada e o aumento da umidade ótima nas misturas com aditivo de 2% sílica (Misturas 4) e 3% cal+ 3% sílica (Mistura 6), se comparado com o solo natural (Mistura 1). Já as misturas aditivadas com 2% de cal (Misturas 2), 6% cal (Mistura 3) e 6% sílica (Mistura 5) apresentaram aumento da massa específica seca compactada e diminuição da umidade ótima, quando comparada com o solo natural (Mistura 1). A mistura que apresentou maior massa específica seca compactada (1,76 g/cm<sup>3</sup>) foi a mistura com adição de 2% de cal (Mistura 2), sendo que esta mistura apresentou umidade ótima de 21,8%.

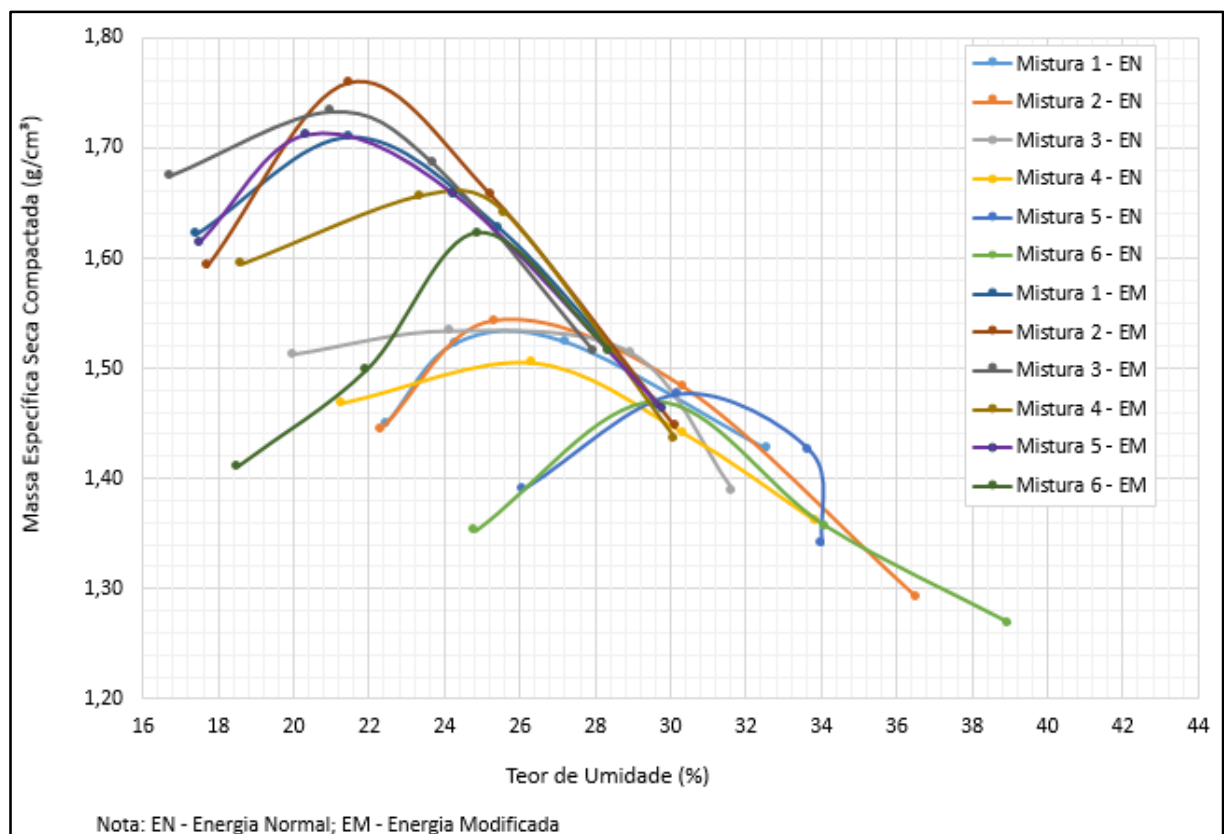
Analisando as Figuras 56 e 57 a diminuição da massa específica seca máxima e o aumento da umidade ótima se explica pelo fato de as partículas de solo se tornarem mais floculadas, quando adicionados os novos materiais ao solo. O índice de vazios aumenta e a estrutura floculada se torna forte para resistir a compactação com índices de vazios mais alto, reduzindo a massa específica seca máxima.

Portanto, a quantidade maior de vazios e a absorção da água pela cal e pela sílica resulta em mais água para preenche-los, de forma a conseguir a maior eficiência na compactação, aumentando a umidade ótima (LOVATO, 2004).

Os resultados também coincidem com os encontrados por Ali, Adnan e Choy (1992) e Muntohar e Hantoro (2000), onde os autores apontam a queda da massa específica seca máxima nas misturas devido à baixa densidade real dos grãos da cal e da sílica de casca de arroz.

Na Figura 58 são apresentadas, para fins comparativos, todas as curvas de compactação obtidas no estudo, para as energias normal e modificada.

Figura 58 - Curvas de compactação para as misturas estudadas



Fonte: Autoria própria

Analisando a Figura 58, ao comparar as misturas compactadas nas energias normal e modificada, nota-se que os valores de umidade ótima para as misturas de energia modificada ficaram abaixo que os obtidos para a energia normal. Consequentemente, os valores de massa específica seca máxima foram superiores. Vale ressaltar que este fato aconteceu em todas as misturas. Nas duas energias

estudadas, normal e modificada, a maior massa específica seca compactada foi encontrada para a Mistura 2 (98% solo + 2% cal).

Na Tabela 7, para fins de apresentação dos dados relativos a cada mistura e a cada energia, são apresentados o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima de compactação para as misturas estudadas.

Tabela 7 - Massa Específica Seca Compactada e Umidade Ótima das misturas estudadas

Mistura	Energia	Massa Específica Seca Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade Ótima (%)
<b>M1 (100% Solo)</b>	Normal	1,53	25,60
<b>M2 (98% Solo + 2% Cal)</b>	Normal	1,54	25,80
<b>M3 (94% Solo + 6% Cal)</b>	Normal	1,53	25,30
<b>M4 (98% Solo + 2% Sílica)</b>	Normal	1,50	26,30
<b>M5 (94% Solo + 6% Sílica)</b>	Normal	1,48	30,50
<b>M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)</b>	Normal	1,47	29,60
<b>M1 (100% Solo)</b>	Modificada	1,71	21,80
<b>M2 (98% Solo + 2% Cal)</b>	Modificada	1,76	21,80
<b>M3 (94% Solo + 6% Cal)</b>	Modificada	1,73	21,10
<b>M4 (98% Solo + 2% Sílica)</b>	Modificada	1,66	24,50
<b>M5 (94% Solo + 6% Sílica)</b>	Modificada	1,71	20,80
<b>M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)</b>	Modificada	1,62	24,90

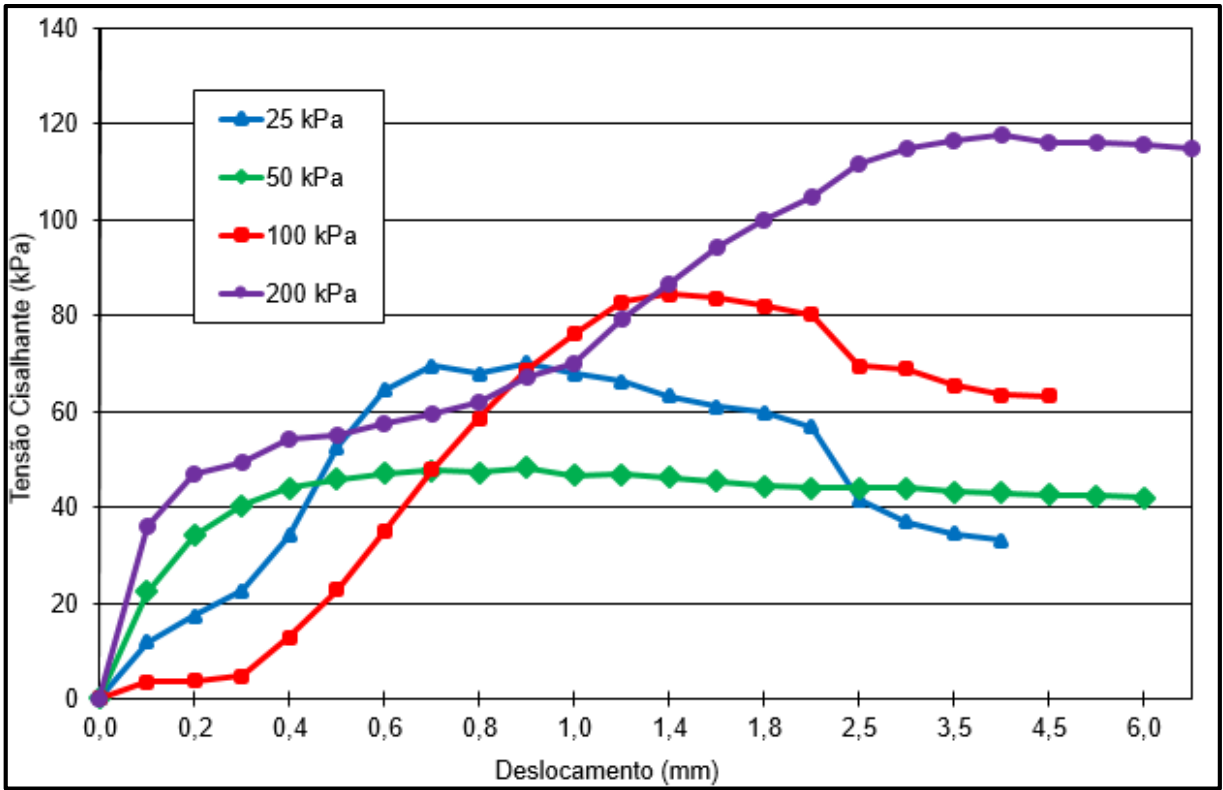
Fonte: Autoria própria

### 4.3. Ensaio de Cisalhamento Direto

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos para o ensaio de cisalhamento direto. Cabe lembrar que devido aos problemas enfrentados na moldagem, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados apenas para a energia normal de compactação.

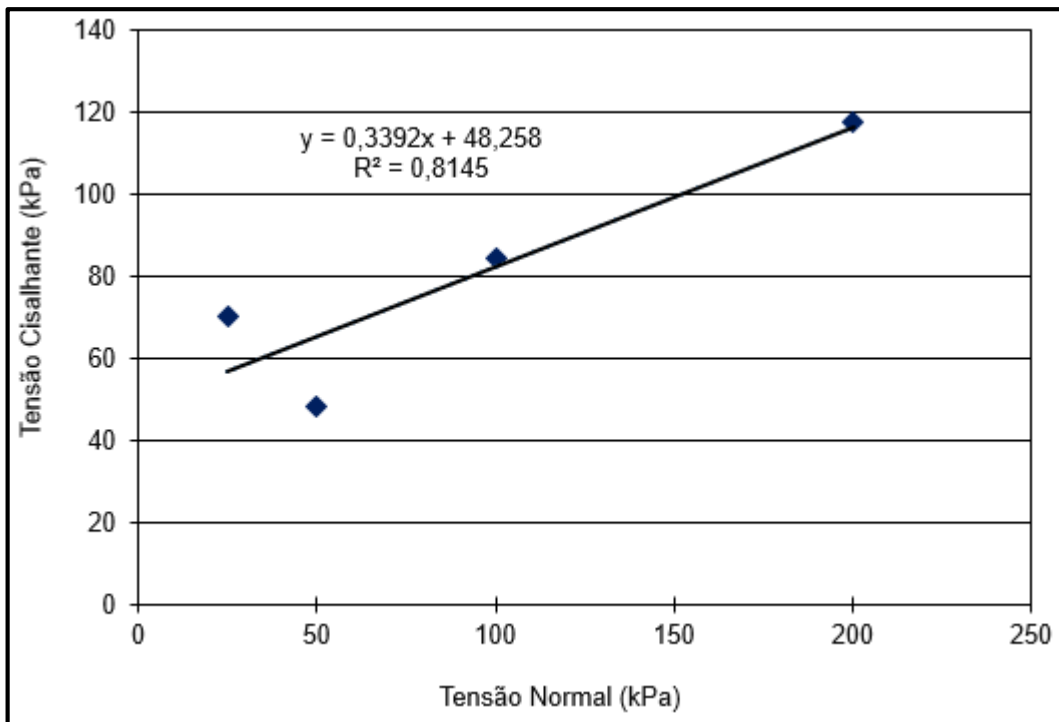
A Figura 59 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada, para a mistura de 100% solo na energia normal. Já a Figura 60, para a mesma mistura, mostra a tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 59 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 100% solo



Fonte: Autoria própria

Figura 60 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 100 % solo



Fonte: Autoria própria



Pela Figura 59 é possível observar que as curvas de tensões normais para 25, 50, 100 e 200 KPa representam que o solo ensaiado está no estado Pré-adensado (PA).

Já pela Figura 60 é possível verificar a envoltória de ruptura, onde o ângulo desta reta é correspondente ao ângulo de atrito e a constante da reta representa o intercepto coesivo (coesão) do material.

A Equação 12 representa a envoltória de ruptura para o solo em seu estado natural e, para obtenção do parâmetro do intercepto coesivo o valor para “x” deverá ser igual à zero.

$$y = 0,3392x + 48,258 \quad (12)$$

Desta forma, para  $x=0$  tem-se que  $y = 0,3392 \times 0 + 48,258 = 48,258$ , assim o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 48 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

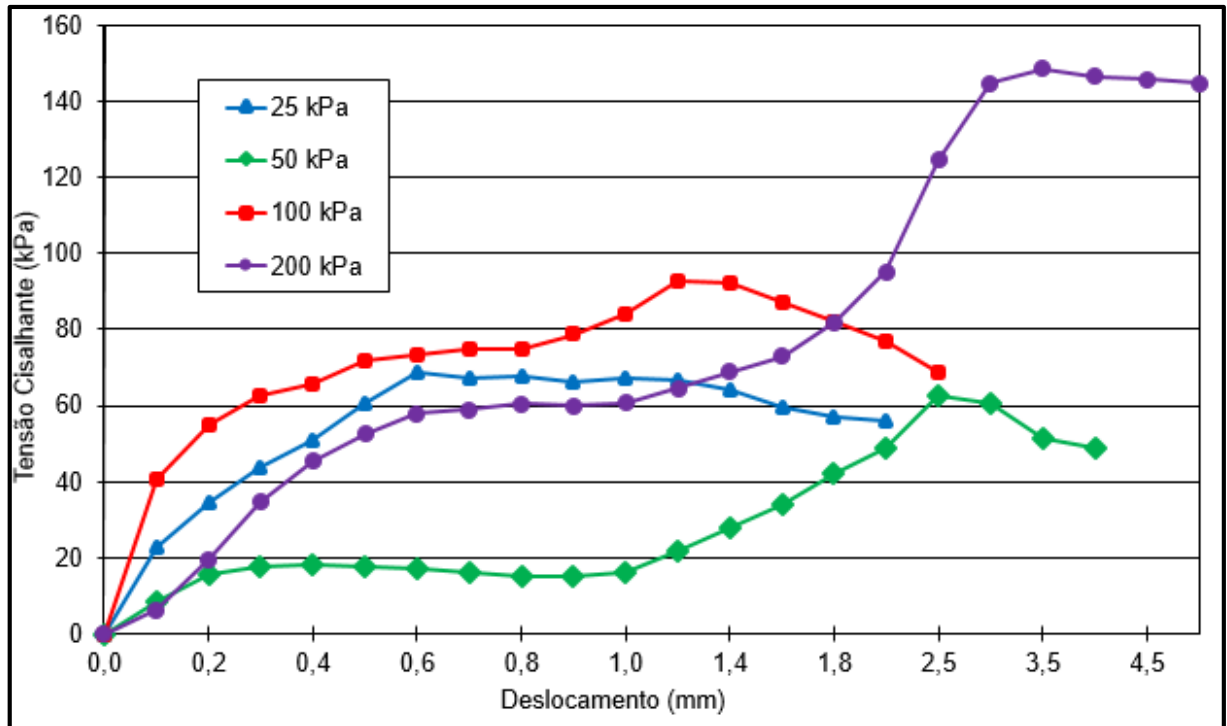
Deste modo:

$$y' = 0,3392 + 0 = 0,3392$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,3392) \cong 18,73^\circ$  valor correspondente ao ângulo de atrito do solo natural compactado sob energia normal.

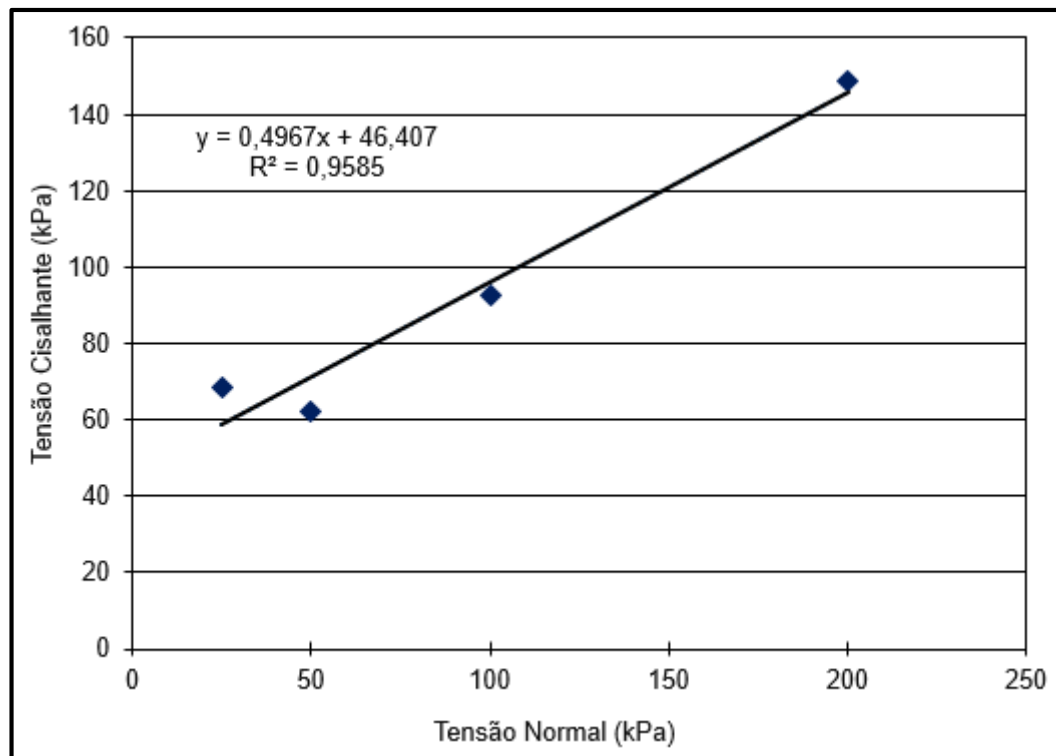
A Figura 61 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada para a mistura de 98% solo + 2% cal , energia normal. Já a Figura 62, para a mesma mistura, mostra a tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 61 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 98% solo + 2% cal



Fonte: Autoria própria

Figura 62 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 98 % solo + 2% cal



Fonte: Autoria própria

Pela Figura 61 é possível observar que todas as curvas (para todas tensões normais em estudo) apresentam que a mistura ensaiada está no estado pré-adensado (PA).

Pela Figura 62, nesta mistura, para  $x=0$  tem-se que  $y = 0,4967 \times 0 + 46,407 = 46,407$ , assim o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 46 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

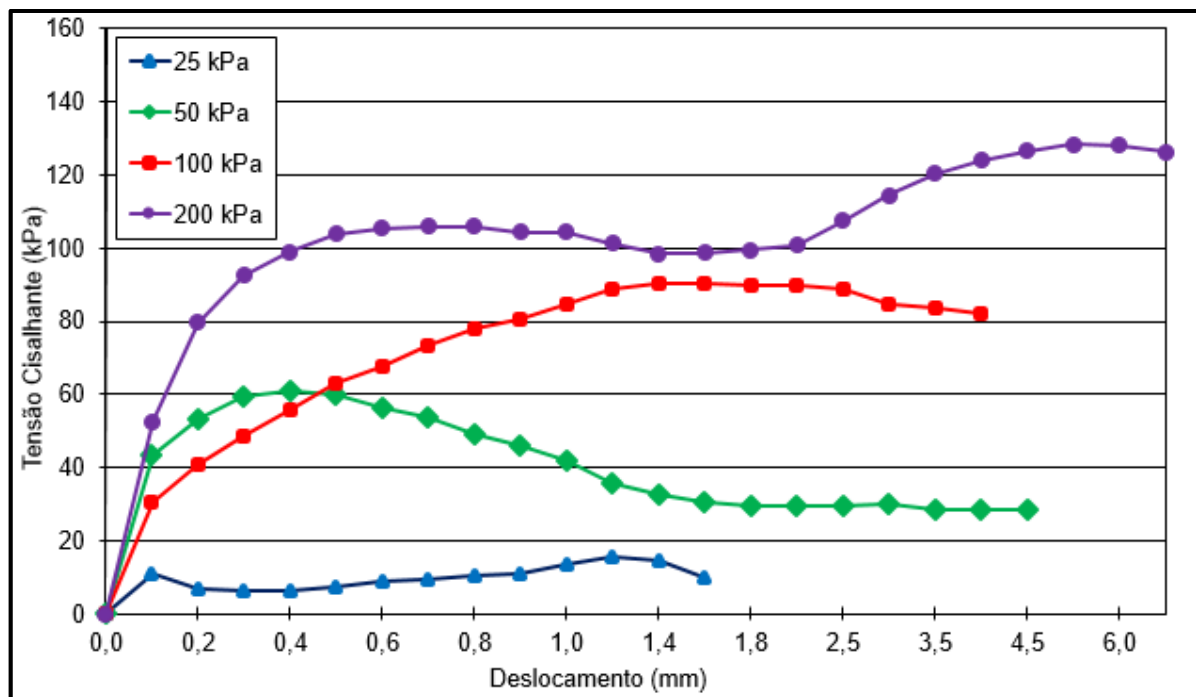
Deste modo:

$$y' = 0,4967 + 0 = 0,4967$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,4967) \cong 24,40^\circ$  valor este, correspondente ao ângulo de atrito da mistura 98% solo + 2% cal.

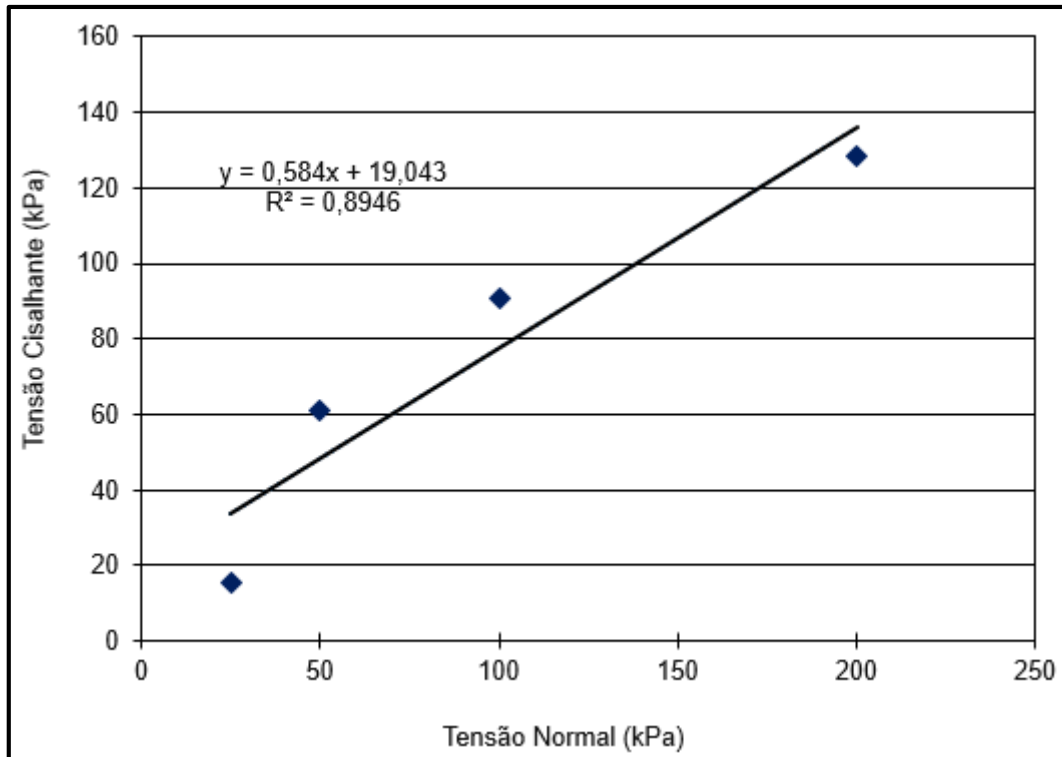
A Figura 63 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada para a mistura de 94% solo + 6% cal , energia normal. Já a Figura 64, para a mesma mistura, mostra a tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 63 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 6% cal



Fonte: Autoria própria

Figura 64 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 6% cal



Fonte: Autoria própria

Pela Figura 63 é possível observar que todas as curvas (para todas tensões normais em estudo) apresentam que a mistura ensaiada está no estado pré-adensado (PA).

Pela Figura 64, nesta mistura, para  $x=0$  tem-se que  $y = 0,584 \times 0 + 19,043 = 19,043$ , assim, o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 19 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

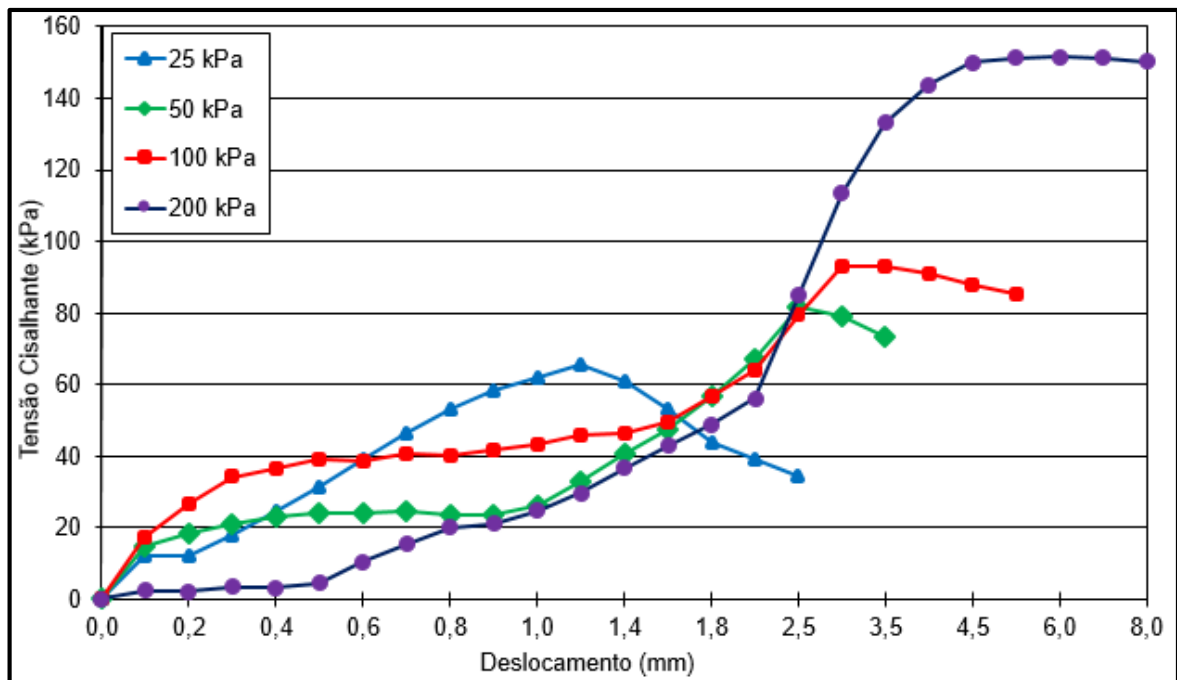
Deste modo:

$$y' = 0,584 + 0 = 0,584$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,584) \cong 30,28^\circ$ , valor este correspondente ao ângulo de atrito da mistura 94% solo + 6% cal.

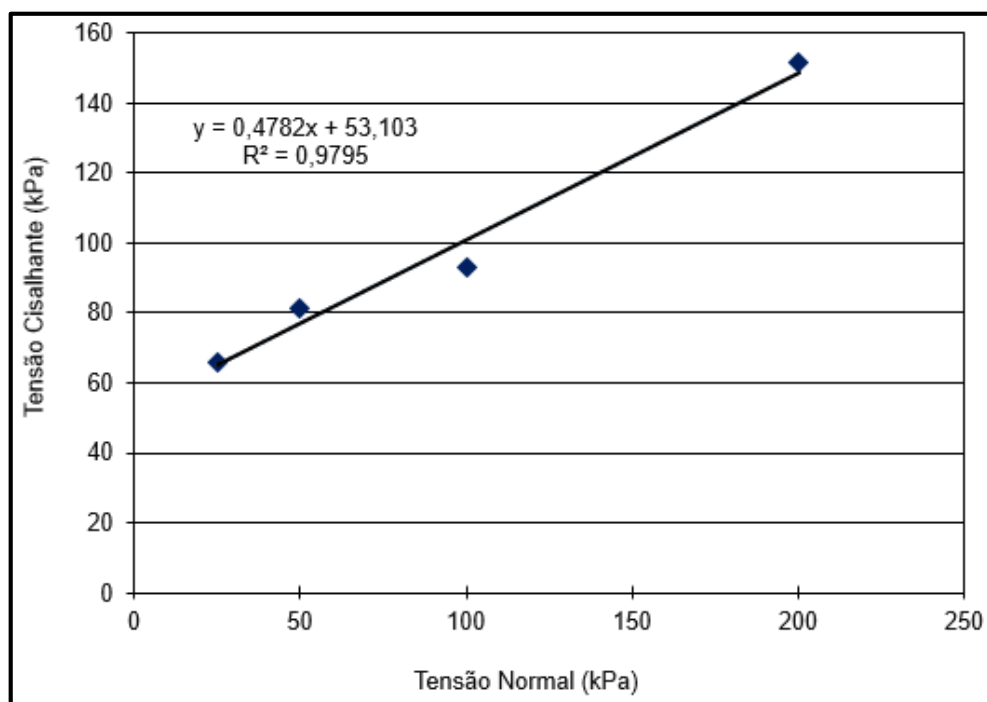
A Figura 65 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada para a mistura de 98% solo + 2% sílica, energia normal. Já a Figura 66, para a mesma mistura, mostra o gráfico da tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 65 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 98% solo + 2% sílica



Fonte: Autoria própria

Figura 66 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 98 % solo + 2% sílica



Fonte: Autoria própria

Pela Figura 65 é possível observar que todas as curvas (para todas tensões normais em estudo) apresentam que a mistura ensaiada está no estado pré-adensado (PA).

Pela Figura 66, nesta mistura, para  $x=0$  tem-se que  $y = 0,4782 \times 0 + 53,103 = 53,103$ , assim o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 53 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

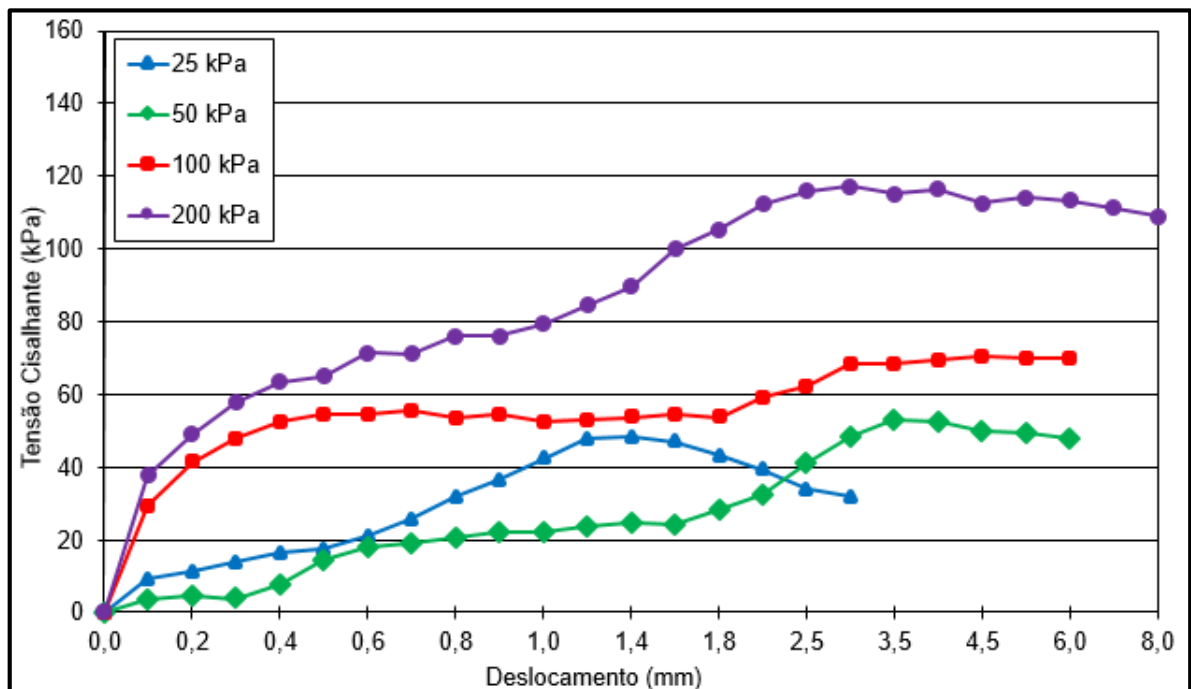
Deste modo:

$$y' = 0,4782 + 0 = 0,4782$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,4782) \cong 25,56^\circ$ , valor este correspondente ao ângulo de atrito da mistura 98% solo + 2% sílica.

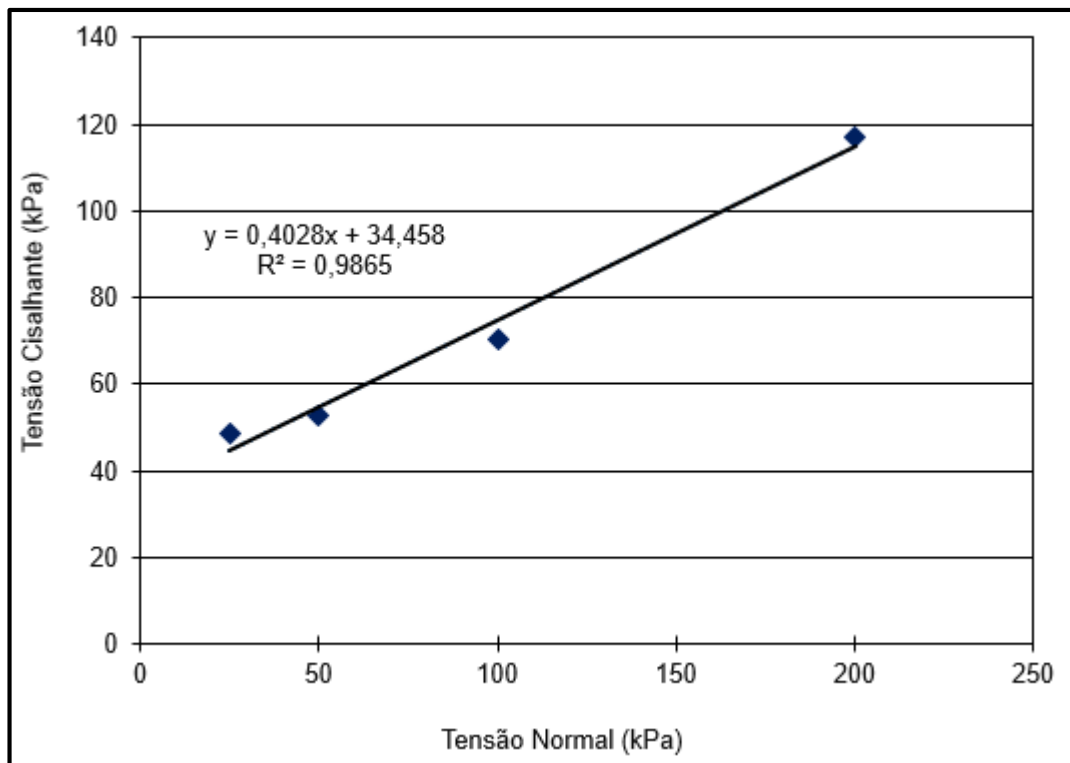
A Figura 67 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada para a mistura de 94% solo + 6% sílica, energia normal. Já a Figura 68, para a mesma mistura, mostra o gráfico da tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 67 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 6% sílica



Fonte: Autoria própria

Figura 68 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 6% sílica



Fonte: Autoria própria

Pela Figura 67 é possível observar que todas as curvas (para todas tensões normais em estudo) apresentam que a mistura ensaiada está no estado pré-adensado (PA).

Pela Figura 68, nesta mistura,  $x=0$  tem-se que  $y = 0,4028 \times 0 + 34,458 = 34,458$ , assim o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 34 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

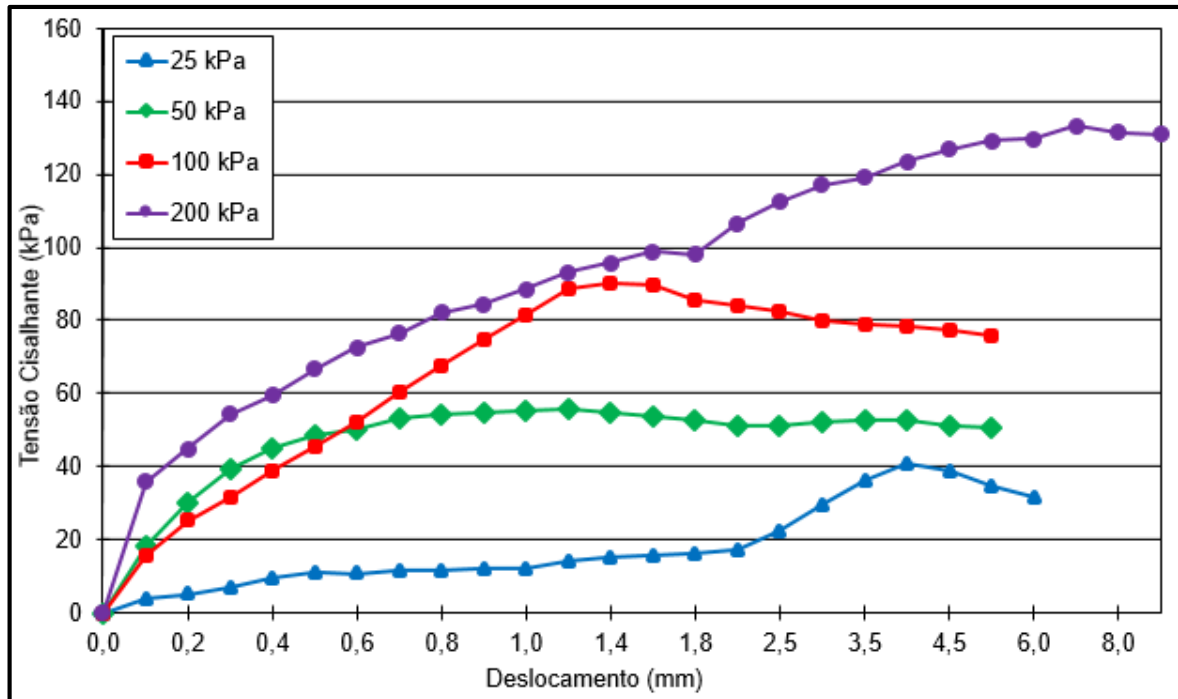
Deste modo:

$$y' = 0,4028 + 0 = 0,4028$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,4028) \cong 21,94^\circ$ , valor este correspondente ao ângulo de atrito da mistura 94% solo + 6% sílica.

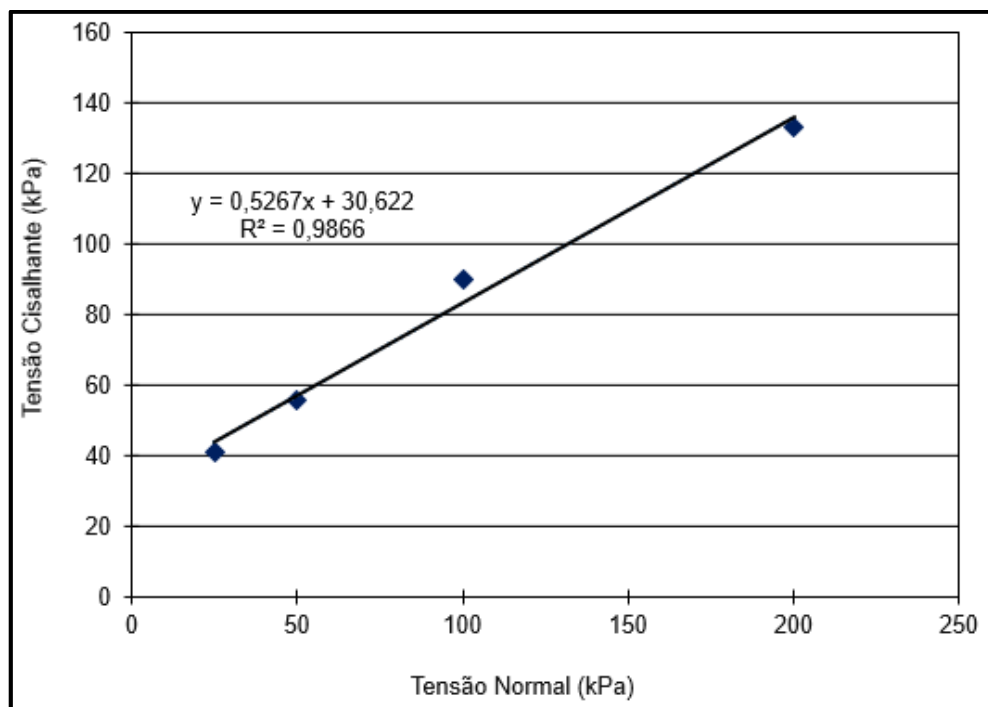
A Figura 69 mostra o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento para cada tensão normal aplicada para a mistura de 94% solo + 3% cal + 3% sílica, energia normal. Já a Figura 70, para a mesma mistura, mostra o gráfico da tensão normal x tensão cisalhante, para cada uma das tensões normais aplicadas.

Figura 69 - Tensão Cisalhante x deslocamento - 94% solo + 3% cal + 3% sílica



Fonte: Autoria própria

Figura 70 - Tensão Cisalhante x Tensão Normal - 94 % solo + 3% cal + 3% sílica



Fonte: Autoria própria



Pela Figura 69 é possível observar que todas as curvas (para todas tensões normais em estudo) apresentam que a mistura ensaiada está no estado pré-adensado (PA).

Pela Figura 70, nesta mistura, para  $x=0$  tem-se que  $y = 0,5267 \times 0 + 30,622 = 30,622$ , assim o valor do intercepto coesivo ( $c'$ ) será aproximadamente 31 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

Deste modo:

$$y' = 0,5267 + 0 = 0,5267$$

Logo:  $\tan^{-1}(0,5267) \cong 27,77^\circ$ , valor este correspondente ao ângulo de atrito da mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica.

Ao analisar as Figuras 60, 62, 64, 66, 68 e 70, quanto à correlação de dados ( $R^2$ ) percebe-se que todas as misturas, exceto a mistura 100% solo e a mistura 94% solo + 6% cal, apresentaram correlações de dados próximas de 1,0, o que vem a dar maior credibilidade aos dados.

Por fim, a Tabela 8 apresenta os valores de intercepto coesivo e de ângulo de atrito para cada uma das misturas em estudo.

Tabela 8 - Intercepto Coesivo e Ângulo de Atrito

Mistura	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
100% Solo	48	18,73
98% Solo + 2% Cal	46	26,40
94% Solo + 6% Cal	19	30,28
98% Solo + 2% Sílica	53	25,56
94% Solo + 6% Sílica	34	21,94
94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica	31	27,77

Fonte: Autoria própria

Pela Tabela 8 é possível observar que apenas a mistura de 98% solo + 2% sílica proporcionou aumento no intercepto coesivo em comparação com a mistura 100% solo, apresentando um aumento de 10,41%, fato esse que pode estar ligado às ligações cimentícias. Todas as misturas restantes, tiveram redução na coesão do solo

se comparado a mistura 100% solo, onde a mistura que apresentou pior desempenho neste quesito foi a mistura 94% solo + 6% cal.

Quanto ao ângulo de atrito (Tabela 8), todas as misturas tiveram melhoras, se comparadas a mistura 100% solo. A mistura 94% solo + 6% cal teve um aumento de 61,66%, sendo esta, a mistura que proporcionou o melhor desempenho quanto ao ângulo de atrito. Entre as misturas com adições de 2% cal, 6% cal, 2% sílica e 3% cal + 3% sílica, verifica-se que não houve uma variação muito grande no ângulo de atrito, alterando pouco os valores. Apenas a mistura 100% solo e a mistura 94% solo + 6% sílica que apresentaram valores de ângulo de atrito distantes, e menores, que as demais.

Portanto, analisando as misturas em estudo, para aplicação em uma barragem de terra, têm-se as misturas com 2% de adições como sendo as ideais para esta finalidade. Isto se explica pelo fato destas misturas (98% solo + 2% cal e 98% solo + 2% sílica) terem melhorado suas características a fim de minimizar a possibilidade (ou evitar) a erodibilidade da mesma. A mistura 98% solo + 2% cal apresentou uma pequena redução na coesão, no entanto, apresentou um aumento considerável no ângulo de atrito, se comparado a mistura 100% solo. E a mistura 98% solo + 2% sílica apresentou aumento da coesão e do ângulo de atrito, se comparado a mistura 100% solo, sendo esta a que apresentou melhor desempenho.

Ainda, quanto as misturas com 6% de adições (94% solo + 6% cal; 94% solo + 6% sílica; 94% solo + 3% cal + 3% sílica), pode-se concluir que, para esta finalidade, as mesmas não são adequadas, pois embora tenha aumentado o ângulo de atrito das misturas, se comparado a mistura 100% solo, estas misturas apresentaram redução na coesão. Este fato pode ser creditado a floculação das partículas de solo, que na presença de uma maior quantidade de adição passa a perder coesão e, em consequência, desagregar.

#### **4.4. Ensaio de Compressão Triaxial**

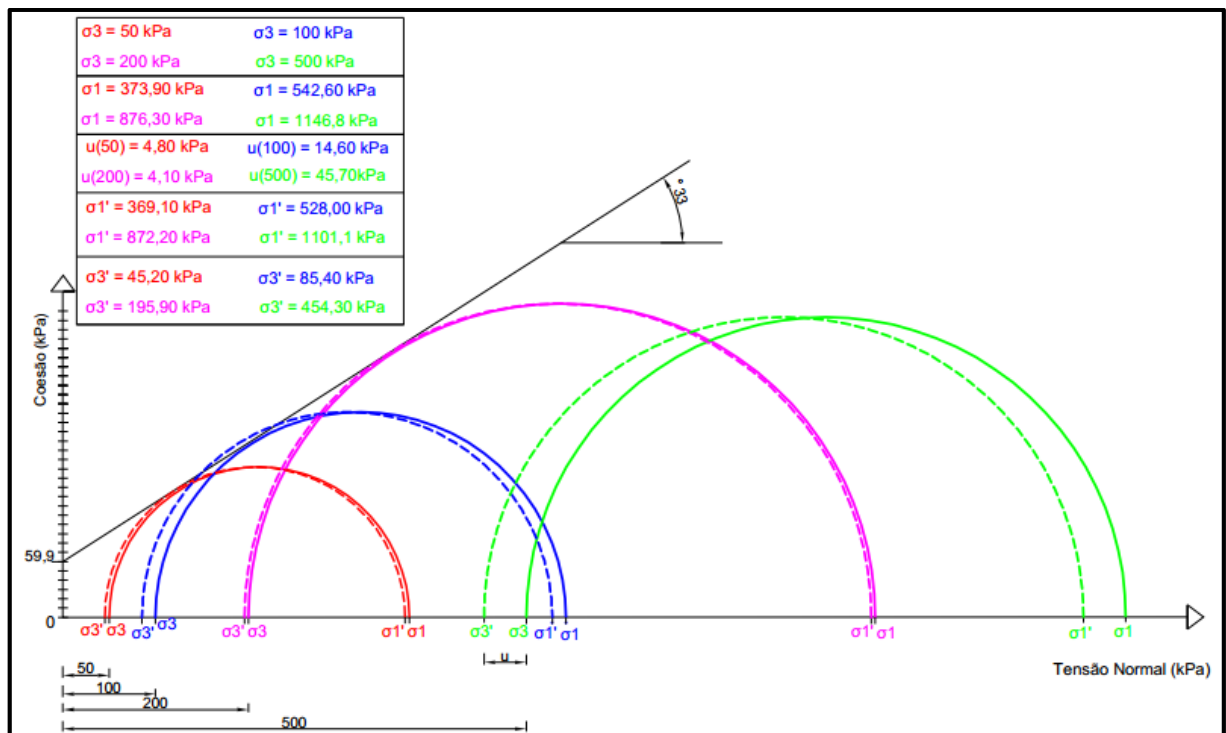
Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos para o ensaio de compressão triaxial. Cabe lembrar que devido ao tempo e por ser pioneira em utilizar o equipamento do Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa, foram realizadas apenas duas misturas (100% solo e 94% solo + 3% cal + 3% sílica),

compactadas na energia normal. Todos os corpos de prova foram deixados saturando durante 24 horas antes da realização do ensaio.

Para as duas misturas tentou-se ensaiar 5 pressões confinantes (50, 100, 200, 400 e 600 kPa), no entanto, para a mistura de 100% solo o corpo de prova ensaiado na tensão confinante 400 kPa não foi satisfatório, apresentando resultados incoerentes, logo, o mesmo foi descartado. Ainda, para a mistura de 100% solo a tensão de 600 kPa não foi alcançada (devido a possível rendimento inadequado do compressor de ar), sendo o corpo de prova ensaiado com tensão confinante de 500 kPa. Já para a mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica o corpo de prova que apresentou inconsistência nos resultados foi com a tensão confinante de 200 kPa, sendo os resultados deste descartados.

Na Figura 71 é mostrada a envoltória de ruptura para os ensaios realizados para mistura de 100% solo. Já a Figura 72 (a) mostra a envoltória de ruptura e a Figura 72 (b) mostra a reta de coesão, para a mistura de 94% solo + 3% cal + 3% sílica.

Figura 71 – Envoltória de ruptura - 100% solo

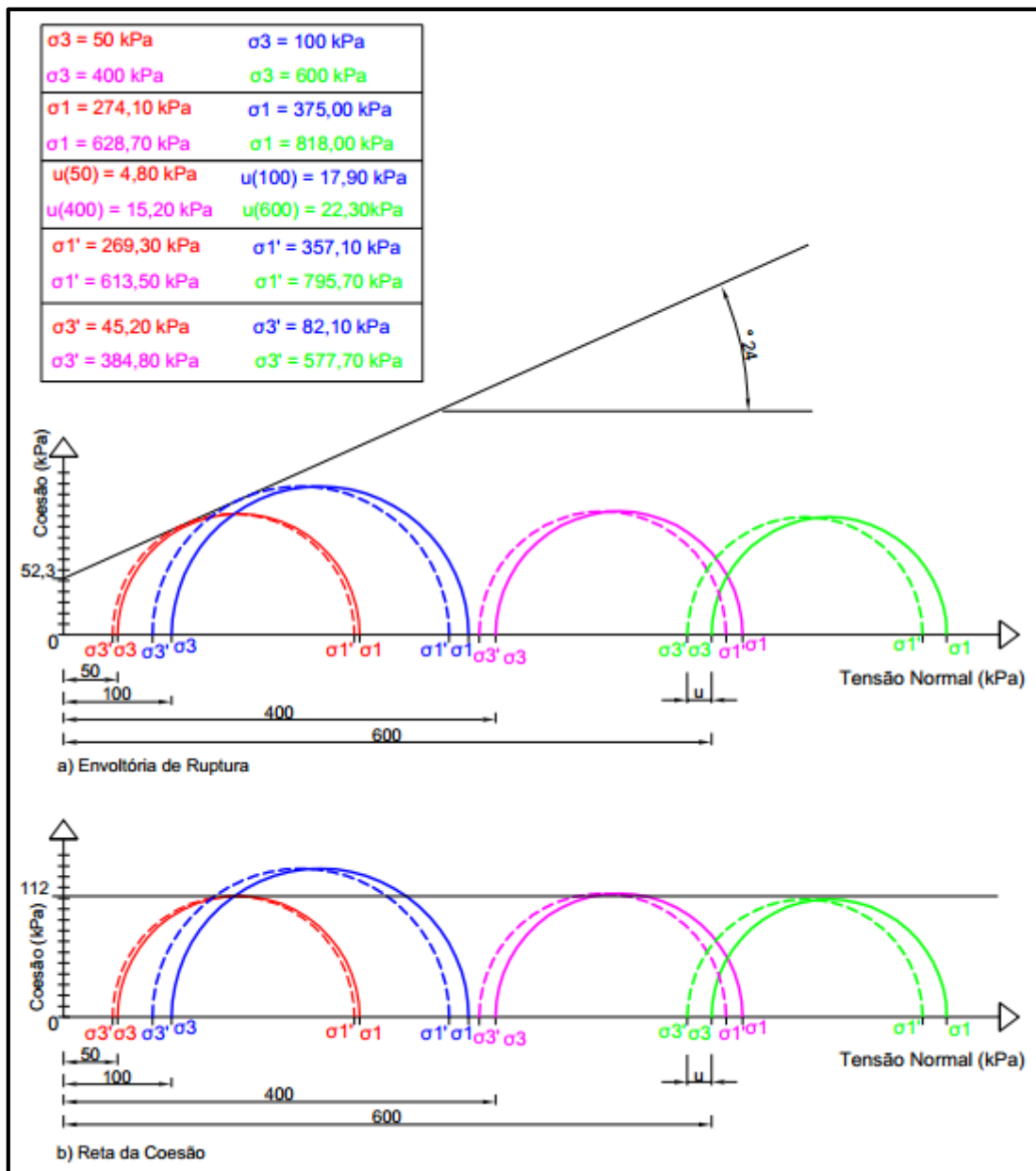


Fonte: Autoria própria

Pela Figura 71, para a mistura 100% solo, é possível observar que as envoltórias para 50, 100 e 200 kPa, em função da tensão efetiva do solo, tiveram seus resultados satisfatórios, permitindo a definição da envoltória, bem como do intercepto

coesivo e do ângulo de atrito. A coesão da mistura 100% solo foi igual a 59,9 kPa, enquanto o ângulo de atrito ficou igual a 33°. Comparando os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto, para a mesma mistura, tem-se inconsistência nos dados. No ensaio do cisalhamento direto a coesão ficou igual a 48 kPa e o ângulo de atrito igual a 18,73°.

Figura 72 - (a) Envoltória de ruptura; (b) Reta da coesão - 94% solo + 3% cal + 3% sílica



Fonte: Autoria própria

Conforme Figura 72, para a mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica, é possível observar que as envoltórias para 50 e 100 KPa, em função da tensão efetiva do solo,

tiveram seus resultados satisfatórios ao respeito do tipo do ensaio (consolidado não drenado), permitindo a definição da envoltória com os dois pontos, bem como do intercepto coesivo e do ângulo de atrito. Para as tensões confinante de 400 e 600 kPa os resultados não foram satisfatórios. A coesão da mistura foi igual a 52,3 kPa, enquanto o ângulo de atrito ficou igual a 24°. Comparando os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto, para a mesma mistura, tem-se inconsistência nos dados. No ensaio de cisalhamento direto a coesão ficou igual a 31 kPa e o ângulo de atrito igual a 27,77°.

Da Figura 72, pode-se justificar certa inconsistência nos dados da mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica, devido ao fato de não ter ocorrido o adensamento do corpo-de-prova e também pelo mesmo talvez não estar em condição 100% saturado no início do ensaio. Nota-se que o comportamento foi de um ensaio não-consolidado-não-drenado (UU) ao invés de um ensaio consolidado-não-drenado (CU) onde o corpo-de-prova deve estar 100% saturado.

É importante ressaltar que devido ao pioneirismo no ensaio de compressão triaxial na Unipampa, sugere-se a execução de mais ensaios que permitam analisar a aferição do equipamento. Além disso, há necessidade de ressaltar que os dados foram todos obtidos manualmente, sendo ideal a implementação e utilização de um sistema de obtenção de dados que proporcione maior qualidade nos resultados.

#### **4.5. Análise de Correlação entre Parâmetros de Compactação e Resistência ao Cisalhamento**

Na Tabela 9 são apresentados os valores encontrados no ensaio de compactação e nos ensaios de resistência ao cisalhamento, para energia normal.

Tabela 9 - Resultados de Compactação e Resistência ao Cisalhamento

Mistura	Energia	Compactação		Resistências			
		Massa Específica Seca Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	Umidade Ótima (%)	Cisalhamento Direto		Compressão Triaxial	
				Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
<b>M1 (100% Solo)</b>	Normal	1,53	25,60	18,73	48	33	59,90
<b>M2 (98% Solo + 2% Cal)</b>	Normal	1,54	25,80	26,40	46	-	-
<b>M3 (94% Solo + 6% Cal)</b>	Normal	1,53	25,30	30,28	19	-	-
<b>M4 (98% Solo + 2% Sílica)</b>	Normal	1,50	26,30	25,56	53	-	-
<b>M5 (94% Solo + 6% Sílica)</b>	Normal	1,48	30,50	21,94	34	-	-
<b>M6 (94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica)</b>	Normal	1,47	29,60	27,77	31	24	52,30

Fonte: Autoria própria

Pela Tabela 9 é possível observar, comparando os resultados da compactação e os resultados de resistência pelo ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial, que para a mistura avaliada de 94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica, se comparada com a mistura 100% Solo, há diminuição da massa específica seca máxima do solo, ocorrendo também diminuição da capacidade resistente ao cisalhamento do solo, principalmente em termos de coesão, que houve redução nos dois ensaios. Comparando os resultados de compactação com os resultados de resistência ao cisalhamento pelo ensaio de cisalhamento direto, nota-se que ao aumentar a quantidade de adições (6% de adições) há tendência de diminuição da coesão do solo. Quanto ao ângulo de atrito não foi possível encontrar uma correlação com os ensaios de compactação devido a dispersão dos resultados, mas é possível notar que a adição de aglomerantes ao solo proporcionou melhora nos resultados, para todas misturas com adições se comparado ao solo natural.

Analisando ainda a Tabela 9, a mistura que apresentou melhor desempenho analisando os três fatores foi a 100% Solo, devido a diminuição do ângulo de atrito e coesão para a mistura 94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões e sugestões para estudos futuros, que resultaram da aplicação do programa experimental do solo estudado. Ressalta-se que todas as conclusões obtidas estão vinculadas ao universo em estudo, a partir delas, pôde-se conhecer melhor as potencialidades e as limitações dos materiais analisados.

### 5.1. Conclusões

Nesta pesquisa foi possível chegar a várias conclusões, as quais são descritas conforme segue:

- Quanto a caracterização do solo:

Pelos ensaios de caracterização do solo foi possível concluir que o solo é argiloso, ou seja, de granulometria muito fina, com aproximadamente 77% do solo passante na peneira 0,075mm. Quanto a plasticidade do solo, o mesmo foi classificado como uma argila altamente plástica. Além disso, por meio da curva granulométrica e dos limites de Atterberg foi possível classificar o solo no sistema SUCS como uma argila inorgânica de alta plasticidade e no sistema HRB como um solo argiloso A-7-6.

Ainda se tratando de classificação de solos, não bastasse as classificações tradicionais de solos, o mesmo foi classificado na metodologia de classificação tropical dos solos (MCT) como sendo um solo argiloso não laterítico (NG').

- Quanto a compactação das misturas:

Com relação aos ensaios de compactação, na energia normal, foi possível observar a tendência de diminuição da massa específica seca compactada e o aumento da umidade ótima das misturas com aditivo sílica e cal + sílica, se comparadas com o solo natural. As misturas aditivadas com cal apresentaram ligeiro aumento da massa específica seca compactada, quanto a compactação do solo natural. Já para energia de compactação modificada, as misturas com cal e a mistura com 6% de sílica tiveram tendência de diminuição da umidade ótima e aumento da

massa específica seca máxima, se comparadas ao solo natural. Já a mistura com 2% de sílica e a mistura constituída de cal + sílica apresentaram diminuição da massa específica seca máxima e aumento da umidade ótima.

Ao comparar as misturas compactadas nas energias normal e modificada, nota-se que os valores de umidade ótima para as misturas de energia modificada ficaram abaixo que os obtidos para a energia normal, logo, os valores de massa específica seca máxima foram superiores.

- Quanto ao ensaio de cisalhamento direto:

A mistura de 98% solo + 2% sílica proporcionou o maior aumento (10,41%) no intercepto coesivo, em comparação com o solo natural. Todas as misturas restantes, tiveram redução na coesão do solo, se comparado ao solo natural. A mistura que apresentou pior desempenho neste quesito foi a mistura 94% solo + 6% cal.

Quanto ao ângulo de atrito todas as misturas tiveram melhoras, se comparado ao solo natural. A mistura 94% solo + 6% cal teve um aumento de 61,66%, sendo esta, a mistura que proporcionou o melhor desempenho quanto ao ângulo de atrito.

Portanto, analisando as misturas em estudo, para aplicação em uma barragem de terra, tem-se a mistura 98% solo + 2% sílica que apresentou o melhor desempenho, quanto ao intercepto coesivo e, também, quanto ao ângulo de atrito.

Já as misturas com 6% de adições (94% Solo + 6% Cal; 94% Solo + 6% Sílica; 94% Solo + 3% Cal + 3% Sílica) mostraram-se inadequadas para aplicação em barragens de terra, pois embora tenha aumentado o ângulo de atrito das misturas, se comparadas ao solo natural, estas misturas apresentaram redução na coesão. Este fato pode ser creditado a flocculação das partículas de solo, que na presença de uma maior quantidade de adição passa a perder poder de coesão e, em consequência, desagregar.

- Quanto ao ensaio de compressão triaxial:

Para o ensaio de compressão triaxial conseguiu-se obter resultados para duas misturas, compactadas na energia normal. No entanto, ainda há necessidade de obtenção de mais resultados no equipamento para aferição do mesmo. A mistura de 100% solo obteve melhor desempenho quanto a coesão e ângulo de atrito se comparado com a mistura 94% solo + 3% cal + 3% sílica.



Os resultados obtidos para as duas misturas estudadas divergiram do ensaio de cisalhamento direto, mas mesmo assim conseguiu-se obter a envoltória de ruptura para as misturas ensaiadas. Os resultados de ângulo de atrito e coesão foram maiores do que os encontrados para as mesmas misturas no ensaio de cisalhamento direto.

- Conclusão global

O trabalho de conclusão aqui apresentado teve resultados satisfatórios para utilização de solo aditivada de cal e sílica para aplicação em barragens de terra de pequeno porte, demonstrado, principalmente pelo ensaio de cisalhamento direto. As misturas acrescidas de adições de cal, sílica e cal-sílica tiveram melhoras no ângulo de atrito em todos os casos. Além disso, a mistura acrescida da porcentagem de 2% sílica apresentou melhoria no valor de interpecto coesivo. Se comparando as misturas, 100% solo e 94% solo + 3% cal + 3% sílica, ensaiadas nos dois ensaios (cisalhamento direto e compressão triaxial) a mistura 100% solo foi a que apresentou melhor desempenho.

Para as misturas ensaiadas utilizando cisalhamento direto e compressão triaxial, foram obtidos valores de parâmetros de resistência maiores no ensaio triaxial. Isso indica a possibilidade de que os parâmetros de resistência medidos no cisalhamento direto correspondam às tensões totais.

De acordo com isso, então, a utilização de materiais alternativos na estabilização de solo para utilização em barragens de pequeno porte vem a contribuir de forma satisfatória, tanto na resistência ao cisalhamento da barragem, como ambientalmente, utilizando materiais locais para a melhoria da capacidade do solo.

## **5.2. Sugestões para Pesquisas Futuras**

Com o intuito de complementar a pesquisa apresentada neste trabalho, sugere-se:

- Realizar os ensaios de compressão triaxial para as misturas na energia normal aqui não realizados, assim como para todas misturas em energia modificada;
- Realizar o ensaio de cisalhamento direto para as misturas estudadas na energia modificada, a fim de compará-los com os ensaios aqui realizados
- Realizar as misturas para diferentes idades de cura, para avaliar a influência do tempo de cura;

- Executar barragens de terra experimentais para as melhores misturas em estudo, a fim de avaliar o desempenho da mesma no campo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, L. A. **Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados e Estabilizados Quimicamente para Uso de Barragens.** Tese (Doutorado) em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília, 2014.

ALI, F. H.; ADNAN, A.; CHOY, C. K. **Geotechnical Properties of a Chemically Stabilized Soil from Malaysia Witch Rice Husk Ash as an Additive.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 10, n. 2, PP. 117 – 134, Amsterdam, 1992.

AMU, O. O.; BAMISAYE, O. F.; KOMOLAFE I. A. The suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavement. **International Journal of Pure and Applied Sciences and Technology.** p. 29-46, 2011.

ARABANI, M.; VEIS KARAMI, M. Geomechanical Properties of Lime Stabilized Clayey Sands. In: 2ª International Symposium on Treatment and Reciclyng of Materials for Transport Infraestructure. **Anais...**10 p., Paris, 2005.

ARAÚJO, A. F. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias no estado do Ceará.** Dissertação (Mestre em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, 2009.

ASSIS, A. P.; HERNANDEZ, H. M.; COLMANETTI, J.P. **Apostila de Barragens.** UnB, Brasília, DF. 170 p. 2003

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 6457** – Amostras de solos – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459:** Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508:** Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7175:** Cal hidratada para argamassas – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180:** Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_. **NBR 7181:** Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

\_\_\_\_. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

\_\_\_\_. **NBR 7185:** Solo – Determinação Massa Específica Aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

\_\_\_\_. **NBR 9604:** Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

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

BARBOSA, N. P.; TOLÊDO FILHO, R. D. Construção com terra crua. In: TOLÊDO FILHO, R. D.; NASCIMENTO, J. W. B.; GHAVAMI, K. **Materiais não convencionais para construção rurais**. Campina Grande: UFPB/SBEA. Cap. 4. 1997.

BASHA, E. A.; HASHIM, R.; MUNTOHAR, A. S. **Effect of the Cement – Rice Husk Ash on the Plasticity and Compaction of Soil**. Electronic Journal of Geotechnical Engineering. <Disponível em : <http://www.ejge.com/2003/Ppr0304/Abs0304.htm>>. Publicado no site em 2003. 11 p., 2003.

BASMA, A. A.; TUNCER, E. R. Effect of Lime on Volume Change and Compressibility of Expansive Clays. **Transportation Research Record**. N°. 1295, p. 52-61, Washington D.C., 1991.

BEHAK, L. **Estabilização de um Solo Sedimentar Arenoso Uruguai com Cinza de Casca de Arroz e Cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC-UFRGS, Porto Alegre, 2007.

BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Curso de Engenharia Civil. Ijuí/RS. 2006.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese de

Doutorado em Transportes. Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP. 237 p., 1995,

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6 Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. Ed. Revisada e ampliada. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

CARVALHO, J. B. Q. A presença de componentes amorfos nos solos lateríticos. In: 18ª Reunião Anual de Pavimentação, 1983, Porto Alegre. **Anais...** p. 407-415.

COSTA, W. D. **Eologia de Barragens**. Editora Oficina de Textos. 1ª Ed. 352 p. 2012.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J.S. Classificação MCT para solos tropicais. **Solos e Rochas**. Vol. 16 (2), 77-91 São Paulo. 1993.

CRISTELO, N. **Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal**. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil, Estruturas, Geotecnia e Fundações. Universidade do Minho. Guimarães, 2001.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6 Ed. Tradução All Tasks. Revisão Técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Thomson Learning, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256/94**: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro: DNER, 1994a. 6 p.

\_\_\_\_\_. **ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro: DNER, 1994b. 14 p.

\_\_\_\_\_. **CLA 259/96**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1996. 6 p.

DOUGLAS, O. A. O. Evaluation of Admixture Stabilization for Problem Laterite. Journal of Transportation Engineering. **Anais...** Vol 115. Nº 6. 1989.

EMMERT, F. **Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia – GO**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de Brasília, 2010.

EPPS, J. A.; DUNLAP, W. A.; GALLAWAY, B. M. Soil Stabilization: A Mission Oriented Approach. Highway Research Record. **Anais...** N°. 351, pp. 1 – 20, Washington, D. C., 1971.

FERNANDES, W. D. **Verificação da resistência ao cisalhamento e estabilidade de taludes de um solo natural e melhorado com cimento, cal e cinza da casca de arroz**. Trabalho de Conclusão de Curso (TCC). Universidade Federal do Pampa. Alegrete/RS. 2013.

**FORTEST.** Disponível em <  
[http://www.fortest.com.br/ecommerce\\_site/produto\\_4509\\_7895\\_LIMITE-DE-PLASTICIDADE-KIT\\_>](http://www.fortest.com.br/ecommerce_site/produto_4509_7895_LIMITE-DE-PLASTICIDADE-KIT_>). Acesso em: 10 out. 2015.

GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 2ª Ed. São Paulo: PINI, 2002.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2º Edição, São Pulo: Pini, ABMS/ABEF, 1998.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, Vol. 2. 412p. 1982.

HERRIN, J. R.; MITCHELL, H. Lime-Soil Mixtures. Highway Research Board Bulletin. **Anais...** N°. 304, pp. 99 – 121, Washington, D. C., 1961.

IRGA (2011). **Instituto Rio Grandense do Arroz**. <Disponível em: <[http://www.irga.rs.gov.br/uploads/anexos/1319216535Area\\_Producao\\_e\\_Produtividade.pdf](http://www.irga.rs.gov.br/uploads/anexos/1319216535Area_Producao_e_Produtividade.pdf)>, publicado em 20 de maio de 2011, 3 p., 2011.

JACINTHO, E. C. **Estudos das propriedades e comportamentos de misturas solo-emulsão aplicado a barragens**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília. DF. 279 p. 2010.

KLAMT, A. R. **Utilização da cal e da cinza da casca de arroz no melhoramento das propriedades geotécnicas de solo.** Trabalho de conclusão de Curso. Unipampa. Alegrete/RS. 2012.

LAMBE, T. S.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley. 553p. 1969.

LAMBE, T. W. Soil Stabilization. In: **Foundation Engineering.** Cap. 4. Editado por G. A. Leonards. Ed. Mc Graw – Hill Book Co. 1962.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics.** New York: J. Wiley & Sons. 553p. 1979.

LEÃO, L. A.; FORTES, R. M. **Estudo da variabilidade da resistência ao cisalhamento de alguns solos classificados segundo a MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) para dois níveis de energia: normal e intermediária.** VII Jornada de Iniciação Científica. Universidade Presbiteriana Mackenzie, 2011.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. Estabilização de Solos III: Mistura Solo-Cal para fins Rodoviários. **Caderno Didático N° 334.** Viçosa, MG: Universidade Federal de Viçosa, 40 p.. 1993.

LOVATO, R. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC-UFRGS, Porto Alegre, 2004.

MACIEL FILHO, C. L. **Introdução à Geologia de Engenharia.** 3. ed. Santa Maria: UFSM, 2008.

MARANGON, M. **Mecânica dos Solos II.** Universidade Federal de Juiz de Fora. Faculdade de Engenharia. Departamento de Transportes. 2013.

MARTON, I. F. M.; et al.. Avaliação da utilização em pisos intertravados da sílica de casca de arroz obtida através da combustão em leito fluidizado. **Anais...** 55° Congresso Brasileiro do Concreto. P. 1-10, 2013.

MAYER, F. D.; CASTELLANELLI, C.; CREMONESE, G.; HOFFMANN, R.; OLIVEIRA, J. H. R. Viabilidade de geração de energia através da casca de arroz: Um estudo de caso. **Anais...** XXVII Encontro Nacional de Engenharia de Produção. 2007.

MUNTOHAR, A. S.; HANTORO, G. Influence of Rice Husk Ash and Lime on Engineering Properties of a Clayey Subgrade. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**. <Disponível em: [www.ejge.com/2000/Ppr0019/Abs0019.htm](http://www.ejge.com/2000/Ppr0019/Abs0019.htm)>, Publicado em 2000, 12 p., 2000.

NATIONAL LIME ASSOCIATION (NLA). **Lime-Treated Soil Construction Manual**. Lime Stabilization & Lime Modification. NLA, Bulletin N° 326, 41 p., 2004.

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

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias. **Anais...** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol. 1, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 30-41, 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentos econômicos – tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. São Paulo. Editora Arte & Ciência. 2009.

NOGUEIRA, J.B. **Ensaio de laboratório em mecânica dos solos**. São Carlos: EESC/USP. 1995.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 150 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª Edição. Editora Terratek, 2007.

PAGNOSSIN, M. L. **Estudo da estabilização de um solo laterítico, sob adição de cal e sílica da casca de arroz para edificação de barragens**. Trabalho de Conclusão de Curso (TCC). Curso de Engenharia Agrícola. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Farroupilha. Universidade Federal do Pampa. Alegrete/RS. 2015.

PETRY, T. M.; GLAZIER, E. J. The Effect of Organic Content on Lime Treatment of Highly Expansive Clay. **Anais...** 2ª International Symposium on Treatment and Recycling of Materials for Transport Infrastructure, 15 p., Paris, 2005.



Pilecco Nobre. Sílica de Casca de Arroz. **Ficha Técnica**. Disponível em < <http://www.pilecconobre.com.br/sustentabilidade/silica-e-energia-renovavel> >. Acesso em: 09 set. 2015.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 2ª Edição Ampliada. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RAHMAN, M. A. **The Potential of Some Stabilizers for the Use of Lateritic Soil in Construction**. Building and Environment Journal, v. 21, n. 1, PP. 57 – 61; England, 1986.

SOLIZ, V. V. P. **Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

SUAREZ, D. A. A. **Estudo do Comportamento Mecânico de Dois Solos Lateríticos do Estado de São Paulo com Adição de Emulsão Asfáltica**. Dissertação (Mestrado). Curso de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2009.

TEIXEIRA, C. C. R. **Avaliação do potencial de ligantes à base de sódio e cinzas volantes na estabilização de solos: comparação com soluções tradicionais**. 2010. 78 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Ciências e Tecnologia, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 2010.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime Stabilization, Reactions, Properties, Design and Construction**. Washington, D.C.: TRB, 58 p. (State of the Art Report, 5). 1987.

VALLERGA, B.A. **Engineering study of laterite and soils in connection with construction of roads, higwys and airfields**. U.S. Agency Inst. Dev. AID/CSD. 1960.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Editora MCgraw-Hill do Brasil, 1977.

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. 2. ed. Ampliada. São Paulo: Arte e Ciência, 2009.

VILLIBOR, D. F. et al. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas: bases alternativas com solos lateríticos**. 1. ed. São Paulo: Arte e Ciência, 2007.

WINTERKORN, F.M., CHANDRASEKHARAN, E.C. **Lateritic Soil and Their Stabilization**. HRB. 1951.