

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA CAMPUS ALEGRETE**

**NICOLE MARINHO RAMOS**

**ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO EM SOLOS REFORÇADOS COM  
CAL, CIMENTO PORTLAND E CINZA DE CASCA DE ARROZ**

**Alegrete  
2014**

**NICOLE MARINHO RAMOS**

**ENSAIO DE ADENSAMENTO SOBRE SOLOS REFORÇADOS COM CAL,  
CIMENTO PORTLAND E CINZA DE CASCA DE ARROZ**

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

Orientador: Magnos Baroni

**Alegrete  
2014**


**NICOLE MARINHO RAMOS**

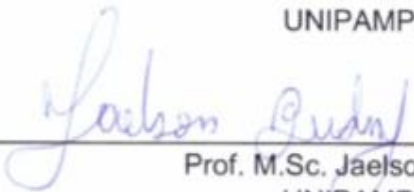
**ENSAIO DE ADENSAMENTO SOBRE SOLOS REFORÇADOS COM CAL,  
CIMENTO PORTLAND E CINZA DE CASCA DE ARROZ**


Trabalho de Conclusão de Curso II  
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: 26 de Janeiro de 2015.

Banca examinadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. M.Sc. Magnos Baroni  
Orientador  
UNIPAMPA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. M.Sc. Jaelson Budny  
UNIPAMPA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. DSc. Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco  
UNIPAMPA



Dedico este trabalho a minha Tia Lilian, que, embora não esteja mais ao meu lado, sei que ainda cuida e torce por mim

### **AGRADECIMENTO**

Agradeço, antes de tudo, aos meus pais, Luiz e Fátima, pelo incentivo e por terem me dado a chance de transformar um sonho em realidade. Agradeço por sempre que precisei, eles estiveram ao meu lado, mesmo em momentos que eu não merecia.

Agradeço a minha família por todo apoio e por me ajudarem a lidar com a distância e com a saudade.

Agradeço aos meus amigos, que torcem por mim e que, mesmo alguns estando distantes, sei que querem o meu bem.

Agradeço ao meu namorado, Rafael, que esteve sempre ao meu lado, em todos os momentos, me incentivando sempre.

Agradeço especialmente ao meu professor orientador, o Prof. Magnos Baroni, que me deu mais que um empurrão nessa reta final e me ajudou, não somente no TCC, como em tudo que eu precisei para me formar.

Agradeço aos funcionários da UNIPAMA, o Eng. Jarbas Dalcin e Juliano que estavam comigo todas as manhãs no laboratório de solos, me auxiliando em tudo que eu precisei.

Agradeço aos colegas que me ajudaram durante todo o período acadêmico, contribuindo para que eu chegasse aqui hoje.

Agradeço a UNIPAMPA, que me permitiu ser engenheira.

E, também agradeço a todos aqueles, que mesmo não citados, torceram por mim e pelo meu sucesso.



“Sonhos determinam o que você quer.

Ação determina o que você conquista.”.

Aldo Novak

## **RESUMO**

O trabalho objetivou estudar os coeficientes de adensamento de um solo da região Oeste do estado do Rio Grande do Sul, extraído de uma jazida localizada na cidade de Alegrete. Os ensaios foram realizados com o solo natural e melhorado a partir de adições de cal, cimento e cinza de casca de arroz (CCA). As técnicas de melhoramento de solo com a cal e o cimento já são conhecidas e amplamente utilizadas. O que se propõe aqui é observar a mistura desses agentes com porcentagens de CCA, que são resíduos gerados da queima do arroz e de forma de descarte muitas vezes inapropriada, causando grandes impactos. Foram compactadas amostras em CPs no solo natural e em misturas com adições de 10% de cal + 15 % de CCA e 10% de cimento + 15% de CCA. Os traços escolhidos foram baseados em estudos anteriores e se mostraram os traços com performance mais eficaz no que diz respeito à compressão simples e cisalhamento direto. Os ensaios de adensamento foram realizados de forma saturada e todos os CPs ensaiados foram submetidos a mais de 28 dias de cura. Os resultados mostram uma diminuição dos coeficientes de adensamento nos solos reforçados.

*Palavras-Chave: solo melhorado, adensamento, parâmetros de compressibilidade.*

## ABSTRACT

The study investigated the coefficients of densification of a soil from the West of Rio Grande do Sul, extracted from a deposit located in Alegrete. The tests were performed with the natural soil and improved from lime additions, cement and rice hull ash (RHA). The soil improvement techniques with the lime and cement are already known and widely used. What is proposed here is to observe the mixture of these agents with percentages of RHA, which are waste generated from the rice blast and disposal, many times, in a inappropriate way, causing major impacts. Samples were compressed into CPs in the natural soil and in mixtures with additions of 10% lime + 15% RHA cement and 10% + 15% RHA. The traces were selected based on previous studies that showed these traces with the most efficient performance over the simple direct compression and shear. The compaction tests were performed in a saturated way and all CPs tested were performed in 28-day cure or more. The results show a decrease in the densification's coefficients in reinforced soil.

Keywords: improved soil, densification, compressibility parameters.



### Lista de Figuras

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1- Três Fases do solo.....                                                              | 19 |
| Figura 2- Curva Granulométrica .....                                                           | 21 |
| Figura 3– Estrutura atômica e simbólica da caulinita .....                                     | 22 |
| Figura 4-Estrutura simbólica com camadas de minerais .....                                     | 23 |
| Figura 5– Limites de Atterberg .....                                                           | 24 |
| Figura 6– Aparelho de Casagrande .....                                                         | 25 |
| Figura 7– Terminologia do sistema unificado .....                                              | 26 |
| Figura 8– Curvas granulométricas de areais com diferentes coeficientes de curvatura.<br>.....  | 28 |
| Figura 9 – Esquema para classificação pelo sistema unificado .....                             | 30 |
| Figura 10– Esquema para classificação do solo pelo sistema rodoviário .....                    | 31 |
| Figura 11- Tensões em um plano horizontal .....                                                | 36 |
| Figura 12- Tensões totais verticais no subsolo .....                                           | 37 |
| Figura 13– Reações primárias e secundárias do sistema solo cimento. ....                       | 42 |
| Figura 14- Jazida Pedra Rosada .....                                                           | 45 |
| Figura 15– Coleta de solo .....                                                                | 46 |
| Figura 16-Cinza da casca de arroz, após ser moída .....                                        | 48 |
| Figura 17-Moldagem dos corpos de prova .....                                                   | 50 |
| Figura 18-Corpos de prova já moldados, de solo natural .....                                   | 50 |
| Figura 19– Aparelho de ensaio de adensamento unidimensional .....                              | 51 |
| Figura 20-Corpo de prova, com papel filtro, após ensaio .....                                  | 52 |
| Figura 21- Método de Pacheco e Silva para achar o valor da tensão de pré-<br>adensamento. .... | 56 |

### Lista de Tabelas e Quadros

|                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 1– Limite das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....              | 20 |
| Tabela 2– Características do solo .....                                       | 46 |
| Tabela 3- Composição química da cinza de casca de arroz .....                 | 47 |
| Tabela 4 – Teores de Umidade e Massas específicas máximas.....                | 48 |
| Tabela 5-Massas específicas, em g/cm <sup>3</sup> , dos corpos de prova ..... | 58 |
| Tabela 6-Índices dos corpos de prova .....                                    | 58 |
| Tabela 7-Coefficientes de adensamento vertical do solo .....                  | 60 |
| Tabela 8-Índices de compressão das misturas .....                             | 62 |
| Tabela 9-Tensões de Pré-adensamento( $\sigma'_{vm}$ ), em KPa .....           | 63 |
| Tabela 10-Índices de Recompressão e de Expansão .....                         | 63 |
| <br>                                                                          |    |
| Quadro 1– Fração Granulométrica de cada solo .....                            | 23 |

## Lista de Gráficos

|                                                                                                         |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Gráfico 1 – Carta de Plasticidade .....                                                                 | 29 |
| Gráfico 2– Classificação dos solos pelo método rodoviário .....                                         | 31 |
| Gráfico 3– Curvas de compactação de diferentes tipos de solos .....                                     | 33 |
| Gráfico 4– Curvas de compactação com diferentes energias .....                                          | 34 |
| Gráfico 5– Variação da resistência do solo em função da sua umidade .....                               | 34 |
| Gráfico 6- Curvas de Compactação .....                                                                  | 49 |
| Gráfico 7-Gráfico de índice de vazios x pressão .....                                                   | 57 |
| Gráfico 8-Curva de deformação pelo tempo(raiz) para a pressão de 100 KPa aplicada no solo natural. .... | 59 |
| Gráfico 9-Índice de vazios x pressão aplicada, do primeiro ensaio de solo natural                       | 61 |
| Gráfico 10-Índice de vazios x pressão aplicada do segundo ensaio de solo natural.                       | 61 |
| Gráfico 11-Índice de vazios x pressão aplicada do ensaio com solo+cimento+CCA                           | 62 |
| Gráfico 12-Índice de vazios x pressão aplicada do ensaio se solo+cal+CCA .....                          | 62 |

### Lista de Abreviaturas e Siglas

- $\gamma_g$ - Peso Específico Real dos Grãos
- ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas
- Al (OH)<sub>3</sub>- Hidróxido de Alumínio
- CaO- Óxido de Cálcio
- CaO-MgO- Óxido de Cálcio- Magnésio
- Ca(OH)<sub>2</sub>- Cal Hidratada
- CBR- California Bearing Ratio
- CC- Coeficiente de Curvatura
- Cc- Índice de Compressão
- CCA- Cinza de Casca de Arroz
- CNU- Coeficiente de Não- Uniformidade
- CP- Corpo de Prova
- Cr- Índice de Recompressão
- Cs- Índice de Expansão
- Cv- Coeficiente de Adensamento
- DNIT- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes  $e_0$ - Índice de Vazios Inicial  $e_r$ - Índice de vazios final Esp.- Específica
- Hs- Altura dos Sólidos
- IP- Índice de Plasticidade
- IRGA- Instituto Rio Grandense do Arroz
- LC- Limite de Contração
- LL- Limite de Liquidez
- LP- Limite de Plasticidade
- M- Massa
- NA- Nível de Água
- RHA- *Rice Husk Ash* (Cinza de Casca de Arroz)
- Sf- Grau de Saturação Final

Si- Grau de Saturação Inicial

SiO<sub>2</sub>- Dióxido de Silício

US- *United States* (Estados Unidos)

V- Volume

## SUMÁRIO

|         |                                                         |    |
|---------|---------------------------------------------------------|----|
| 1.1     | Objetivos.....                                          | 17 |
| 1.1.1   | Objetivo Geral.....                                     | 17 |
| 1.1.2   | Objetivos Específicos.....                              | 17 |
| 1.2     | Justificativa.....                                      | 17 |
| 2       | REVISÃO DE LITERATURA.....                              | 19 |
| 2.1     | Solos.....                                              | 19 |
| 2.2     | Tipos de Solo.....                                      | 20 |
| 2.2.1   | Tamanho das partículas.....                             | 20 |
| 2.2.2   | Composição Mineralógica.....                            | 22 |
| 2.2.3   | Limites de Atterberg.....                               | 24 |
| 2.3     | Classificação dos solos.....                            | 26 |
| 2.3.1   | Sistema Unificado de Classificação.....                 | 26 |
| 2.3.1.1 | Solos Granulares.....                                   | 27 |
| 2.3.1.2 | Solos de graduação fina (siltes e argilas).....         | 29 |
| 2.3.2   | Sistema Rodoviário.....                                 | 30 |
| 2.2     | Ensaio de Compactação – Proctor.....                    | 32 |
| 2.3     | Ensaio de Adensamento.....                              | 35 |
| 2.4     | Estabilizações do Solo.....                             | 38 |
| 2.4.1   | Estabilização Física.....                               | 39 |
| 2.4.2   | Estabilização Mecânica.....                             | 40 |
| 2.4.3   | Estabilização Química.....                              | 40 |
| 2.4.3.1 | Estabilizações do solo com cimento.....                 | 41 |
| 2.4.3.2 | Estabilizações do solo com cal.....                     | 42 |
| 2.4.3.3 | Estabilizações do solo com cinza de casca de arroz..... | 43 |
| 3       | MATERIAIS E MÉTODOS.....                                | 45 |
| 3.1     | Materiais.....                                          | 45 |
| 3.1.1   | Solo.....                                               | 45 |
| 3.1.2   | Cimento Portland.....                                   | 46 |
| 3.1.3   | Cal Hidratada.....                                      | 47 |
| 3.1.4   | Cinza de Casca de Arroz.....                            | 47 |
| 3.1.5   | Água.....                                               | 48 |
| 3.2     | Métodos.....                                            | 48 |
| 3.2.1   | Traços Utilizados.....                                  | 48 |
| 3.2.2   | Moldagem dos Corpos de Prova.....                       | 48 |
| 3.2.4   | Cura dos Corpos de Prova.....                           | 51 |
| 3.2.5   | Ensaio de Adensamento.....                              | 51 |
| 3.2.5.1 | Método de Taylor.....                                   | 54 |
| 3.2.5.2 | Índice de compressão.....                               | 54 |
| 3.2.5.3 | Tensão de Pré- Adensamento.....                         | 55 |
|         | Processo de Pacheco Silva.....                          | 55 |
| 3.2.5.5 | Índice de Recompressão e Índice de Expansão.....        | 56 |

|                                                                                        |           |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>                                                 | <b>58</b> |
| <b>4.1 Compactações do solo e das misturas .....</b>                                   | <b>58</b> |
| <b>4.2 Coeficientes de Adensamento Vertical .....</b>                                  | <b>59</b> |
| <b>4.3 Coeficientes de Compressão .....</b>                                            | <b>60</b> |
| <b>4.4 Tensão de Pré- Adensamento.....</b>                                             | <b>63</b> |
| <b>4.4 Índice de Recompressão e índice de Expansão.....</b>                            | <b>63</b> |
| <b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>                                                     | <b>65</b> |
| <b>REFERÊNCIAS .....</b>                                                               | <b>66</b> |
| <b>Apêndice A- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para o solo.....</b>              | <b>71</b> |
| <b>natural(ensaio1) .....</b>                                                          | <b>71</b> |
| <b>Apêndice B- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para o solo.....</b>              | <b>74</b> |
| <b>natural(ensaio 2) .....</b>                                                         | <b>74</b> |
| <b>Apêndice C- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para a mistura .....</b>          | <b>77</b> |
| <b>solo+cimento+CCA.....</b>                                                           | <b>77</b> |
| <b>Apêndice D- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para a mistura .....</b>          | <b>80</b> |
| <b>solo+cal+CCA.....</b>                                                               | <b>80</b> |
| <b>Apêndice E- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo natural...83</b> |           |
| <b>(ensaio 1).....</b>                                                                 | <b>83</b> |
| <b>Apêndice F- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo natural...84</b> |           |
| <b>(ensaio 2).....</b>                                                                 | <b>84</b> |
| <b>Apêndice G- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do .....</b>             | <b>85</b> |
| <b>solo+cimento+CCA.....</b>                                                           | <b>85</b> |
| <b>Apêndice H - Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do</b>                  |           |
| <b>solo+cal+CCA .....</b>                                                              | <b>86</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

O aumento populacional vem motivando a criação de técnicas para se construir em lugares que antes eram considerados inviáveis. A escassez de solo de boa qualidade em certas regiões impulsiona a descoberta de novas formas de se poder trabalhar com o solo local e fazer com que ele atinja as expectativas desejadas, ou seja, formas de se estabilizar o solo.

A utilização correta das técnicas de estabilização de solos leva à redução nos tempos de execução da obra, viabiliza a industrialização do processo construtivo, além de proporcionar uma considerável economia para o empreendimento em questão (Pessoa, 2004).

A estabilização é definida como todas as formas possíveis de melhoria das propriedades do solo, sejam elas naturais ou artificiais, a fim de garantir a constância dessas características durante o tempo de vida útil da obra.

A busca por novos materiais, de baixo custo e boa aplicabilidade, tem sido constante no ramo da geotecnia. Nesse contexto, segundo Behak (2007), observa-se que a cal e o cimento Portland são os dois agentes estabilizadores mais empregados.

Nessa procura de novos materiais, se propõe o uso da cinza de casca de arroz, que advém da queima da casca do arroz. Essa casca é o principal subproduto resultante da produção da rizicultura e a disposição desse subproduto é um grande problema ambiental. Segundo o Instituto Rio Grandense do Arroz o município de Alegrete produziu, no ano de 2014, 457.301.700 kg de arroz. (IRGA, 2014). Ali et al. (1992) afirmam que a cada 4 toneladas de arroz, 1 tonelada é de casca, logo, apenas no município de Alegrete são geradas, aproximadamente, 114.0 toneladas de casca.

A fim de colaborar com o desenvolvimento e aplicação de solos locais estabilizados, propõe-se analisar as melhorias dos principais parâmetros de compressibilidade do solo extraído de uma jazida na cidade de Alegrete/RS, a partir da realização de ensaios de adensamento edométrico.



## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Geral

Analisar a melhoria dos parâmetros de compressibilidade de um solo extraído de uma jazida do município de Alegrete, estabilizado quimicamente com cimento Portland, cal e cinza de casca de arroz, compactado em laboratório.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Montar e realizar as primeiras baterias de ensaios com o equipamento de adensamento edométrico para obter o coeficiente de adensamento no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA;
- Verificar a alteração da tensão de pré-adensamento no solo natural e no solo melhorado com diferentes porcentagens de aglomerantes;
- Analisar a alteração dos índices de compressão e recompressão em um solo natural e em um solo melhorado com diferentes porcentagens de aglomerantes;
- Analisar a alteração do coeficiente de adensamento vertical em solo natural e melhorado com diferentes porcentagens de aglomerantes;  
Obter os parâmetros de compressibilidade do solo natural e melhorado para futuros estudos de tensão *versus* deformação com softwares de elementos finitos.

## 1.2 Justificativa

Aspectos relacionados à investigação das características do subsolo são as causas mais frequentes de problemas de fundações (Mitilitsky et al, 2006). A experiência internacional nos mostra que o conhecimento dos parâmetros geotécnicos é fundamental para o correto dimensionamento de um determinado

projeto e muitas vezes mais importante do que a precisão dos métodos de cálculo e fatores de segurança utilizados (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A prática americana relatada pelo *US Army Corps of Engineers* apud Schnaid e Odebrecht (2012) insinua que a investigação geotécnica insuficiente e a má interpretação dos resultados contribuem para erros de projeto, atraso no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

De forma análoga, a prática inglesa de Weltman e Head apud Schnaid e Odebrecht (2012) estabelece que investimentos suficientes devem ser alocados para garantir um programa geotécnico extensivo, destinado a reduzir custos e minimizar riscos, restringindo a possibilidade de confrontar o engenheiro com condições geotécnicas imprevistas que, frequentemente, resultam em atrasos no contrato. Esses atrasos podem resultar em custos muito superiores aos valores que deveriam ser alocados no programa de investigação.

Diante desta realidade a pesquisa justifica-se pela obtenção em laboratório dos parâmetros de compressibilidade de um solo natural e posteriormente melhorado com inclusões de porcentagens de cimento, cal e cinza da casca de arroz.

A UNIPAMPA campus Alegrete possui um equipamento capaz de fazer ensaios de adensamento edométrico. Nesta pesquisa o equipamento será montado e utilizado pela 1º vez, objetivando a obtenção da tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ), índice de expansão ( $C_s$ ) e coeficiente de adensamento ( $c_v$ ).

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

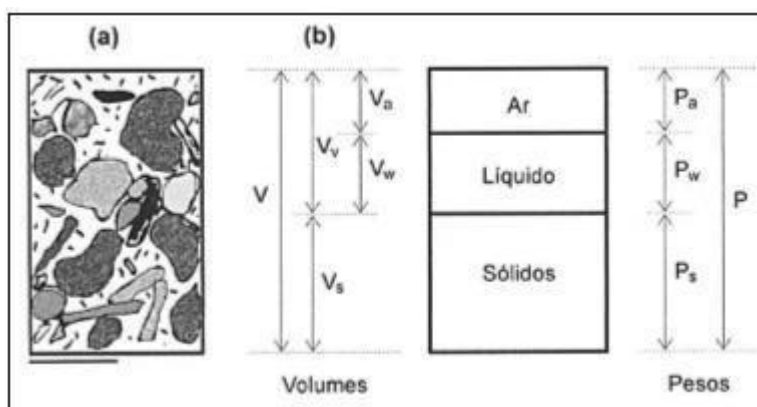
### 2.1 Solos

Todos os solos originam-se da decomposição das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre (PINTO, 2011, p.14). Essa decomposição é ocasionada por agentes físicos e químicos. A rocha possui trincas decorrentes das variações de temperatura e, através dessas trincas, a água penetra na rocha e ataca quimicamente os minerais. Nessas mesmas trincas, também pode ocorrer o congelamento da água penetrada, exercendo altas tensões dentro do bloco da rocha, o que acaba provocando a sua fragmentação.

Os solos são caracterizados como pequenas partículas que se diferenciam pelo seu tamanho e composições químicas. Segundo Pinto (2011), a concentração de cada tipo de partícula no solo está diretamente relacionada à composição química da rocha que lhe deu origem, ou seja, da rocha matriz.

De acordo com Lambe e Whitman (1969), por ser um sistema particulado, o solo é inerentemente multifásico. A Figura 1 mostra um típico solo que contém as três fases: sólida, líquida (normalmente constituída por água) e gasosa.

Figura 1- Três Fases do solo



Fonte: Pinto (2011, p.35)

Na figura, (a) mostra o solo em estado natural e (b) separado em volumes.

## 2.2 Tipos de Solo

### 2.2.1 Tamanho das partículas

Uma das diversas formas de se classificar um determinado tipo de solo é pelo tamanho de suas partículas constituintes. O tamanho das partículas irá depender do processo de formação do solo, ou seja, do resultado do intemperismo químico e físico sofrido pela rocha que dará origem ao solo em questão.

“A diversidade dos grãos é enorme. Existem grãos de areia com dimensões de 1 a 2mm e existem partículas de argila com espessura da ordem de 10 angstroms (0,0000001m)” (PINTO, 2011, P.15)

A distribuição do tamanho da partícula de uma amostra de solo é expressa por meio do gráfico de percentagem, em peso, *versus* diâmetro, em milímetros (LAMBE; WHITMAN, 1969, p.32)

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) classificou os solos de acordo com o diâmetro das partículas, dividindo o solo por faixas, como apresentado na Tabela 1.

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

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

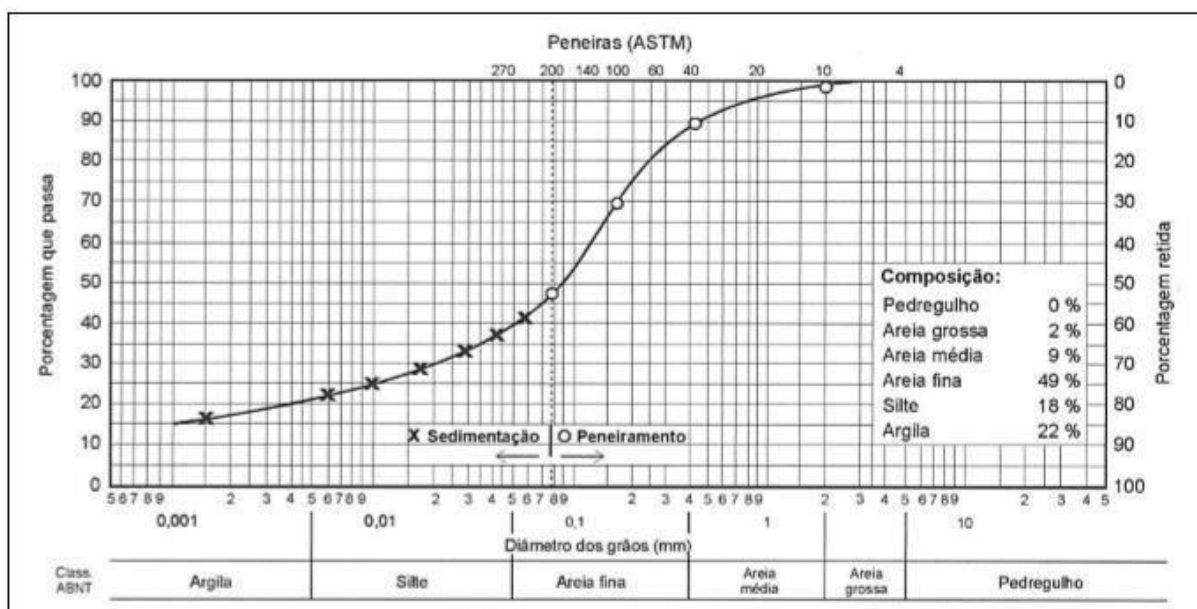
Fonte: Pinto (2011, p.4)

Vale citar que, em um mesmo solo, é comum encontrar várias partículas com tamanhos diferenciados. Entretanto, a identificação delas não é muito simples, pois os grãos de areia podem estar envoltos por partículas de argila que, quando encontradas no estado seco, são difíceis de diferenciar. Em face disso, em uma tentativa de identificação dos grãos, em um solo, que seja realizada de forma tátil-visual, é fundamental que esse solo se encontre bastante úmido (PINTO, 2011).

Para se conhecer o tamanho das partículas de um solo, é preciso que seja feita uma análise granulométrica desse material, realizada por peneiramento e sedimentação. Esse ensaio é padronizado pela norma NBR 7181 (ABNT,1988).

No peneiramento, o solo é colocado em uma série de peneiras normatizadas e é medida a massa de solo passante em cada peneira, que, posteriormente, é relacionada com a massa total da amostra. A partir desse ensaio, se obtém uma curva granulométrica do solo, como mostrado na Figura 2, em que, no eixo das abscissas é apresentado o diâmetro das partículas e no eixo das coordenadas as porcentagens das partículas passantes naquela peneira.

Figura 2- Curva Granulométrica



Fonte: Pinto (2011, p.21)

Caputo (2011) lembra que, conforme o formato da curva, pode-se classificar a granulometria em contínua ou descontínua, uniforme, bem graduada ou mal graduada, considerando a predominância de determinadas frações de solo.

Pinto (2011) ressalta que o peneiramento tem a limitação da abertura da malha das peneiras, que pode ser maior do que o diâmetro de interesse. Para análises de solos mais finos do que as aberturas das peneiras, se usa a técnica de sedimentação, baseada na Lei de Stokes, que diz que a velocidade de queda de partículas esféricas em um fluido irá atingir um limite que está relacionado do peso específico do material, do peso específico do fluido, da viscosidade do fluido e do diâmetro da esfera.

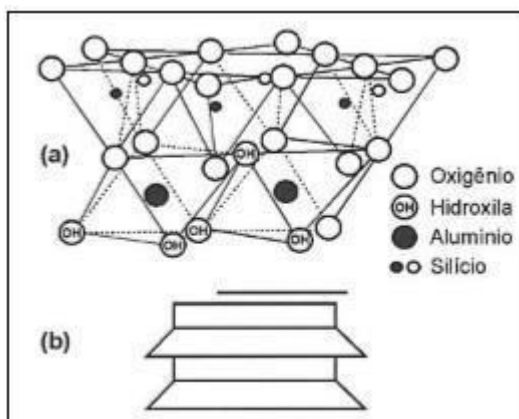
### **2.2.2 Composição Mineralógica**

A composição do solo irá depender da constituição da rocha que lhe deu origem. No entanto, é usual que as partículas sejam constituídas por um único mineral: o quartzo. Esse mineral é altamente resistente à desagregação e pode formar tanto grãos de siltes quanto de areias. As partículas de quartzo são equidimensionais, assim como cubos ou esferas, apresentam baixa atividade superficial e sua composição química é feita de sílica ( $\text{SiO}_2$ ). Minerais como calcita, mica, feldspato e gibsita também são encontrados nesse tamanho (PINTO, 2011).

A parte mais fina do solo é originada dos feldspatos, que são bastante susceptíveis às ações da natureza, dando origem aos argilominerais que possuem um comportamento diferenciado em relação à areia e ao silte. A composição química das argilas é composta por uma estrutura de tetraedros justapostos formados por moléculas de  $\text{SiO}_2$  e outra de octaedros formados por moléculas de  $\text{Al}(\text{OH})_3$ .

Algumas argilas são formadas por uma camada tetraédrica e uma octaédrica, como mostrado na Figura 3.

Figura 3– Estrutura atômica e simbólica da caulinita

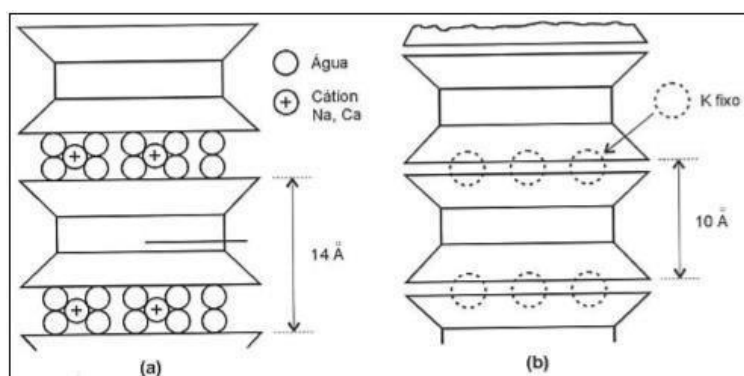


Fonte: Pinto (2011, p.17)

Na Figura 3, apresenta-se a estrutura de tetraedros justapostos, sendo (a) atômica e (b) simbólica. Nesse tipo de arranjo, as camadas constituintes são fortemente ligadas por meio de pontes de hidrogênio, impedindo que a água penetre entre elas.

Também pode se encontrar o arranjo octaédrico entre duas estruturas de arranjo tetraédrico, que resulta em ligações entre os íons que são mais fracas que as de ponte de hidrogênio e, assim, permitem que a água penetre entre elas com maior facilidade. Esse tipo de estrutura está mostrado na Figura 4.

Figura 4-Estrutura simbólica com camadas de minerais



Fonte: Pinto (2011, p.18)

A constituição de cada fração granulométrica é demonstrada no Quadro 1.

Quadro 1– Fração Granulométrica de cada solo

| Tamanho do grão | Composição                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                 | -fragmentos de rocha;<br>-minerais primários, quartzo, calcedôneas, às vezes feldspato no pedrisco (areião).                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Areia           | -minerais primários: quartzo principalmente, às vezes feldspato;<br>-fragmento de rocha de grão fino;<br>-agregados herdados: partículas constituídas por um mineral primário alterado e um mineral resultante da alteração;<br>-agregados de quartzo e argila: grão de quartzo com argila aderida; - agregados de argila: minerais de argila aglutinados por um cimento, p. ex. Ferro;<br>-outros resistatos: magnetita, monasita, zircão, etc. |
| Silte           | - Minerais primários, p. ex. quartzo;<br>- Material ferruginoso e calcário;<br>- pseudo-agregados ou agregados de quartzo e argila ou só argila;<br>- Partículas individuais de certos minerais de argila, p. ex. vermiculita.                                                                                                                                                                                                                   |
| Argila          | -minerais de argila;<br>-óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio; -<br>minerais primários (em pequena proporção); -<br>matéria orgânica.                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |

Fonte: Maciel Filho (2008, p.95)

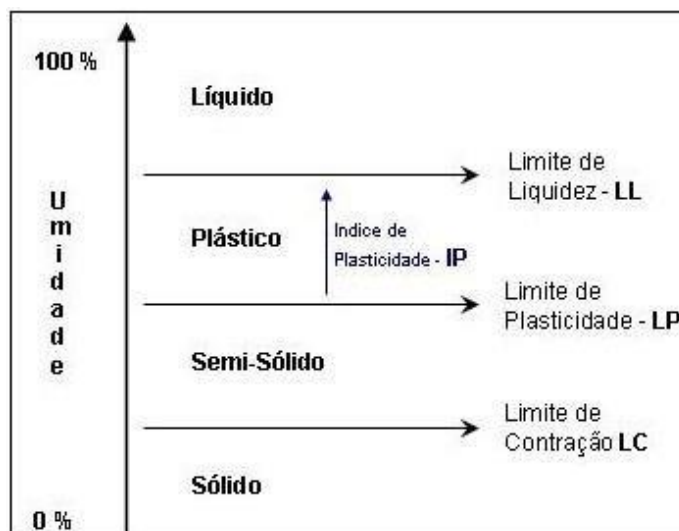
### 2.2.3 Limites de Atterberg

Segundo Lambe e Whitman (1969), os limites de Atterberg são baseados no conceito de que um solo de grão fino pode existir em quatro estados diferentes, dependendo da quantidade de água presente no material. Um solo é considerado sólido quando está seco e, assim que se vai adicionando água, o material se torna semissólido, plástico e, por fim, líquido.

As quantidades de água que limitam os estados físicos do solo são chamadas de limite de contração, de plasticidade e de liquidez, como mostrado na Figura 5.



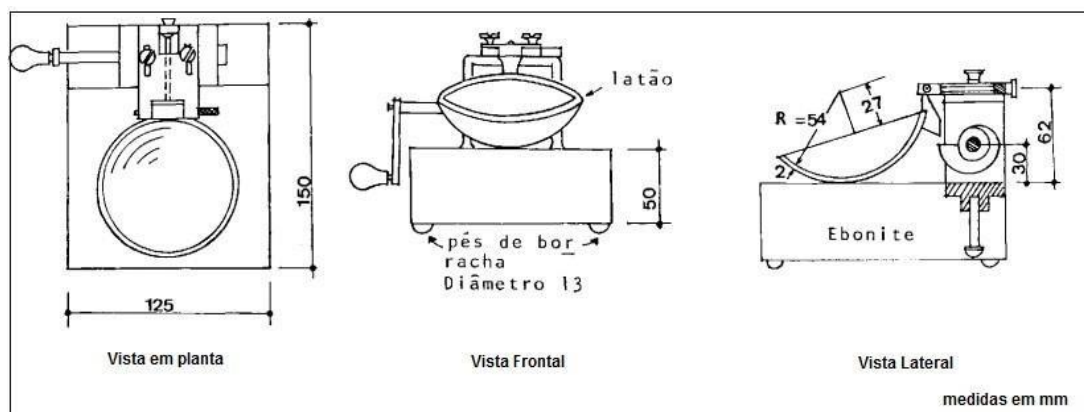
Figura 5– Limites de Atterberg



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman(1969)

O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo em que são necessários 25 golpes para que uma ranhura feita no material feche numa concha. Esse limite é medido com o auxílio de um aparelho de Casagrande, mostrado na Figura 6. O ensaio é padronizado pela NBR 6459 (ABNT, 1984).

Figura 6– Aparelho de Casagrande



Fonte: Adaptado de NBR 6459(ABNT,1984, p.2)

O limite de plasticidade é definido como o menor teor de umidade em que se é possível moldar um cilindro de 3mm de diâmetro, rolando o solo usando a palma da mão. Esse procedimento segue a norma NBR 7180 (ABNT, 1988).

O limite de contração é determinado pelo teor de umidade necessário para preencher os espaços vazios de uma parte seca do solo.

## 2.3 Classificação dos solos

O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista da engenharia, é poder estimar o provável comportamento do solo, ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema (PINTO, 2011, p. 63).

Existem dois sistemas principais de classificação de solos: O Sistema Unificado de Classificação dos Solos e a classificação pelo Sistema Rodoviário.

### 2.3.1 Sistema Unificado de Classificação

Elaborado pelo professor Casagrande, inicialmente para obras de aeroportos, seu uso foi generalizado e, atualmente, é usado por geotécnicos que trabalham em barragens de terra.

Para se classificar um solo nesse sistema, o primeiro passo é considerar a quantidade de finos presente no solo. Os finos são aqueles materiais capazes de passar pela peneira nº 200. Se a percentagem de finos for inferior a 50% o solo será considerado de granulação grosseira e, se a porcentagem for superior a 50%, será considerado de granulação fina.

Nesse sistema, os solos são indicados por duas letras mostradas na Figura 7. As letras G, S, M, C e O indicam o tipo principal de solo e as letras W, P, H e L dão informações complementares.

Figura 7– Terminologia do sistema unificado

|    |                         |
|----|-------------------------|
| 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 (2011, p. 62)

### 2.3.1.1 Solos Granulares

Esse solo possui granulação grosseira e pode ser classificado como pedregulho ou areia, dependendo de qual material for predominante no solo.

Esse tipo de solo pode ser considerado bem ou mal graduado. O solo é dito bem graduado quando existem vários diâmetros de grãos diferentes na mesma amostra, não sendo nenhum diâmetro muito predominante. Um solo é dito mal graduado quando existem muitas partículas com um mesmo diâmetro.

O solo bem graduado apresenta menor compressibilidade e maior resistência, já que as partículas menores ocupam os espaços vazios correspondentes às maiores.

Existem alguns coeficientes que ajudam a determinar se o material é bem graduado ou não, como o CNU (coeficiente de não uniformidade), que é obtido através da expressão abaixo:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots(1)$$

em que  $D_{60}$  é o diâmetro abaixo do qual 60% das partículas, em peso, se encontram e  $D_{10}$  o diâmetro no qual se encontram 10% das partículas.

Quanto maior o CNU, melhor graduado é o material. Para que areias sejam consideradas bem graduadas, o valor de CNU tem que ser maior que 6 e para pedregulhos, esse valor deve ser superior a 4. Um outro coeficiente, denominado coeficiente de curvatura (CC) embora menos utilizado que o CNU, também é empregado na classificação dos solos e é definido por:

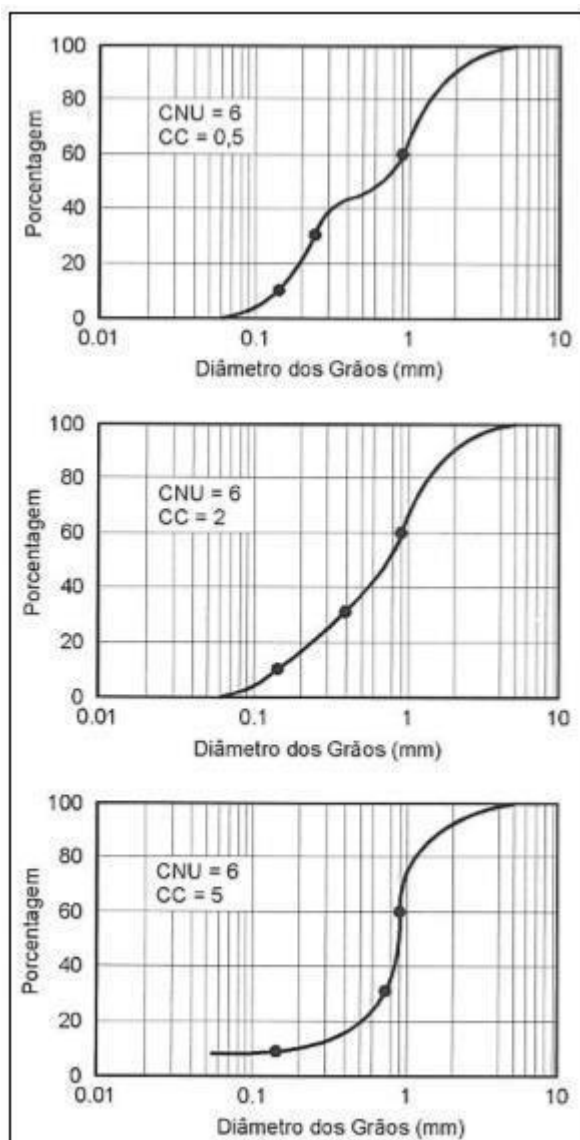
$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad \dots(2)$$

em que  $D_{30}$  é o diâmetro abaixo do qual 30% das partículas, em peso, se encontram.

Diz-se que o material é bem graduado quando os valores de CC estão entre 1 e 3.

Exemplos de curvas granulométricas com diferentes valores de CC para um mesmo valor de CNU são mostrados na Figura 8

Figura 8– Curvas granulométricas de areais com diferentes coeficientes de curvatura.



Fonte: Pinto (2011 p. 66)

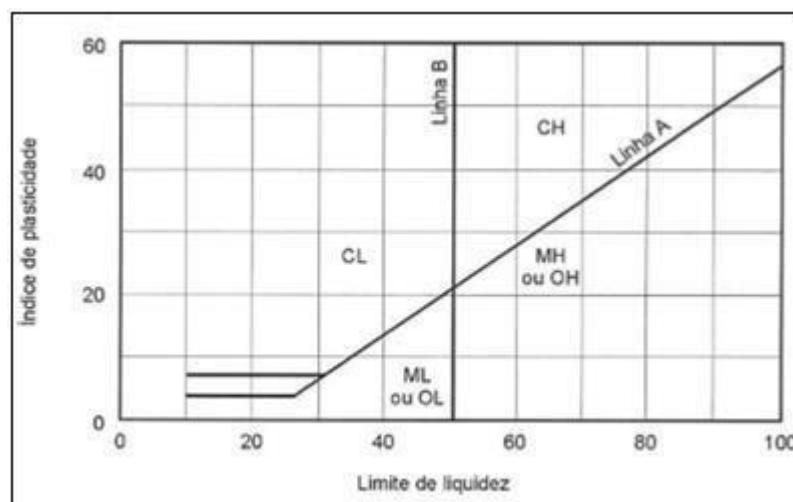
A diferença entre o CNU e o CC é que o primeiro indica a amplitude do tamanho dos grãos e o CC detecta, de forma mais eficaz, o formato da curva granulométrica, permitindo identificar descontinuidades ou altas concentrações de grãos mais grossos na amostra.

### 2.3.1.2 Solos de graduação fina (siltes e argilas)

Os solos de graduação fina podem ser classificados como silte (M), argila (C) ou solo orgânico (O). Porém, diferentemente dos solos granulares, a classificação de cada um não se dá em função da porcentagem das frações granulométricas e sim em função dos seus índices de consistência (limites de Atterberg), que indicam melhor o comportamento de um solo argiloso.

Ao colocar o índice de plasticidade (IP) de um solo em função do limite de liquidez (LL) em um gráfico, é gerada uma reta inclinada, denominada reta A. Os solos argilosos são representados por um ponto acima da reta A, mostrada no Gráfico 1. Os solos orgânicos e siltosos são representados por pontos que se encontram abaixo dessa reta.

Gráfico 1 – Carta de Plasticidade



Fonte: Pinto (2011, p. 68)

A linha A, em seu trecho inicial tem inclinação 0, correspondente a um valor de IP de 4 a 7. A partir daí, é representada pela equação:

$$IP = 0,73 \cdot (LL - 20) \quad \dots(3)$$

Para classificação desses solos, basta identificar o ponto correspondente aos valores de IP e LL.

Os solos finos têm por característica intrínseca sua compressibilidade, que é utilizada como classificação secundária para este tipo de solo. Podem ser de alta

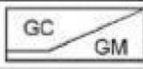
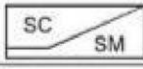
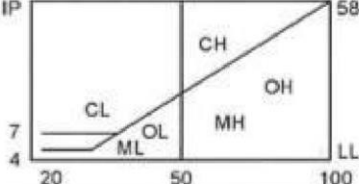
compressibilidade (H) ou de baixa compressibilidade (L), dependendo do valor de LL ser superior ou inferior a 50. Quanto mais alto o valor do limite de liquidez, mais compressível é o solo.

Caso os índices indiquem uma posição muito próxima entre as linhas A e B, é considerado um caso intermediário e as duas classificações são apresentadas.

Esse sistema compreende ainda a classificação de um solo como turfa (Pt), que são solos extremamente orgânicos.

A Figura 9 mostra um esquema para a classificação dos solos segundo o sistema unificado.

Figura 9 – 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 (2011, p.69)

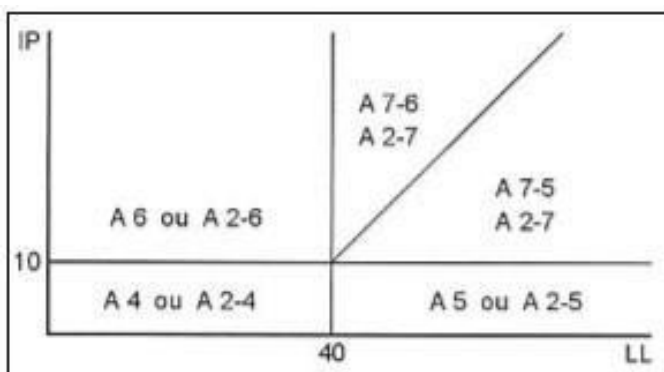
### 2.3.2 Sistema Rodoviário

Originado nos Estados Unidos, esse sistema de classificação leva em consideração os limites de Atterberg e granulometria do solo.

Nesse sistema, a primeira análise também é feita com base no material passante na peneira n° 200, porém, aqui, os solos são considerados grosseiros quando menos de 35% da amostra não passa na peneira, enquanto que na classificação unificada esse índice é de 50%. Os solos de granulação grosseira formam os grupos de solo A-1, A-2 e A-3 e os mais finos formam os grupos A-4, A-5, A-6 e A-7.

Aqui, os solos finos também são subdivididos em função dos índices de consistência e os solos de granulação grosseira se subdividem levando em consideração as porcentagens passantes nas peneiras nº 10, 40 e 200 e dos índices de consistência. O Gráfico 2 mostra a classificação dos solos pelo sistema rodoviário.

Gráfico 2– Classificação dos solos pelo método rodoviário



Fonte: Pinto (2011, p. 70)

A Figura 10 mostra um esquema para a classificação dos solos segundo esse sistema.

Figura 10– Esquema para classificação do solo pelo sistema rodoviário

|               |       | % P #10<br>2,0 mm | % P #40<br>0,42 mm | % P #200<br>0,075 mm | 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   |                   |                    |                      |     |
|               | A-5   |                   |                    |                      |     |
|               | A-6   |                   |                    |                      |     |
|               | A-7-5 |                   |                    |                      |     |
|               | A-7-6 |                   |                    |                      |     |
|               |       |                   |                    |                      |     |

Fonte: Pinto (2011, p. 70)

## 2.2 Ensaio de Compactação – Proctor

A compactação de um solo é definida como a sua densificação por meio de um equipamento mecânico, geralmente um rolo compactador, embora, em alguns casos, como em pequenas valetas, até soquetes manuais possam ser empregados (PINTO, 2011)

A compactação é largamente empregada em obras de engenharia e o tipo de compactação utilizada será determinada pelo tipo de obra e o solo disponível. O objetivo de se compactar um solo é aumentar o contato entre os grãos, melhorando as propriedades do material.

Proctor foi o primeiro a utilizar a técnica de compactação e, em 1933, notou que ao aplicar uma certa energia de compactação, a massa específica resultante será em função da umidade em que o solo estiver. Umidades muito baixas dificultam o ensaio, pois o atrito grão a grão é muito alto, o que não permite uma redução alta do índice de vazios e, umidades muito altas também não são favoráveis, pois a água envolve as partículas, provocando a lubrificação das mesmas, que deslizam umas sobre às outras, se acomodando em um arranjo mais compacto.

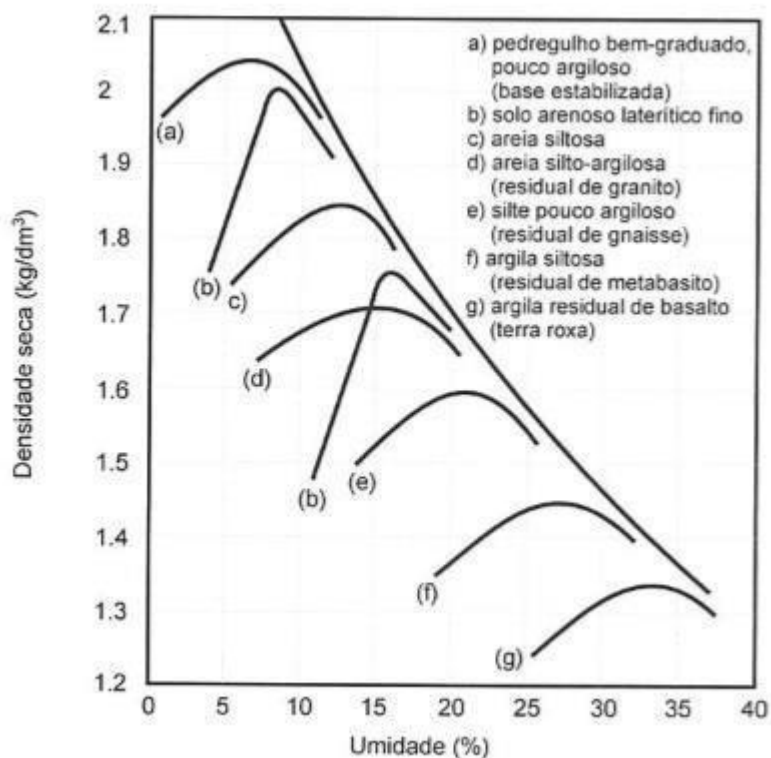
A padronização utilizada para realização desse ensaio segue duas normas principais: a NBR 7182 (ABNT, 1986) e a norma DNIT 164/2013-ME (DNIT, 2013).

A partir do ensaio, é gerada uma curva de compactação que relaciona a densidade seca com a umidade, o que permite chegar ao valor chamado “umidade ótima” que é o valor de umidade que o solo deve estar para poder ficar o mais denso possível. Na curva de compactação, se associa a uma reta os pontos ascendentes, chamado de ramo seco, que são os valores de umidade abaixo da umidade ótima. Passado o valor da umidade ótima, a densidade começa a cair e essa parte do gráfico é chamado de ramo úmido.

Deve se salientar que cada solo possui um formato de curva, tendo valores diferentes de umidades ótimas e densidades, como mostrado no Gráfico 3.



Gráfico 3– Curvas de compactação de diferentes tipos de solos

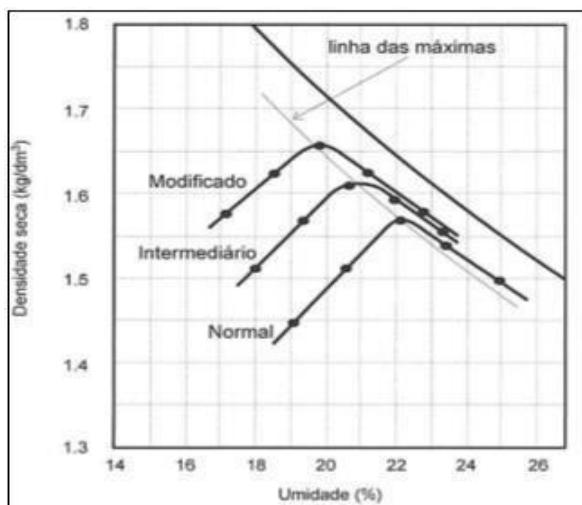


Fonte: Pinto (2011, p 80)

Recomenda-se traçar a curva de saturação no mesmo gráfico que a curva de compactação. Essa curva de saturação relaciona os valores de umidade e densidade seca, para um solo saturado.

Existem três tipos de energia de compactação: normal, intermediária e modificada. Os valores de densidade seca máxima e umidade ótima irão depender do tipo de energia empregada. Quanto maior a energia empregada, maior será o valor de uma densidade máxima seca e menor o valor da umidade ótima. O Gráfico 4 mostra curvas de compactação de uma mesma amostra de solo para os três tipos de energia.

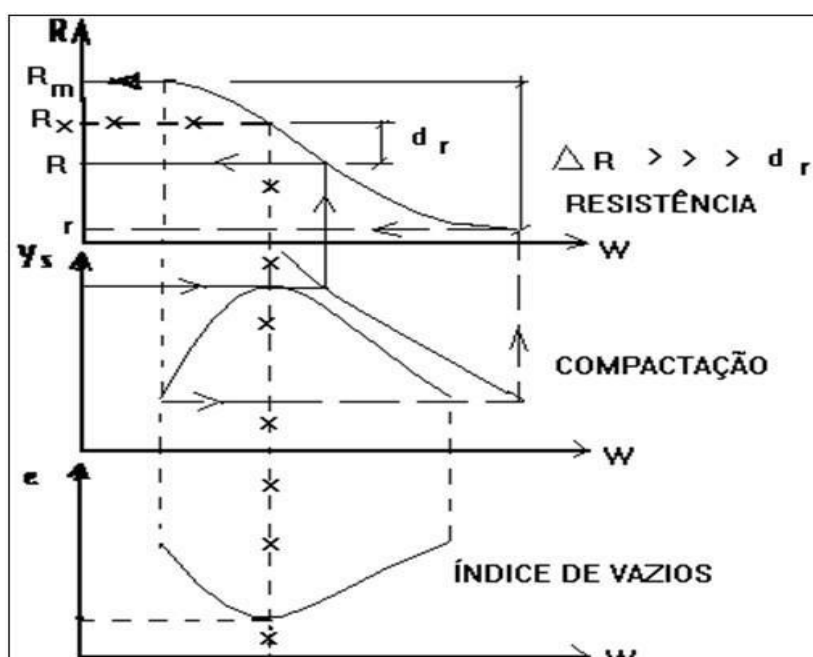
Gráfico 4– Curvas de compactação com diferentes energias



Fonte: Pinto (2011, p. 83)

A compactação do solo deve proporcionar, para a energia de compactação utilizada, o maior valor de resistência possível, torando o solo mais estável. O Gráfico 5 apresenta a variação de resistência do solo, obtida através de um ensaio de penetração feito com uma agulha Proctor, em função de sua umidade de compactação. Pelo gráfico, pode se concluir que quanto maior a umidade, menor será a resistência do solo.

Gráfico 5– Variação da resistência do solo em função da sua umidade



Fonte: Pinto (2011)

Os solos não devem ser compactados abaixo da umidade ótima, pois ela corresponde à umidade que fornece estabilidade ao material. Não basta que o solo adquira boas propriedades de resistência e deformação, essas propriedades devem permanecer constantes durante todo o tempo de vida útil da obra.

### **2.3 Ensaio de Adensamento**

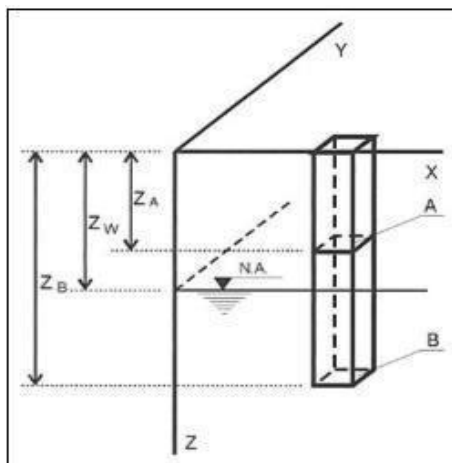
Segundo Pinto (2011, p. 205), o adensamento é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão de água do interior dos vazios do solo. Para melhor entendimento desse fenômeno, usa-se o modelo de Terzaghi, apresentado por Taylor, em que a amostra de solo é comparada a uma mola que se deforma com uma determinada carga aplicada sobre ela. O solo saturado é representado por uma mola com o pistão cheio de água, em que, no êmbolo do pistão, existe um orifício bem pequeno em que a água passa lentamente.

Ao aplicar a carga ao pistão, no instante imediatamente posterior a aplicação, esse não se deforma, pois ainda não terá ocorrido a saída da água, que é menos compressível do que a mola. Com o passar do tempo, a água vai saindo do pistão, que provocará uma deformação na mola, até que a água seja totalmente expulsa do pistão e a mola absorva toda a carga, provocando deformações cada vez maiores. O processo irá continuar até que toda a carga seja suportada pela mola e cesse a saída de água pelo êmbolo.

No solo, ocorre esse mesmo processo quando o material é submetido a um acréscimo de tensões, a água contida nos vazios do solo suporta esse acréscimo de carga, gerando um aumento de pressão.

Segundo Pinto (2011, p. 95), nos solos, ocorrem pressões devidas ao peso próprio e às cargas aplicadas. Se a superfície do terreno for horizontal, aceita-se que a tensão atuante em um plano horizontal, em uma certa profundidade, seja normal ao plano e que não existam tensões cisalhantes. A Figura 11 mostra um plano A submetido a tensão do peso do prisma.

Figura 11- Tensões em um plano horizontal



Fonte: Pinto (2011, p 97)

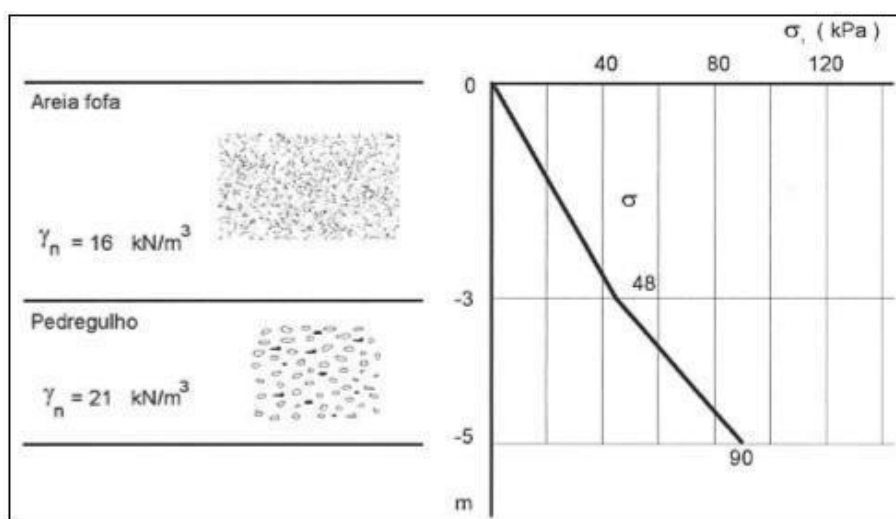
No plano horizontal A, acima do nível da água (NA), atua a pressão devida ao peso do prisma situado acima dele. A tensão vertical, no plano A, é indicada pela equação:

$$\sigma_v = \gamma_n \cdot z_a \quad \dots(4)$$

em que  $\gamma_n$  é o peso específico do solo e  $z_a$  é a profundidade do plano A.

Se um solo é constituído de várias camadas de solos diferentes, aproximadamente horizontais, a tensão vertical se dará pelo somatório do efeito das diversas camadas, como mostrado na Figura 12.

Figura 12- Tensões totais verticais no subsolo



Fonte: Pinto (2011, p. 97)

No perfil mostrado na Figura 12, considerou-se que solo se situava acima do nível de água, em que o solo estava totalmente seco. Porém, se há presença de água no interior dos vazios do solo, abaixo do NA, essa água estará sob uma pressão que depende apenas da profundidade em relação ao nível freático, dada pela equação:

$$u = (z_b - z_w) \cdot \gamma_w \quad \dots(5)$$

Devido à diferença da natureza das forças atuantes no solo, Terzaghi constatou que a tensão normal total em um plano deve ser considerada como a soma da tensão transmitida pelo contato entre as partículas, chamada de tensão efetiva ( $\sigma'$ ) e da pressão da água, denominada de pressão neutra ou poropressão.

Terzaghi, então, escreveu o princípio das tensões efetivas em que a tensão efetiva em um solo é dada pela tensão total ( $\sigma$ ) diminuída da poropressão ( $u$ ). Além disso, o princípio das tensões efetivas também enuncia que todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões em um solo como compressão e distorção são devidos a variações de tensões efetivas.

As deformações que ocorrem em um solo, que é naturalmente um sistema particulado, correspondem às variações de forma ou volume do conjunto, resultantes do deslocamento relativo de partículas. A compressão individual de cada partícula é desprezível perante as deformações que ocorrem devido aos deslocamentos das partículas.

Sendo assim, é de extrema importância que se conheça as deformações do solo, para prever os recalques que podem ocorrer nas obras. O ensaio de adensamento é utilizado para se conhecer essas deformações.

O grau de adensamento de um solo é dado pela relação entre a variação do índice de vazios até o instante  $t$  e a variação total do índice de vazios devido ao carregamento.

O Ensaio de Adensamento é vital na engenharia, pois através dele é possível determinar as características de compressibilidade e adensamento do solo e, assim, fazer a previsão de recalques nas obras. É possível prever o quanto irá recalcar e em quanto tempo acontecerá esse recalque.

No Brasil, esse ensaio é padronizado pelas normas NBR 12007 (ABNT, 1990) e pela DNER- IE 005/1994 (DNER, 1994).

## 2.4 Estabilizações do Solo

De acordo com Ingles e Metcalf apud Vendruscolo (2003), a estabilização é denominada como a aplicação de processos e técnicas que busquem a melhoria das propriedades do solo como o aumento da resistência, da rigidez e da durabilidade.

A utilização correta das técnicas de estabilização de solos leva à redução nos tempos de execução da obra, viabiliza a industrialização do processo construtivo, além de proporcionar uma considerável economia para o empreendimento em questão (PESSOA, 2004).

De acordo com CRISTELO (2001) as principais justificativas para a utilização da estabilização de um solo podem ser enunciadas como:

- A necessidade de elevar uma região de terrenos lodosos ou arenosos de modo a permitir maiores possibilidades de desenvolvimento econômico;
- Permitir a utilização de estradas secundárias e rurais em boas condições;
- Fornecer bases para pavimentos de qualidade,
- Atuar como fonte de absorção de ruído, particularmente em zonas urbanas, em que adequados sistemas de solo estabilizado possuem vantagens consideráveis sobre outros materiais de construção;
- Propiciar a circulação de tráfego em determinadas áreas e em curtos intervalos de tempo em caso de emergências militares ou outras.

Porém, segundo Silva (2007), a principal aplicação da estabilização de solos sempre foi na execução de pavimentos, nomeadamente das bases, sub-bases de estradas e aeródromos além de estradas de terra.

Segundo Silva (2007), a mistura solo-cimento representa o tipo de estabilização mais utilizado, apresentando bons resultados particularmente em solos granulares, solos siltsos e argilas pouco plásticas. Esse processo consiste na mistura de solo com cimento e água, em proporções previamente determinadas.

Se o objetivo da estabilização for apenas modificar as propriedades do solo, a adição de cimento deve ser de até 2%, de acordo com Vendruscolo (2003), pois

grandes quantidades de cimento irão alterar por completo suas características. A estabilização dos solos é subdividida em três grupos: estabilização mecânica, estabilização física e estabilização química. A escolha do tipo de estabilização irá depender da viabilidade econômica e técnica do problema a ser resolvido, a fim de se escolher aquela mais adequada.

#### **2.4.1 Estabilização Física**

De acordo com Silva (2007), esse tipo de estabilização pode ser de dois tipos: elétrica e térmica. A estabilização elétrica consiste em passar uma corrente elétrica pela amostra que se quer estabilizar. A intensidade da corrente irá variar de acordo com o tipo de solo. Para se estabilizar solos arenosos, as descargas devem ser de alta tensão, enquanto que para solos argilosos devem ser aplicadas descargas menores.

A estabilização térmica é feita por meio de congelamento, termo osmose (técnica de drenagem onde é promovida a difusão de um fluido em um meio poroso pela ação de gradientes de temperatura) e o aquecimento (técnica que busca rearranjos na rede cristalina dos minerais constituintes do solo) (TECPAR, 2006).

A estabilização por eletro-osmose consiste em se colocar dois eletrodos em uma massa de solo, favorecendo a passagem de corrente elétrica entre eles. A água presente no solo irá migrar do polo positivo para o negativo, permitindo seu adensamento.

Na estabilização física por aquecimento, introduz-se no solo, com o auxílio de um tubo perfurado, uma mistura de ar muito quente e combustível. O processo de aquecimento também pode ser feito por eletricidade, micro-ondas ou raio laser. Esse tipo de estabilização parte do princípio que argila, exposta a um elevado aquecimento, é convertida em cerâmica.

A estabilização física por congelamento baseia-se no princípio de que a água contida nos vazios do solo, ao se congelar, origina um material rígido de alta resistência.

### **2.4.2 Estabilização Mecânica**

Também chamada de estabilização granulométrica, esse tipo de estabilização consiste na alteração das propriedades dos solos pela adição ou retirada de partículas da amostra, pela compactação do solo ou ainda por correção granulométrica.

Segundo Motta et al (2008), o macadame hidráulico foi uma das formas mais empregadas de estabilização nas primeiras rodovias brasileiras, baseado na experiência inglesa de McAdam, do início do século XIX. Essa forma de estabilização consiste no preenchimento dos vazios da camada granular, composta por agregados graúdos, naturais ou britados, por agregados miúdos, aglutinados com água. No caso específico, o macadame hidráulico. A estabilização do solo é resultado da ação mecânica enérgica de compactação. De acordo com Motta (2008), para a estabilização ser bem sucedida os agregados graúdos devem ser duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares, alongadas, macias e de fácil desintegração, sem outras contaminações prejudiciais.

O macadame é utilizado principalmente em obras urbanas, em que não se dispõe de usinas para a brita graduada simples.

Outro tipo de macadame existente é o macadame seco que se assemelha bastante ao hidráulico, porém, nesse, não se utiliza água para o auxílio do preenchimento dos agregados graúdos pelos miúdos.

### **2.4.3 Estabilização Química**

Esse tipo de estabilização é dado pelas alterações provocadas no solo devido à introdução de aditivos.

Os dois tipos de estabilização química mais conhecidos são solo-cimento e solo-cal, embora existam outros como o solo-betume que também merece destaque na estabilização de solos, cuja finalidade está mais direcionada à pavimentação (LIMA et al, 1993).

No presente trabalho, a estabilização proposta é de cimento, cal e cinza de casca de arroz (CCA), adicionadas ao solo.



### 2.4.3.1 Estabilizações do solo com cimento

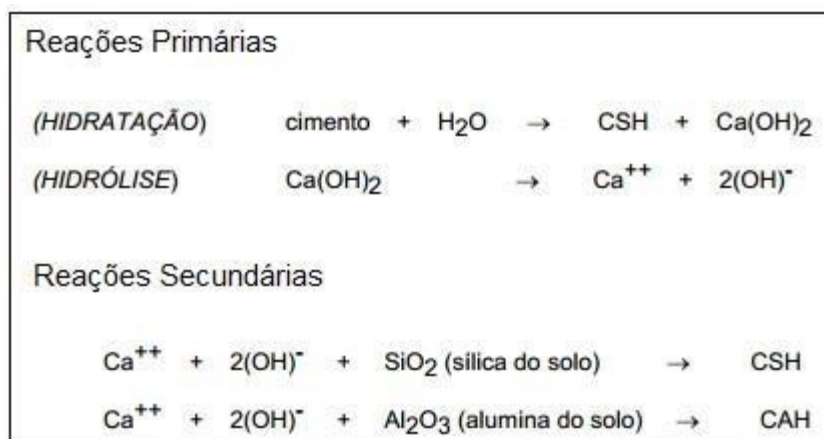
O mecanismo de estabilização de um solo com cimento é bastante similar ao concreto. A diferença está no agregado, que no concreto, possui uma granulometria grossa e as partículas do cimento irão envolver o agregado granular, ligando suas partículas e, no solo-cimento, as partículas de cimento que serão envolvidas pelos grãos de solos finos, resultando em ligações menos resistentes, afirma Vendruscolo (2003).

Segundo Silva (2007), o uso do solo-cimento é bastante difundido nos Estados Unidos, não apenas na estabilização de solos, mas como melhoramento de estradas de seixo, que configura um caso particular de aplicação do aditivo. Na estabilização química de solos, os cimentos do tipo Portland sempre foram os mais utilizados. Os cimentos de pega rápida podem ser indicados para solos com elevada porcentagem de matéria orgânica, visto que esse libera quantidades extras de cálcio, úteis no combate ao referido material orgânico, de acordo com Silva (2007).

Herzog e Mitchell apud Vendruscolo (2003) sugerem que o processo de endurecimento do solo cimento se dá pela cimentação das partículas de argila pelos produtos de hidratação e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento foram atribuídas à formação de um esqueleto composto por esses materiais através da massa do solo.

De acordo com Vendruscolo (2003), as reações do sistema solo-cimento podem ser divididas em primárias e secundárias. Em solos granulares e sem argilas, a ação cimentante é devida aos produtos das reações primárias, ao passo que em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá pelas reações secundárias. A Figura 13 mostra as reações primárias e secundárias do sistema solo-cimento.

Figura 13– Reações primárias e secundárias do sistema solo cimento.



Fonte: Vendruscolo (2003, p. 11)

Portanto, a cal (Ca(OH)<sub>2</sub>) é um produto das reações primárias. Nas reações secundárias, os produtos cimentantes são formados sobre as partículas de argila ou ao redor delas, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato, afirma Vendruscolo (2003).

#### 2.4.3.2 Estabilizações do solo com cal

A cal utilizada para estabilização de solos é resultado da calcinação de rochas cálcicas e magnesianas. Guimarães (2002) afirma que os produtos resultantes da calcinação são o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO-MgO), denominado cal virgem, cal aérea ou cal viva. Ainda segundo Guimarães (2002), a cal hidratada (Ca(OH)<sub>2</sub>) resulta do processo industrial que origina a cal virgem. As equações abaixo mostram as reações químicas que dão origem a cal.



Klamt (2012) afirma que a estabilização solo-cal é baseada nas interações dos elementos presentes nos solos, dos componentes do meio ambiente e da cal adicionada. Bhattcharja et al (2003) diz que esses fatores envolvem as trocas catódicas, floculação-aglomeração, reações pozolânicas e carbonatação.

A troca catiônica e a flocculação-aglomeração acontecem imediatamente após a adição de cal, em presença de água, chamada de fase rápida, segundo Klamt (2012). Essas reações são chamadas de melhoramento, já que modificam as propriedades físicas sem proporcionar ganho de resistência.

Klamt (2012) ainda afirma que as reações pozolânicas só se iniciam semanas após a adição da cal, chamadas de fase lenta da estabilização alcalina. Essas reações são as responsáveis pelos produtos cimentícios, os quais proporcionarão aumento da resistência e da durabilidade do sistema solo-cal.

As propriedades do solo alteradas pela cal irão depender do tipo de solo, tipo e teor da cal, energia de compactação, temperatura e do processo e tempo de cura. Segundo Klamt (2012), a cal é capaz de melhorar a plasticidade, trabalhabilidade, estabilidade volumétrica, condutividade hidráulica, resistência e comportamento tensão-deformação do solo.

#### **2.4.3.3 Estabilizações do solo com cinza de casca de arroz**

O uso da cinza de casca de arroz (CCA) é algo relativamente novo na engenharia civil. Alguns pesquisadores citados por Behak (2007) foram capazes de desenvolver usos da CCA na engenharia civil, podendo-se destacar a adição de CCA para telhas de blocos de cimento de alta qualidade, tijolos isoladores oriundos das misturas de cimento e CCA, estabilização de solos com CCA e cal ou cimento e utilização da CCA como aglomerante para concretos.

A casca de arroz é uma capa lenhosa do grão, dura, com alto teor de sílica, composta por celulose, lignina e sílica (Mehta, 1992). Quando essa casca é queimada, a lignina e a celulose podem ser removidas, resultando em uma estrutura composta de sílica.

Ali et al (1992) diz que o teor de sílica encontrada na casca de arroz irá depender da variedade do arroz, do tipo de solo, das condições climáticas, da temperatura e das práticas agrícolas, como aplicação de fertilizantes e inseticidas.

James e Rao apud Klamt (2012) afirmam que as propriedades da CCA dependem do processo de queima, sendo que a qualidade da casca depende da temperatura e tempo de incineração, do tempo de resfriamento e das condições de moenda.

Quando queimada a céu aberto ou em fornos convencionais, a casca irá produzir cinza silícea cristalina, segundo Mehta (1975). Segundo mesmo autor, quando essa casca é incinerada em fornos a temperatura controlada, o resíduo é uma cinza branca, muito reagente que, misturada com a cal, se transforma em um cimento estrutural tão bom quanto o cimento Portland.

Segundo a *American Society for Testing and Materials* (1998), a CCA composta com mais de 90% de sílica é considerada uma pozolana. Os solos arenosos, com pouca argila, não reagem muito bem à cal. Para estabilizar esse tipo de solo, a adição de CCA e cal podem ser uma boa alternativa (Behak, 2007). Os efeitos sobre solos argilosos também foram analisados por Muntohar e Hantoro (2000) e concluiu-se que as propriedades físicas e mecânicas foram melhoradas.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Materiais

Os materiais que foram utilizados na pesquisa são solo local, cimento Portland, cal hidratada, cinza de casca de arroz (CCA) e água.

##### 3.1.1 Solo

O solo usado na pesquisa foi retirado da jazida Pedra Rosada, localizada na latitude (29°50'13.46") Sul e longitude (55°46'27.01") Oeste, no município de Alegrete, RS. O solo já foi utilizado em outras pesquisas da UNIPAMPA por Klamt (2012), Rodrigues (2012), Fernandes, (2014) e Kaufmann, (2013). A Figura 14 mostra uma foto da jazida e a Figura 15 mostra a coleta do solo.

Figura 14- Jazida Pedra Rosada



Fonte: Klamt (2012, p.46)

Figura 15– Coleta de solo



Fonte: Klamt (2012, p.46)

O solo local é de origem residual, com coloração avermelhada e textura arenosa.

Os ensaios de caracterização já foram realizados por estudos anteriores e estão resumidos na Tabela 2.

Tabela 2– Características do solo

|                                       |                                                                                                         |
|---------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Limite de Liquidez                    | 30%                                                                                                     |
| Limite de Plasticidade                | 8%                                                                                                      |
| Distribuição Granulométrica           | *Argila: 42,37%<br>*Silte: 10,62%<br>*Areia Fina: 22,68%<br>*Areia Média: 23,75%<br>Areia Grossa: 0,58% |
| Classificação pelo sistema Unificado  | CL                                                                                                      |
| Classificação pelo Sistema Rodoviário | A-4                                                                                                     |

Fonte: Fernandes (2014)

### 3.1.2 Cimento Portland

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

### 3.1.3 Cal Hidratada

A cal utilizada é uma cal de origem dolomítica, que, embora tenha teores de cálcio mais baixos (entre 65% e 58%) do que as outras cales, é a mais abundante na região.

Mais especificamente, será usada a CH-II da DB na pesquisa, produzida de acordo com a NBR 7175 (ABNT,2003), indicada para uso em argamassas, massa fina e pintura. Segundo a norma, a cal deve ter a exigência de ter óxidos de cálcio e magnésio não hidratados de no máximo 15% e material retido acumulado na peneira de 0,6mm inferior a 0,5% e na peneira de 0,075mm menor ou igual a 15%.

### 3.1.4 Cinza de Casca de Arroz

A cinza de casca de arroz utilizada vem da queima do arroz realizada na termoelétrica da Cooperativa Agroindustrial de Alegrete LDTA (CAAL), em que a queima é feita sem o controle de temperatura.

A empresa Econsulting realizou um relatório químico dessa cinza, no ano de 2011. Segundo a NBR 10004 (ABNT, 2004), o material foi classificado como sendo pertencente a classe IIA, ou seja, material não inerte. O material pode apresentar propriedades como biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água, além de não apresentar características corrosivas, tóxicas, reativas e inflamáveis. A Tabela 3 indica a composição química da cinza de casca de arroz.

*Tabela 3- Composição química da cinza de casca de arroz*

| <b>Parâmetros</b> | <b>Resultados</b> |
|-------------------|-------------------|
| Matéria orgânica  | 9,9 %             |
| Cinzas            | 89,6 %            |
| Umidade           | 0,5 %             |
| pH                | 8,89              |

Fonte: Econsulting (2011, p.3)

Para diminuir o tamanho das partículas de CCA, a cinza foi moída em moinhos de bola e depois passada pela peneira nº200. A Figura 16 mostra a CCA, após a moagem.

Figura 16-Cinza da casca de arroz, após ser moída



Fonte: Klamt (2012, p.50)

### **3.1.5 Água**

A água foi fornecida pela concessionária local, Corsan.

## **3.2 Métodos**

### **3.2.1 Traços Utilizados**

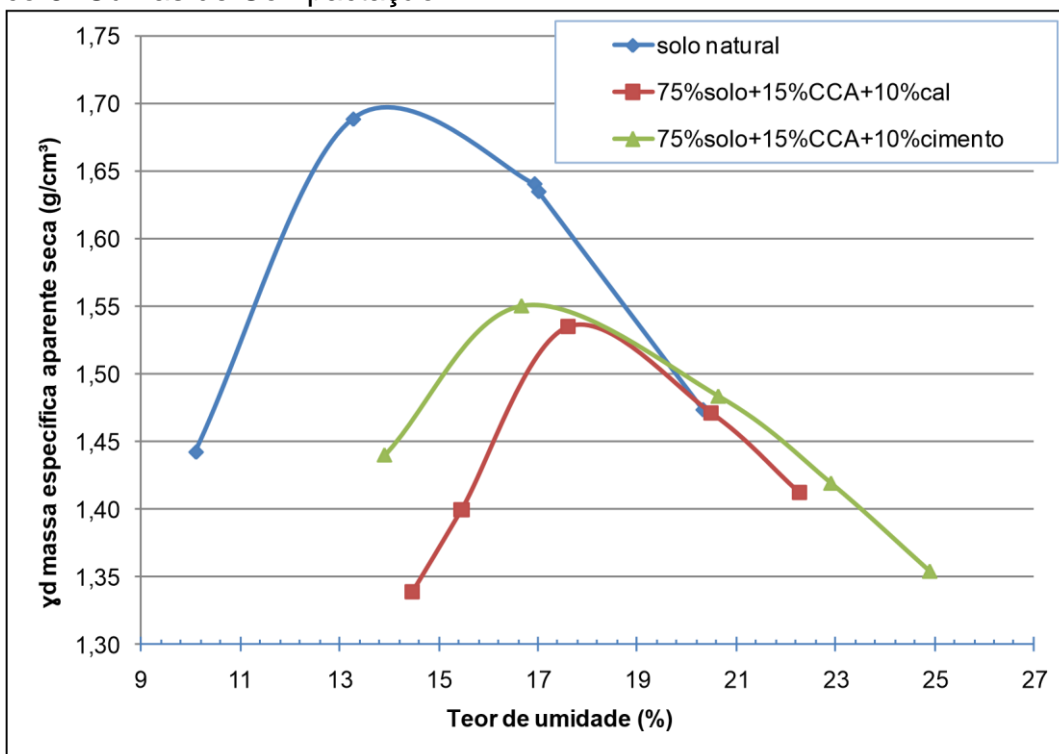
Foram utilizados nesse trabalho os traços que apresentaram melhores resultados nos trabalhos de Klamt (2012), com 75% de solo, 10% de cal e 15% de CCA e de Fernandes (2014), com 75% de solo, 10% de cimento e 15% de CCA. O solo utilizado na pesquisa dos autores supracitados é proveniente da mesma jazida em estudo.

### **3.2.2 Moldagem dos Corpos de Prova**

A moldagem dos corpos de prova foi realizada com base na curva de compactação obtida por ensaios de Fernandes (2014). O Gráfico 6 mostra a curva de compactação de cada traço.



Gráfico 6- Curvas de Compactação



Fonte: Fernandes ( 2014, p.73)

A partir da densidade máxima e da umidade ótima de cada traço e conhecendo o volume de cada corpo de prova, foi calculada a quantidade de material necessária para de moldar os CPs com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro. A tabela 4 mostra os teores de umidade ótima de cada traço e suas respectivas massas específicas máximas.

Tabela 4 – Teores de Umidade e Massas específicas máximas

| Tipo de solo     | Umidade ótima (%) | Massa específica máxima(g/cm³) |
|------------------|-------------------|--------------------------------|
| Solo natural     | 14                | 1,69                           |
| Solo+cimento+CCA | 17                | 1,552                          |
| Solo+cal+CCA     | 17,9              | 1,538                          |

Fonte: Autoria Própria

A quantidade de material calculada foi submetida ao teor de umidade ótima, e colocado nos moldes de PVC do ensaio de adensamento (dimensões 5cm de diâmetro e 2 de altura). A partir daí, colocou se o molde no aparelho de CBR e juntamente com um cilindro metálico de dimensões um pouco inferiores do que o molde de PVC. Assim, utilizou-se a prensa da máquina de CBR para compactar o

solo. Para garantir a densidade ótima de cada traço, em todos os CPs, foram colocadas, nos CPs de solo natural, 66,28g de solo, nos CPs de 75%solo + 10%cimento + 15% CCA, 60,95g da mistura e, nos CPs de 75%solo + 10%cal + 15%CCA, 60,40g do solo reforçado. Todos os CPs foram compactados até a altura de 2 cm, garantindo assim a densidade ótima. A Figura 17 mostra a moldagem dos corpos de prova e a Figura 18 mostra os corpos de prova já moldados, antes de serem submetidos à cura.

Figura 17-Moldagem dos corpos de prova



Fonte: Autorial Própria

Figura 18-Corpos de prova já moldados, de solo natural



Fonte: Autorial Própria

### 3.2.4 Cura dos Corpos de Prova

Feita a moldagem, os CPs foram colocados em recipientes fechados submetidos ao vácuo a fim de se manter a umidade dos CPs. Os recipientes foram deixados em câmara úmida com controle de temperatura.

Todos os CPs ensaiados permaneceram em cura por, no mínimo, 28 dias, tempo necessário para que acontecessem as principais reações do solo com os materiais adicionados.

### 3.2.5 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento unidimensional foi realizado no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA em um aparelho da empresa Conteco, como mostra a Figura 19.

Figura 19– Aparelho de ensaio de adensamento unidimensional



Fonte: Autoria Própria

O ensaio foi realizado conforme diretrizes da norma NBR 12007 (ABNT, 1990). A amostra retirada dos corpos de prova foi pesada com precisão de 0,1g e então preparou-se a célula de adensamento obedecendo a seguinte sequência: base rígida,

pedra porosa inferior, papel-filtro, corpo de prova contido no anel, papel-filtro e pedra porosa superior.

Feito isso, a célula foi colocada no cabeçote metálico, ajustando-se o conjunto ao sistema de aplicação da carga.

O extensômetro foi instalado e esse deve então ser zerado.

Para cada um dos estágios de pressão, devem ser realizadas leituras no extensômetro da altura da célula em intervalos de 7 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min e assim dobrando-se os intervalos de tempo até que se complete 24 horas contados a partir da aplicação do incremento de carga.

A medida em que se anotou os tempos e as leituras no extensômetro, foram traçadas curvas de adensamento, em que no eixo das abcissas se encontram os tempos decorridos e no eixo das ordenadas as leituras do extensômetro. Nessa curva, estarão assinalados os pontos que representam a compressão primária e a compressão secundária do corpo de prova. A Figura 20 mostra um corpo de prova após ser submetido ao ensaio.

Figura 20-Corpo de prova, com papel filtro, após ensaio



Fonte: Autoria Própria

Após realização dos ensaios, calculou-se a altura dos sólidos do corpo de prova pela expressão:

$$H_s = \frac{H_i}{1+e_i} \quad \dots(8)$$

em que:

H<sub>s</sub>= altura dos sólidos, em cm;

$H_i$  = altura inicial do corpo de prova, em cm;

$e_i$  = índice de vazios inicial

O índice de vazios ao final de cada estágio de pressão deve ser calculado pela expressão:

$$e = \frac{H}{H_s} - 1 \quad \dots(9)$$

em que:

$e$  = índice de vazios ao final de cada estágio de pressão;

$H$  = altura do corpo de prova ao final de cada estágio, cm;

$H_s$  = altura dos sólidos, em cm.

Após calculado o índice de vazios, foi calculado o grau de saturação final do corpo de prova pela expressão:

$$S_f = \frac{H_f \times \gamma}{e_f \times \gamma_f} \quad \dots(10)$$

em que:

$S_f$  = grau de saturação final, em %;

$\bar{\sigma}$  = massa específica dos grãos, em g/cm<sup>3</sup>;

$h_f$  = teor de umidade final, em %;

$e_f$  = índice de vazios final;

$\gamma_f$  = massa específica da água, em g/cm<sup>3</sup>.

Calculados esses índices, foi calculado o coeficiente de adensamento pelo método de Taylor.

### 3.2.5.1 Método de Taylor

No método de Taylor, para cada incremento de carga, desenhou-se a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do CP e no eixo das abcissas a raiz quadrada do tempo. Determinou-se o ponto correspondente a 0% do adensamento primário prolongando a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas. Traçou-se, por esse ponto, uma reta com coeficiente angular igual a 1,15 vezes o coeficiente angular da reta obtida para determinação do ponto de 0% de adensamento primário. A intersecção dessa reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo-se os valores de  $t_{90}$  e  $H_{90}$ .

A altura do CP correspondente a 50% do adensamento primário ( $H_{50}$ ) é obtida pela expressão:

$$H_{50} = H_0 \times \frac{5}{9} \times (H_0 - H_{90}) \quad \dots(11)$$

Calcula-se então o coeficiente de adensamento pela expressão:

$$Cv = \frac{0,848 \times (0.5 H_{90})^2}{t_{90}} \quad \dots(12)$$

O valor de Cv pode ser expresso em m<sup>2</sup>/dia ou m<sup>2</sup>/ano.

### 3.2.5.2 Índice de compressão

Para calcular o índice de compressão, foi traçada a curva de índice de vazios em função do logaritmo da pressão aplicada, sendo o índice de vazios obtido em cada estágio de pressão. O trecho dessa curva, posterior a pressão de pré-adensamento, é denominada reta virgem e pode ou não ser retilíneo.

Sendo retilíneo o trecho virgem, determinou-se seu coeficiente angular de acordo com a expressão:

$$Cc = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad \dots(13)$$

em que:

$Cc$  = índice de compressão

$e_1$  e  $e_2$  = índice de vazios, correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem.

$p_1$  e  $p_2$  = pressões associadas aos índices de vazios  $e_1$  e  $e_2$

### 3.2.5.3 Tensão de Pré- Adensamento

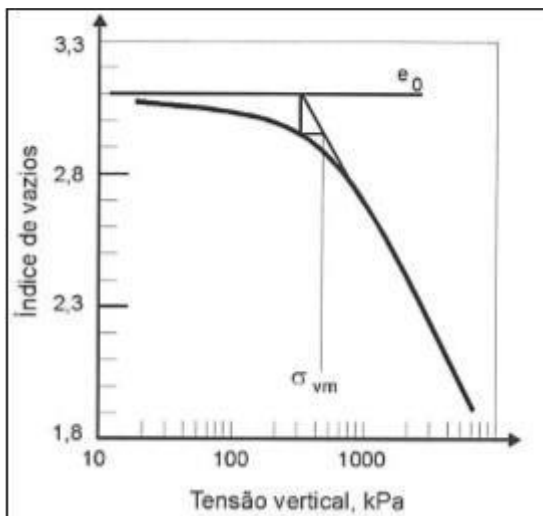
A pressão de pré-adensamento pode ser calculada pelo processo de Casagrande e pelo processo de Pacheco Silva. No Trabalho, foi utilizado o processo de Pacheco e Silva.

#### Processo de Pacheco Silva

Traçar uma reta horizontal, passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial ( $e_i$ ), prolongar o trecho virgem e determinar seu ponto de intersecção com essa reta.

Através desse ponto de intersecção, traçar uma reta vertical até interceptar a curva. Por esse ponto, traçar uma reta horizontal, determinando-se a sua intersecção com o prolongamento da reta virgem. A abcissa desse ponto irá definir a tensão de pré-adensamento. A Figura 21 mostra um exemplo do método de Pacheco e Silva.

Figura 21- Método de Pacheco e Silva para achar o valor da tensão de pré-adensamento.



Fonte: Silva(2011, p.193)

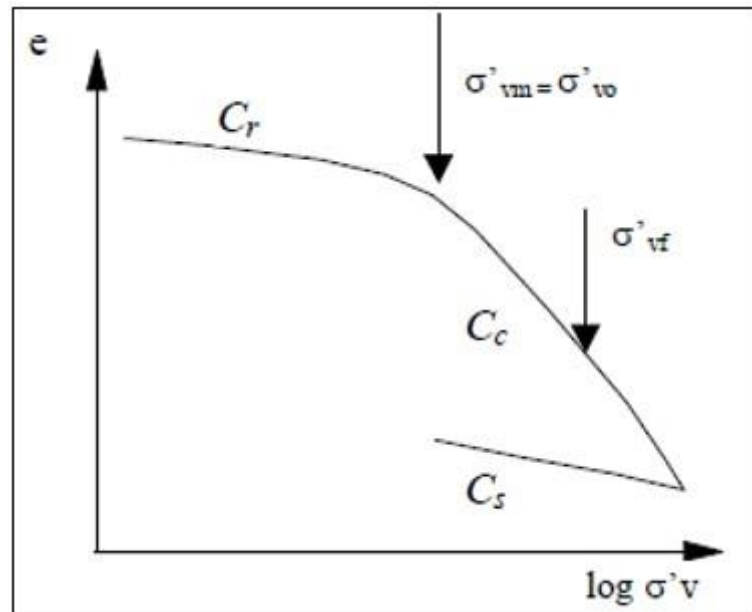
### 3.2.5.5 Índice de Recompressão e Índice de Expansão

Segundo Silva (2011), quando o solo é sobreadensado, o recalque não pode ser calculado apenas pelo índice de compressão ( $C_c$ ), que pressupõe uma mudança de índice de vazios segundo a reta virgem, o que, de fato, não ocorre.

Para trabalhar com esses casos, também são calculados os índices de recompressão ( $C_r$ ) e de expansão ( $C_s$ ), definidos por uma expressão semelhante à expressão do  $C_c$ , que consiste na diferença do valor entre dois índices de vazios quaisquer dividido pela diferença do logaritmo da pressão associada a esses índices de vazios. Os índices  $C_r$  e  $C_s$  também definem o coeficiente angular da reta, porém não da reta virgem, e sim de outros pontos do gráfico. O Gráfico 7 mostra em que pontos cada um desses coeficientes é calculado.



Gráfico 7-Gráfico de índice de vazios x pressão



Fonte: Machado, S. e Machado, M. (2012, p.79)

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O solo coletado foi ensaiado no Laboratório de Solos da UNIPAMPA afim de definir parâmetros de adensamento do solo. Posteriormente, esse solo foi reforçado com cimento Portland, cal e CCA e foram realizados os mesmos ensaios já realizados com solo natural para, posteriormente, ser feita uma comparação.

### 4.1 Compactações do solo e das misturas

A Tabela 5 mostra as massas específicas de cada corpo de prova após serem compactadas.

Tabela 5-Massas específicas, em g/cm<sup>3</sup>, dos corpos de prova

|                  | M(g)  | V (cm <sup>3</sup> ) | Umidade Inicial (%) | Massa esp. aparente (g/cm <sup>3</sup> ) | Massa esp. aparente seca (g/cm <sup>3</sup> ) |
|------------------|-------|----------------------|---------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Solo natural(1)  | 65,57 | 38,54                | 14,0                | 1,70                                     | 1,49                                          |
| Solo natural (2) | 66,90 | 39,62                | 14,0                | 1,69                                     | 1,48                                          |
| Solo+cimento+CCA | 5800  | 36,44                | 17,0                | 1,59                                     | 1,36                                          |
| Solo+cal+CCA     | 55,80 | 36,42                | 17,9                | 1,56                                     | 1,33                                          |

Fonte: Autoria Própria

Nota-se que o valor da massa específica seca, para os solos reforçados, foi menor do que a de solo natural.

A Tabela 6 mostra o índice de vazios inicial, o grau de saturação inicial, a altura dos sólidos, o índice de vazios final e o grau de saturação final de cada corpo de prova.

Tabela 6-Índices dos corpos de prova

|                  | $\gamma_g(\text{gf/cm}^3)^*$ | $e_0$ | $S_i(\%)$ | $H_s$ | $e_f$ | $S_f(\%)$ |
|------------------|------------------------------|-------|-----------|-------|-------|-----------|
| Solo natural(1)  | 2,66                         | 0,79  | 47,59     | 1,10  | 0,40  | 118,95    |
| Solo natural (2) | 2,66                         | 0,80  | 46,78     | 1,12  | 0,37  | 123,80    |
| Solo+cimento+CCA | 2,62                         | 0,93  | 37,43     | 0,96  | 0,595 | 149,24    |
| Solo+cal+CCA     | 2,62                         | 1,05  | 46,14     | 0,92  | 0,229 | 138,249   |

Fonte: Autoria Própria

\*Klamt(2012)

Em que:  $\gamma_g$ = massa específica real dos grãos

$e_0$ =índice de vazios inicial

$S_i$ = grau de saturação inicial

$H_s$ = altura dos sólidos

$e_f$ = índice de vazios final

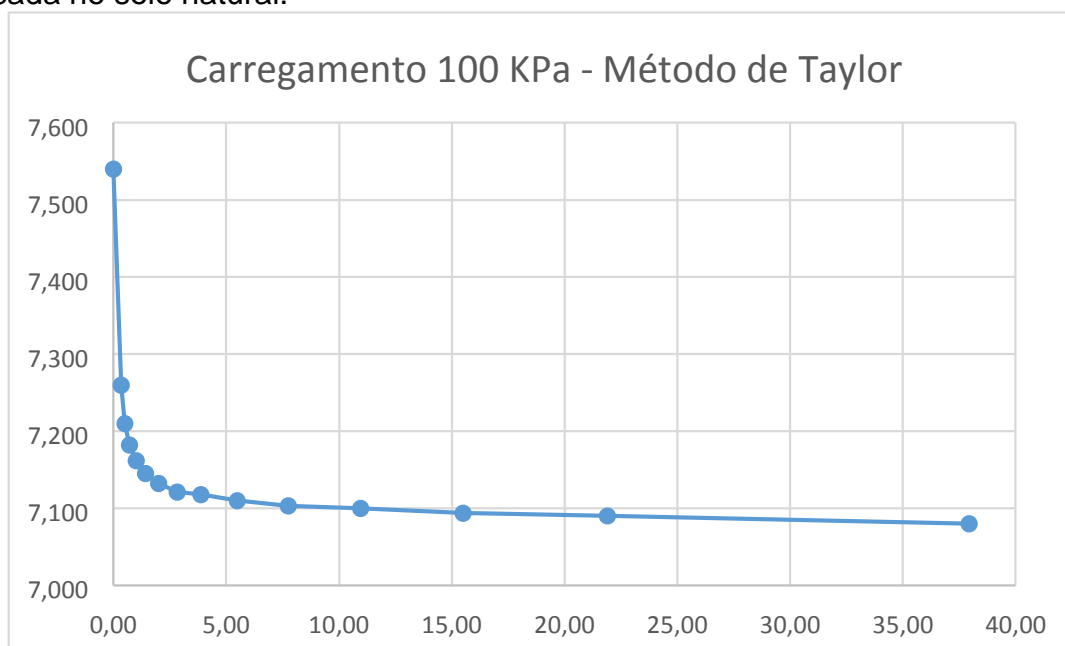
$S_f$ = grau de saturação final

É possível perceber que o índice de vazios foi maior nos solos reforçados, bem como o grau de saturação.

## 4.2 Coeficientes de Adensamento Vertical

Para cada incremento de carga, foram traçadas as curvas de deformação x tempo pelos métodos de Taylor e de Casagrande. O gráfico 8 mostra as curvas para diferentes pressões aplicadas.

Gráfico 8-Curva de deformação pelo tempo(raiz) para a pressão de 100 KPa aplicada no solo natural.



Fonte: Autoria Própria

A Tabela 7 mostra todos os coeficientes de adensamento vertical de cada traço, calculados pelo método de Taylor, para cada incremento de carga.

Tabela 7-Coefficientes de adensamento vertical do solo

| Pressão<br>(KPa) | Solo Nat 1                | Solo Nat 2              | Solo+Cimento +CCA          | Solo+cal+CCA              |
|------------------|---------------------------|-------------------------|----------------------------|---------------------------|
|                  | Cv(m <sup>2</sup> /dia)   | Cv(m <sup>2</sup> /dia) | Cv(m <sup>2</sup> /dia)    | Cv(m <sup>2</sup> /dia)   |
| 25               | 4,52 . 10 <sup>-3</sup>   | 1,257. 10 <sup>-3</sup> | 1,54395 . 10 <sup>-5</sup> | 1,58001. 10 <sup>-5</sup> |
| 50               | 3,324. 10 <sup>-3</sup>   | 1,221. 10 <sup>-3</sup> | 5,01662 . 10 <sup>-5</sup> | 5,04357. 10 <sup>-5</sup> |
| 100              | 5,144. 10 <sup>-3</sup>   | 8,289. 10 <sup>-3</sup> | 1,78413. 10 <sup>-4</sup>  | 1,62426. 10 <sup>-4</sup> |
| 200              | 1,0057 . 10 <sup>-2</sup> | 7,56. 10 <sup>-4</sup>  | 2,23457. 10 <sup>-4</sup>  | 1,93214. 10 <sup>-4</sup> |
| 400              | 4,01 . 10 <sup>-4</sup>   | 2,401. 10 <sup>-3</sup> | 1,13181. 10 <sup>-4</sup>  | 5,79504. 10 <sup>-4</sup> |
| 800              | 6,51 . 10 <sup>-4</sup>   | 3,257. 10 <sup>-3</sup> | 5,73726. 10 <sup>-4</sup>  | 5,75693. 10 <sup>-4</sup> |
| 1600             | 1,389. 10 <sup>-3</sup>   | 4,532. 10 <sup>-3</sup> | 6,04984 . 10 <sup>-5</sup> | 6,78355. 10 <sup>-5</sup> |

Fonte: Autoria Própria

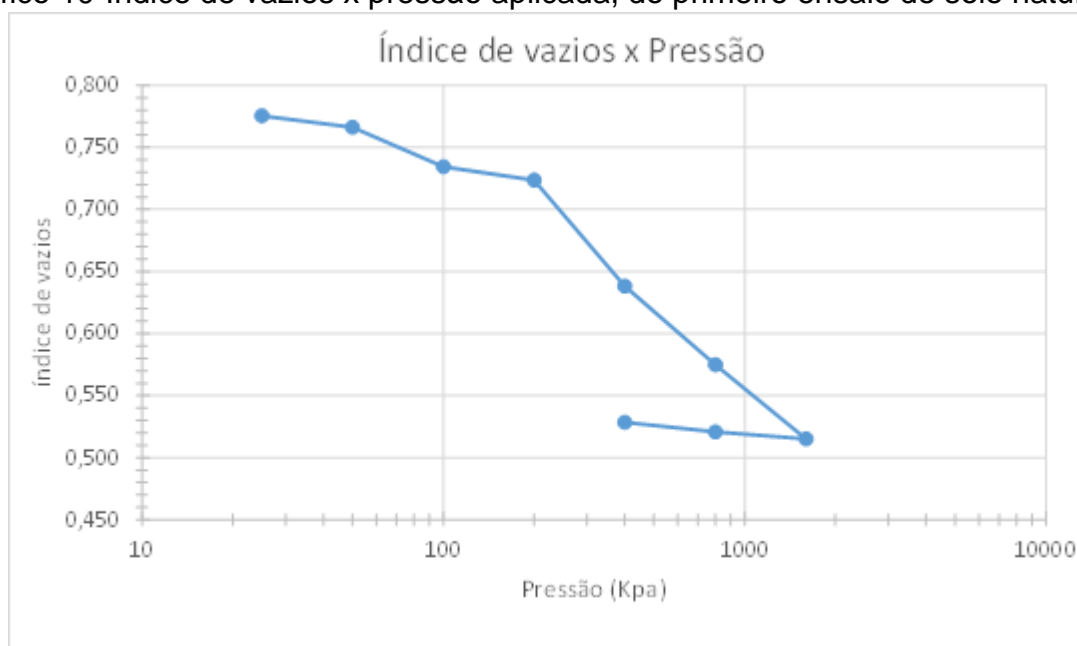
É possível perceber que os coeficientes de adensamento dos solos reforçados são bem menores do que os de solo natural, mostrando que, como era de se esperar, os solos reforçados adensam menos quando submetidos a tensões aplicadas. Quando se compara apenas os solos reforçados, nota-se que os valores de Cv para solo+cal+CCA e para solo+cimento+CCA são bem próximos, mostrando a eficácia similar dos dois métodos no que diz respeito ao adensamento.

### 4.3 Coeficientes de Compressão

Foi traçada a curva de índice de vazios pelo logaritmo da pressão aplicada para se determinar o coeficiente angular da reta virgem, chamado de coeficiente de compressão (Cc). Os Gráficos 9, 10, 11 e 12 mostram as curvas de índice de vazios x pressão do solo natural (ensaio 1), do solo natural (ensaio 2), do solo+cimento+CCA e do solo+cal+CCA, respectivamente.

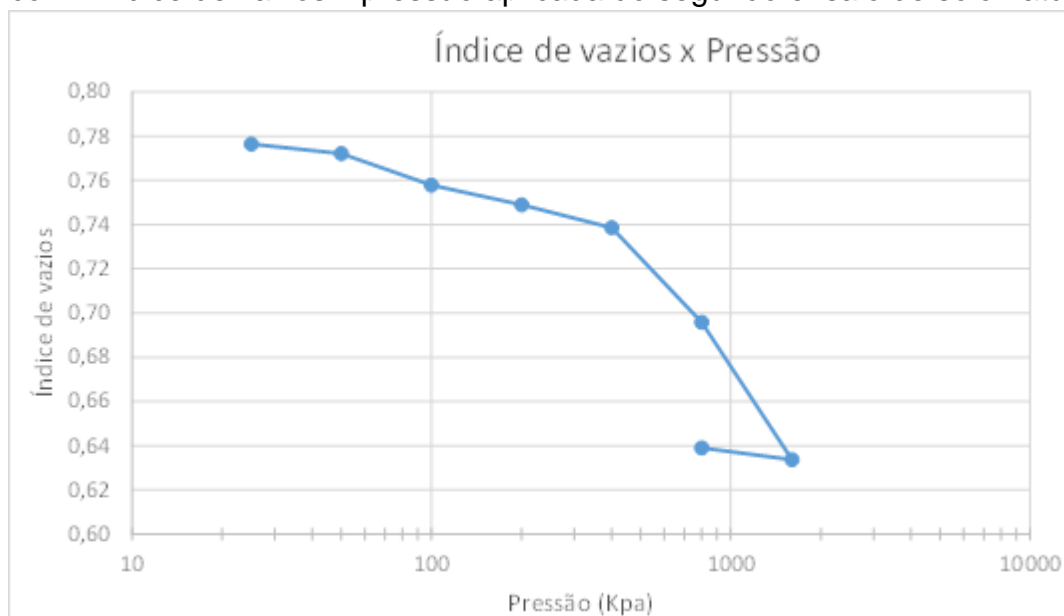
Salienta-se que as curvas obtidas apresentaram aspecto de curvas de má qualidade, o que, possivelmente, mascarou os parâmetros de compressibilidade obtidos.

Gráfico 10-Índice de vazios x pressão aplicada, do primeiro ensaio de solo natural



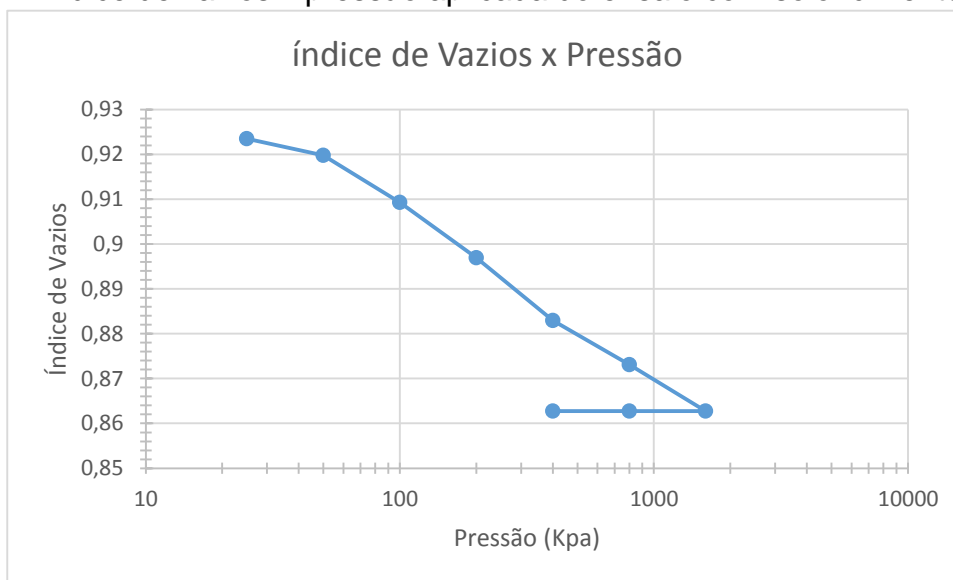
Fonte: Autoria Própria

Gráfico 11-Índice de vazios x pressão aplicada do segundo ensaio de solo natural.



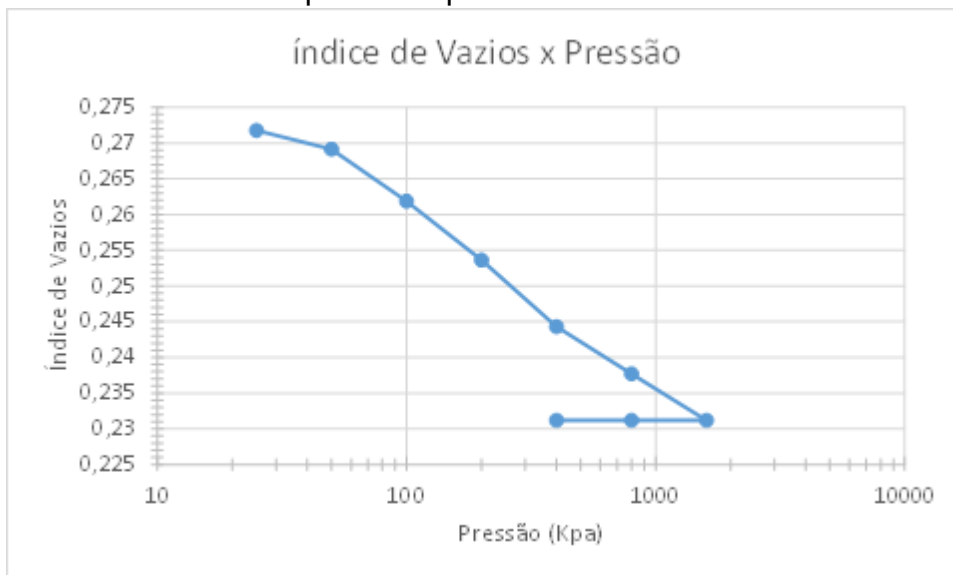
Fonte: Autoria Própria

Gráfico 12-Índice de vazios x pressão aplicada do ensaio com solo+cimento+CCA



Fonte: Autoria Própria

Gráfico 13-Índice de vazios x pressão aplicada do ensaio de solo+cal+CCA



Fonte: Autoria Própria

A partir de cada gráfico, foram calculados os  $C_c$  de cada traço, apresentados na Tabela 8.

Tabela 8-Índices de compressão das misturas

|                       | Cc (índice de compressão) |
|-----------------------|---------------------------|
| Solo natural ensaio 1 | 0,210                     |
| Solo natural ensaio 2 | 0,142                     |
| Solo+cimento+CCA      | 0,032                     |
| Solo+cal+CCA          | 0,022                     |

Fonte: Aatoria Própria

Os valores de Cc dos solos reforçados foram menores do que os valores de Cc para o solo natural, demonstrando que os solos reforçados são menos suscetíveis ao adensamento.

#### 4.4 Tensão de Pré- Adensamento

As tensões de pré-adensamento foram feitas utilizando as curvas do índice de vazios x pressão aplicada e determinadas pelo método de Pacheco e Silva. A Tabela 9 mostra os valores da tensão de pré-adensamento para cada traço.

Tabela 9-Tensões de Pré-adensamento( $\sigma'_{vm}$ ), em KPa

|                       | $\sigma'_{vm}$ (KPa) |
|-----------------------|----------------------|
| Solo natural ensaio 1 | 200                  |
| Solo natural ensaio 2 | 360                  |
| Solo+cimento+CCA      | 79,07                |
| Solo+cal+CCA          | 73,86                |

Fonte: Aatoria Própria

#### 4.4 Índice de Recompressão e índice de Expansão

A partir dos gráficos de índice de vazios x pressão foram calculados os índices de recompressão ( $C_r$ ) e de expansão ( $C_s$ ), apresentados na Tabela 10.

Tabela 10-Índices de Recompressão e de Expansão

|                       | Cr    | Cs    |
|-----------------------|-------|-------|
| Solo natural ensaio 1 | 0,036 | 0,025 |
| Solo natural ensaio 2 | 0,030 | 0,018 |
| Solo+cimento+CCA      | 0,012 | 0     |
| Solo+cal+CCA          | 0,008 | 0     |

Fonte: Aatoria Própria

O índice de recompressão foi menor em solos reforçados e o índice de expansão foi nulo, mostrando que os, os solos reforçados, uma vez adensados, eles não se expandem mais.



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi coletado um solo natural caracterizado como um material fino, formado por argila, silte e uma grande parte de areia. Esse solo foi reforçado com adições de cimento, cal e CCA afim de se comparar os parâmetros de adensamento do solo natural com o solo reforçado.

Todas as amostras foram moldadas sob o teor de umidade ótima, buscando chegar ao máximo peso específico de todas elas.

Com as amostras compactadas, essas foram submetidas a um processo de cura em recipiente fechado submetido ao vácuo. Essas amostras foram deixadas por no mínimo 28 dias para que então os ensaios de adensamento pudessem ser começados.

Nos ensaios de adensamento, percebeu-se que os solos reforçados tiveram melhores parâmetros de adensamento quando comparados aos solos naturais, demonstrando que, em obras reais, os solos reforçados sofreriam menos recalques. Comparando apenas os solos reforçados, a mistura de solo+cal+CCA apresentou-se ligeiramente mais eficaz.

A proposta do uso de cinza de casca de arroz como forma de reforço ao solo natural, no que diz respeito ao adensamento dos solos, se mostrou eficaz tanto na mistura de CCA com cimento quanto na mistura de CCA com cal, demonstrando a viabilidade do estudo e do reforço de solo com percentuais de CCA.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5736**: Cimento Portland Pozolânico. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR 7175**: Cal Hidratada para Argamassas – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1988.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 10004**: Resíduos sólidos – Classificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 12007**: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional . Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1990.

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS(ASTM). **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia,1998.

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

BHATTACHARJA, S.; BHATTY. J. I.; TODRES, H. A. **Stabilization of a Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**. PCA R&D Serial Nº 2066, Portland Cement Association, 60 p. Skokie, Illinois, USA, 2003.

BIANCHINI, M. K. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de um Solo ArgiloArenoso com a Inclusão de Fibras de Polipropileno**. Alegrete, 2013. 92 f. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa

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

CRISTELO, N. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através da Adição de cal**. Dissertação. Portugal, 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Minho, Portugal

DNER IE 005. **Solos – Adensamento**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Brasília, DF, 1994.

DNIT 164- ME (2013). **Solos- Compactação utilizando amostras não trabalhadas- Método de Ensaio**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ, 2013.

ECONSULTING, Projetos e Consultoria Ambiental Sociedade Simples Ltda. **Relatório de Ensaio Nº 26305/15.11**, Viamão/ RS,2011.

FERNANDES, W.D. **Verificação da Resistência ao Cisalhamento e Estabilidade de Taludes de um Solo Natural e Melhorado com Cimento, Cal e Cinza de Casca de Arroz**. Alegrete, 2014. 120 f. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa

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

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., 201

KLAMT, R. A. **Utilização da Cal e da Cinza de Casca de Arroz no Melhoramento das Propriedades Geotécnicas dos Solos**. Alegrete, 2012. 115 f. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa

LAMBE, T. Willian; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics**, Ed. Mc Graw – Hill Book Co., 1969.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. **Estabilização de solos II – Técnicas e Aplicações a solos da microrregião de Viçosa**. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 1993. 32 p.

MACHADO, S.L; MACHADO, M. F. C. **Apostila de Mecânica dos Solos I.**

Universidade Federal da Bahia, Bahia, 2012.114 f.

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

MEHTA, P. K. **Rice Husk Ash: A Unique Supplementary Cementing Material.**

Advances in Concrete Technology, Ottawa: Canmet, p. 407-431, 1992.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações.** Oficina de Textos, São Paulo, 2005.

MOTTA, L. M. G.; BERTUCCI, L. B.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B.

**Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros.** 3ª Reimpressão, Rio de Janeiro: Gráfica Imprinta, 2010.

MUNTOHAR, A. S.; HANTORO, G. **Influence of Rice Husk Ash and Lime on Engineering Properties of a Clayey Subgrade.** Eletronic 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.

PESSOA, F. H. C. **Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário.**

Brasília, 2004. 151 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de Brasília.

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

RODRIGUES, R. E. **Caracterização e estabilização de um solo na cidade de Alegrete/RS com cimento Portland e cinza de casca de arroz.** Alegrete, 2012. 124 f. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pampa

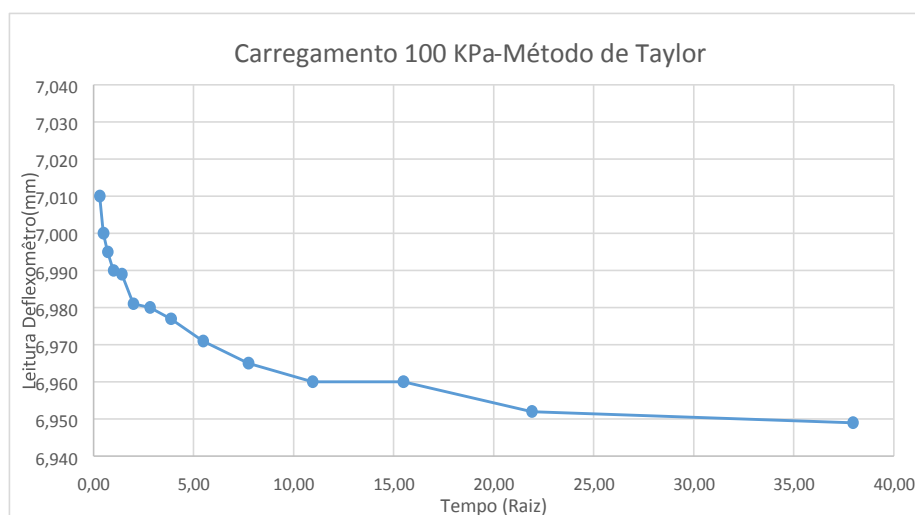
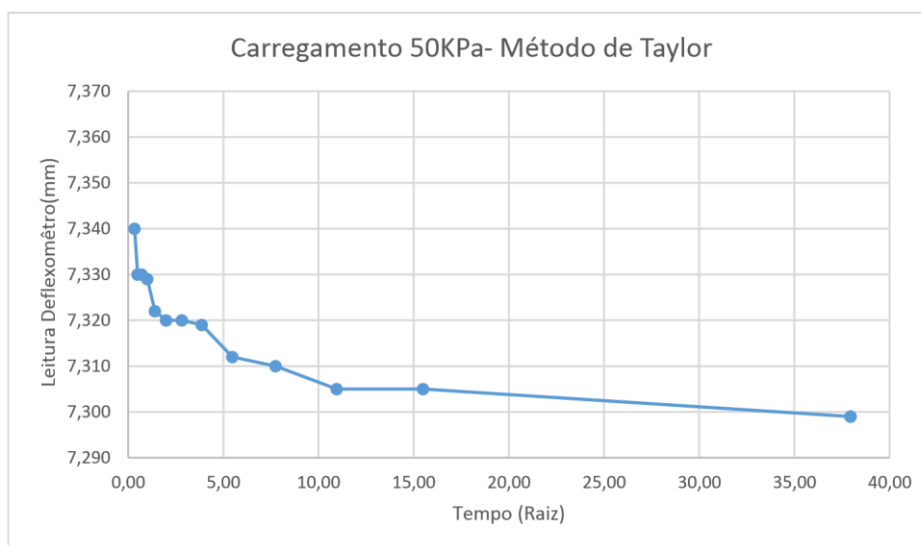
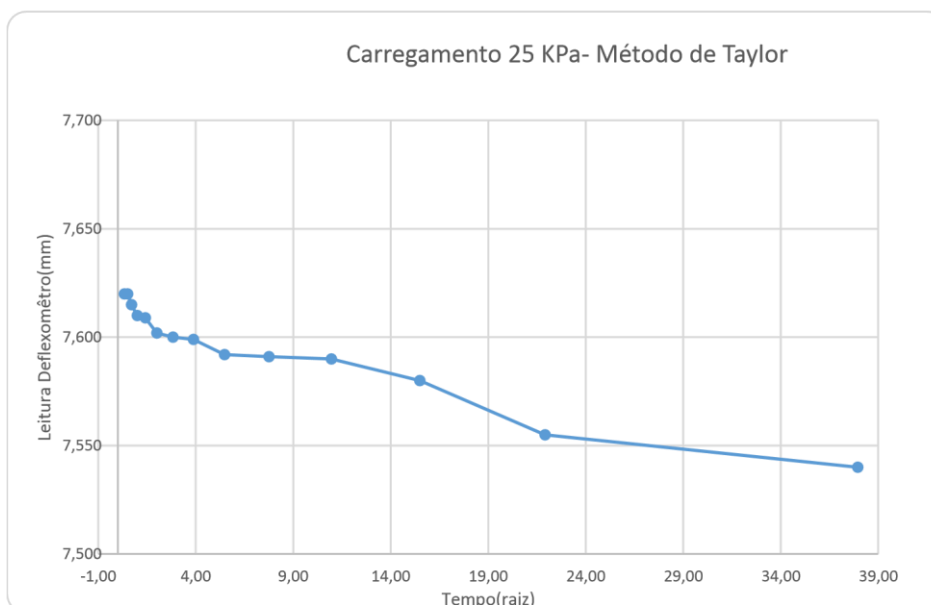
SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos 2012.

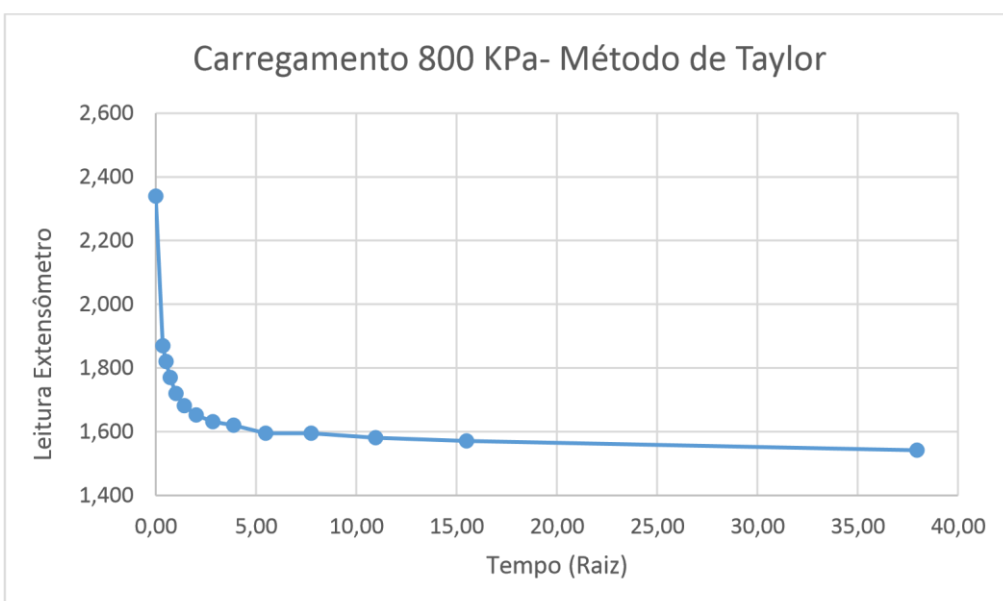
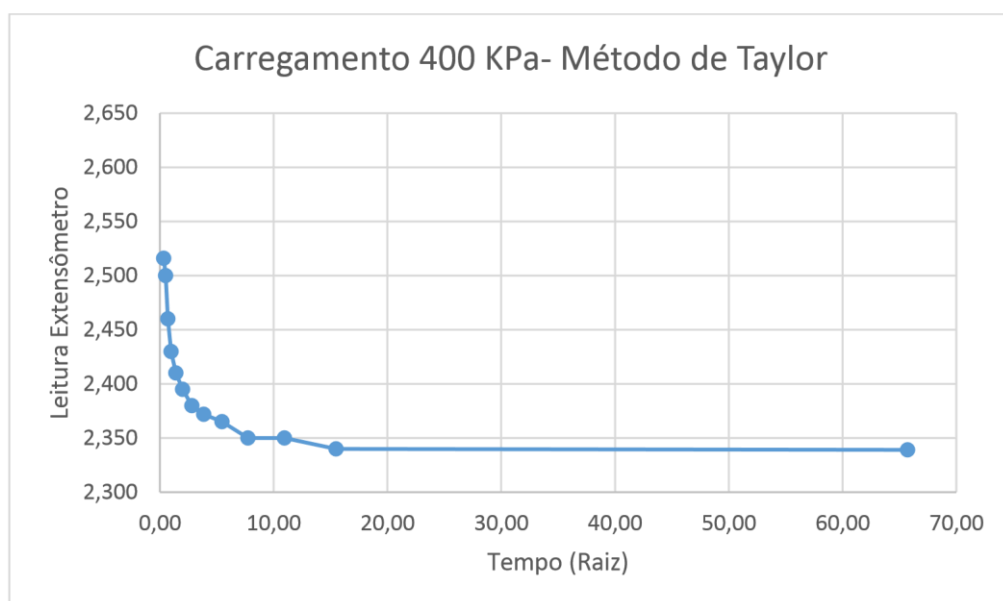
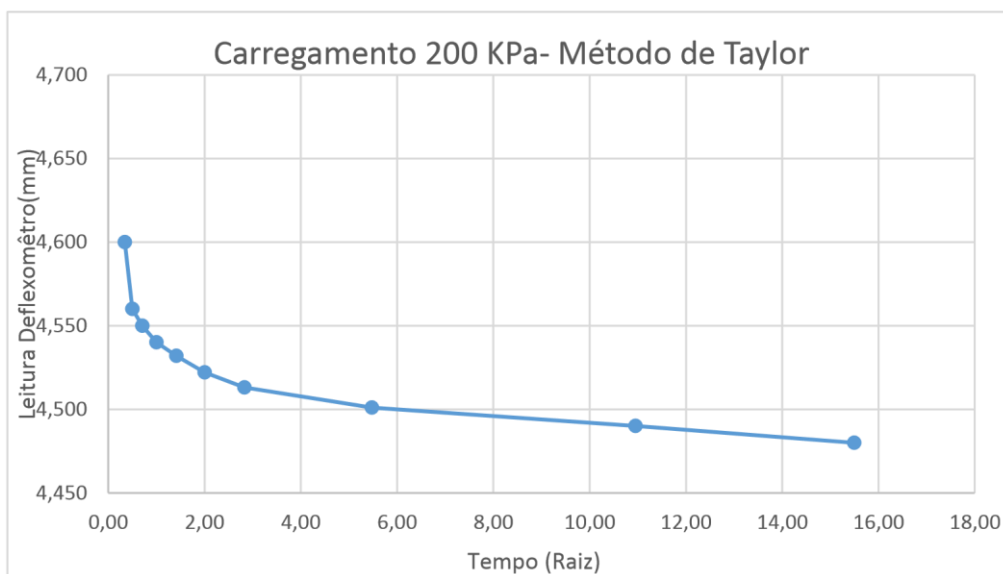
SILVA, C. C. **Comportamento de Solos Siltosos Quando Reforçados com Fibras e Melhorados com Aditivos Químicos e Orgânicos**. Curitiba, 2007, 157 f. Dissertação (Pós-graduação em Construção Civil). Universidade Federal do Paraná.

TECPAR. Disponível em < <http://www.sbrt.ibict.br> >

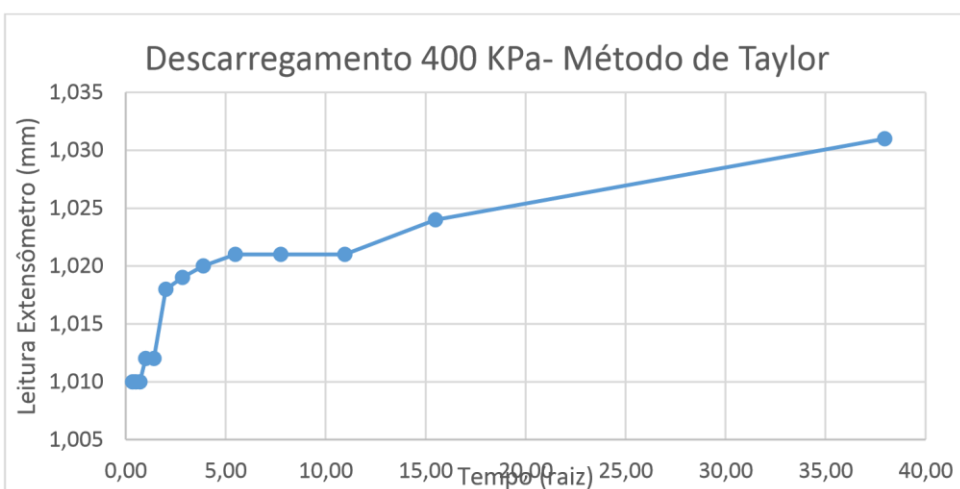
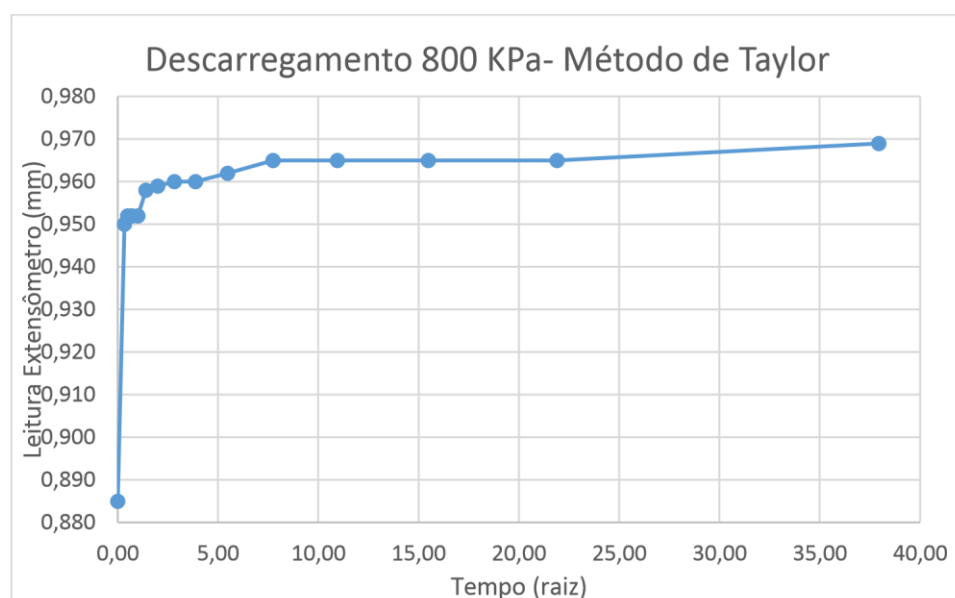
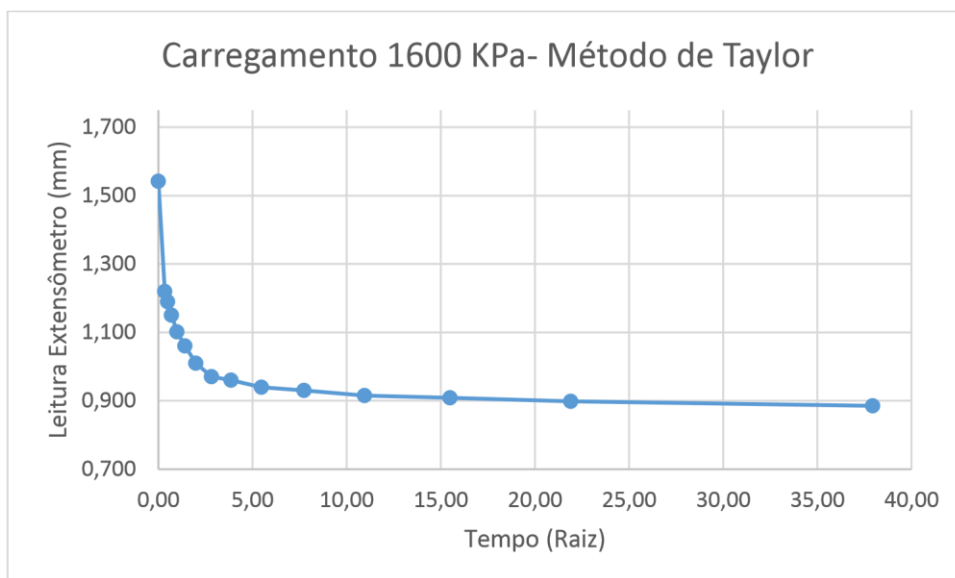
VENDRUSCOLO, M. A. **Estudo do Comportamento de Materiais Compósitos Fibrosos para a Aplicação como Reforço de Base de Fundações Superficiais**. Porto Alegre, 2003, 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

## Apêndice A- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para o solo natural(ensaio1)

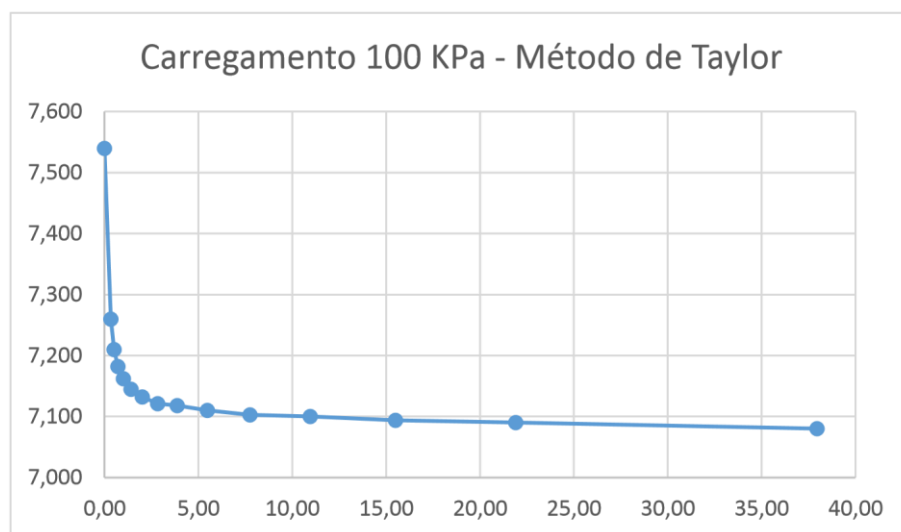
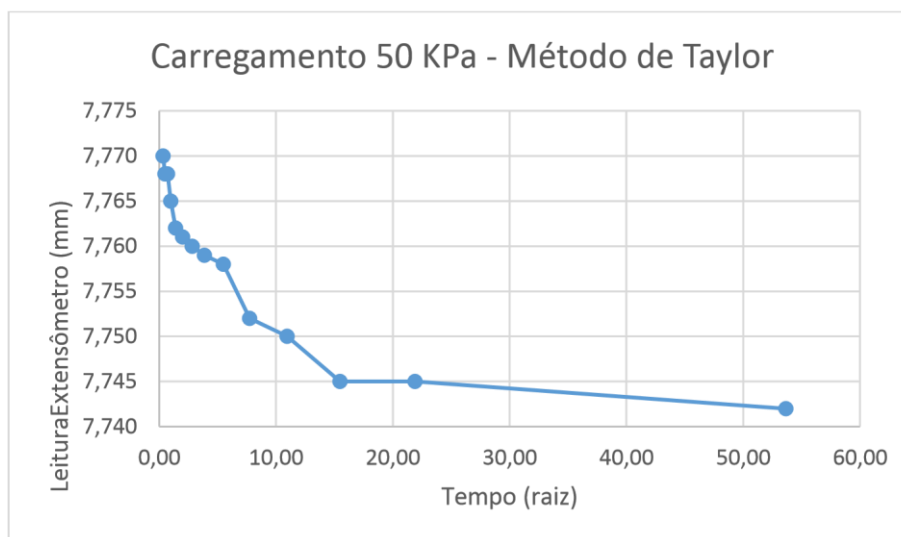
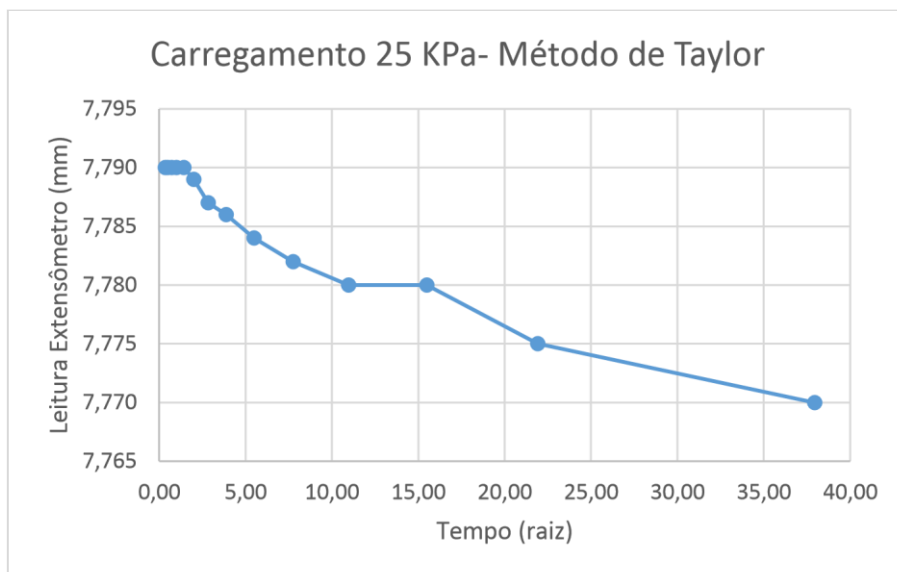


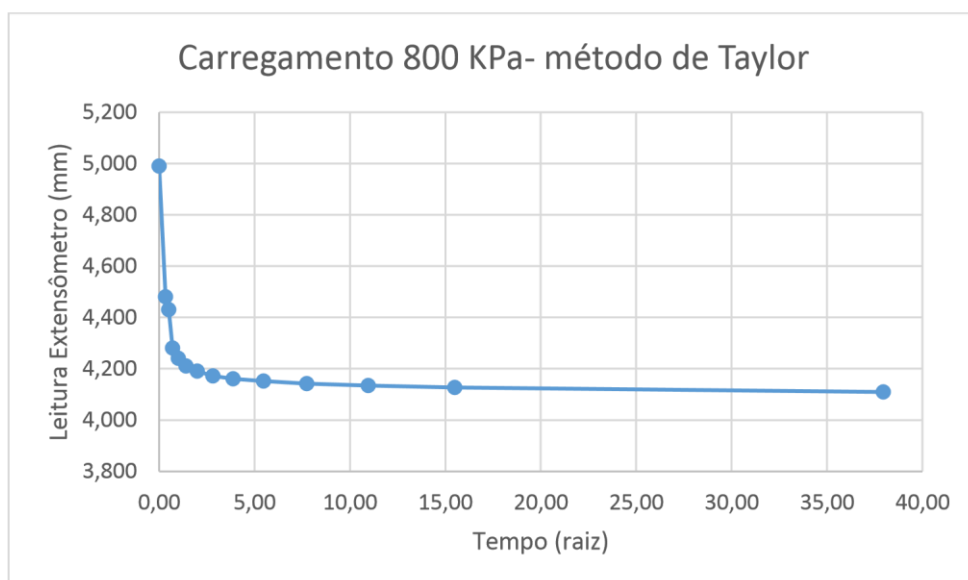
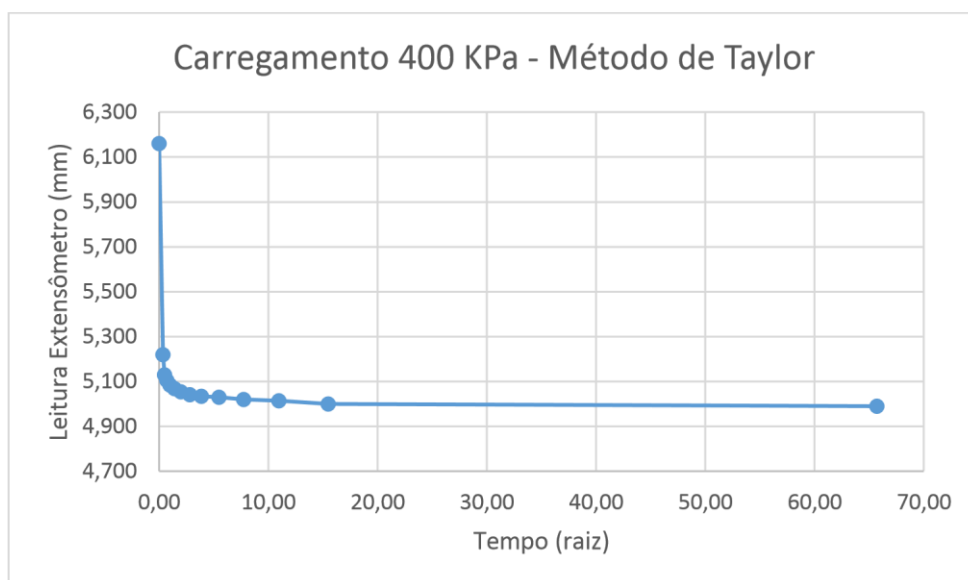
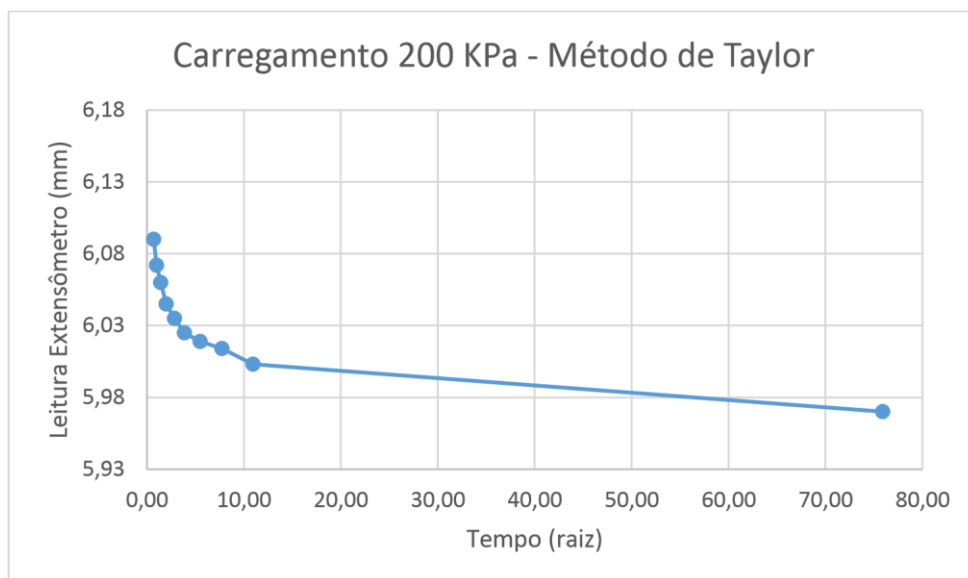


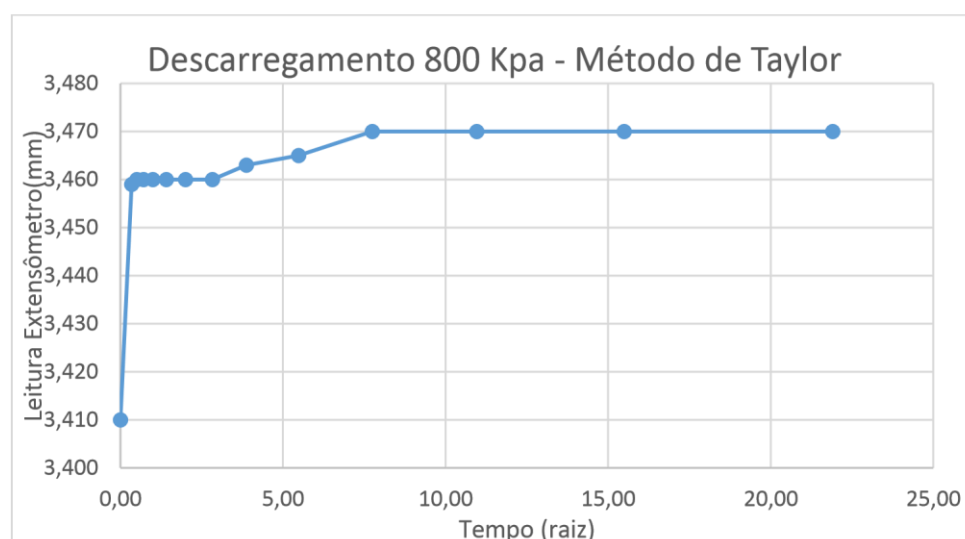
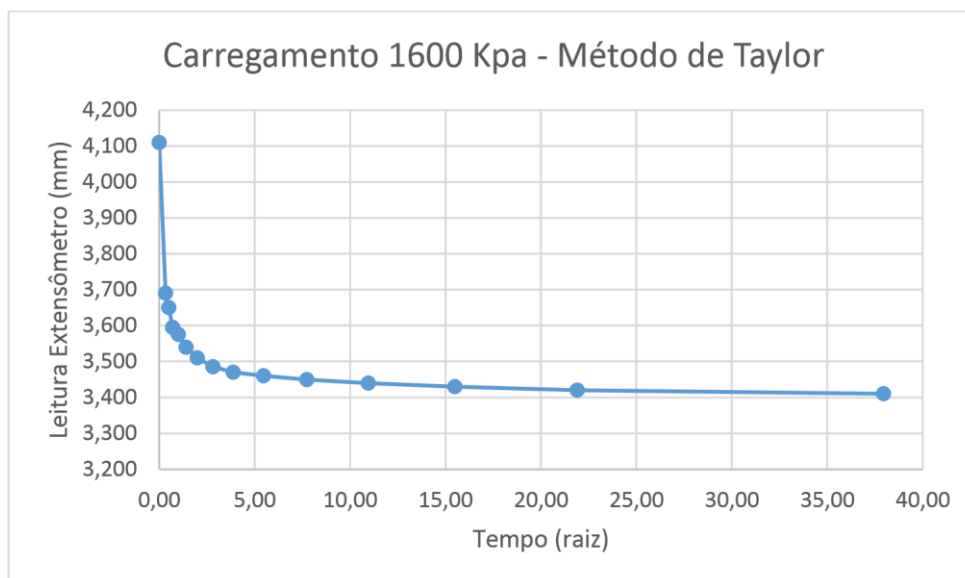




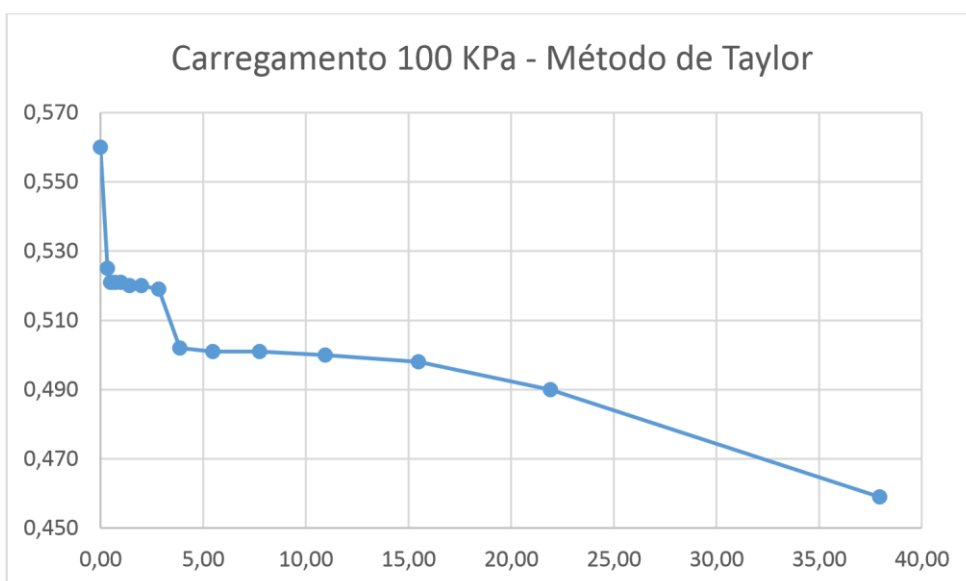
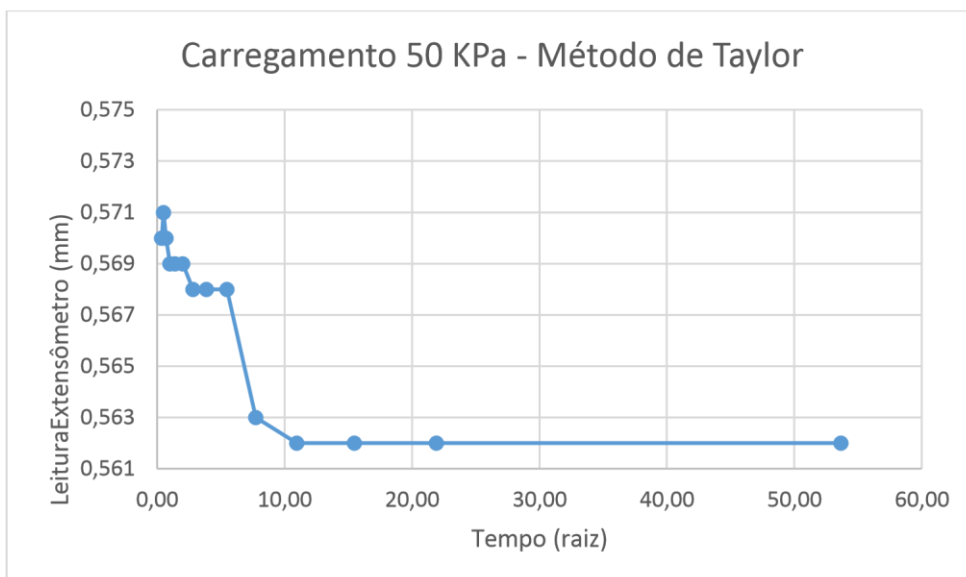
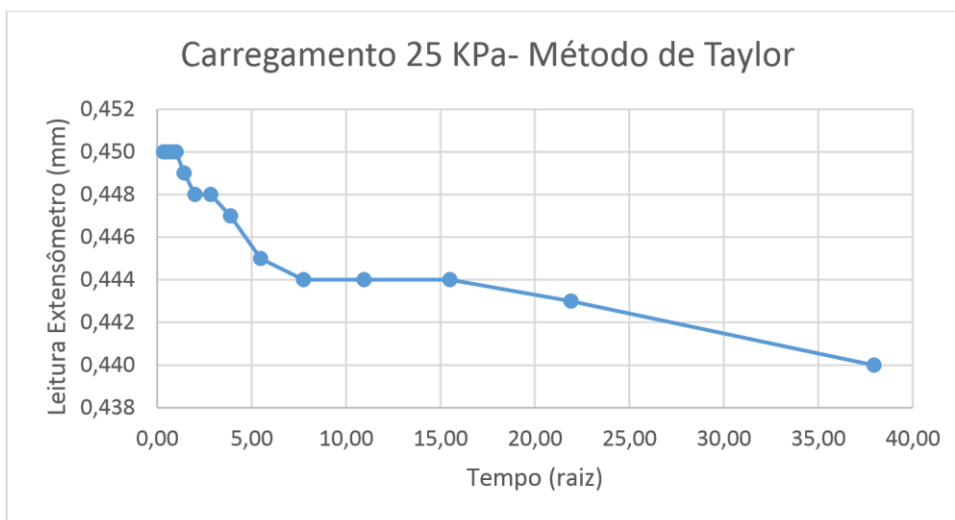
## Apêndice B- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para o solo natural(ensaio 2)

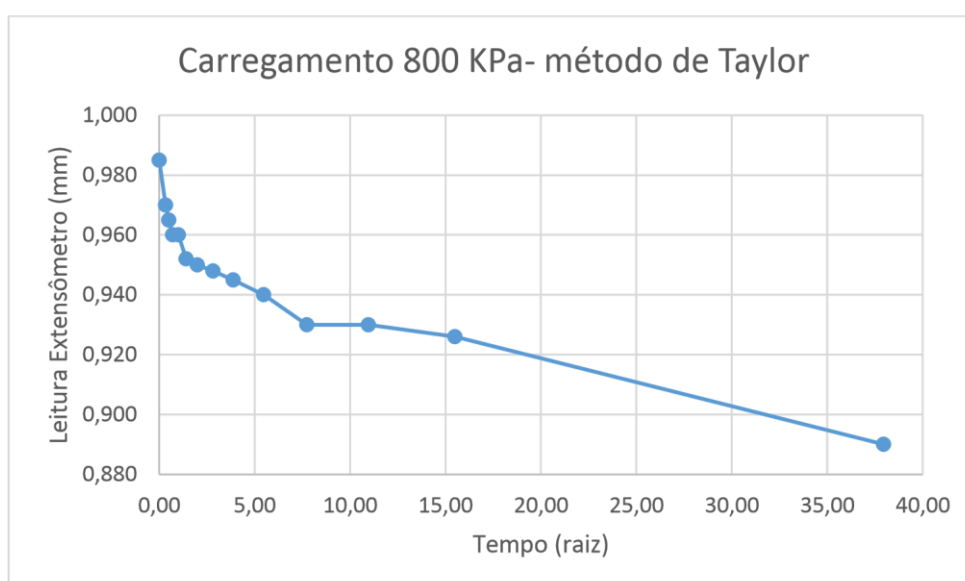
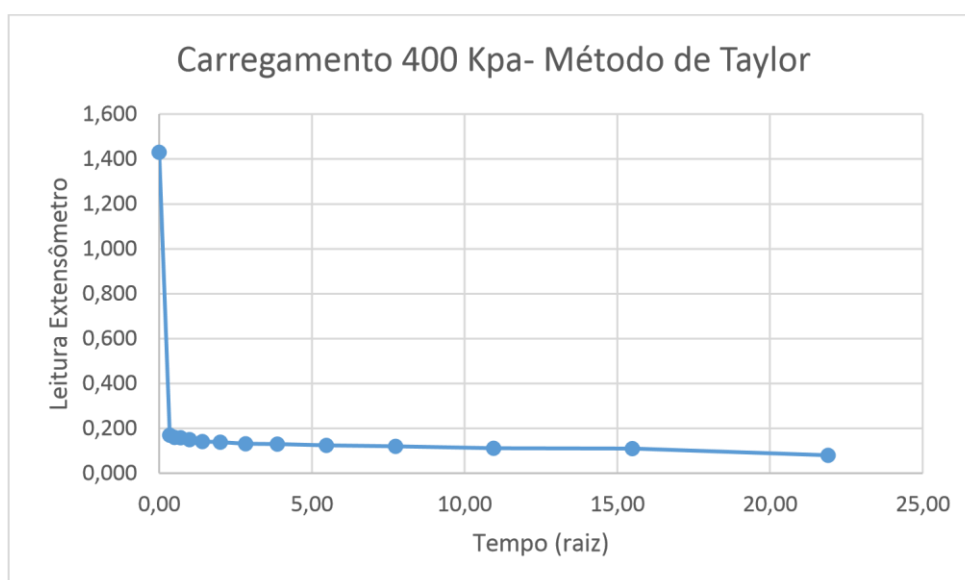
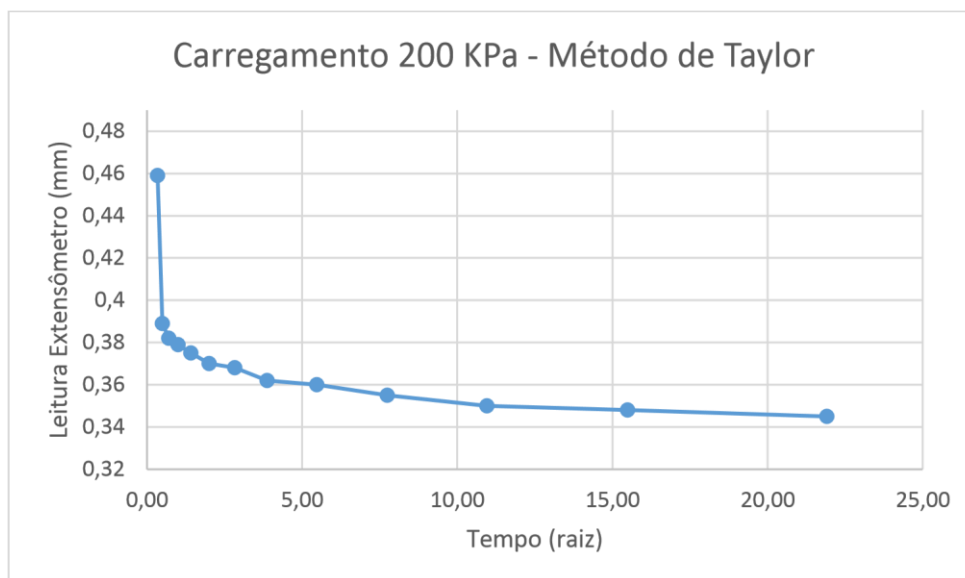


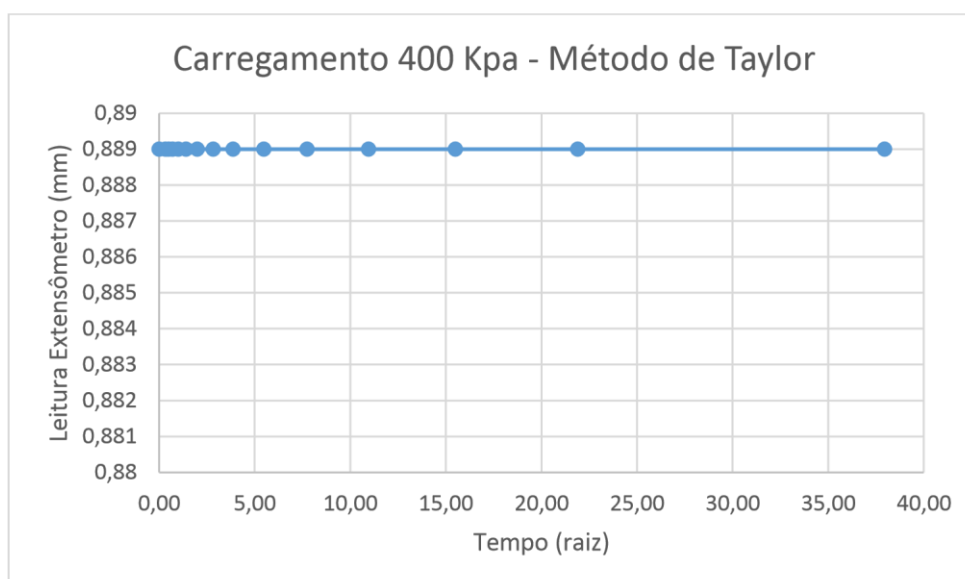
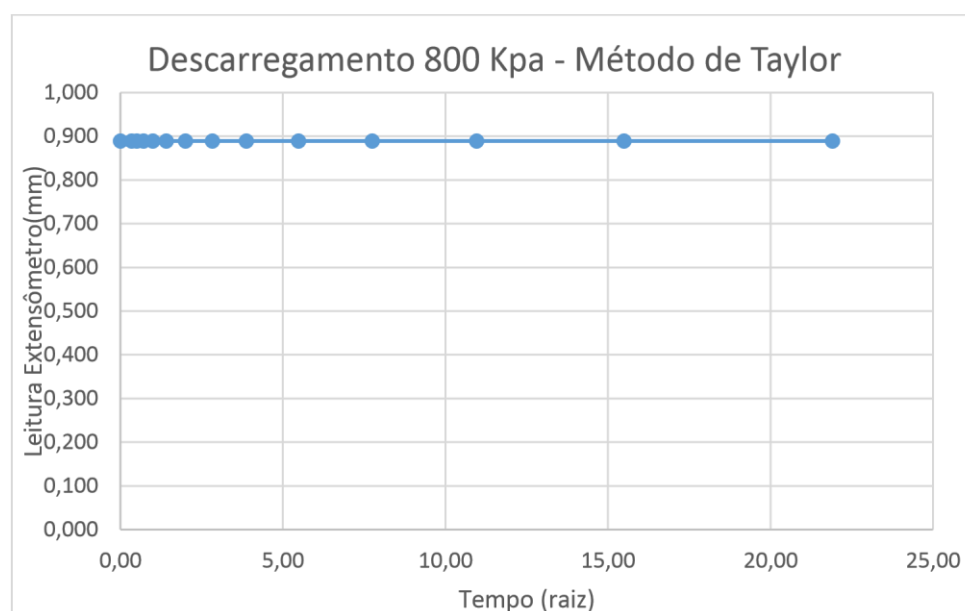
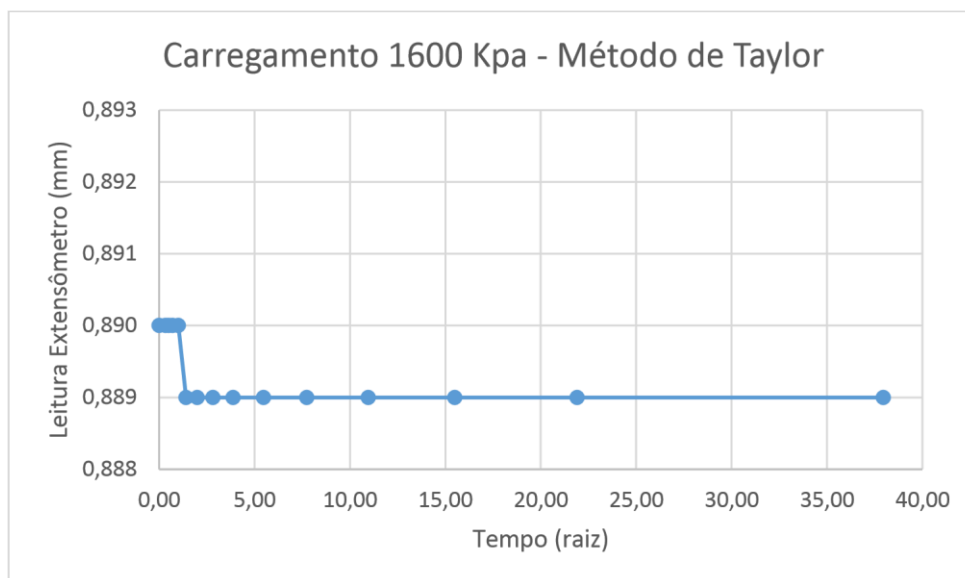




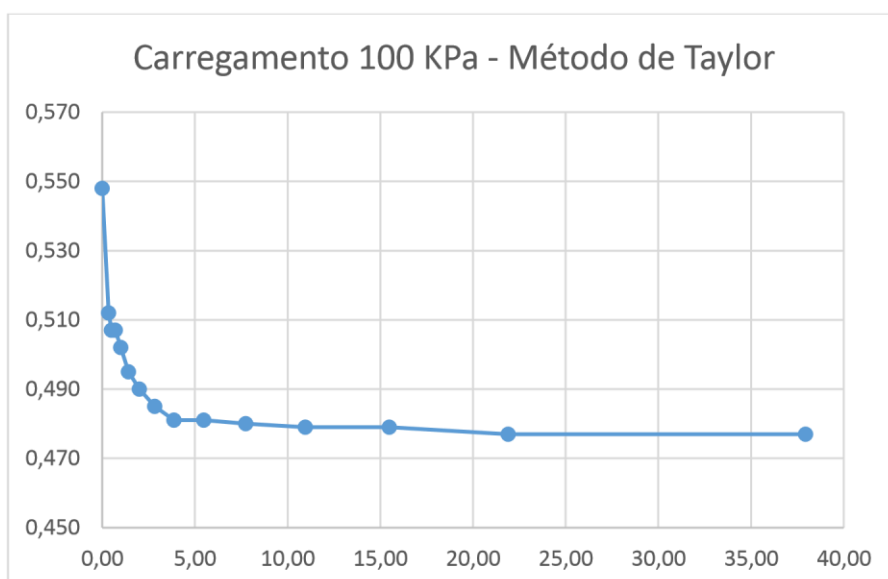
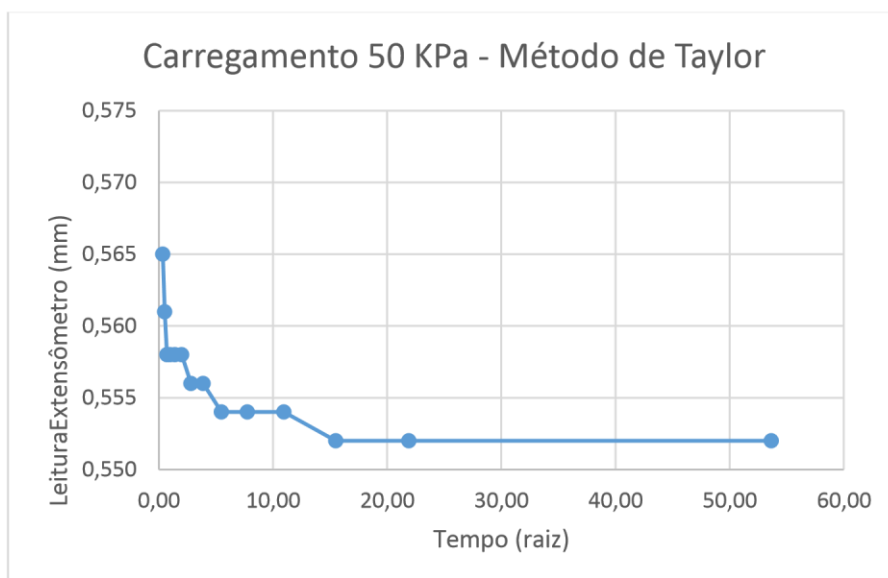
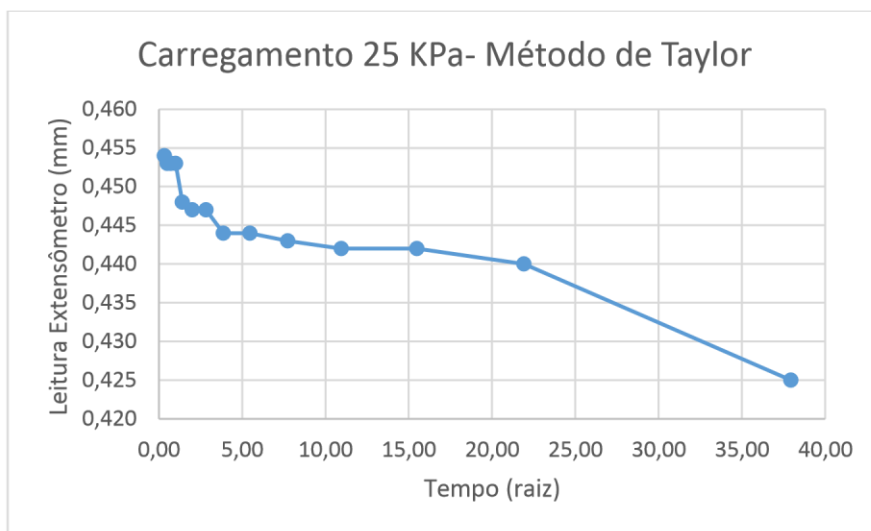
### Apêndice C- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para a mistura solo+cimento+CCA



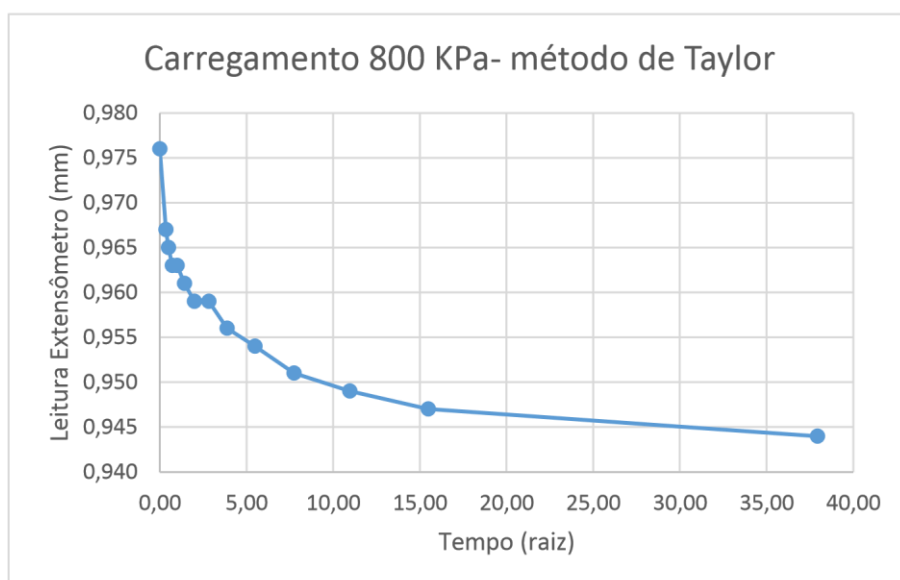
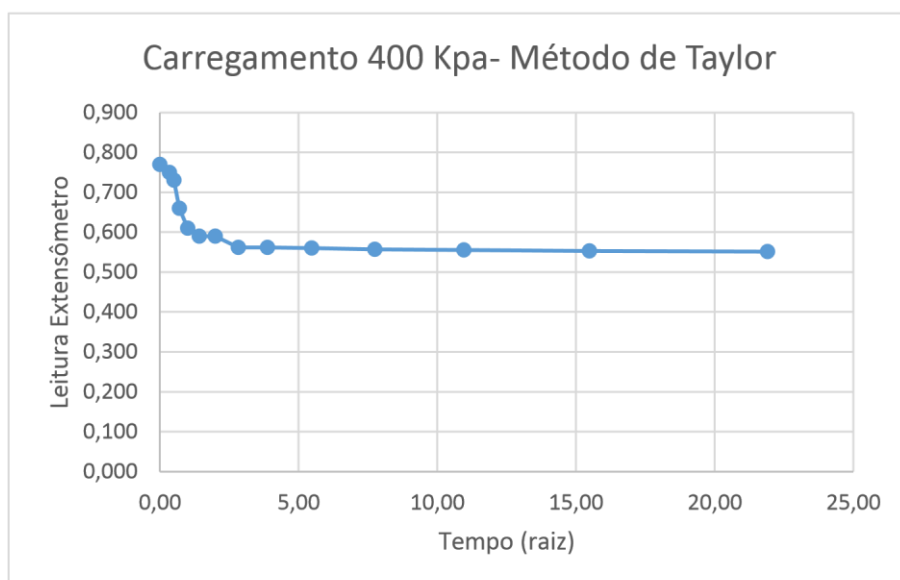
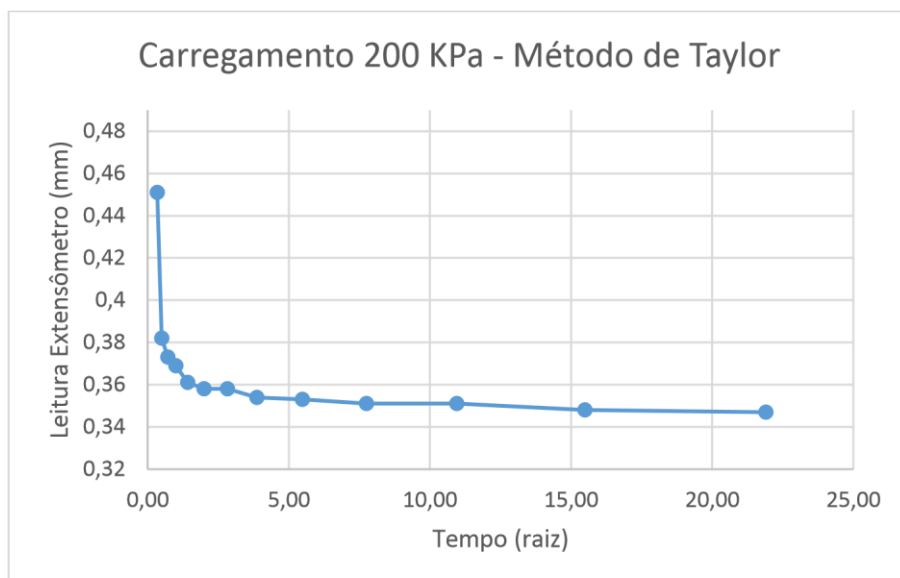


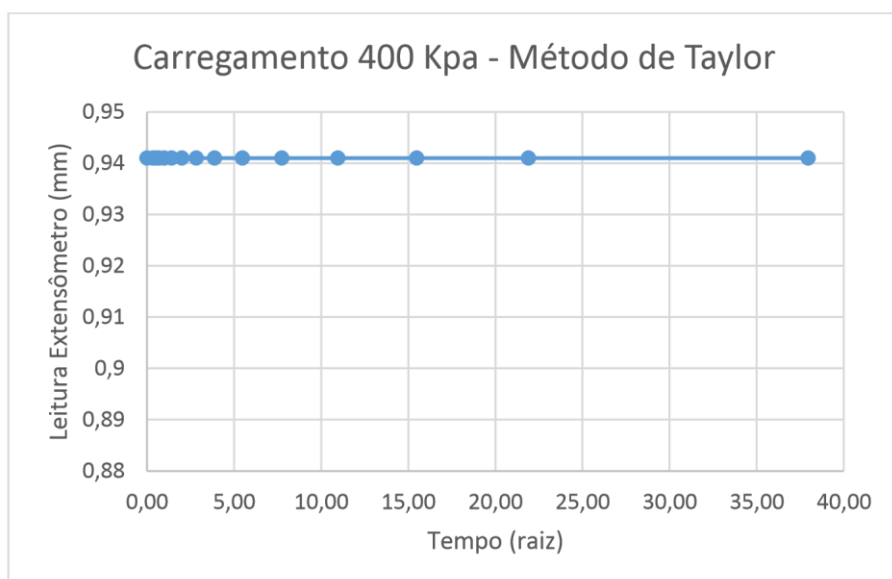
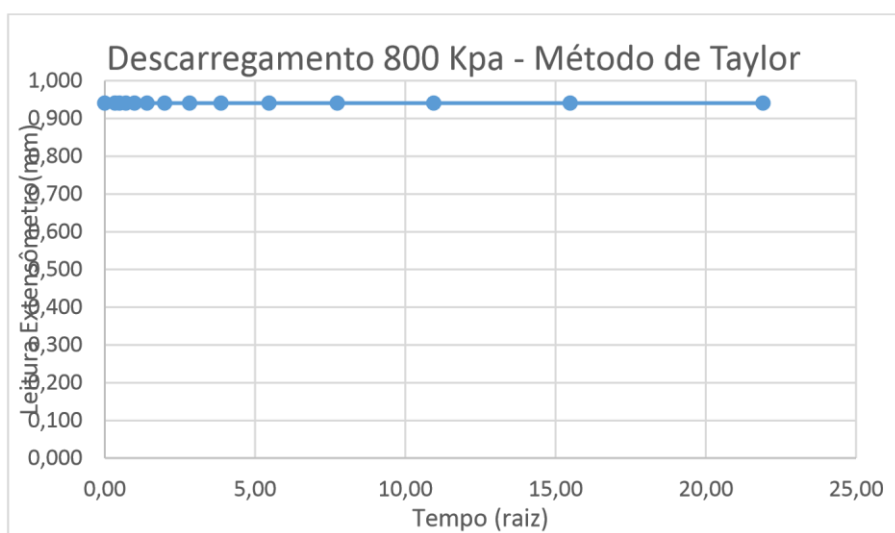
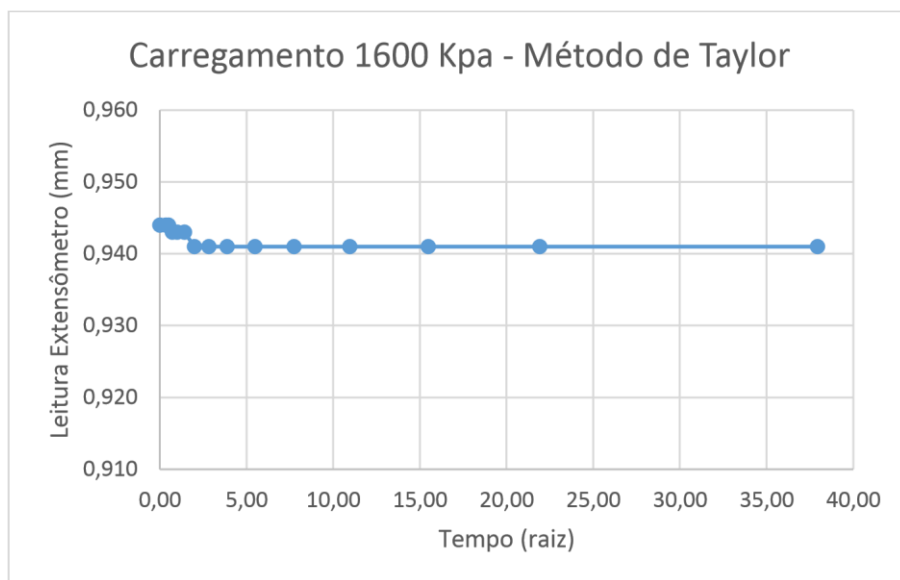


### Apêndice D- Curvas de Deformação x Raiz do tempo, para a mistura solo+cal+CCA



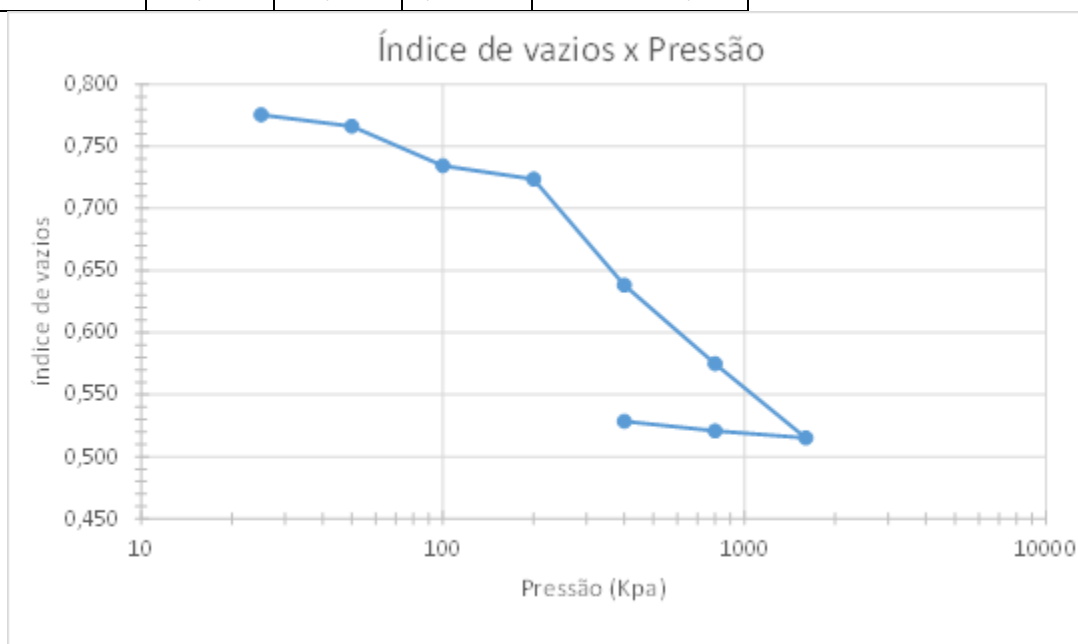






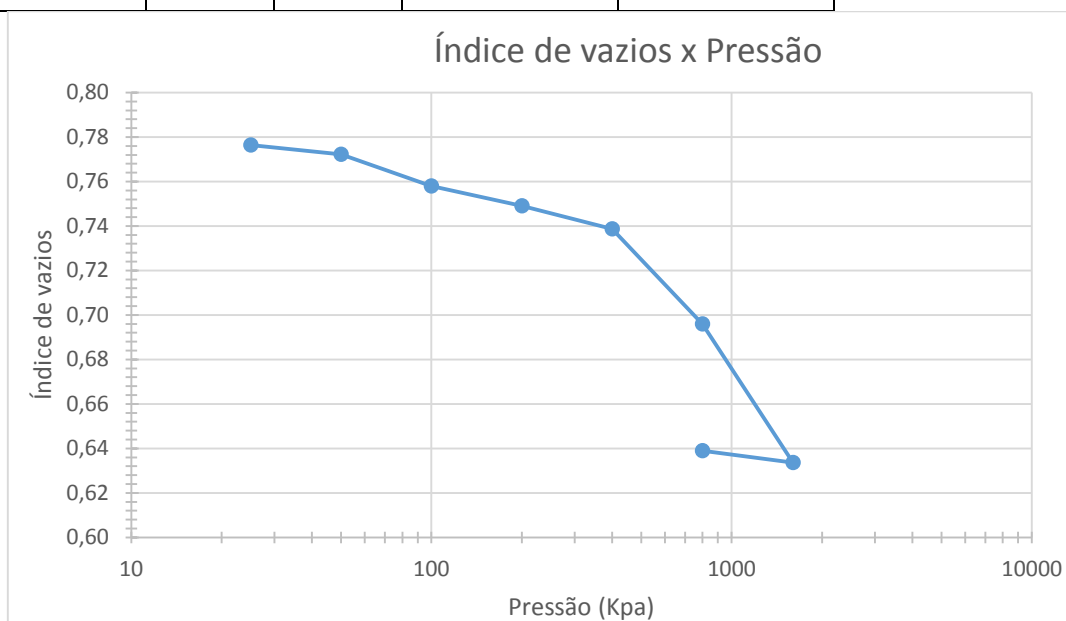
### Apêndice E- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo natural (ensaio 1)

| Pressão | Def 24 | H24    | Hs       | Índice de vazios | Cc       | $\sigma'_{vm}$ (Kpa) | Cr       | Cs       |
|---------|--------|--------|----------|------------------|----------|----------------------|----------|----------|
| 25      | 0,008  | 1,956  | 1,101816 | 0,775            | 0,210864 | 274,29               | 0,036183 | 0,025328 |
| 50      | 0,01   | 1,946  | 1,101816 | 0,766            |          |                      |          |          |
| 100     | 0,035  | 1,911  | 1,101816 | 0,734            |          |                      |          |          |
| 200     | 0,012  | 1,899  | 1,101816 | 0,724            |          |                      |          |          |
| 400     | 0,0941 | 1,8049 | 1,101816 | 0,638            |          |                      |          |          |
| 800     | 0,0697 | 1,7352 | 1,101816 | 0,575            |          |                      |          |          |
| 1600    | 0,0657 | 1,6695 | 1,101816 | 0,515            |          |                      |          |          |
| 800     | 0,0062 | 1,6757 | 1,101816 | 0,521            |          |                      |          |          |
| 400     | 0,0084 | 1,6841 | 1,101816 | 0,528            |          |                      |          |          |



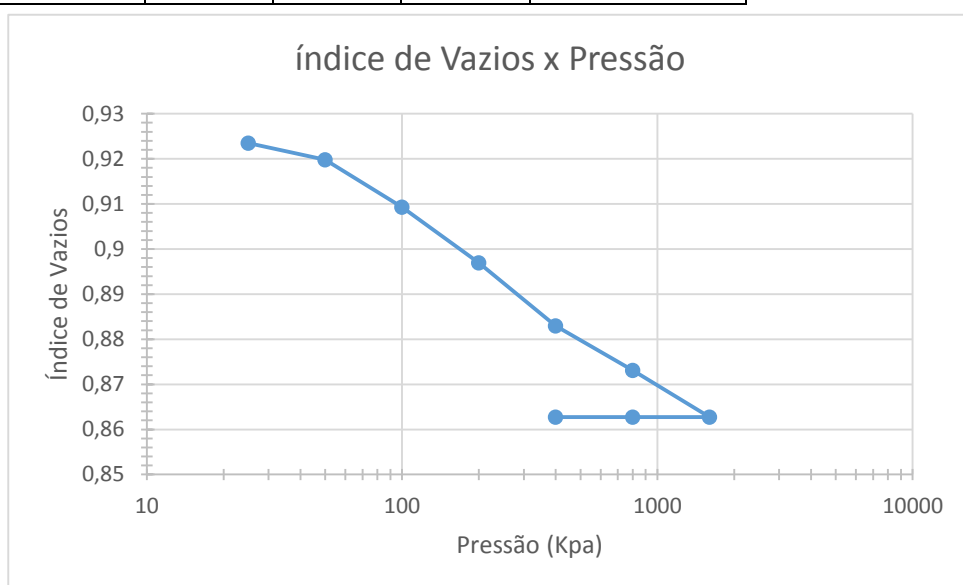
### Apêndice F- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo natural (ensaio 2)

| Pressão | Def 24(cm) | H24(cm) | Hs(cm)      | Índice de vazios | Cc       | $\sigma'_{vm}$ (Kpa) | Cr       | Cs       |
|---------|------------|---------|-------------|------------------|----------|----------------------|----------|----------|
| 25      | 0,022      | 1,997   | 1,124164753 | 0,78             | 0,141855 | 704,29               | 0,029652 | 0,017557 |
| 50      | 0,0048     | 1,9922  | 1,124164753 | 0,77             |          |                      |          |          |
| 100     | 0,016      | 1,9762  | 1,124164753 | 0,76             |          |                      |          |          |
| 200     | 0,01       | 1,9662  | 1,124164753 | 0,75             |          |                      |          |          |
| 400     | 0,0117     | 1,9545  | 1,124164753 | 0,74             |          |                      |          |          |
| 800     | 0,048      | 1,9065  | 1,124164753 | 0,70             |          |                      |          |          |
| 1600    | 0,07       | 1,8365  | 1,124164753 | 0,63             |          |                      |          |          |
| 800     | 0,006      | 1,8425  | 1,124164753 | 0,64             |          |                      |          |          |



### Apêndice G- Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo+cimento+CCA

| Pressão | Def 24 | H24    | Hs      | Índice de vazios | Cc       | $\sigma'_{vm}$ (Kpa) | Cr       | Cs |
|---------|--------|--------|---------|------------------|----------|----------------------|----------|----|
| 25      | 0,0025 | 1,8545 | 0,96412 | 0,923515377      | 0,032845 | 79,07                | 0,012402 | 0  |
| 50      | 0,0036 | 1,8509 | 0,96412 | 0,919781403      |          |                      |          |    |
| 100     | 0,0101 | 1,8408 | 0,96412 | 0,909305531      |          |                      |          |    |
| 200     | 0,0119 | 1,8289 | 0,96412 | 0,896962671      |          |                      |          |    |
| 400     | 0,0135 | 1,8154 | 0,96412 | 0,882960268      |          |                      |          |    |
| 800     | 0,0095 | 1,8059 | 0,96412 | 0,873106724      |          |                      |          |    |
| 1600    | 0,01   | 1,7959 | 0,96412 | 0,862734573      |          |                      |          |    |
| 800     | 0      | 1,7959 | 0,96412 | 0,862734573      |          |                      |          |    |
| 400     | 0      | 1,7959 | 0,96412 | 0,862734573      |          |                      |          |    |



### Apêndice H - Gráfico de índice de vazios x pressão aplicada do solo+cal+CCA

| Pressão | Def 24 | H24    | Hs       | Índice de vazios | Cc       | $\sigma'_{vm}$ (Kpa) | Cr       | Cs |
|---------|--------|--------|----------|------------------|----------|----------------------|----------|----|
| 25      | 0,0044 | 1,9556 | 1,537704 | 0,271766458      | 0,022111 | 73,86                | 0,008641 | 0  |
| 50      | 0,004  | 1,9516 | 1,537704 | 0,269165177      |          |                      |          |    |
| 100     | 0,0112 | 1,9404 | 1,537704 | 0,261881589      |          |                      |          |    |
| 200     | 0,0127 | 1,9277 | 1,537704 | 0,25362252       |          |                      |          |    |
| 400     | 0,0143 | 1,9134 | 1,537704 | 0,24432294       |          |                      |          |    |
| 800     | 0,0102 | 1,9032 | 1,537704 | 0,237689672      |          |                      |          |    |
| 1600    | 0,01   | 1,8932 | 1,537704 | 0,231186469      |          |                      |          |    |
| 800     | 0      | 1,8932 | 1,537704 | 0,231186469      |          |                      |          |    |
| 400     | 0      | 1,8932 | 1,537704 | 0,231186469      |          |                      |          |    |

