



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL COM ADIÇÃO DE  
CIMENTO PORTLAND**

Jeferson William Caneppele

Lajeado, junho de 2016

Jeferson William Caneppele

## **ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL COM ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND**

Trabalho apresentado na disciplina de TCC –  
Etapa II ao Centro de Ciências Exatas e  
Tecnológicas do Centro Universitário Univates  
como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

ORIENTADORA: Prof. Dra. Emanuele Amanda  
Gauer

Lajeado, junho de 2016

Jeferson William Caneppele

## **ESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO RESIDUAL COM ADIÇÃO DE CIMENTO PORTLAND**

A Banca examinadora abaixo aprova o trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso – Etapa II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do centro universitário Univates, como parte da exigência para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dra. Emanuele Amanda Gauer – Orientadora  
Centro Universitário Univates

Prof. Ma. Viviane Rocha dos Santos  
Centro Universitário Univates

Prof. Ma. Marina Bellaver Corte  
Ftec Faculdades

Lajeado, junho de 2016

Dedico este trabalho aos meus pais,  
Gilberto e Janete, pelo incentivo e pelas  
incontáveis oportunidades a mim proporcionadas.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a toda minha família pelo apoio e incentivo dados a mim não só neste momento, como em toda vida acadêmica.

Agradeço também a orientadora Prof. Dra. Emanuele Amanda Gauer pela orientação exemplar durante este processo, pelo apoio e ensinamentos a mim conferidos.

A todos meus colegas e amigos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

## RESUMO

As obras de pavimentação, em geral, demandam grandes investimentos financeiros, muitas vezes, resultantes da incompatibilidade entre o solo e o sistema de pavimentação a ser empregado. Algumas vezes, podem-se utilizar técnicas que visam o melhoramento do solo, bem como a adição de cimento a fim de se obter uma melhoria das propriedades mecânicas e consequente aumento na resistência final do solo. A utilização de solo-cimento para estabilização de solos é uma técnica já bastante conhecida, porém, pouco explorada no estado do Rio Grande do Sul, bem como no município de Lajeado. No presente trabalho, buscou-se avaliar o comportamento mecânico das misturas solo-cimento em relação à resistência a compressão simples, bem como a influência do teor de cimento. Na parte experimental, realizaram-se ensaios de caracterização do solo proveniente do município de Lajeado, RS. Feita a caracterização do solo, foram moldados corpos de prova com porcentagens de 3, 5, 7, 9 e 11% de cimento Portland para posterior ensaio a compressão simples. Constatou-se que a adição de cimento para este tipo de solo proporciona ganhos significativos na resistência à compressão. Observa-se também que o resultado final depende do teor de cimento adicionado à amostra e o grau de compactação empregado.

**Palavras-chave:** Melhoramento de solo. Estabilização química. Solo-cimento. Solo residual.

## ABSTRACT

The paving generally require large financial investments, often resulting from the mismatch between the ground and the flooring system to be employed. Sometimes, one can employ techniques to improve the soil and the addition of cement in order to obtain an improvement of the mechanical properties and consequent increase in the ultimate strength of the soil. The use of soil-cement for soil stabilization is a technique already well known, but little explored. In this study, we sought to evaluate the mechanical behavior of soil-cement mixtures for resistance to simple compression, as well as the influence of cement content. In the experimental part, there were tests to characterize the soil from Lajeado, RS. The characterization of the soil, percentages specimens were molded with 3, 5, 7, 9 and 11% Portland cement for further compressive test. It was found that the addition of cement for this type of soil provides significant improvements in compressive strength. It is also observed that the final result depends on the cement content added to the sample and the degree of compression used.

**Keywords:** Soil improvement. Chemical stabilization. Soil cement. Residual soil.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2 - Deslizamento de um corpo em superfície plana. ....	18
Figura 3 - Representação da resistência ao deslizamento.....	19
Figura 4 - Critério de ruptura de Coulomb.....	20
Figura 5 - Representação da envoltória de Mohr.....	21
Figura 6 - Efeito do teor de cimento sobre a resistência para diferentes solos estabilizados com cimento Portland normal, com cura de sete dias, a 25°C e teor de umidade constante.	27
Figura 7 - Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento. ...	28
Figura 8 – Variação da resistência a compressão simples ( $q_u$ ) com o teor de cimento (C) para $\omega=20\%$ . ....	30
Figura 9 - Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com porosidade ( $\eta$ ) para a argila siltosa com C = 3, 5, 7 e 9%, e teor de água de 20%. ....	31
Figura 10 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento para argila arenosa, para os pesos específicos secos de 14, 15 e 16kN/m <sup>3</sup> , com diferentes teores de cimento e umidade. ....	32
Figura 11 – Relação entre fator vazios/cimento e resistência à compressão simples.....	34
Figura 12 - Evolução média da resistência a compressão de diferentes tipos de cimento Portland.....	36
Figura 13 - Representação do local aproximado de coleta do solo. ....	38
Figura 14 - Exemplo de curva granulométrica de um solo. ....	39
Figura 15 - Destorroamento do solo com dispositivo mecânico. ....	40
Figura 16 - Peneiramento com agitador mecânico. ....	41
Figura 17 - Relação entre os diferentes estados de um solo e os limites de consistência. ...	42
Figura 18 - Aparelho de Casagrande para determinação do Limite de Liquidez. ....	43
Figura 19 - Curva de compactação. ....	45
Figura 20 - Ensaio de compactação por Proctor.....	46
Figura 21 - Pesagem do molde após compactação. ....	47
Figura 22 - Retirada de cápsulas para obtenção dos valores de umidade.....	47
Figura 23 - Molde utilizado para moldagem dos corpos de prova.....	49
Figura 24 - Processo de compactação do corpo de prova em três camadas. ....	50
Figura 25 - Ensaio de compressão não confinado.....	51



Figura 26 - Prensa hidráulica para uso em ensaios a compressão não confinados. ....	51
Figura 27- Gráfico da distribuição granulométrica. ....	54
Figura 28 - Gráfico do ensaio para determinação do limite de liquidez. ....	56
Figura 29 - Curva de compactação para teor de cimento de 0%. ....	58
Figura 30 - Curva de compactação para teor de cimento 3,0%. ....	58
Figura 31 - Curva de compactação para teor de cimento de 5,0%. ....	59
Figura 32 - Curva de compactação para teor de cimento de 7,0%. ....	59
Figura 33 - Curva de compactação para teor de cimento de 9,0%. ....	60
Figura 34 - Curva de compactação para teor de cimento de 11,0%. ....	61
Figura 35 - Gráfico do efeito de teor de cimento em relação a resistência a compressão simples. ....	62
Figura 36 - Gráfico da relação entre a porosidade e a resistência a compressão simples para as diferentes porcentagens de cimento e com amostras de $Y_d = 1,337 \text{ g/cm}^3$ . ....	63
Figura 37 - Gráfico da relação entre a porosidade e a resistência a compressão simples para as diferentes porcentagens de cimento e com amostras de $Y_d = 1,27 \text{ g/cm}^3$ . ....	64
Figura 38 - Efeito do teor de cimento volumétrico ( <i>civ</i> ) sobre a resistência a compressão simples. ....	64
Figura 39 - Relação vazios/cimento em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento. ....	65

## LISTA DE TABELAS

Tabela 5 – Guia do tipo de estabilização mais efetiva. ....	23
Tabela 6 – Quantidade de cimento a ser utilizada em diferentes tipos de solo. ....	29
Tabela 7 - Teor de cimento sugerido pela ABNT para solo-cimento. ....	29
Tabela 8 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento. ....	54
Tabela 9 - Ensaio para determinação do Limite de Liquidez. ....	55
Tabela 10 - Ensaio para determinação do Limite de Plasticidade. ....	56

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway Transportation Officials</i>
Civ	Teor Volumétrico de Cimento
CP-V ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IFG	<i>International Focus Group on Rural Road Engineering</i>
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
$\eta$	Porosidade
$q_u$	Resistência a Compressão Simples
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
$\omega$	Teor de Umidade
$Y_d$	Massa Específica Aparente Seca

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO .....	14
1.1.1	Objetivo principal .....	14
1.1.2	Objetivos secundários .....	14
1.2	JUSTIFICATIVA .....	14
1.3	HIPÓTESE .....	15
1.4	DELIMITAÇÃO .....	15
1.5	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	15
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1	RESISTÊNCIA DO SOLO AO CISALHAMENTO.....	16
2.1.1	Atrito .....	17
2.1.2	Coesão.....	19
2.2	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	21
2.2.1	Estabilização Química .....	22
2.3	TÉCNICA SOLO-CIMENTO .....	23
2.3.1	Solo.....	25
2.3.2	Cimento .....	26
2.3.3	Água.....	26
2.4	DOSAGEM.....	26

2.5	RELAÇÃO VAZIOS X CIMENTO .....	31
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	35
3.1	MATERIAIS .....	35
3.1.1	Solo .....	36
3.1.2	Cimento .....	36
3.1.3	Água.....	37
3.2	MÉTODOS .....	37
3.2.1	Coleta de amostras.....	37
3.2.2	Preparação das amostras .....	38
3.2.3	Ensaio de caracterização .....	38
3.2.4	Determinação da massa específica do solo.....	48
3.2.5	Moldagem e cura dos corpos de prova .....	48
3.2.6	Ensaio à compressão simples.....	50
4	RESULTADOS E ANÁLISE .....	53
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	53
4.2	LIMITES DE ATTERBERG .....	55
4.2.1	Limite de Liquidez .....	55
4.2.2	Limite de Plasticidade .....	56
4.2.3	Índice de Plasticidade .....	56
4.2.4	Massa específica aparente .....	57
4.3	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO .....	57
4.4	TEOR DE UMIDADE E COMPACTAÇÃO.....	57
4.5	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES .....	61
4.6	EFEITO DA POROSIDADE .....	63
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	66
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	67
	REFERÊNCIAS .....	68

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo Ingles & Metcalf (1972) os solos devem apresentar propriedades físicas e químicas que por sua vez, apresentam estabilidade e suportem os esforços e cargas a que serão submetidos. Entretanto, nem sempre essas condições são atendidas em campo. Com a grande variedade de solos e suas características, é importante que se tenha conhecimento e resultados referentes a diferentes métodos de estabilização destes materiais quando estes não satisfaçam as necessidades de resistência.

Segundo Foppa (2005), a utilização de técnicas tradicionais da engenharia, encontra por vezes algumas impactantes como o elevado custo ou limitações ambientais. Como exemplo, o autor cita o elevado custo associado ao transporte e danos ambientais provenientes de exploração de jazida para utilização em bases granulares, quando esta se localiza distante do local da obra.

A estabilização de solos pode ser realizada por meio físico, químico ou mecânico, com o objetivo de melhorar suas características, tais como: resistência, permeabilidade, compressibilidade, e estabilidade volumétrica (CORRÊA, 2008).

O melhoramento e estabilização de solos são empregados em obras de bases e sub-bases para pavimentos, aterros, fundações e taludes. Esse melhoramento, quando classificado como estabilização química, é realizado através da adição de agentes cimentantes, bem como o cimento.

As principais variáveis que definem as propriedades e características de misturas solo-cimento são o tipo de solo, a proporção de cimento na mistura, as condições de umidade e o grau de compactação. Esta técnica tem sido usada com sucesso em bases para pavimentos, revestimentos de canais, proteção de encostas para barragens de terra, como uma camada de base para fundações superficiais e para evitar a liquefação (CONSOLI, 2011).

## **1.1 OBJETIVOS DO TRABALHO**

Os objetivos deste trabalho são divididos em objetivo principal e secundários.

### **1.1.1 Objetivo principal**

O objetivo principal deste estudo é avaliar o comportamento mecânico das misturas solo-cimento em relação à resistência a compressão simples, utilizando-se solo residual oriundo do município de Lajeado/RS.

### **1.1.2 Objetivos secundários**

Como objetivo secundário, buscar-se-á avaliar a influência do teor de cimento e do grau de compactação na resistência a compressão simples de uma mistura solo-cimento.

## **1.2 JUSTIFICATIVA**

O presente estudo, através dos seus resultados, poderá contribuir com novas possibilidades de estabilização de solos em obras que apresentam solos com a mesma característica que o solo observado da região de Lajeado/RS e principal elemento deste estudo.

### **1.3 HIPÓTESE**

Procurar-se-á obter uma maior resistência da amostra de solo utilizando-se um método de estabilização química através da adição de cimento Portland em solo residual presente no município de Lajeado/RS. Até então, não há estudos de estabilização de solo com adição de cimento para este tipo de solo.

### **1.4 DELIMITAÇÃO**

O trabalho se restringe a ensaio de compressão simples em amostras de solo residual artificialmente cimentadas.

### **1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O presente trabalho é dividido em cinco capítulos. No Capítulo 2, faz-se uma abordagem das principais características dos solos e possíveis métodos de estabilização.

No Capítulo 3, descrevem-se os materiais e métodos que serão avaliados e utilizados para caracterização e realização dos ensaios na amostra de solo.

No capítulo 4, apresentar-se-ão os resultados obtidos dos ensaios a compressão a que as amostras de solo foram submetidas.

No capítulo 5, serão abordadas algumas considerações finais e sugestões para futuras pesquisas.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 RESISTÊNCIA DO SOLO AO CISALHAMENTO

A propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência do solo; toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida (CAPUTO, 2008).

Das (2011) descreve a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo como uma “resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior”.

Existe um entendimento geral que, para uma dada variação de tensões, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por um intercepto coesivo, que é função da cimentação, e por um ângulo de atrito que parece não ser afetado pela cimentação (SCHNAID, 2001).

De acordo com Saxena e Lastrico (1978) *apud* Feuerharmel (2000), a resistência do solo e seu comportamento podem ser melhor compreendidos se fossem estudados os três componentes da resistência ao cisalhamento: coesão,

dilatância e fricção. A coesão envolve toda e qualquer cimentação, natural ou artificial, e ligações entre partículas. A fricção e a dilatância são função direta da força normal atuante no plano de cisalhamento. Em solo-cimento, a parcela de coesão da resistência ao cisalhamento é predominante em pequenas deformações, porém, depois de um certo nível de deformação, ocorre uma quebra gradual da cimentação e então, a resistência friccional se torna predominante. Em grandes deformações, há uma destruição total da cimentação estrutural e a resistência ao cisalhamento é de natureza completamente friccional.

Em geral, o comportamento tensão-deformação de solos cimentados pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre aumento nas deformações plásticas até a ruptura. Outra característica apresentada é a marcante fragilidade na ruptura com a formação de planos de ruptura. Tal fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média (SCHNAID, 2001).

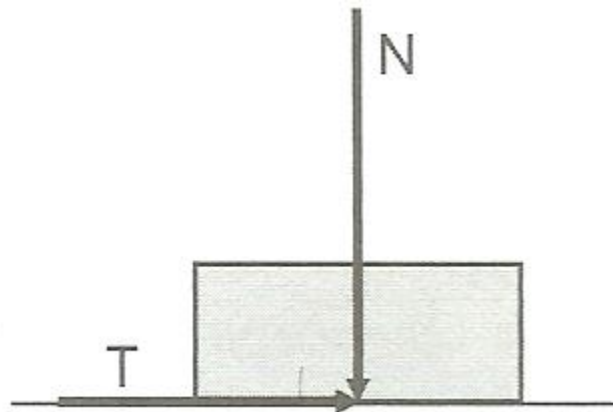
### **2.1.1 Atrito**

Pinto (2006) descreve que “o fenômeno de atrito nos solos diferencia-se do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento envolve um grande número de grãos, que podem deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontram no percurso.”.

Caputo (2008) descreve que a denominação atrito interno define não somente o atrito físico que ocorre entre as partículas do solo, mas também o atrito fictício, resultado do entrosamento das partículas, sendo que nos solos não existe uma superfície nítida de contato, mas uma infinidade de contatos pontuais.

Segundo Pinto (2006), a resistência por atrito entre as partículas pode ser representada com o deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal, conforme Figura 02.

Figura 1 - Deslizamento de um corpo em superfície plana.



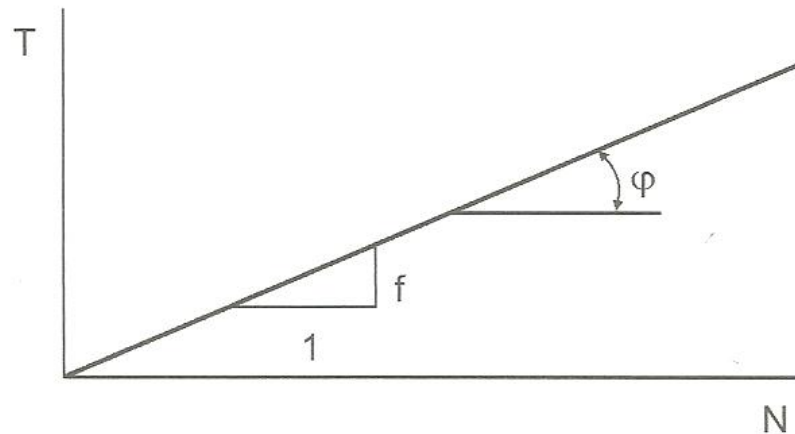
Fonte: adaptado de Pinto (2006).

Se  $N$  é a força vertical transmitida pelo corpo, a força horizontal  $T$  necessária para que o corpo deslize deverá ser superior a  $f.N$ , em que  $f$  é o coeficiente de atrito entre os dois materiais (PINTO, 2006).

$$T = N \cdot \tan \varphi$$

Ainda segundo Pinto (2006), experiências feitas em corpos sólidos mostraram que o coeficiente de atrito independe da área de contato da força normal aplicada. Logo, a resistência ao deslizamento é diretamente proporcional à tensão normal, podendo esta ser representada por uma linha reta como na Figura 03.

Figura 2 - Representação da resistência ao deslizamento.



Fonte: adaptado de Pinto (2206).

### 2.1.2 Coesão

Pinto (2006) explica que se tem a coesão real e a coesão aparente. De acordo com o mesmo, a coesão real é “uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos não saturados devida a tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água”. A coesão aparente é descrita como “um fenômeno de atrito no qual a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar. Com a saturação do solo, a parcela da resistência desaparece, daí chamar-se aparente.”

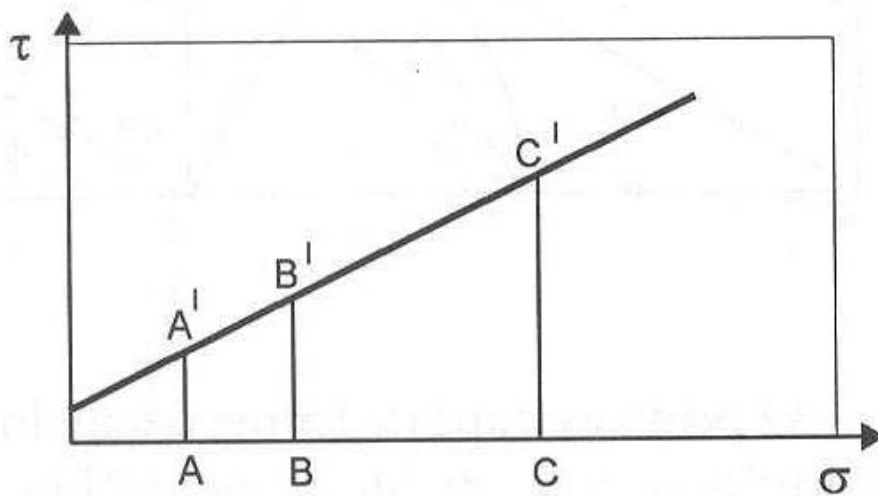
### 2.1.3 Critérios de Ruptura

De acordo com Pinto (2006), os critérios de ruptura são formulações que buscam refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb (1776) e de Mohr (1900).

O critério de Coulomb (1776) leva em consideração que “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão  $c + f \cdot \sigma$ ”, sendo  $c$  e  $f$  constantes do material (coesão e coeficiente de atrito interno, respectivamente) e  $\sigma$  a tensão normal existente no plano de cisalhamento (PINTO, 2006).

Este critério de ruptura pode ser representado pela Figura 04.

Figura 3 - Critério de ruptura de Coulomb.

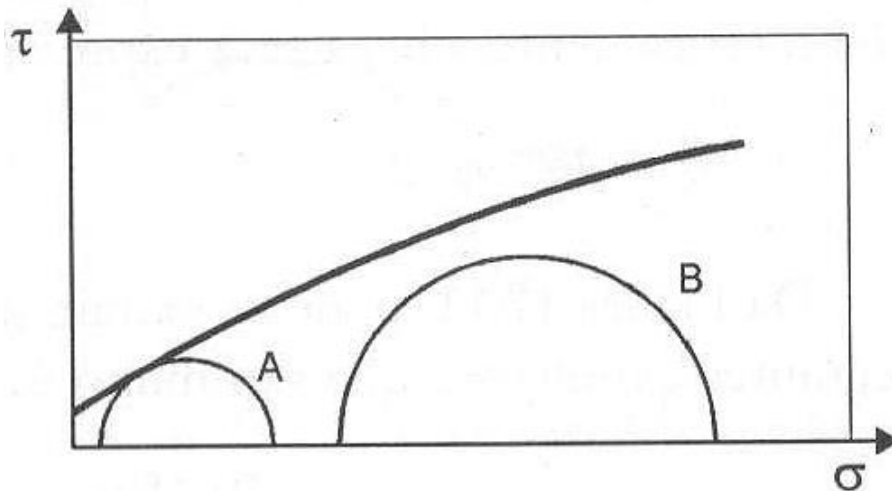


Fonte: Pinto (2006).

Já o critério de Mohr (1900) define que “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material” (PINTO, 2006).

A envoltória de Mohr (1900) é representada pela Figura 05.

Figura 4 - Representação da envoltória de Mohr.



Fonte: Pinto (2006).

## 2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Segundo Dalla Rosa (2009), tratando-se de pavimentação, em alguns casos em que se necessitam de bases granulares para realizar o pavimento, estas por vezes se localizam longe da obra, causando alto custo além da degradação ambiental pela exploração da jazida. Logo, é preciso se adequar às condições locais da obra, tendo como opção o melhoramento destes solos utilizando técnicas de estabilização, bem como a adição de cimento Portland.

As propriedades de um solo podem ser alteradas de várias maneiras, entre as quais estão incluídos outros meios químicos, térmicos, mecânicos entre outros meios. Deve compreender-se, no entanto, que, devido à grande variabilidade de solos, nenhum método nunca é bem sucedido em mais de um número limitado de solos. A escolha de um estabilizador é geralmente regulada pelo seu espectro de resposta, que é o número e tipo de solos em que foi encontrado eficaz (INGLES & METCALF, 1972).

Ainda segundo Ingles & Metcalf (1972), a estabilização de solos é uma técnica através da qual se busca uma melhoria das características de comportamento do solo,

especialmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. A adição de cimento assim como a adição de cal ou materiais betuminosos representa um processo de estabilização físico-química do solo.

As alternativas de estabilização disponíveis para o controle da variação volumétrica em solos expansivos podem ser sintetizadas em transformar o solo em uma massa rígida, cujas partículas, por estarem cimentadas, resistem às pressões de expansão das argilas ou mesmo, restringir o movimento da água dentro do solo, através da obstrução dos poros (CORRÊA, 2008).

Como primeira alternativa, Ingles & Metcalf (1972) sugerem os tratamentos térmicos e químicos com a citação da cal, que transforma a argila em silte ou até mesmo em areia.

### **2.2.1 Estabilização Química**

Guimarães (2002) *apud* Araújo (2009) descreve que a escolha pelo método de estabilização, seja mecânica ou química, é influenciada por uma série de fatores, dentre estes, os econômicos, a própria finalidade da obra, as características dos materiais e as propriedades do solo que devem ser corrigidas. Segundo Casanova (2004) a estabilização química no Brasil começou ser empregada em obras civis a partir de 1948, na execução de bases e sub-bases de pavimentos.

Segundo a International Focus Group on Rural Road Engineering – IFG (2005) *apud* Araújo (2009), o processo de estabilização química consiste na adição de um agente estabilizante ao solo, fazendo com que este atinja uma umidade ótima adequada, uma compactação eficiente e uma cura final que assegure a obtenção de uma resistência potencial satisfatória. Como opção de estabilização de solos para fins de base e sub-base para pavimentação, o IFG destaca o uso da cal e do cimento, apresentando um critério de escolha entre estes, baseado na plasticidade e no tamanho das partículas do solo a ser utilizado, conforme Tabela 05.

Tabela 1 – Guia do tipo de estabilização mais efetiva.

TIPO DE ESTABILIZAÇÃO	PROPRIEDADES DO SOLO					
	Mais que 25% passando na peneira 0,075mm.			Menos que 25% passando na peneira 0,075mm.		
	IP ≤ 10	10 < IP < 20	IP ≥ 20	IP ≤ 6 LP ≤ 60	6 < IP ≤ 10	IP > 10
Cimento	Sim	Sim	*	Sim	Sim	Sim
Cal	*	Sim	Sim	Não	*	Sim

Fonte: Araújo (2009) *apud* IFG (2005).

### 2.3 TÉCNICA SOLO-CIMENTO

A norma NBR 12253:2012 define solo-cimento como um “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, e executada de acordo com a NBR 12254:2013.” A mesma norma ainda recomenda que o teor mínimo de cimento em massa seja de 5%.

As principais variáveis que controlam as propriedades e características de misturas de solo-cimento são o tipo de solo, a proporção de cimento na mistura, a umidade, e o grau de compactação. A técnica do solo-cimento tem sido usada com sucesso em bases para pavimentos, revestimentos de canais, proteção de encostas para barragens de terra, como uma camada de base para fundações superficiais e para evitar que areia liquefaça (CONSOLI et al., 2011).

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), os pavimentos com base ou sub-base de solo-cimento são empregados no Brasil desde 1939, quando foi construída a estrada Caxambu-Areias, em empreendimento no qual a



ABCP juntou-se ao Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Desde então, foram executados no país mais de 25.000 Km com essa solução, um marco mundial. Mistura homogênea compactada, curada e endurecida de solo, cimento e água, pode empregar solos do próprio leito da futura base, misturados no local com equipamento pulvimisturador, ou usar solos selecionados, de jazida, misturados em usina central ou no próprio campo. O baixo custo inicial e a alta durabilidade são dois pontos fortes dessa alternativa. É indicado como base e sub-base de pavimentos flexíveis e de peças pré-moldadas de concreto e também sub-base de pavimentos de concreto. No campo rodoviário, serve também como contenção de encostas.

Segundo Ingles & Metcalf (1972), a técnica de estabilização de solo com adição de cimento consiste em espalhar o cimento à superfície do solo, umedecer este solo e compactar de forma habitual. A adição de até mesmo pequenas quantidades de cimento, até 2%, irá modificar as propriedades do solo. O mesmo autor descreve também que um cascalho limpo, com adição de 5 a 10% de cimento, se comportará quase como um concreto, podendo ser comparado ao concreto magro.

Existe certa complexidade no comportamento de solos cimentados, resultado de vários fatores, entre eles a quantidade de cimento adicionada, a porosidade da mistura e o teor de umidade (ROSA, 2010).

De forma geral, a adição de cimento ao solo provoca modificações substanciais em suas propriedades. O maior ou menor grau, ou velocidade com que estas modificações se processam, depende de características específicas do solo e da adição; teor de adição, quantidade de água, tipo e grau de compactação, tempo de compactação, temperatura, entre outros (FEUERHARMEL, 2000).

Felt (1955) *apud* Foppa (2005) ressalta que:

“O tipo e a composição química do solo, quantidade de cimento e água adicionados, a densidade na qual a mistura é compactada, o tempo pelo qual o solo, o cimento e a água são misturados antes da compactação e o grau de pulverização do solo, se este for argiloso, são os fatores que mais influenciam o comportamento das misturas de solo-cimento.”

Segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) o solo-cimento pode ser definido como:

“Material proveniente de mistura de solo, cimento e água em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência e durabilidade.”

A reação da mistura do solo com o cimento pode ser descrita em duas fases: primária e secundária. Na fase primária, ocorrem as reações de hidratação do cimento Portland, ou seja, silicatos e aluminatos são hidratados. Já na fase secundária, tem-se as reações entre os argilo-minerais previamente existentes no solo e o hidróxido de cálcio liberado na hidratação do cimento (ABIKO, 1987).

De acordo com Parente (2002) *apud* Cancian (2013), a cimentação em solos grossos é similar à do concreto Portland, porém o cimento atua apenas nos contatos das partículas do solo. O mesmo autor explica também que solos finos são quimicamente menos estáveis devido a maior presença de argilo-minerais que reagem com o cimento.

A combinação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono da atmosfera produz o carbonato de cálcio, que é o processo conhecido na engenharia como carbonatação e está presente nas reações do solo-cimento. A carbonatação é outro fator responsável pela estabilização da mistura e, como a floculação e as reações pozolânicas, tem ação imediata, entretanto, normalmente fica restrita a superfície exposta da mistura (GUIMARÃES, 1998).

Segundo Limprasert (1995) *apud* Oliveira (2011) o processo de cimentação está diretamente relacionado às ligações químicas conforme descrito a seguir:

“Quando o solo-cimento é compactado, ligações químicas se desenvolvem entre as superfícies adjacentes das partículas de cimento e entre as superfícies das partículas de cimento e solo. Em solos siltosos muito finos e solos argilosos a hidratação do cimento cria fortes ligações entre o mineral e os agregados, formando uma estrutura do tipo “favo de mel”, em que as partículas do solo não podem mais deslizar umas sobre as outras. Não somente o cimento destrói a plasticidade do solo, como também aumenta a sua resistência e reduz a capacidade de retenção de água dos solos argilosos. Devido a essas propriedades do cimento, ele impede o solo de se dilatar e amolecer pela absorção de umidade.”

### 2.3.1 Solo

Segundo Rosa (2010), pode-se estabilizar com adição de cimento solos de qualquer granulometria, porém, os solos de granulometria mais fina necessitam de uma maior quantidade de cimento, em comparação aos de granulometria maior, para atingir uma resistência adequada.

A norma NBR 12253 (1992) descreve e delimita os tipos de solo a serem utilizados na composição do solo-cimento. Ela cita os solos A1, A2, A3 e A4, de acordo com a classificação da AASHTO (ASTM D 3282, 2004) que sejam 100% passantes na peneira de abertura de 76mm, e além disso, limita a 45% a quantidade de material retido na peneira de abertura de 4,8 mm.

De acordo com Croft (1967) *apud* Foppa (2005) a composição química e mineralógica do solo determina o sucesso da estabilização com adição de cimento. A presença de altos teores de argila retarda a adequada hidratação e endurecimento.

### **2.3.2 Cimento**

Foppa (2005) descreve que não há restrição quanto ao tipo de cimento para utilização em solo-cimento. Entretanto, de acordo com estudos realizados por Consoli (2012) em areias cimentadas, as maiores resistências obtidas foram para o cimento Portland de alta resistência inicial CP V-ARI.

O aumento da quantidade de cimento resulta por sua vez no aumento da capacidade de carga, durabilidade a ciclos de molhagem e secagem e diminui a permeabilidade (INGLES & METCALF, 1972).

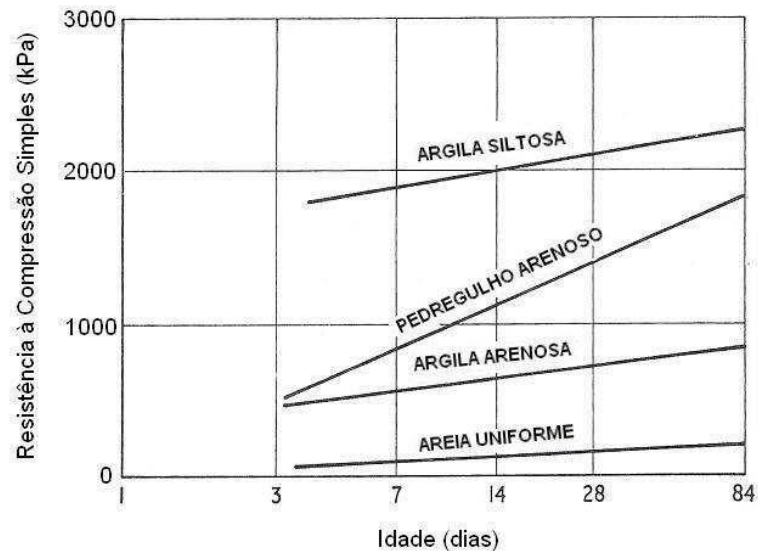
### **2.3.3 Água**

Segundo Ingles & Metcalf (1972), não há uma qualidade determinada de água necessária para adição em solo-cimento, sendo a água “potável” satisfatória. O que se deveria evitar é a utilização de águas altamente orgânicas.

## **2.4 DOSAGEM**

De acordo com Ingles & Metcalf (1972), a resistência aumenta linearmente com o teor de cimento, porém, de forma diferente em solos alternados (Figura 06).

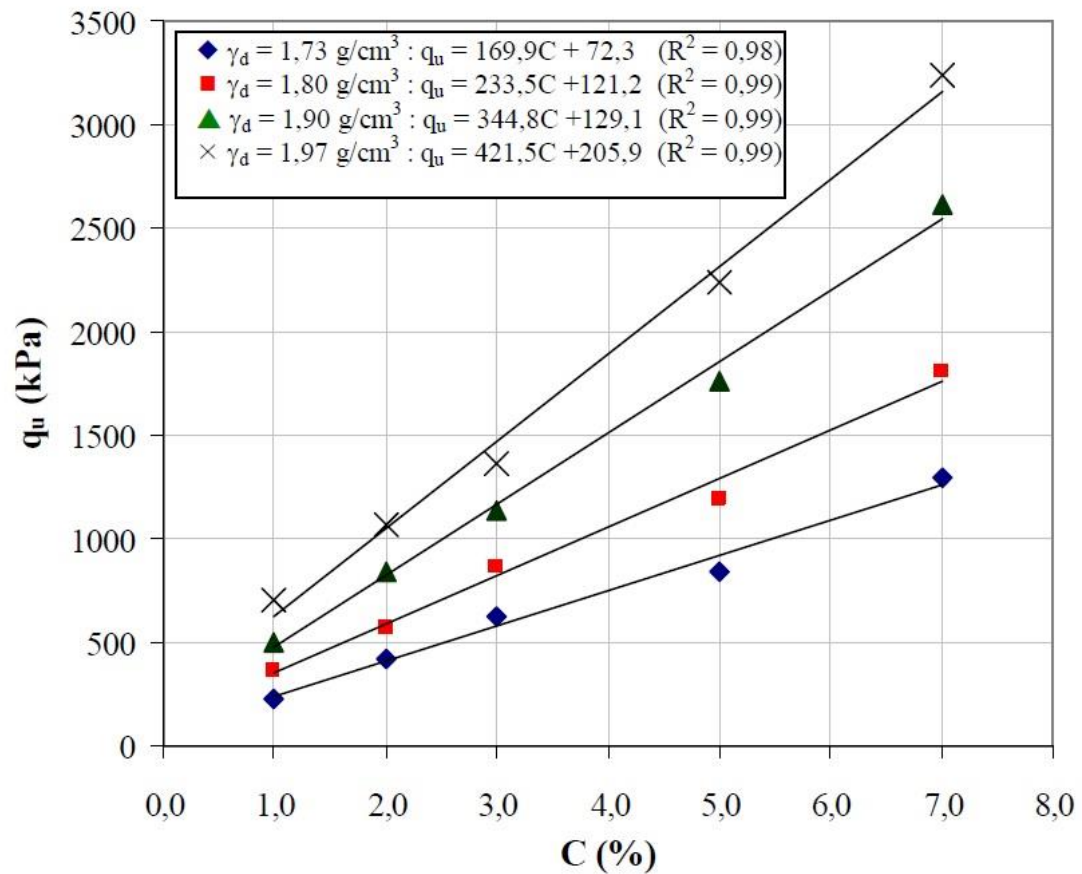
Figura 5 - Efeito do teor de cimento sobre a resistência para diferentes solos estabilizados com cimento Portland normal, com cura de sete dias, a 25°C e teor de umidade constante.



Fonte: Adaptado de Ingles & Metcalf (1972, p.109)

Em seu estudo, Foppa (2005) obteve resultados semelhantes (Figura 07) no que se refere a variação da resistência a compressão simples em relação ao teor de cimento. O mesmo observou um aumento da resistência à compressão conforme se aumentava o teor de cimento.

Figura 6 - Variação da resistência à compressão simples em relação ao teor de cimento.



Fonte: Foppa (2005).

Ainda segundo Foppa (2005), a quantidade de cimento tem um grande efeito sobre a resistência à compressão simples do solo. As adições de cimento, mesmo que pequenas, são suficientes para resultar enormes ganhos de resistência. Em seu estudo, observou que aumentando a quantidade de cimento de 1% para 7%, a resistência à compressão simples, em média, aumentou cinco vezes.

As dosagens de cimento em porcentagem a serem utilizadas de acordo com o tipo de solo também podem ser verificadas na Tabela 06. Ressalta-se que a eficiência do processo em campo é menor do que os ensaios realizados em laboratório. Para isso, Ingles & Metcalf (1972) sugere que se majore a quantidade de cimento em 1,66 vezes a encontrada em laboratório para quando se for a campo.

Tabela 2 – Quantidade de cimento a ser utilizada em diferentes tipos de solo.

<b>SOLO</b>	<b>QUANTIDADE DE CIMENTO</b>
Pedra finamente britada	0,5 – 1%
Pedregulho areno-argiloso bem graduado	2 – 4%
Areia bem graduada	2 – 4%
Areia mal graduada	4 – 6%
Argila arenosa	4 – 6%
Argila siltosa	6 – 8%
Argila	8 – 15%

Fonte: Adaptado de Ingles & Metcalf (1972).

A norma NBR 12253:1992 descreve os passos para a dosagem de solo-cimento e que se resumem em:

- caracterização do solo segundo a classificação HBR (ASSTM D 3282) da American Association of State Highway Officials, somente os solos A1, A2, A3 e A4 podem ser utilizados para execução de solo-cimento;
- escolha do teor de cimento a ser empregado na mistura baseado na Tabela 07.

Tabela 3 - Teor de cimento sugerido pela ABNT para solo-cimento.

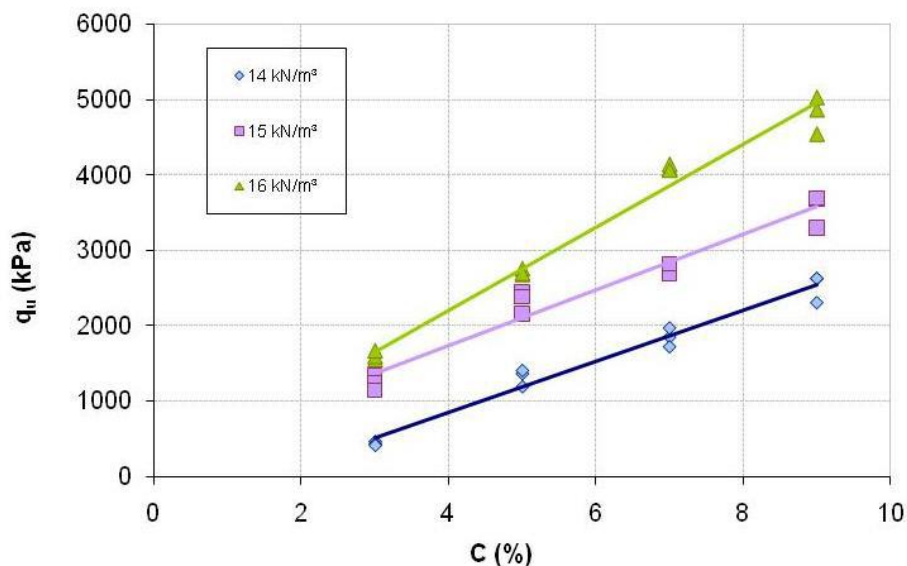
<b>Classificação do solo segundo a ASTM D 3282</b>	<b>Teor de cimento sugerido, em massa (%)</b>
A1 – a	5
A1 – b	6
A2	7
A3	9
A4	10

Fonte: NBR 12.253:1992

- obtenção da umidade ótima e massa específica máxima em ensaio de compactação;
- preparação dos corpos de prova com o teor sugerido e com a umidade ótima encontrada no ensaio de compactação;
- submissão dos corpos de prova a ensaio de resistência à compressão simples após sete dias de cura;
- caso a resistência verificada seja a procurada o dimensionamento acaba, porém, se a resistência for muito maior ou menor do que a solicitada, deve-se repetir os ensaios com teores menores e maiores respectivamente;

Rosa (2010) estudou o efeito do teor de cimento em mistura com caulim, e obteve como resultado, que a resistência à compressão simples aumenta conforme o aumento do teor de cimento, para a mesma massa específica aparente seca e o mesmo teor de umidade, conforme Figura 08.

Figura 7 – Variação da resistência a compressão simples ( $q_u$ ) com o teor de cimento (C) para  $\omega=20\%$ .



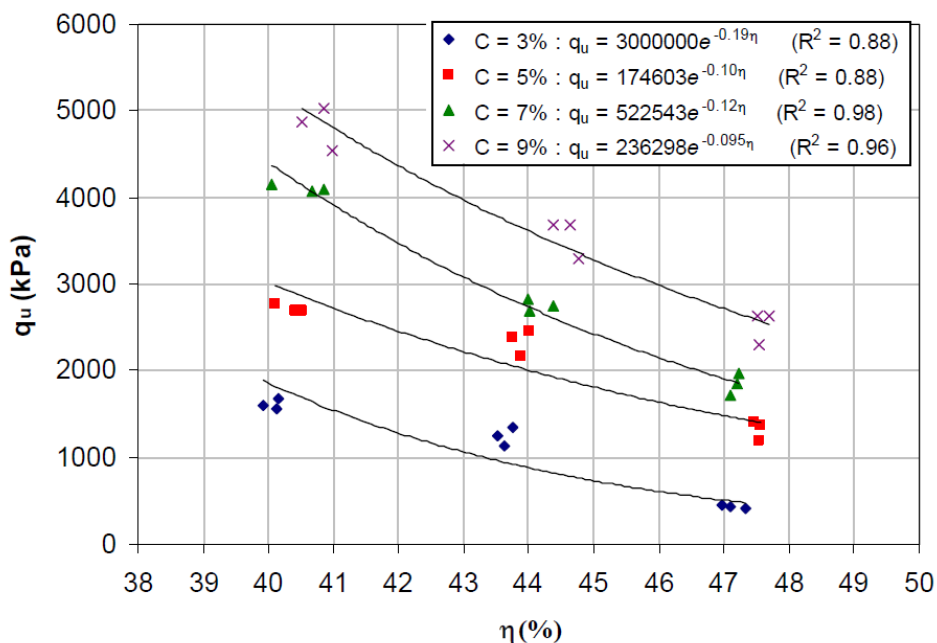
Fonte: Rosa (2010).

Geralmente, solos estabilizados com cimento são compactados em campo na umidade ótima para que se obtenha a massa específica aparente seca máxima, de acordo com o ensaio de compactação de Proctor. Porém, de acordo com Lightsey *et al.* (1990) *apud* Foppa (2005) “o teor de umidade que proporciona máxima resistência e durabilidade não é necessariamente igual ao teor de umidade que gera maior massa específica aparente seca”.

## 2.5 RELAÇÃO VAZIOS X CIMENTO

Em seu estudo, Consoli *et al.* (2011) mostra como a porosidade afeta a resistência à compressão simples da argila utilizando diferentes teores de cimento (Figura 09). Foi observado que a resistência à compressão diminui com o aumento da porosidade para todas as misturas estudadas.

Figura 8 - Resistência à compressão simples ( $q_u$ ) com porosidade ( $\eta$ ) para a argila siltosa com C = 3, 5, 7 e 9%, e teor de água de 20%.



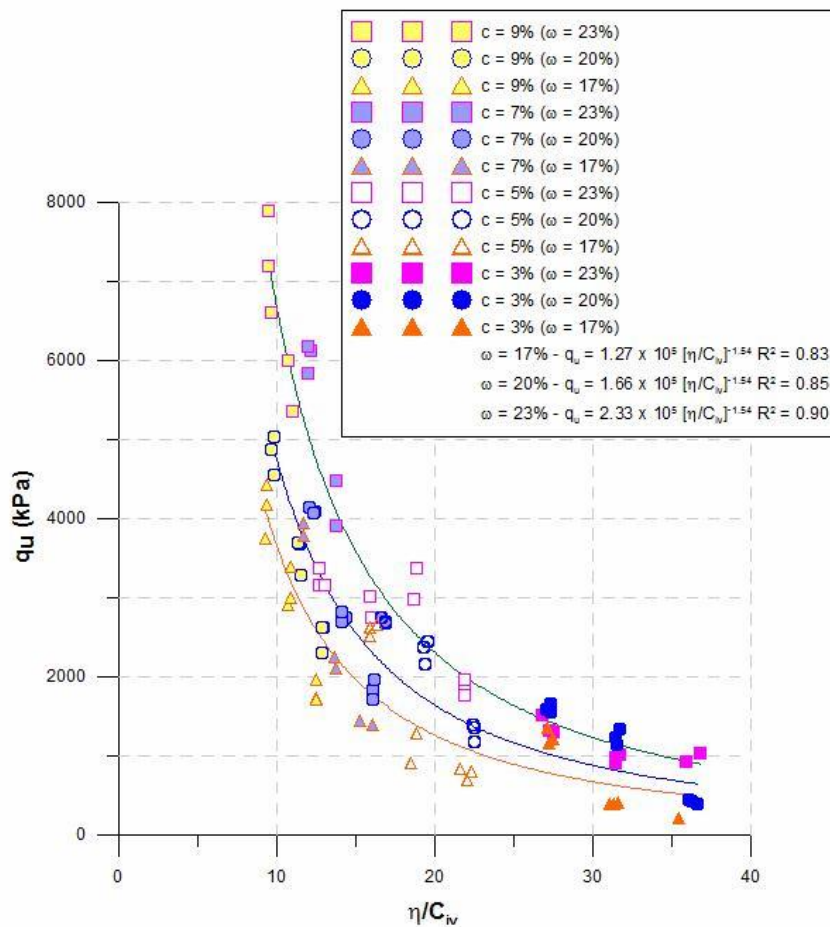
Fonte: Consoli *et al.* (2011).



Assim, Consoli et al. (2011) entendeu que para certo teor de umidade, a resistência a compressão simples é dependente tanto da porosidade quanto do teor de cimento da mistura solo-cal. Ou seja, maiores valores de porosidade causam redução da resistência à compressão simples, enquanto, se for aumentado o teor de cimento, obtém-se maiores valores de resistência.

Além disso, neste seu mesmo estudo, Consoli et al. (2011) descreve em seus resultados que a resistência a compressão simples também aumenta linearmente com o aumento do teor de umidade (para os teores estudados), conforme Figura 10.

Figura 9 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento para argila arenosa, para os pesos específicos secos de 14, 15 e 16kN/m<sup>3</sup>, com diferentes teores de cimento e umidade.



Fonte: Consoli et al. (2011).

Segundo Larnach (1960) *apud* Dalla Rosa (2009), como a compactação em solos ou no solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com o fator água/cimento, pois este só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água, como no caso de argamassas e concretos tradicionais.

Em seu estudo, Lanarch (1960) *apud* Dalla Rosa (2009) utilizou uma areia fina misturada com uma argila pulverizada na proporção de nove partes da areia para uma de argila. As porcentagens de cimento utilizadas, em relação ao peso do solo seco, foram de 5,3%, 11,1% e 17,7%. Para cada porcentagem de cimento foi feita uma série de ensaios de compressão simples e de flexão em vigotas, moldadas a diferentes teores de umidade e massas específicas aparente secas, ambos determinados a partir das curvas de compactação das misturas de solo e cimento.

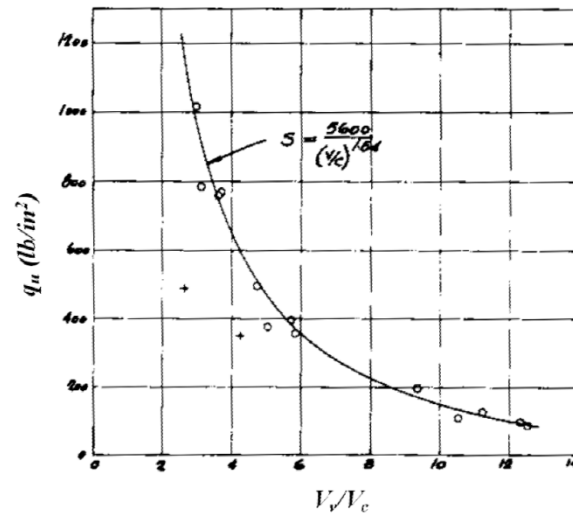
A relação vazios/cimento utilizada por Lanarch (1960) *apud* Dalla Rosa (2009) é definida pela seguinte expressão:

$$\frac{Vv}{Vci} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (ar + água)}}{\text{Volume absoluto de cimento}}$$

A Figura 11 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras de solo-cimento curadas previamente por 7 dias. Observa-se um bom ajuste dos dados à relação vazios/cimento.

Para Lanarch (1960) *apud* Dalla Rosa (2009), o uso deste tipo de relação, similarmente ao que ocorre em concreto, pode ser de extrema utilidade para a dosagem e controle de execução de misturas de solo-cimento em campo.

Figura 10 – Relação entre fator vazios/cimento e resistência à compressão simples



Fonte: adaptado de Larnach (1960) *apud* Dalla Rosa (2009).

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

A etapa experimental do presente trabalho foi dividida em cinco etapas:

A primeira etapa consistiu na coleta das amostras de solo em local dentro da cidade de Lajeado/RS. A segunda etapa foi caracterizada pela preparação das amostras de solo de acordo com as normas pertinentes. Na terceira etapa foram realizados os ensaios de caracterização a fim de conhecer as propriedades do solo que irá compor a mistura solo-cimento a ser analisada. Na quarta etapa, fez-se a moldagem e cura dos corpos de prova para posterior realização dos ensaios de compressão simples, estes últimos, compondo a quinta e última etapa.

#### **3.1 MATERIAIS**

Os materiais utilizados nas misturas de solo-cimento, além dos equipamentos e técnicas empregadas, são responsáveis pelo desempenho e qualidade das bases de pavimentos que utilizam tal solução de engenharia. A seguir, descrevem-se os materiais e informações das amostras utilizadas no presente estudo.

### 3.1.1 Solo

O solo coletado para utilização no estudo é caracterizado como residual de basalto, pertencente a Formação Serra Geral. Possui cor avermelhada e estrutura argilosa, proveniente de alterações de basalto e dos solos característicos da região.

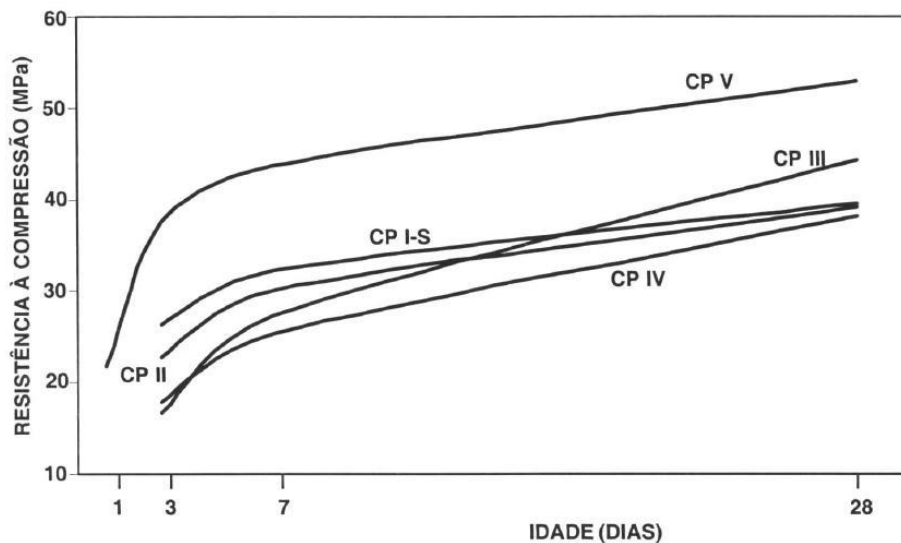
Streck (2008) classifica o solo da região de Lajeado como Chernossolo Háplico Órtico, que no Rio Grande do Sul, podem ser encontrados nas várzeas encaixadas dos rios que drenam a Enconsta Inferior do Nordeste (rios Toropi, Pardo, Taquari, Caí, dos Sinos e seus afluentes) bem como nas várzeas dos rios Maquiné, Três Forquilhas e Mampituba.

### 3.1.2 Cimento

Neste trabalho se utilizará o cimento Portland CP V-ARI. A escolha do mesmo não se deu apenas aleatoriamente, mas sim em função da alta resistência inicial, e também pelo desempenho apresentado conforme estudo de Consoli (2012).

A ABCP também apresenta estudos referentes a evolução média da resistência a compressão para diferentes tipos de cimento Portland, conforme verifica-se na Figura 13.

Figura 11 - Evolução média da resistência a compressão de diferentes tipos de cimento Portland.



Fonte: ABCP (2002).

A partir da Norma Brasileira NBR 12253:1992 é possível estimar os teores de cimento a serem utilizados na estabilização de solos conforme resultado da classificação HRB do solo.

As porcentagens de cimento a serem utilizadas nas amostras de solo que serão ensaiadas foram de 3, 5, 7, 9 e 11%. Para a determinação destes teores foram levados em consideração os estudos de Consoli (2012) que utilizou estes mesmos teores de cimento.

### **3.1.3 Água**

A água utilizada nos experimentos foi água potável fornecida pela Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) do município de Lajeado/RS.

## **3.2 MÉTODOS**

Para se dar início a parte experimental do estudo, realizaram-se ensaios para caracterização física do solo. São ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade, e compactação, para posterior moldagem das amostras e realização dos ensaios a compressão simples. Estes são descritos a seguir.

### **3.2.1 Coleta de amostras**

A coleta do solo se deu nas dependências do Centro Universitário Univates, próximo ao prédio 17, no município de Lajeado/RS (Figura 13).

Para esta etapa, com auxílio de uma cavadeira, escavou-se manualmente um poço com profundidade média de 1 metro e coletaram-se aproximadamente 50 quilos de solo deformado. Estas amostras foram encaminhadas ao Laboratório de Solos e Betumes do Centro Universitário Univates e armazenados para posterior realização dos procedimentos de ensaio.

Figura 12 - Representação do local aproximado de coleta do solo.



Fonte: adaptado de Google Maps.

### 3.2.2 Preparação das amostras

A preparação das amostras se deu de acordo com os procedimentos descritos na NBR 6457:1986, envolvendo procedimentos de preparação da amostra de solo para posterior caracterização.

### 3.2.3 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização se deram através de ensaio de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade, compactação e determinação do teor de umidade.

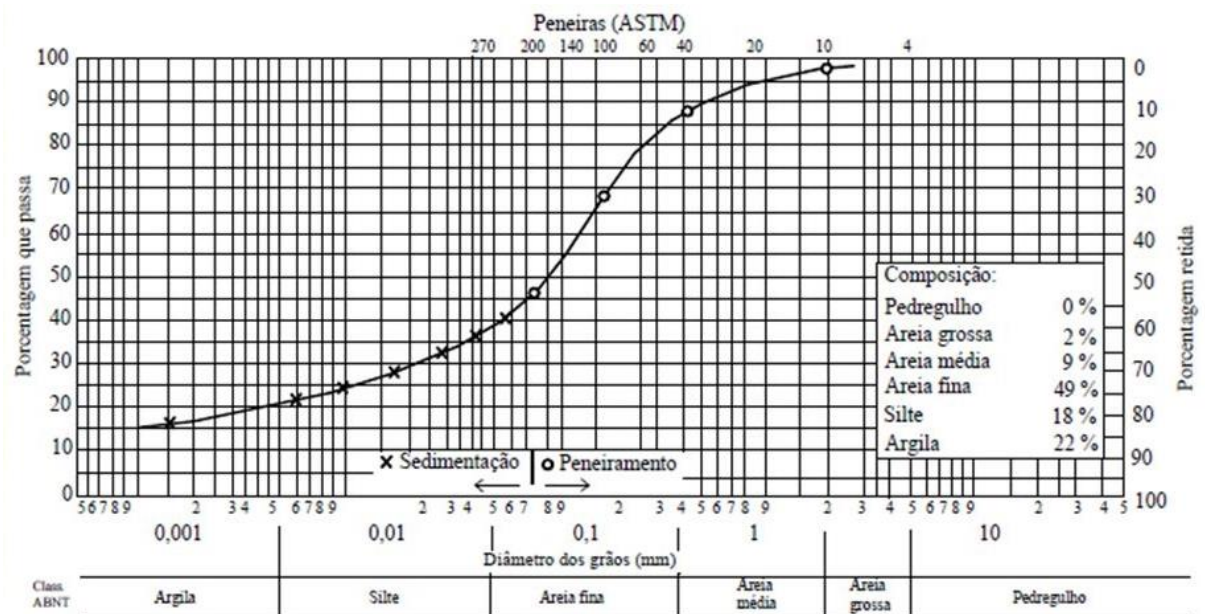
#### a) Granulometria

A análise granulométrica, ou seja, a determinação das dimensões das partículas do solo e das proporções relativas em que elas se encontram, é

representada pela curva granulométrica, traçada por pontos em um diagrama semi-logarítmico.

Na curva granulométrica representada na Figura 14, observa-se que sobre o eixo das abscissas são marcados os logaritmos das dimensões das peneiras. Já sobre as ordenadas, encontram-se as porcentagens em massa das partículas de diâmetros inferiores aos das peneiras consideradas.

Figura 13 - Exemplo de curva granulométrica de um solo.



Fonte: PINTO, 2006.

O ensaio granulométrico foi realizado através de peneiramento da amostra de solo e obedecendo-se o que prescreve a norma NBR 7181:1988.

Após a secagem da amostra ao ar, fez-se a desagregação dos torrões com dispositivo mecânico (Figura 15) e quarteamento da amostra. Feito isso, pesaram-se 1000,3 g de solo e este foi lavado na peneira #200 descartando-se a pequena porção de solo passante. Feita a secagem do solo retido, este foi colocado em um agitador mecânico durante 7 minutos, utilizando-se as peneiras de 4,75 mm a 75  $\mu$ m (Figura 16) para posterior obtenção dos resultados e curva granulométrica.



Figura 14 - Destorroamento do solo com dispositivo mecânico.



Fonte: O próprio autor.

Figura 15 - Peneiramento com agitador mecânico.

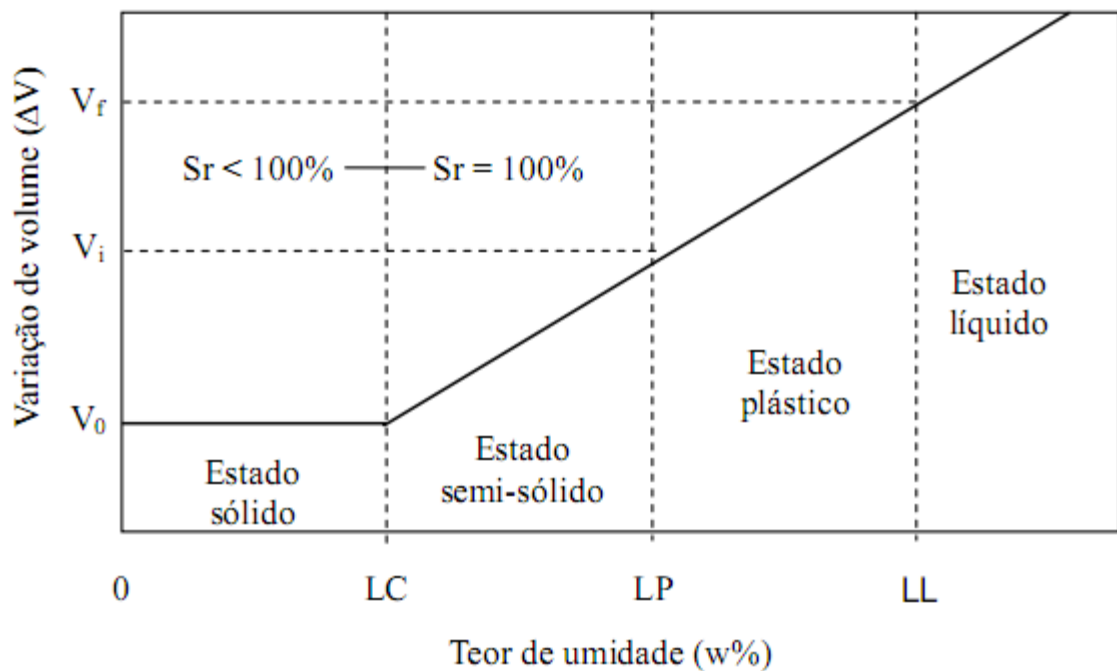


Fonte: O próprio autor.

b) Limite de Liquidez

O limite de liquidez define o teor de umidade acima do qual o solo passa do estado plástico ao estado líquido (Figura 17). Quando o solo está no estado líquido, pode-se fazê-lo passar ao estado plástico pela gradual perda de água. No estado líquido, a mistura solo-água é tal que sua resistência ao cisalhamento é nula (FIORI, 2001).

Figura 16 - Relação entre os diferentes estados de um solo e os limites de consistência.



Fonte: Fiori, 2001.

A determinação do limite de liquidez é feita utilizando-se o aparelho de Casagrande. Por definição, o limite de liquidez do solo é o teor de umidade para o qual o sulco se fecha com os 25 golpes. Além disso, a resistência que o solo oferece ao fechamento do sulco, medida pelo número de golpes requerido, é resultado da sua resistência ao cisalhamento, correspondente à umidade que apresenta.

Todo o procedimento para obtenção deste índice foi realizado de acordo com os métodos descritos na norma NBR 6459:1984.

Para o ensaio, preparou-se uma amostra de 300 g de solo e com utilização do aparelho de Casagrande verificou-se a quantidade de golpes necessários para o fechamento da ranhura especificada no método, conforme Figura 18.

Figura 17 - Aparelho de Casagrande para determinação do Limite de Liquidez.



Fonte: O próprio autor.

c) Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento (CAPUTO, 2008).

Para o ensaio de limite de plasticidade foram utilizados os procedimentos conforme a norma NBR 7180:1988.

#### d) Compactação

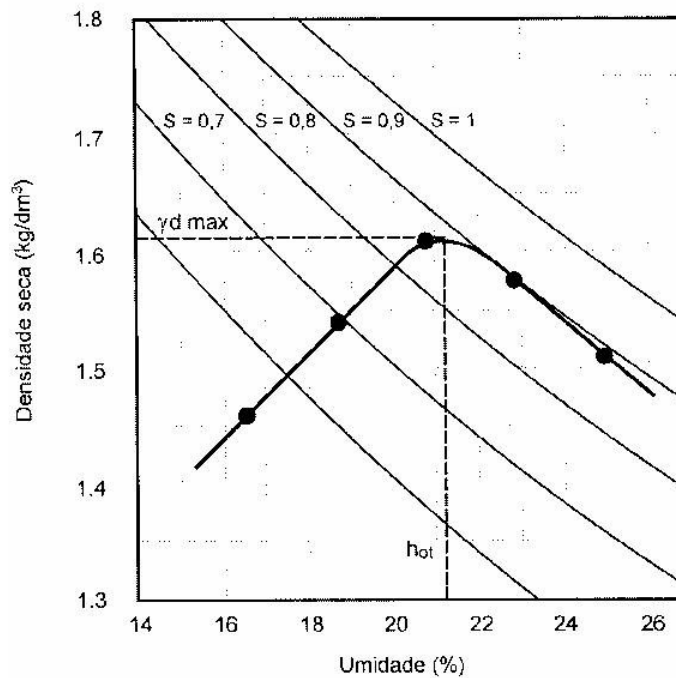
A compactação é um método de estabilização e melhoria do solo através de processo manual ou mecânico, visando a redução do volume de vazios de um solo. A compactação tem por finalidade aumentar a intimidade de contato entre os grãos e tornar o solo mais homogêneo, melhorando as suas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Pode-se também descrever a compactação como a densificação do solo por meio da remoção de ar, já que se aumenta o atrito grão a grão e se diminui o índice de vazios. O grau de compactação de um solo é medido com base no peso específico seco (DAS, 2013).

Para determinação experimental da correlação entre a massa específica aparente seca de um aterro, sua umidade e energia a ser aplicada para a compactação do mesmo, utiliza-se o chamado Ensaio de Compactação ou Proctor, padronizado pela ABNT através da norma NBR 7182 (1988). O ensaio consiste em compactar uma amostra de solo em camadas, em um cilindro metálico e de volume conhecido. Repetindo o ensaio para várias umidades, encontram-se valores para peso específico aparente seco e teor de umidade, com os quais é possível traçar a curva de compactação do solo.

Através da curva de compactação (Figura 19) é possível observar que com umidades pequenas o solo será compactado com baixa massa específica aparente seca. Aumentando a umidade, a massa específica aparente seca cresce até o valor máximo, o que corresponde a umidade ótima. Ao aumentar a umidade, as massas específicas aparentes secas obtidas passam a baixar progressivamente. O solo compactado acima da umidade ótima está quase ou totalmente saturado.

Figura 18 - Curva de compactação.



Fonte: PINTO, 2006.

Para obtenção da curva de compactação, pesaram-se 3.000 g de solo seco com auxílio de estufa e adicionou-se uma quantidade aleatória de água até que se obtivesse visível consistência para moldagem.

A cada moldagem, pesava-se o molde, retirava-se uma cápsula para obtenção do valor de umidade, e se adicionavam mais 3% (em relação ao peso total de solo) de água à amostra de solo (Figuras 20 e 21 e 22).

Figura 19 - Ensaio de compactação por Proctor.



Fonte: O próprio autor.

Figura 20 - Pesagem do molde após compactação.



Fonte: O próprio autor.

Figura 21 - Retirada de cápsulas para obtenção dos valores de umidade.



Fonte: O próprio autor.



Como seriam moldados corpos de prova com diferentes teores de cimento e não se tinha conhecimento do comportamento do solo em relação à sua umidade ótima e massa específica aparente seca para diferentes teores de cimento, preferiu-se realizar um ensaio de compactação para cada teor de cimento a ser utilizado posteriormente, gerando então 6 curvas de compactação.

#### **3.2.4 Determinação da massa específica do solo**

O ensaio de determinação da massa específica se deu conforme a norma NBR 10838:1988. Este mesmo ensaio foi realizado em duplicidade para que se tivesse maior confiabilidade.

#### **3.2.5 Moldagem e cura dos corpos de prova**

A moldagem dos corpos de prova foi realizada de acordo com a NBR 6457/1986 e seguindo os procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento e cura.

Como os resultados das curvas de compactação para cada teor de cimento não apresentaram diferenças significativas para umidade ótima e peso específico aparente seco, optou-se pela moldagem dos corpos de prova de acordo com a curva obtida sem adição de cimento.

Assim, o processo de moldagem dos corpos de prova se iniciou com a pesagem das quantidades de material necessária para a moldagem de 6 corpos de prova para cada teor de cimento. Destes 6 corpos de prova, 3 foram moldados com a umidade ótima e considerando-se compactação de 100%, e os outros 3 foram moldados com a umidade ótima e compactação de 95%, considerando-se que em campo nem sempre se consegue obter a compactação de 100%.

Os materiais pesados foram misturados completamente até que se obtivesse uma perfeita homogeneização. Com o peso específico obtido no ensaio de

compactação, pode-se determinar o volume de solo para cada uma das três camadas do molde do corpo de prova.

Para moldagem dos corpos de prova, utilizou-se um molde de ferro fundido tripartido com altura de 100 mm e diâmetro de 50 mm (Figura 23), devidamente lubrificado. Sabendo-se a altura do molde, foram feitas pequenas marcas na prensa que seria utilizada para compactação a fim de conhecer a altura exata que a prensa deveria subir em cada camada de solo a ser compactada (Figura 24), respeitando-se o peso específico aparente seco definido.

Figura 22 - Molde utilizado para moldagem dos corpos de prova.



Fonte: O próprio autor.

Figura 23 - Processo de compactação do corpo de prova em três camadas.



Fonte: O próprio autor.

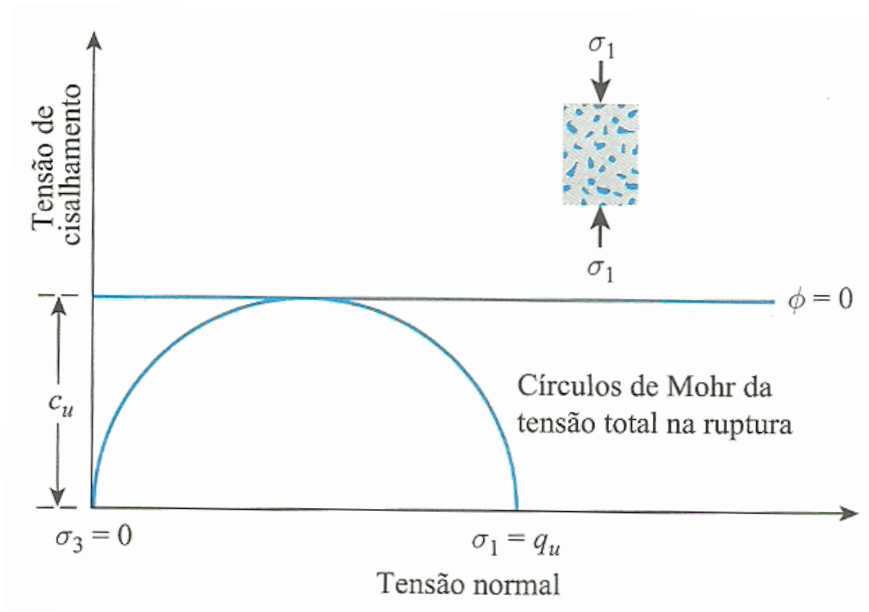
Tomou-se o cuidado de escarificar levemente a primeira e segunda camada para que se aumentasse a integração entre elas. Após compactadas as 3 camadas, o corpo de prova era extraído do molde, pesado, eram tiradas suas medidas com auxílio de um paquímetro, e acondicionado dentro de sacos plásticos devidamente fechados e identificados.

### **3.2.6 Ensaios à compressão simples**

Observa-se grande emprego do ensaio a compressão simples quando se deseja analisar a efetividade da estabilização com diferentes aditivos. Esta é a principal etapa do trabalho, onde se pode através dos resultados, avaliar a influência das variáveis aplicadas na amostra de solo.

Segundo Das (2011) o ensaio de compressão não confinado é um tipo de ensaio não adensado e não drenado que por sua vez é mais utilizado em corpos de prova de argila. Neste ensaio, uma carga axial é aplicada no corpo de prova para causar a ruptura do mesmo. Ressalta-se que a tensão principal menor total é zero e a tensão principal maior total é  $\sigma_1$ , conforme se pode observar na Figura 25.

Figura 24 - Ensaio de compressão não confinado.



Fonte: Das (2011).

Um exemplo de equipamento utilizado para uso em ensaios de compressão pode ser observado na Figura 26.

Figura 25 - Prensa hidráulica para uso em ensaios a compressão não confinados.



Fonte: Emic (Equipamentos para Ensaio Dinâmicos e Destrutivos).

Para ensaio a compressão simples, utilizou-se uma prensa automática com capacidade máxima de 5 Toneladas-Força (Tf) e com velocidade de deslocamento de 1,14 mm por minuto. Além disso, respeitou-se o tempo de cura 28 dias, e foram adotados os procedimentos descritos na norma NBR 12.025:2012. A mesma norma solicita que os corpos de prova sejam imersos em água 4 horas antes do rompimento, visando aproximar a condição de saturação e evitar o efeito de sucção. Entretanto, para este estudo, optou-se por não fazer a imersão dos corpos de prova, desconsiderando-se então este efeito de sucção, visto que os primeiros seis corpos de prova a serem ensaiados não resistiram a imersão, se dissolvendo por completo e impossibilitando o ensaio a compressão simples.

A sucção do solo se mostra um parâmetro importante para entender o comportamento dos solos não saturados, visto que sua resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas. A grosso modo, a sucção matricial é uma quantidade energética que avalia a capacidade de reter água. Quando a água livre migra dentro do solo não saturado, esta será adsorvida ou retirada por ele. Para que ocorra o desprendimento dessa água, é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção. Este fenômeno de sucção pode também ser definido como a tensão necessária para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor (BENEVELI, 2002).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993) *apud* Weber (2013) a sucção matricial contribui para a resistência ao cisalhamento dos solos como uma parcela de coesão, normalmente denominada de coesão ou coesão aparente.

## **4 RESULTADOS E ANÁLISE**

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa experimental proposto neste estudo. Inicialmente são analisados os resultados referentes a caracterização física do solo, bem como análise granulométrica, limites de Atterberg e ensaios de compactação do solo. Posteriormente são apresentados os resultados obtidos nos ensaios a compressão simples.

### **4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA**

A prévia caracterização do solo pode evitar problemas na execução e desempenho da mistura solo-cimento. A seguir serão apresentados os resultados para os ensaios de granulometria, limites de Atterberg e ensaios de Proctor para determinação da umidade ótima e peso específico aparente seco.

Os resultados do ensaio de granulometria por peneiramento podem ser observados na Tabela 08 que apresenta a composição granulométrica.

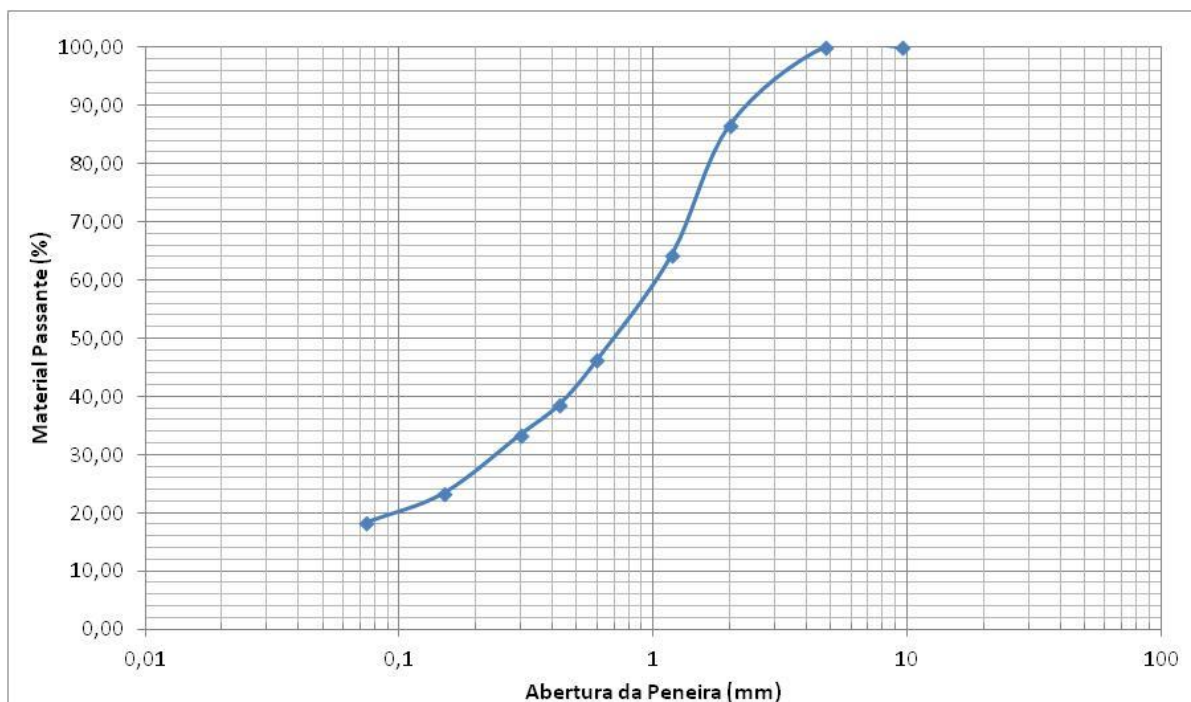
Tabela 4 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento.

<b>PENEIRA nº</b>	<b>DIÂMETRO (mm)</b>	<b>% PASSANTE</b>
04	4,75	100
10	2,00	86,58
16	1,18	64,22
30	0,60	46,22
40	0,425	38,53
50	0,30	33,44
100	0,15	23,41
200	0,074	18,36

Fonte: O próprio autor.

A Figura 27 apresenta a curva granulométrica do solo utilizado no presente estudo através do ensaio por peneiramento.

Figura 26- Gráfico da distribuição granulométrica.



Fonte: O próprio autor.

Observa-se que o solo é composto por 35,78% de areia grossa, 30,78% de areia média, 15,08% de areia fina e 18,36% de argila e silte.

## 4.2 LIMITES DE ATTERBERG

### 4.2.1 Limite de Liquidez

Como complemento da caracterização física do solo, foram realizados ensaios de limite de liquidez conforme a norma NBR 6459:1984. O procedimento de ensaio pode ser verificado na Tabela 9. O gráfico do ensaio para determinação do limite de liquidez é representado pela Figura 28. Com os resultados, obteve-se um valor de 52% para o limite de liquidez.

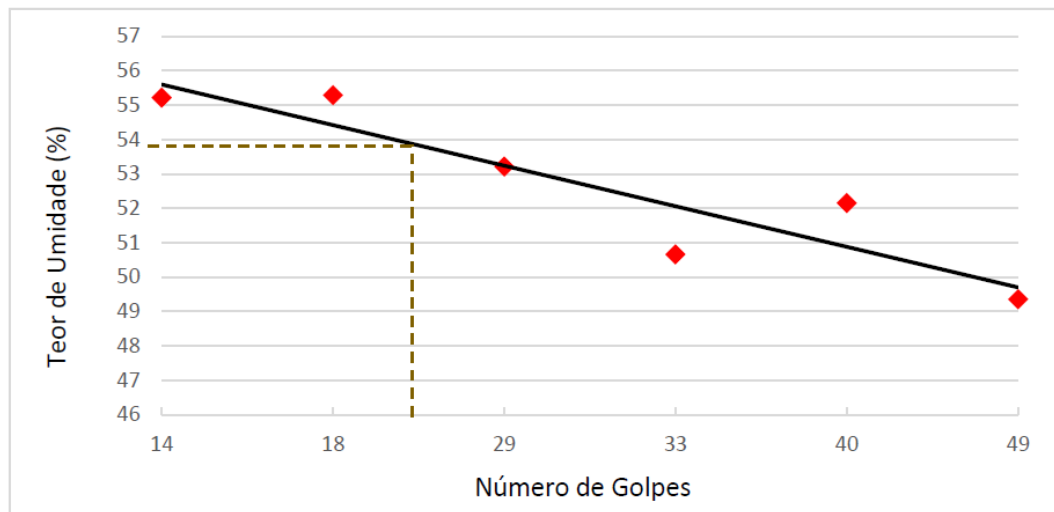
Tabela 5 - Ensaio para determinação do Limite de Liquidez.

MASSAS	ENSAIOS					
	1	2	3	4	5	6
<b>Cápsula</b>	30	31	36	32	46	22
<b>Massa do Solo Úmido + Cápsula</b>	25,585	26,532	27	29,761	25,16	22,833
<b>Massa do Solo Seco + Cápsula</b>	18,417	19,314	19,796	21,845	18,573	17,148
<b>Massa da Cápsula</b>	5,437	6,26	6,26	6,22	5,944	5,63
<b>Massa da água</b>	7,168	7,218	7,204	7,916	6,587	5,685
<b>Massa solo seco</b>	12,98	13,054	13,536	15,625	12,629	11,518
<b>Teor de umidade (%)</b>	55,22342	55,2934	53,22104	50,6624	52,15773	49,35753
<b>Número de golpes</b>	14	18	29	33	40	49
<b>Limite de Liquidez (LL) (%)</b>	52,6					

Fonte: O próprio autor.



Figura 27 - Gráfico do ensaio para determinação do limite de liquidez.



Fonte: O próprio autor.

#### 4.2.2 Limite de Plasticidade

Na Tabela 10 apresentam-se os valores obtidos no ensaio para determinação do limite de plasticidade. Observa-se que o solo apresenta limite de plasticidade de 46%.

Tabela 6 - Ensaio para determinação do Limite de Plasticidade.

MASSAS	ENSAIO
Cápsula	09
Massa do Solo Úmido + Cápsula	55,802
Massa do Solo Seco + Cápsula	45,701
Massa da Cápsula	23,924
Massa da água	10,101
Massa solo seco	21,777
Teor de umidade (%)	46,3

Fonte: O próprio autor.

#### 4.2.3 Índice de Plasticidade

O índice de plasticidade, que é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, é de 6,27%.

#### **4.2.4 Massa específica aparente**

Como resultado, verificou-se que a massa específica aparente do solo estudado é de 2,844 g/cm<sup>3</sup>.

### **4.3 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO**

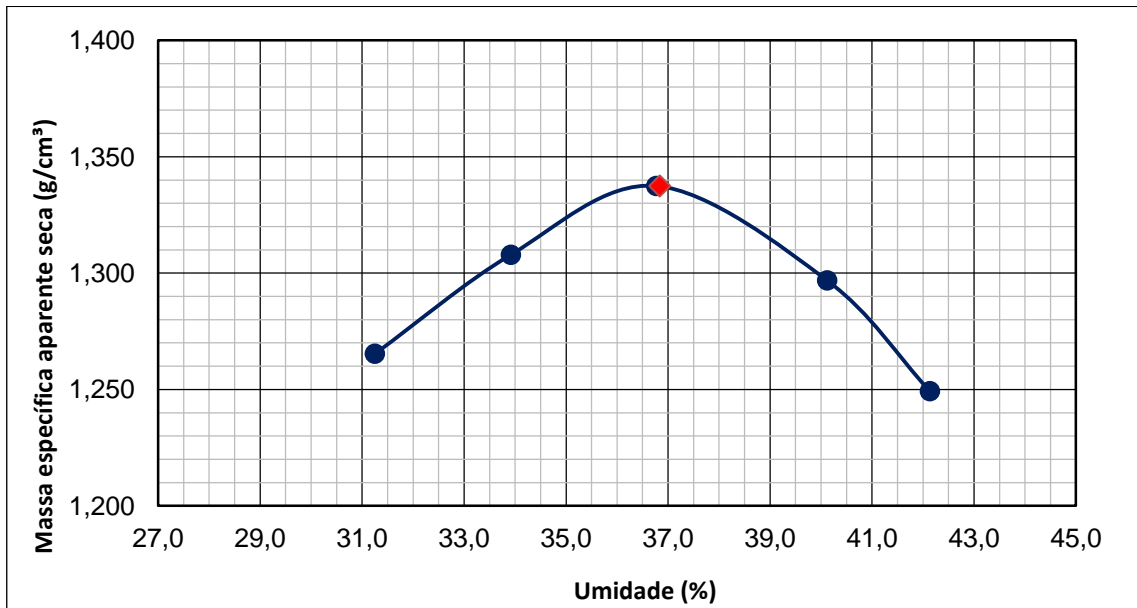
Utilizando-se como base para classificação do solo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) (ASTM, 1983), o mesmo se enquadra como areia argilosa.

### **4.4 TEOR DE UMIDADE E COMPACTAÇÃO**

Como mencionado anteriormente, optou-se por realizar ensaio de compactação por Proctor normal para todos os seis teores de cimento a serem analisados neste estudo a fim de se obter maior segurança e clareza nos resultados visto que se desconhecia o comportamento do solo quanto ao teor de umidade ótimo e peso específico aparente quando adicionadas diferentes porcentagens de cimento.

Para teor de cimento de 0%, obteve-se como resultado uma massa específica aparente seca de 1,337 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 36,8% conforme Figura 29.

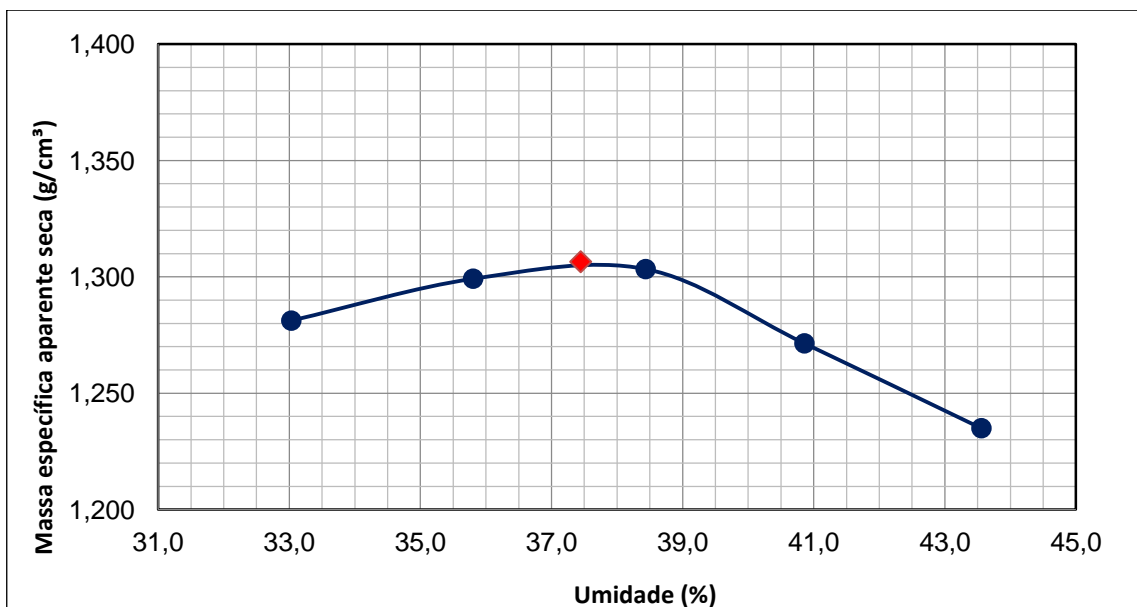
Figura 28 - Curva de compactação para teor de cimento de 0%.



Fonte: O próprio autor.

Conforme Figura 30, para o teor de cimento de 3,0%, obteve-se uma massa específica aparente seca de 1,307 g/cm³ e umidade ótima de 37,4%.

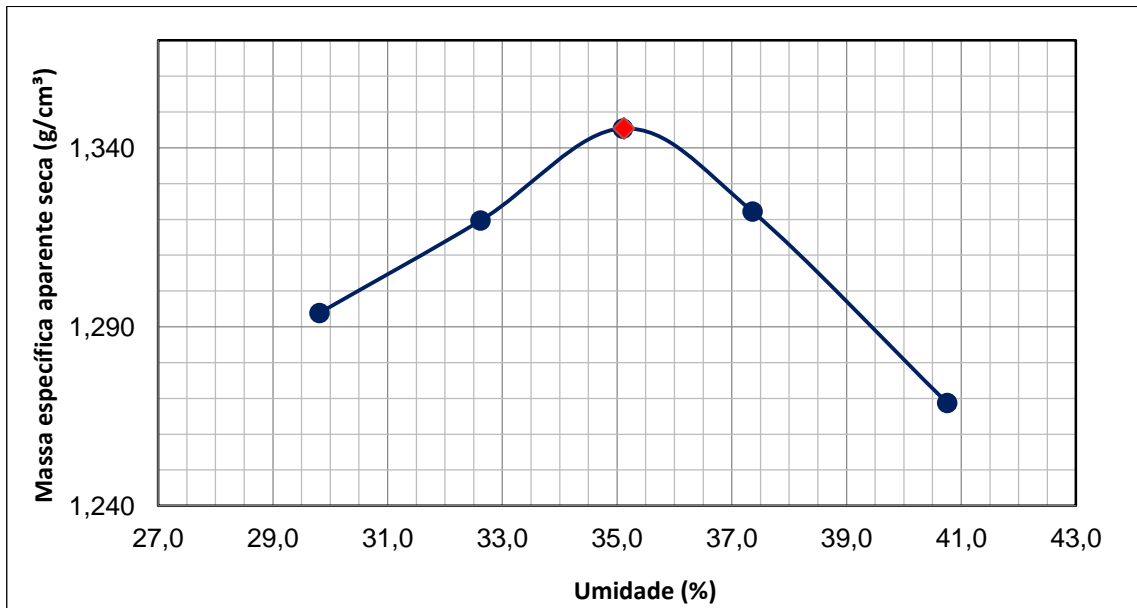
Figura 29 - Curva de compactação para teor de cimento 3,0%.



Fonte: O próprio autor.

Para o teor de 5,0% de cimento, obteve-se através da curva de compactação uma massa específica aparente seca de 1,345 g/cm³ e umidade ótima de 35,1%, conforme Figura 31.

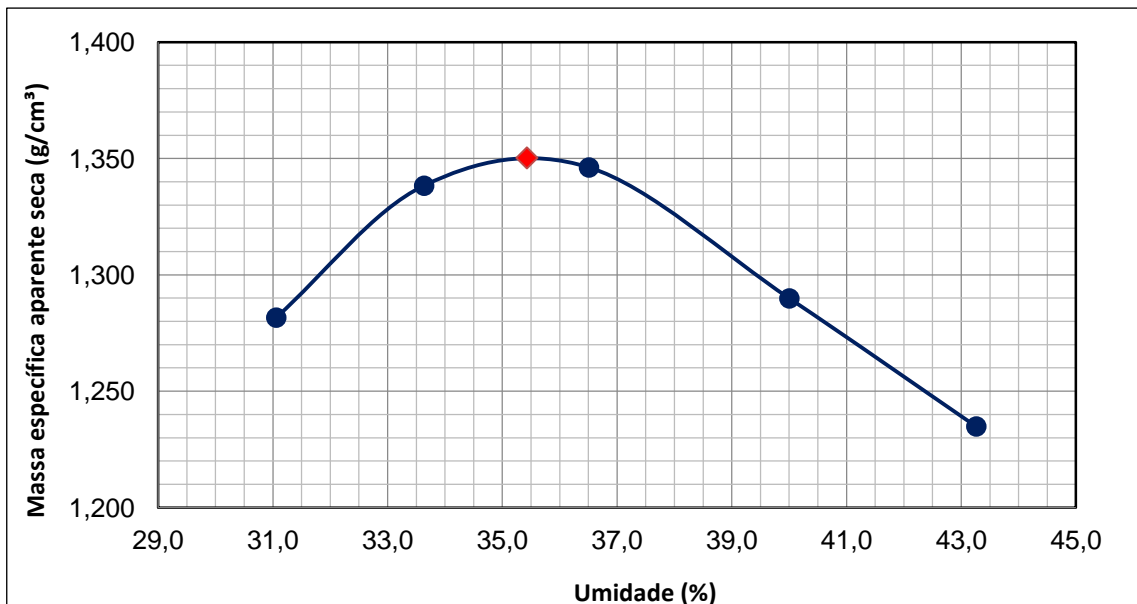
Figura 30 - Curva de compactação para teor de cimento de 5,0%.



Fonte: O próprio autor.

A curva de compactação com adição de 7,0% de cimento pode ser verificada na Figura 32. Obteve-se para esta uma massa específica aparente seca de 1,350 g/cm³ e umidade ótima de 35,4%.

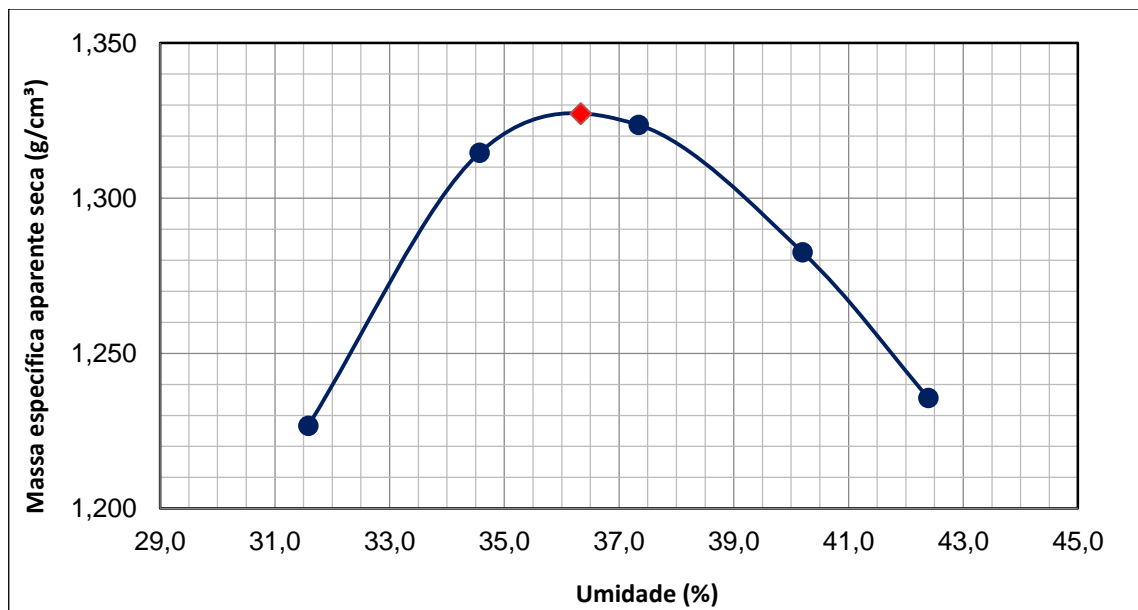
Figura 31 - Curva de compactação para teor de cimento de 7,0%.



Fonte: O próprio autor.

Para o teor de 9,0% de cimento, obteve-se através da curva de compactação uma massa específica aparente seca de 1,327 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 36,3%, conforme Figura 33.

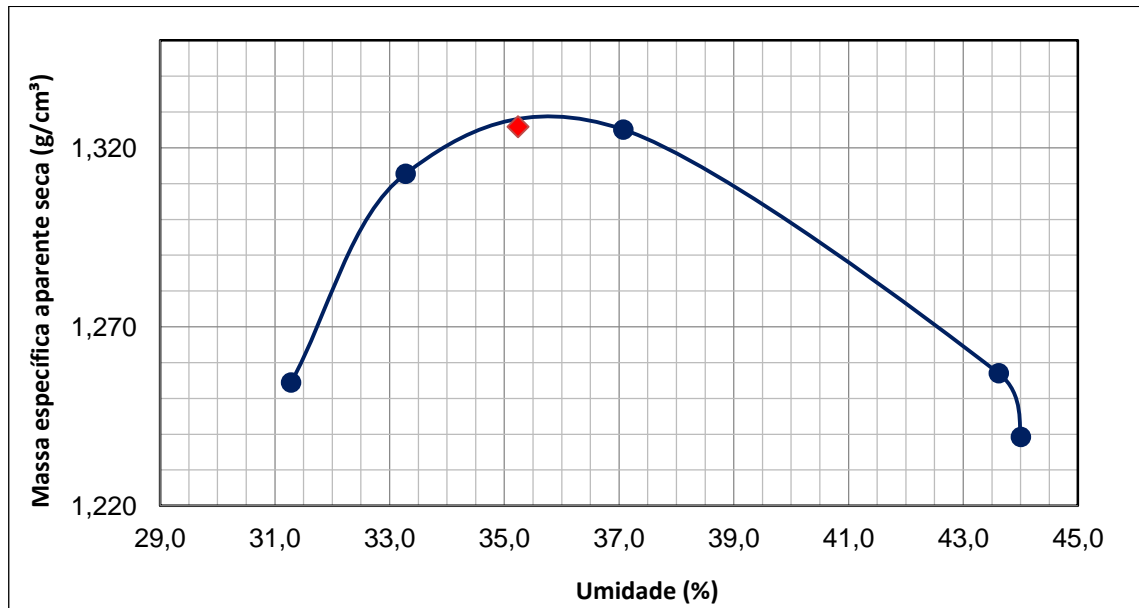
Figura 32 - Curva de compactação para teor de cimento de 9,0%.



Fonte: O próprio autor.

Para teor de cimento de 11,0%, obteve-se como resultado uma massa específica aparente seca de 1,326 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 35,2% conforme Figura 34.

Figura 33 - Curva de compactação para teor de cimento de 11,0%.



Fonte: O próprio autor.

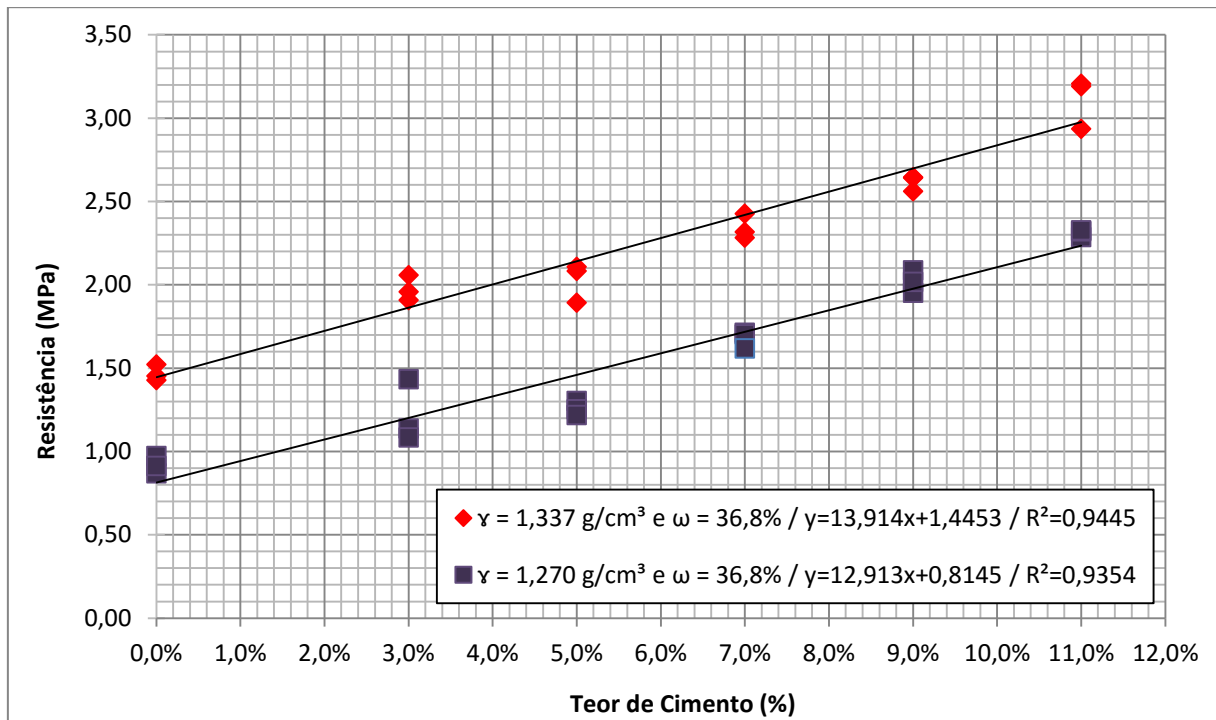
Avaliando-se as curvas de compactação para as diferentes porcentagens de adição de cimento, observou-se uma variância não significativa. Por este motivo, o processo de moldagem se deu conforme os resultados obtidos na curva de compactação sem adição de cimento, ou seja, peso específico aparente seco de 1,337 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 36,8%.

#### 4.5 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

De forma geral, observou-se que pequenas quantidades de cimento resultam ganhos expressivos de resistência a compressão simples para o solo estudado. Tal resultado é relatado em diferentes bibliografias também para outros tipos de solo.

A Figura 35 apresenta os resultados de resistência a compressão simples para os diferentes teores de cimento. Cada série apresentada no gráfico representa uma massa específica aparente seca, porém, a mesma umidade de compactação.

Figura 34 - Gráfico do efeito de teor de cimento em relação a resistência a compressão simples.



Fonte: O próprio autor.

Observa-se que, tanto para grau de compactação de 100% quanto 95%, utilizando-se a mesma umidade ótima, a resistência a compressão simples aumenta conforme se aumenta o teor de cimento na mistura.

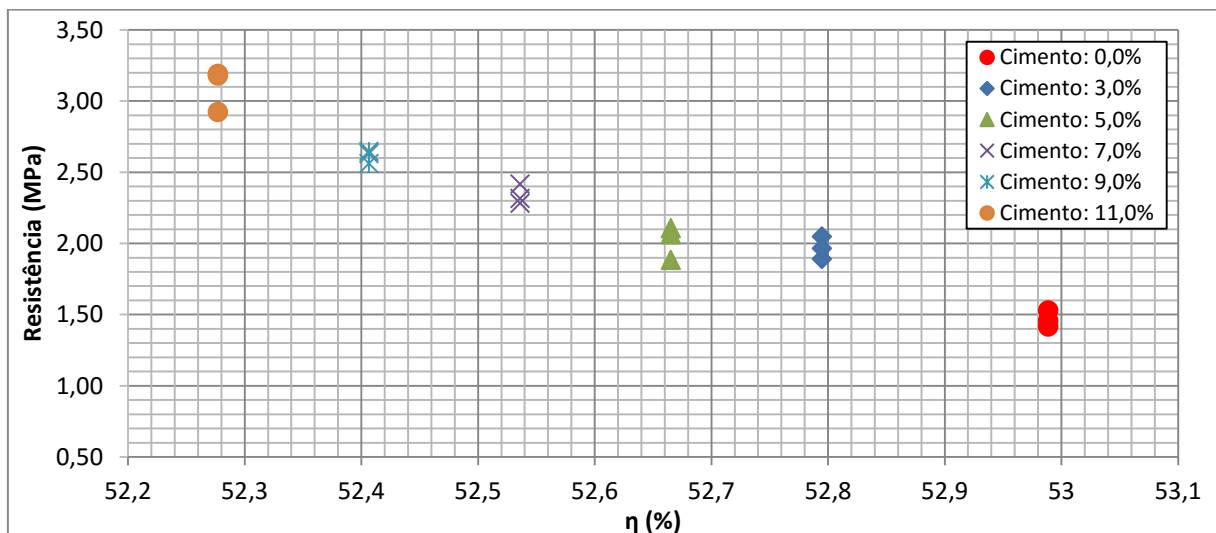
Foppa (2005) analisou em seu estudo que a resistência do solo parece também estar relacionada à redução da porosidade, visto que desta forma, aumenta-se o contato e intertravamento entre as partículas do solo, e conseqüentemente a ligação química de cimentação entre as mesmas.

Em seus estudos, Huang & Airey (1991) *apud* Foppa (2005), verificaram que quanto maior a densidade das amostras, maior será o contato entre os produtos da hidratação do cimento e as partículas de areia de maior dimensão.

## 4.6 EFEITO DA POROSIDADE

Os gráficos apresentados nas Figuras 36 e 37 apresentam a relação entre a porosidade e a resistência a compressão simples para cada teor de cimento. As mesmas figuras deixam bem claro que quanto maior o teor de cimento, menor a porosidade e, conseqüentemente, maior a resistência a compressão simples das amostras.

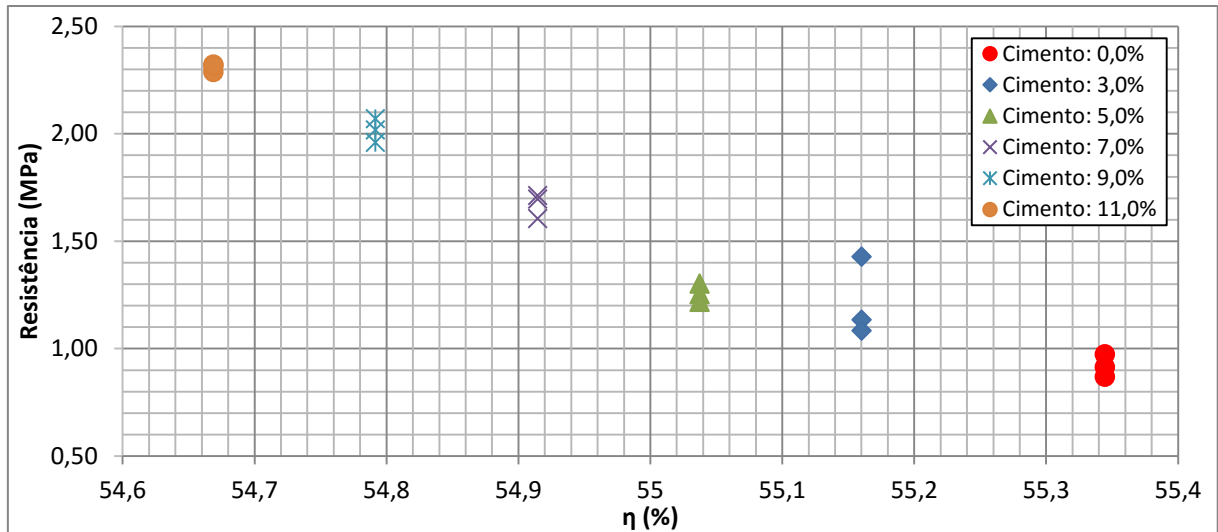
Figura 35 - Gráfico da relação entre a porosidade e a resistência a compressão simples para as diferentes porcentagens de cimento e com amostras de  $\gamma_d = 1,337 \text{ g/cm}^3$ .



Fonte: O próprio autor.



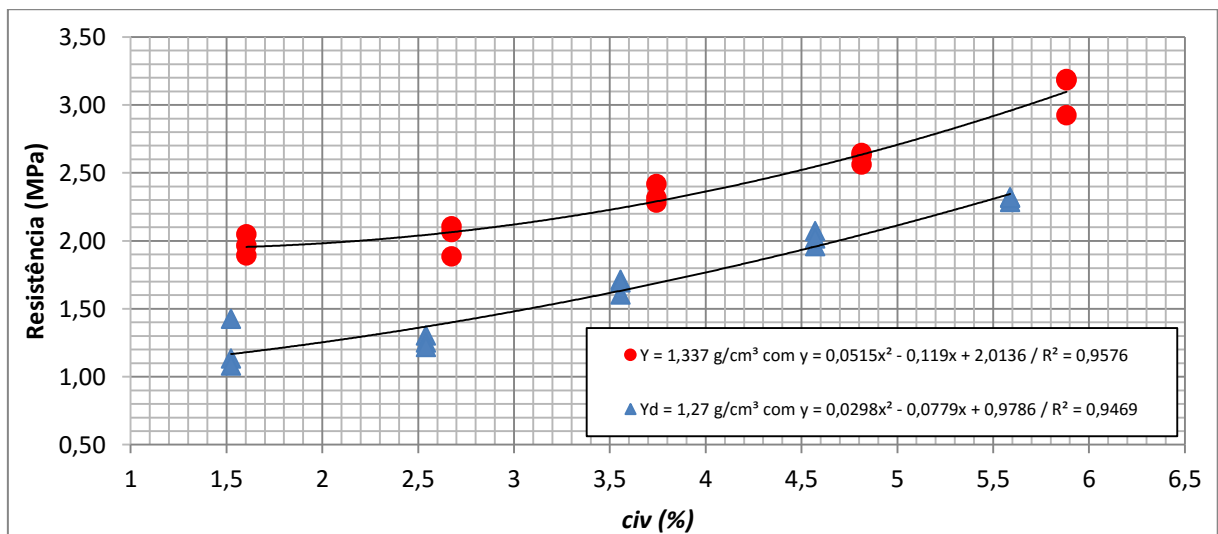
Figura 36 - Gráfico da relação entre a porosidade e a resistência a compressão simples para as diferentes porcentagens de cimento e com amostras de  $Y_d = 1,27 \text{ g/cm}^3$ .



Fonte: O próprio autor.

Noutra relação (Figura 38), que mostra a variação do teor de cimento ( $civ$ ), em volume, com a resistência a compressão simples das diferentes amostras, observa-se mais uma vez que, para o solo estudado, quanto maior o volume de cimento na amostra, maior será sua resistência a compressão simples.

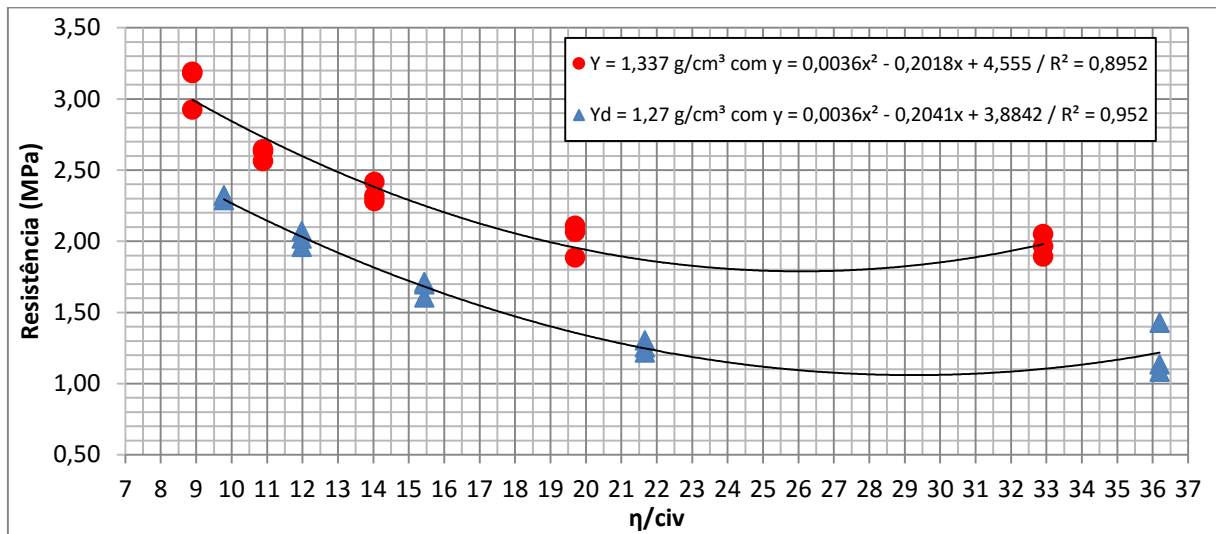
Figura 37 - Efeito do teor de cimento volumétrico ( $civ$ ) sobre a resistência a compressão simples.



Fonte: O próprio autor.

A Figura 39 expressa a relação vazios/cimento utilizando a porosidade do material ( $\eta$ ) expressa em porcentagem e o teor volumétrico de cimento expresso em porcentagem do volume total ( $C_{iv}$ ).

Figura 38 - Relação vazios/cimento em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento.



Fonte: O próprio autor.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir da análise e discussão dos resultados, bem como a verificação da influência de parâmetros como o teor de cimento, grau de compactação e porosidade, em relação à resistência à compressão simples, podem ser feitas as seguintes conclusões:

### **a) Quanto a influência do teor de cimento**

Observou-se um crescimento linear da resistência a compressão das amostras a medida que se aumentava o teor de cimento. Além disso, percebe-se que a inclinação das retas de ajuste aumentou com o aumento da massa específica aparente seca do material compactado e aumento do teor de cimento. Isso indica que quanto maior a concentração de cimento e maior a compactação da amostra, maior será a cimentação e conseqüentemente, maior será sua resistência à compressão.

### **b) Quanto a influência da porosidade**

Como observado na figura 37, a porosidade é fator importante nos resultados de resistência a compressão. Neste caso, é clara a interação da mesma em relação aos diferentes teores de cimento adicionados e valores de resistência aos 28 dias. Conforme se aumentava a quantidade de cimento, menor era a porosidade, resultando em um ganho exponencial de resistência à compressão, sendo este

comportamento observado para as duas massas específicas aparentes secas analisadas. Isso se deve provavelmente a maior ligação entre as partículas, havendo uma maior cimentação.

### **c) Relação vazios/cimento**

Na correlação vazios/cimento é perceptível a importância do índice de vazios no resultado da resistência à compressão das amostras, ou seja, quanto menor for essa relação, maior será a resistência.

Contudo, o estudo aponta vantagens no emprego do cimento como agente estabilizante de solos com capacidade de suporte menores do que o solicitado.

## **5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Afim de dar prosseguimento a este trabalho, proporcionando melhor entendimento acerca do comportamento de solos estabilizados com cimento, sugere-se os seguintes tópicos de pesquisa:

- A verificação da resistência a compressão com ensaio triaxial drenado e não drenado para o mesmo solo e mesmos teores de cimento utilizados neste estudo;
- A verificação das propriedades mecânicas de misturas solo-cimento para tempos de cura menores e maiores que 28 dias;
- Utilização de outros agentes cimentantes para o mesmo tipo de solo;
- Avaliar o efeito da sucção matricial em relação a resistência à compressão das amostras a serem ensaiadas.

## REFERÊNCIAS

ABIKO, A. K. **Estabilização de solos com cimentos pozolânicos de cinza da casca de arroz e de resíduos cerâmicos**. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo, SP, Brasil. 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12253**. Solo cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12025**. Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457**. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459**. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180**. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181**. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7182**. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1988.

ARAÚJO, Arielton Fonteles. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do estado do ceará**. Programa de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza – CE. Brasil. 2009.

ALVES, A. K. **Análise de Distribuição de Tamanho de Partícula por Difração a Laser**. Aulas de Análise Instrumental. LACER, PPGEM – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

BENEVELLI, R. M. **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-RJ), p. 182. 2002.

CANCIAN, Max A. **Influência do teor de umidade, porosidade e do tempo de aplicação na mistura solo-cimento para pavimento rodoviário de um solo da Bacia do Paraná**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Londrina. Londrina, Paraná, 2013.

CASANOVA, F. J. **Revista Técnica: Alvenaria de Solo-Cimento**. A revista do Engenheiro Civil. Pini: 85. P 30-36, 2004.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Volume 1: fundamentos. 6.ed., rev. e ampl., [9. Impr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CONSOLI, Nilo; ROSA, Daniela A.; CRUZ, Rodrigo C.; DALLA ROSA, Amanda. **Water Content and Voids/Cement Ratio as Parameters Controlling Strength of Artificially Cemented Clays**. Ano 2011

CONSOLI, Nilo; KORF, Eduardo P.; STRACKE, Fernanda; JUNG, Jonatan G.; **Revista Luso-Brasileira de Geotecnia**. N°125, Julho de 2012. p. 87-94.

CORRÊA, Juliana F. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, BR-SC, 2008.

DALLA ROSA, Amanda. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio

Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2009.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

EMIC. **Equipamentos para Ensaios Mecânicos Destrutivos**. Disponível em: <[http://www.emic.com.br/fotos/produtos/files/pc200c\\_01\\_20150220154515.jpg](http://www.emic.com.br/fotos/produtos/files/pc200c_01_20150220154515.jpg)> Acesso em: 02 de novembro de 2015.

FEUERHARMEL, Marcos R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2000.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Editora da UFPR, 2001. 550p.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 1ª ed. São Paulo: PINI. 1998.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization: principles and practices**. Sydney: Butterworths, 1972.

MAURILIO, Liana Hoffmann. **Estabilização de um solo da formação Palermo com cimento e perma zyme para fins rodoviários**. Monografia. Universidade do Extremo Sul Catarinense, UNESC. 2009.

OLIVEIRA, Antonio M. dos Santos; DE BRITO, Sérgio N. Alves. **Geologia da Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROSA, Daniela Aliati. **Validação da relação vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples do caulim artificialmente cimentado**.

Monografia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre/RS, Brasil. 2010.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. **Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.127, n.10, 2001.

STRECK, Edemar Valdir et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2.ed. Porto Alegre: EMATER/RS, 2008. 222p.

WEBER, Rodrigo C. **Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica dos solos compactados**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia. Porto Alegre, BR-RS, 2013.