



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS

**COMPORTAMENTO E MELHORAMENTO DE SOLOS
COMPACTADOS PARA APLICAÇÃO EM OBRAS DE
ENGENHARIA CIVIL**

Caruaru, julho de 2016.

YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS

COMPORTAMENTO E MELHORAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS PARA APLICAÇÃO EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil / Geotecnia

Orientador(a): Prof(a). Dr(a). Analice França Lima Amorim

Caruaru, julho de 2016.

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4 - 1242

S237c Santos, Yago Ryan Pinheiro dos.
Comportamento e melhoramento de solos compactados para aplicação em obras de Engenharia Civil. / Yago Ryan Pinheiro dos Santos. – 2016.
78f. il. ; 30 cm.

Orientadora: Analice França Lima Amorim
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.

1. Solos - Compactação. 2. Cal (Engenharia Civil). 3. Geotecnia. 4. Resistência. I. Amorim, Analice França Lima (Orientadora). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2016-112)

YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS

COMPORTAMENTO E MELHORAMENTO DE SOLOS COMPACTADOS PARA APLICAÇÃO EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil / Geotecnia.

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o candidato YAGO RYAN PINHEIRO DOS SANTOS aprovado com NOTA ____.

Caruaru, 13 de Julho de 2016.

Prof.^a Dr(a). Analice França Lima Amorim

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientadora)

Prof.^a MsC. Shirley Minnell Ferreira de Oliveira

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora I)

Prof.^a Dr(a). Cecília Maria Mota Silva Lins

Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP (Avaliadora II)

Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

**“Dedico este trabalho aos meus pais,
às minhas irmãs e às minhas sobrinhas”.**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus, por me dar forças não somente para a conclusão deste trabalho, mas também para vencer todos os desafios superados ao longo do meu curso de graduação.

Aos meus pais, Kátia e Arnaldo, que, durante toda minha vida, sempre cuidaram de mim, me protegeram e nunca mediram esforços para me proporcionar tudo do bom e do melhor.

Às minhas irmãs, Kari Luna e Kathaline (Katha), por cuidarem de mim, pelo incentivo e pela força dada ao longo destes cinco anos de graduação.

Ao meu cunhado, Severino Carlos de Luna, por me incentivar e por me enriquecer através do seu conhecimento, experiência e competência no âmbito da engenharia civil.

À Professora Analice França Lima Amorim, minha orientadora, pessoa que sempre admirei por sua competência profissional, pela paciência, dedicação, incentivo e pelos conhecimentos transmitidos, tornando possível a conclusão deste trabalho.

Aos meus professores da graduação, que transmitiram seus conhecimentos para que eu pudesse concluir mais este ciclo.

Agradeço também aos meus amigos que adquiri ao longo desta jornada e a todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a conclusão de mais esta etapa da minha vida.

RESUMO

O melhoramento de solos consiste em um conjunto de técnicas utilizadas em obras de engenharia civil para solucionar os mais diversos problemas geotécnicos relacionados aos solos. O solo deve apresentar características que atendam às necessidades de diversos tipos de obras, como boa resistência e baixa deformabilidade, suportando os esforços a ele submetidos. Este trabalho tem como objetivo realizar o melhoramento de solos compactados com a adição de cal hidratada e de pó de pedra, avaliando o seu comportamento frente a estes materiais. Foram analisados alguns parâmetros através dos ensaios de compactação (Proctor Normal), resistência ao cisalhamento direto e resistência à compressão simples (este último realizado em tempos de cura de 24 horas e 14 dias). Para isto, foram feitas misturas de solo com adição de cal hidratada e misturas de solo com adição de pó de pedra, mantendo-se a umidade ótima obtida através dos ensaios de compactação de cada uma delas, sem a interferência de variações de temperatura. Observou-se que a massa específica aparente seca máxima diminuiu com a adição de cal ao solo, mantendo-se a umidade ótima para a adição de 5% e diminuindo esta umidade com a adição de 10% deste material. Em relação às misturas de solo com pó de pedra, houve a diminuição da massa específica aparente seca máxima para a adição de 5% e aumento desta massa específica com a adição de 10% do material; quanto à umidade ótima, esta diminuiu com a adição do material. Analisando a coesão, houve um aumento no valor deste parâmetro com a adição de cal e diminuição com a adição de pó de pedra. Quanto ao ângulo de atrito, somente a mistura de solo com adição de 5% de cal apresentou uma redução deste valor; as demais apresentaram o aumento deste parâmetro. Avaliando a resistência à compressão simples, a presença destes materiais no solo foi desfavorável para o incremento de sua resistência, isto após 24 horas de cura; contudo, dentre as adições analisadas, com exceção daquela de 10% de pó de pedra, apresentaram um ganho de resistência favorável para o solo estudado, ao ser ensaiado após 14 dias de cura.

Palavras-Chave: Melhoramento de solos; Cal hidratada; Pó de pedra; Resistência.

ABSTRACT

Soil improvement consists of techniques used to solve several geotechnical problems related to soils. Soil should meet the required characteristics needed for the various types of work, such as high strength, low deformability and bearing support. The objective of this study is to use admixtures such as hydrated lime and stone powder to improve the strength and durability of the compacted soil. Analyses were made based on the standard compaction test, direct shear test and unconfined compressive test (1 and 14 days curing time). Soil samples using the same optimum moisture content were admixture with different proportions of lime or stone powder in a controlled room temperature. Lime stabilization results indicate a reduction of the maximum dry density and it was observed the same optimum moisture when adding 5% lime by weight of the dry soil; and an optimum moisture reduction when adding 10% of lime. Stone powder stabilization results indicate a reduction of the maximum dry density when adding 5% stone powder by weight of dry soil and increase when adding 10% stone powder. Lime stabilization had increase the soil cohesion while the stone powder stabilization had decreased the soil cohesion. The friction angle was increased in almost all samples except for the 5% lime addition. All samples show a reduction of the unconfined compressive strength at one day (24 hours). However, except for the 10% stone powder sample, all had increased the unconfined compressive strength after 14 days.

Keywords: Soil improvement; hydrated lime; Stone powder; Strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Valores típicos para curva de compactação	19
Figura 2.2 - Solo de Formação Barreiras em Camaragibe-PE.....	24
Figura 2.3 - Mapa Geológico do Município de Camaragibe-PE	24
Figura 2.4 - Cal Hidratada CH-I.....	24
Figura 2.5 – Pó de pedra	26
Figura 2.6 - Curva Granulométrica do Pó de Pedra	27
Figura 3.1 - Corte da Face do Talude	28
Figura 3.2 - Vista geral da localização da área de extração das amostras de solo.....	29
Figura 3.3 - Extração do solo com auxílio de ferramentas manuais.....	29
Figura 3.4 - Ranhura do solo durante ensaio de limite de liquidez.....	33
Figura 3.5 - Determinação do Limite de Liquidez do Solo	34
Figura 3.6 - Amostra de solo e gabarito do ensaio de limite de plasticidade....	36
Figura 3.7 - Cápsulas de alumínio contendo amostras de solo do ensaio de limite de plasticidade	36
Figura 3.8 - Classificação do Solo segundo o SUCS	40
Figura 3.9 - Curva da Composição Granulométrica do Solo	43
Figura 3.10 – Classificação do solo de acordo com o diagrama Trilinear textural do Boreal os Public Roads	45
Figura 3.11 - Corpo de prova sendo retirado do extrator de amostras.....	47
Figura 3.12 - Amostras de solo para determinação de umidade	48
Figura 3.13 - Curva de Compactação do Solo	49
Figura 3.14 – Curvas de Compactação do Solo e Solo com Adições de Cal... 50	
Figura 3.15 - Curvas de Compactação do Solo e Solo com Adições de Pó de Pedra.....	51
Figura 3.16 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto em solos	53
Figura 3.17 - Extração do corpo de prova para ensaio de Cisalhamento Direto	54
Figura 3.18 - Corpo de Prova Confinado na Caixa de Cisalhamento.....	54
Figura 3.19 - Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto... ..	55
Figura 3.20 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo)	56

Figura 3.21 – Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 5% de Cal)	57
Figura 3.22 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 10% de Cal)	57
Figura 3.23 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 5% de Pó de Pedra)	58
Figura 3.24 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 10% de Pó de Pedra)	58
Figura 3.25 - Envoltória de Resistência (Solo)	59
Figura 3.26 – Envoltória de Resistência (Solo + 5% de Cal)	60
Figura 3.27 – Envoltória de Resistência (Solo + 10% de Cal)	60
Figura 3.28 – Envoltória de Resistência (Solo + 5% de Pó de Pedra)	61
Figura 3.29 – Envoltória de Resistência (Solo + 10% de Pó de Pedra)	62
Figura 3.30 - Acondicionamento dos corpos de prova com: (a) plástico filme e (b) papel alumínio	64
Figura 3.31 – Prensa Universal de 2.000 kN	64
Figura 3.32 - Corpo de prova centralizado na prensa universal	65
Figura 3.33 - Corpos de prova após ensaio de resistência à compressão simples	65
Figura 3.34 – Força Aplicada x Deslocamento (Tempo de Cura de 24 horas)	67
Figura 3.35 - Força Aplicada x Deslocamento (Tempo de Cura de 14 dias)	67
Figura 3.36 - RCS em função da adição de cal (%) e do tempo de cura	68
Figura 3.37 - RCS em função da adição de pó de pedra (%) e do tempo de cura	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Umidade Higroscópica do Solo	31
Tabela 3.2 - Umidade Natural do Solo.	32
Tabela 3.3 – Determinação do Limite de Liquidez do solo.....	33
Tabela 3.4 – Determinação do Limite de Plasticidade do solo	36
Tabela 3.5 – Composição Granulométrica do Solo (Sem Defloculante)	44
Tabela 3.6 – Composição Granulométrica do Solo (Com Defloculante).	48
Tabela 3.7 – Massa Específica Aparente seca e Umidade Ótima do Solo	49
Tabela 3.8 – Massa Específica Aparente Seca Máxima e Umidade Ótima do Solo e Solo com Adições de Cal.....	50
Tabela 3.9 – Massa Específica Aparente Seca Máxima e Umidade Ótima do Solo e Solo com Adições Pó de Pedra.	51
Tabela 3.10 – Parâmetros de Resistência (Solo).....	59
Tabela 3.11 - Parâmetros de Resistência (Solo + 5% de Cal)	60
Tabela 3.12 - Parâmetros de Resistência (Solo + 10% de Cal).	61
Tabela 3.13 – Parâmetros de Resistência (Solo + 5% de Pó de Pedra).	61
Tabela 3.14 - Parâmetros de Resistência (Solo + 10% de Pó de Pedra).....	62
Tabela 3.15 – RCS em função da adição de cal (%) e do tempo de cura.....	68
Tabela 3.16 - RCS em função da adição de pó de pedra (%) e do tempo de cura	69

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	14
INTRODUÇÃO	14
1.1 Considerações Iniciais.....	14
1.2 Objetivos	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivos Específicos	16
1.3 Estrutura do Trabalho.....	16
CAPÍTULO 2	17
REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 Compactação de Solos	17
2.2 Melhoramento de Solos.....	20
2.3 Materiais Utilizados	23
2.3.1 Solo	23
2.3.2 Cal Hidratada	25
2.3.3 Pó de Pedra	26
CAPÍTULO 3	28
ESTUDO EXPERIMENTAL - METODOLOGIA, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	28
3.1 Coleta das Amostras de Solo	28
3.2 Caracterização dos Solos.....	30
3.2.1 Umidade higroscópica e umidade natural do solo.....	30
3.2.2 Limites de Consistência.....	32
3.2.2.1 Limite de Liquidez.....	32
3.2.2.2 Limite de Plasticidade.....	35
3.2.3 Índice de Plasticidade.....	37

3.2.4 Índice de Consistência	38
3.2.5 Índice de Liquidez	38
3.2.6 Classificação de acordo com Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).....	39
3.2.7 Análise da Composição Granulométrica do solo.....	40
3.2.7.1 Peneiramento	42
3.2.7.2 Sedimentação	42
3.3 Ensaio de Compactação	46
3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto	52
3.5 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS)	64
CAPÍTULO 4	71
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	71
4.1 Conclusões.....	71
4.2 Sugestões para pesquisas futuras	73
REFERÊNCIAS.....	74

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O solo, devido à sua abundância, tem grande emprego na construção civil como material de construção ou de suporte para estruturas (Corrêa, 2008). Este deve apresentar certas propriedades físicas e químicas para conferir estabilidade e suportar os esforços e cargas a que será submetido e que, nem sempre, estas condições são atendidas na sua condição de campo (Ingles E Metcalf, 1972).

A compactação é um processo mecânico pelo qual se busca melhorar as características hidráulicas e mecânicas dos solos, reduzindo o seu índice de vazios. A redução desse índice de vazios durante o processo é realizada expulsando o ar que ocupa os poros. Contudo, a compactação nem sempre consegue eliminar o ar presente na sua totalidade, ficando parte dele ocluído no interior da massa de solo, ocasionando um estado de não saturação no material.

Assim, o principal objetivo da compactação é obter um solo capaz de manter um comportamento adequado por toda a vida útil da obra, apresentando características como boa resistência e baixa deformabilidade. As propriedades requeridas variam, dependendo da sua aplicação, mas valores adequados de resistência e compressibilidade estão entre os principais.

Ensaio laboratoriais de compactação surgiram da necessidade de controlar os resultados conseguidos durante os trabalhos de compactação em obra. O ensaio consiste na compactação de uma amostra de solo num molde, através da aplicação de diferentes energias de compactação que, segundo Pinto (2006), é definida como sendo a energia empregada por unidade de solo compactado, em um método dinâmico de compactação qualquer.

Bourdeaux (1982), segundo Komesu (2001), afirma que o controle de compactação não deve ser entendido apenas como uma determinação rotineira do grau de compactação e do desvio de umidade, e que é totalmente inapropriado o processo de liberação de camadas compactadas baseado na

determinação dos parâmetros de compactação e pela comparação dos valores obtidos com as faixas especificadas.

Dentro deste contexto, o controle de compactação do solo vem se tornando uma das etapas mais importantes no processo de construção de maciços compactados, seja para estruturas de estradas, barragens de terra ou aterros.

Segundo Dalla Rosa (2009), na engenharia, é comum deparar-se com situações onde o solo disponível para determinado emprego não é o mais viável. Desta maneira, a engenharia geotécnica visa encontrar formas mais econômicas de resolver os problemas de solos ineficientes em obras de fundações superficiais, pavimentação e barragens.

No que diz respeito à essas técnicas, Van Impe (1989) distingue três grupos, sendo o primeiro deles relacionados às técnicas de melhoramento temporárias que são limitadas ao período de construção; em seguida, técnicas de melhoramento permanente aplicadas para melhorar o solo natural sem a adição de quaisquer materiais e; por último, o melhoramento permanente com adição de materiais ao solo natural.

Muitos materiais vêm sendo estudados pela área de geotecnia para o melhoramento de solos. Os mesmos são melhorados através da adição de materiais com propriedades aglomerantes, como cimento Portland e cal, e/ou materiais pozolânicos, como cinza de casca de arroz ou microssílica.

Desta maneira, faz-se necessário realizar estudos experimentais visando conhecer melhor o comportamento geomecânico dos solos compactados com e sem adição de materiais, para que os mesmos possam ser aplicados em obras de engenharia. Assim, estudos relacionados com o comportamento hidráulico, tais como parâmetros de permeabilidade, não serão abordados nesta pesquisa.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar o melhoramento de solos compactados através de ensaios de laboratório com a finalidade de determinar os parâmetros de resistência de solos com adição de materiais com

propriedades aglomerantes e/ou materiais pozolânicos para aplicação em obras de engenharia civil.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar ensaios de caracterização e compactação do solo;
- Determinar misturas entre os materiais que serão utilizados para o melhoramento de solos;
- Realizar ensaios de resistência ao cisalhamento direto e à compressão simples para determinar parâmetros de resistência do solo compactado com os materiais de adição (cal hidratada e pó de pedra).
- Comparar os resultados obtidos e avaliar a viabilidade do melhoramento empregado para posterior aplicação em obras de engenharia civil.

1.3 Estrutura do Trabalho

A estrutura deste trabalho foi dividida em quatro capítulos, conforme descrito a seguir. Neste capítulo, foi apresentado a introdução, os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, é apresentado o referencial teórico a respeito da compactação de solos, descrevendo suas características; do melhoramento de solos destacando as principais técnicas já utilizadas e os materiais utilizados, que compreendem o solo, a cal e o pó de pedra.

No capítulo 3, apresenta-se o estudo experimental, que descreve a metodologia utilizada na realização dos ensaios, juntamente com os resultados e suas respectivas análises.

No capítulo 4, são descritas as principais conclusões obtidas neste trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REFERENCIAL TEÓRICO

O presente capítulo trata sobre o referencial teórico relacionado ao melhoramento de solos compactados, caracterizando o conceito de compactação de solos, mostrando as diversas formas de melhoramento já empregadas em estudos para aplicação em obras de engenharia civil, além de descrever os materiais que serão usados como forma de melhorar o desempenho dos solos compactados analisados neste trabalho.

2.1 Compactação de Solos

A compactação de um solo é a sua densificação por meio de equipamentos mecânicos, com o emprego geralmente de rolos compactadores, embora, em alguns casos, como em valetas, possam ser usados equipamentos manuais (Pinto, 2006).

A ausência de vazios no solo aumenta a sua resistência, pois quando estes são removidos do sistema, ocorre um maior contato entre os grãos. Quando o material encontra-se desta forma, é denominado solo compactado, e a técnica de compactação aumenta a densidade do solo, pois a mesma elimina os espaços ocupados pelo ar (Caputo, 2000).

Segundo Pinto (2006), um solo, quando transportado e depositado para a construção de um aterro, fica num estado relativamente fofo e heterogêneo e, portanto, além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamentos diferentes de local a local. Por isso, a compactação tem em vista esses dois aspectos: aumentar o contato entre os grãos e tornar o aterro mais homogêneo. O aumento da densidade ou da redução do índice de vazios é desejável não só por si, mas porque diversas propriedades do solo melhoram com isto.

Somente em 1933 o engenheiro norte-americano Proctor publicou seus estudos sobre o uso das técnicas de compactação em aterros, mostrando que, ao aplicar-se uma certa energia de compactação ao solo, a sua massa específica é função da umidade em que o solo estiver. Quando se compacta com umidade baixa, o atrito entre as partículas é muito alto e não se consegue

uma significativa redução de vazios. Para umidades mais elevadas, a água provoca um certo efeito de lubrificação entre as partículas, que deslizam entre si, acomodando-se num arranjo mais compacto (Pinto, 2006).

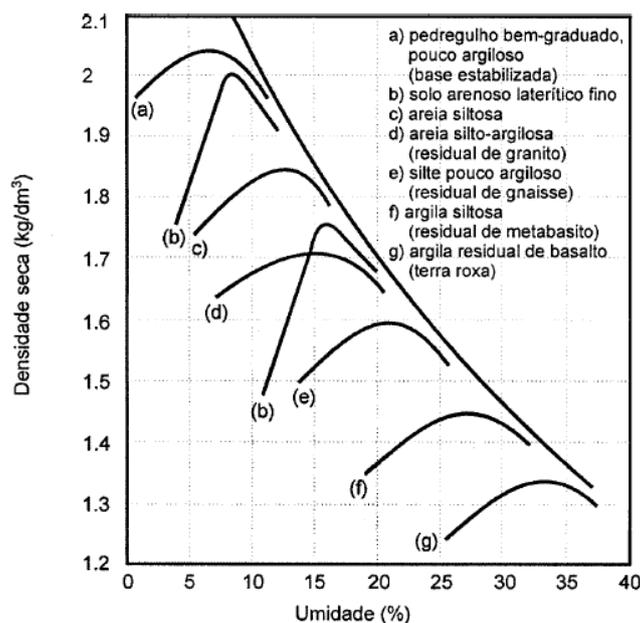
Segundo Fredlund (1997), os fatores como o teor de umidade de compactação, a energia de compactação e o método de compactação empregado devem ser controlados, pois solos compactados com teores de umidades iniciais diferentes e/ou densidades diferentes apresentam comportamentos diferenciados.

A compactação gera no solo deformações permanentes que modificam suas propriedades originais causando entre outros, efeitos como densificação do solo, aumento da resistência ao cisalhamento, redução da compressibilidade, redução da condutividade hidráulica e redução da erodibilidade; contudo, altera também a estrutura do solo e modifica a anisotropia de suas propriedades mecânicas (Morel, 1980 e Balmaceda, 1991).

Na compactação, as quantidades de partículas e de água permanecem constantes, sendo o aumento da densidade relacionada à eliminação de ar dos vazios, que é facilitada quando a umidade não é elevada, pois o ar encontra-se em forma de canalículos intercomunicados. A redução do atrito entre o ar e a água no sistema permitem uma densidade maior quando o teor de umidade é maior. A partir de um certo teor de umidade, o processo de compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios pois o grau de saturação já é elevado e o ar está ocluso. Há, então, para uma energia aplicada, um certo teor de umidade, denominado umidade ótima, que se relaciona com um peso específico seco máximo, ou a uma densidade seca máxima (Pinto, 2006).

Desta maneira, dos trabalhos de Proctor, surgiu o Ensaio de Compactação, conhecido mundialmente como Ensaio de Proctor, diferenciando-se pela energia de compactação aplicada (normal, intermediário, modificado). Deste ensaio, obtém-se a curva de compactação, contendo a umidade ótima do sistema relacionada com a densidade seca máxima, umidade esta localizada entre os ramos seco e úmido da curva. A Figura 2.1 mostra valores típicos para a curva de compactação para diferentes tipos de solos.

Figura 2.1 - Valores típicos para curva de compactação.



Fonte: PINTO (2006)

A compactação é empregada em diversas obras de engenharia, como os aterros, as camadas construtivas dos pavimentos, a construção de barragens de terra, preenchimento com terra do espaço atrás de muros de arrimo e preenchimento de inúmeras valetas que se abrem diariamente nas ruas da cidade (Pinto, 2006).

Ainda conforme Pinto (2006) a análise do comportamento dos solos compactados sob diferentes aspectos determina as condições de compactação a exigir de cada obra. Para aterros simples, em que não há possibilidade de rupturas de taludes e sobre as quais vão se construir edificações de pequeno porte, a densidade é o elemento mais importante a considerar, pois a mesma é responsável pela menor deformabilidade do aterro. Já no caso de barragens de terra, os diversos fatores devem ser considerados, pois esses fatores interferem em cada parte do projeto, dando maior importância à umidade de compactação caso vise a estabilidade dos taludes logo após a construção, ou considerar os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas caso a estabilidade seja a longo prazo ou a condição de rebaixamento do nível do reservatório forem objetos de atenção, por exemplo.

Bourdeaux (1982), segundo Komesu (2001), afirma que o controle de compactação não deve ser entendido como uma determinação rotineira do

grau de compactação e do desvio de umidade, e que é totalmente inapropriado o processo de liberação de camadas compactadas baseado na determinação dos parâmetros de compactação e pela comparação dos valores obtidos com as faixas especificadas.

Cada solo, ao ser compactado, apresenta características distintas. No caso de um solo arenoso com uma pequena proporção de argila, a energia de compactação é grande. Segundo Vargas (1978), para o mesmo esforço de compactação, atingem-se nos solos arenosos maiores valores de densidade seca máxima sob menores umidades ótimas, do que nos solos argilosos.

Cernica (1995) afirma que o comportamento e as características de siltes e argilas quando compactados, tem seu comportamento e suas características muito mais difíceis de serem estabelecidas em uma determinada categoria do que o comportamento e as características dos solos granulares. Afirma também que os solos granulares ganham resistência através da compactação e do subsequente aumento de densidade; já as argilas e os siltes em certas condições podem apresentar uma redução após um dado aumento de densidade.

Diante disto, realizar o controle de compactação do solo torna-se uma das etapas mais importantes no processo de construção de maciços compactados, seja para estruturas de estradas, barragens de terra ou aterros.

2.2 Melhoria de Solos

As técnicas de melhoria de solos constituem um grupo de procedimentos usados nas mais diversas obras da engenharia civil com o objetivo de solucionar os mais diversos problemas relacionados com os solos em geral. Tais técnicas, segundo Van Impe (1989), são distinguidas em grupos, sendo eles:

- Técnicas de melhoria temporárias: limitadas ao período de construção;
- Melhoria permanente: as técnicas são aplicadas para melhorar o solo natural sem a adição de quaisquer materiais;

- Melhoria permanente com adição de materiais ao solo natural.

Os solos que são utilizados como base para as obras de engenharia muitas vezes apresentam adversidades que impossibilitam o seu uso direto. Dentre os problemas, estão baixa resistência, grande índice de vazios, alta deformabilidade, entre outros. O melhoramento de solos torna-se uma solução cada vez mais atrativa do ponto de vista geotécnico, pois proporciona a chance de se trabalhar com o solo já existente no local da obra, poupando custos excessivos e danos ambientais.

O conhecimento da estrutura a ser implantada e o estudo do solo disponível são importantes para determinar o processo de melhoramento a ser empregado, assim como, a umidade em que o solo se encontra e o grau de compactação a ser atingido, tendo como objetivos a redução de futuros recalques, aumento da rigidez e da resistência do solo (Ingles e Metcalf, 1972).

Assim, estudos experimentais permitem avaliar o comportamento de solos melhorados visando a sua aplicação em obras de engenharia civil. Para isso, as propriedades geomecânicas dos solos são analisadas, compreendendo desde a determinação de índices físicos e composição granulométrica, até parâmetros de resistência. Diversas áreas da engenharia civil utilizam técnicas de melhoramento de solos para atender as necessidades das obras; entretanto, a área de estradas e transportes é a que mais utiliza tais técnicas, devido ao desenvolvimento de rodovias, portos e aeroportos nas grandes cidades. A mistura de agentes cimentantes e pozolânicos nos solos são muito utilizados na área de fundações, com o objetivo de melhorar suas propriedades mecânicas.

Segundo Guimarães (2002), a técnica de reforço de solos através da utilização de cal vem sendo objeto de pesquisas em vários países ao longo dos últimos anos. Resultados de ensaios de laboratório e de campo mostram que a inserção de determinados teores de cal em solos altera a rigidez, a resistência e o seu comportamento.

Corteletti (2013) estudou a estabilização de solos residuais com a adição de cal, nas porcentagens de 5, 7, 9 e 11%, realizando ensaios de caracterização e compressão simples com amostras coletadas no município de

Lajeado, no estado do Rio Grande do Sul, obtendo um aumento de resistência de forma linear com o aumento do teor de cal para o solo estudado.

Por outro lado, Cristelo (2001) mostra os benefícios alcançados com a adição de cal em porcentagens de 2, 6 e 10% em solo residual granítico, no que diz respeito à sensibilidade à água e aos ganhos de resistência mecânica, registrando-se aumentos de até 10 vezes do valor inicial de resistência do solo. Este autor também testou a mistura da cal juntamente com o cloreto de sódio, mostrando esta ser uma opção viável, permitindo a redução de custos sem haver a perda de qualidade em termos de resistência mecânica e suscetibilidade à ação da água.

Paula (2013) realizou o melhoramento em um solo siltoso orgânico com a adição de cimento Portland, microssílica e cinza de casca de arroz, fazendo diversas combinações de solo-pozolana-cimento variando-se a umidade, o tempo de cura e o teor de material estabilizante, obtendo ao final, melhores resistências em combinações com microssílica em relação a cinza de casca de arroz, ambos materiais pozolânicos, além de um expressivo aumento na resistência do material ao longo do tempo de cura estabelecido.

Como mostra Cruz (2004), a utilização de cimento como adição em solos tem por objetivo aumentar as resistências mecânicas dos solos e permitir obter uma maior durabilidade do mesmo, tendo suas propriedades influenciadas por diversos fatores, como por exemplo, o tipo de solo, a quantidade de aditivo, as condições de colocação em obra, o grau de mistura e o tempo de cura.

Cruz (2004) ainda utilizou em seu estudo aditivos em porcentagens diferentes afim de tornar mais efetivo o desempenho do cimento Portland nas características solo-cimento, mostrando a adequabilidade do solo e a alterabilidade das suas características, conferindo melhorias significativas e conduzindo economias significativas no consumo do cimento Portland, para um dado nível de exigência das resistências mecânicas e da durabilidade.

Oliveira *et al.* (2011) caracterizou geotecnicamente em laboratório resíduos da construção civil para a sua aplicação em obras de engenharia, reforçadas com diferentes teores de fibras de polipropileno, obtendo aumento dos parâmetros de resistência das amostras analisadas com o reforço, gerando

um compósito interessante para obras de melhoramento de solo, diminuindo assim os custos das intervenções de engenharia e contribuindo para uma destinação adequada aos resíduos.

A partir de ensaios de laboratório, Oliveira (2005) estudou o comportamento mecânico de misturas com combinações entre fosfogesso, cimento e cal destinados a construções de bases e sub-bases rodoviárias. Os ensaios mostraram que valores crescentes de tempo de cura e de teor de cal conduziram a maiores valores de resistência e de rigidez, além de que as misturas compostas por fosfogesso e cimento obtiveram valores superiores de resistência e rigidez se comparada com as misturas de fosfogesso e cal.

Já Boszczowski *et al.* (2010) realizou a mistura de poliuretano rígido com o solo, para aplicações em áreas com argilas moles, que apresentaram pouca capacidade de carga, alta deformabilidade e que dificultaram a execução de fundações. O melhoramento foi feito em laboratório e mostrou um expressivo ganho de resistência. Em testes feitos em campo, utilizou-se o gel poliuretano em fundações assentadas em solo mole, onde através de análises, os resultados foram bastante satisfatórios.

2.3 Materiais Utilizados

Os materiais descritos a seguir foram utilizados para realizar o presente estudo em questão.

2.3.1 Solo

O solo utilizado neste trabalho é proveniente da cidade de Camaragibe, um dos 14 municípios que fazem parte da região metropolitana do Recife-PE. Tal material foi extraído de uma área que apresenta uma unidade geológica classificada como Formação Barreiras.

Mabesoone (1987) afirma que a Formação Barreiras que está presente na faixa costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte representa um sistema de deposição fluvial de grande extensão, devido às suas características litológicas e do seu desenvolvimento sedimentológico. Essa formação, composta por sedimentos de granulometria variada, é caracterizada por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos

sub-horizontais, direcionadas levemente para o mar na forma de tabuleiros elevados de aproximadamente 50m. A Figura 2.2 mostra o solo de Formação Barreiras localizada no Bairro dos Estados no município de Camaragibe-PE.

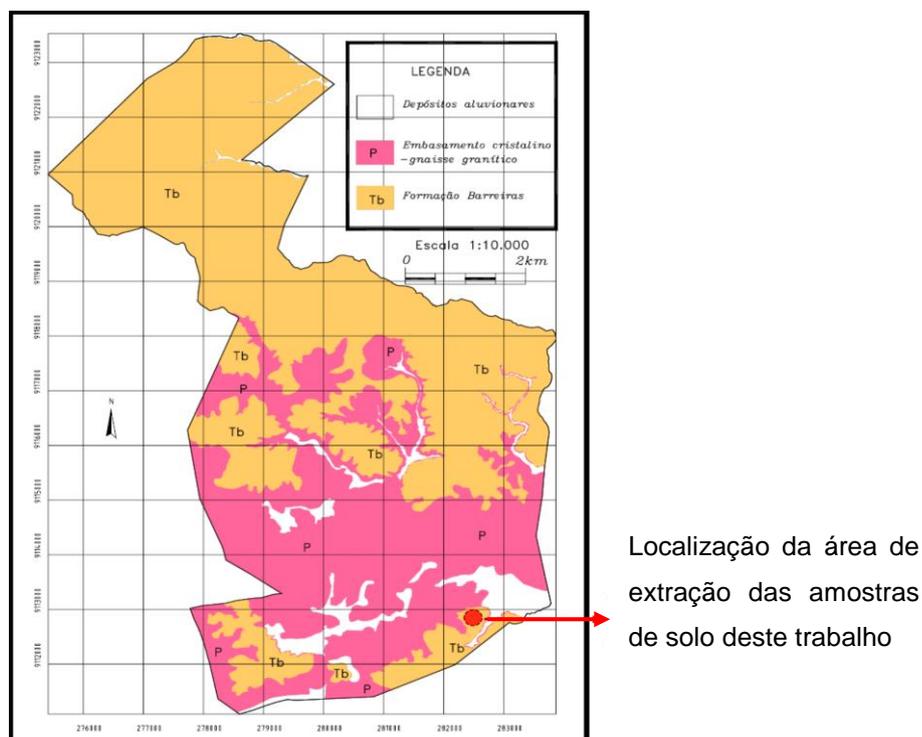
Figura 2.2 –Solo de Formação Barreiras em Camaragibe-PE.



FONTE: BANDEIRA (2003)

A Figura 2.3 apresenta, na escala 1:10.000, o mapa geológico do município de Camaragibe-PE, a partir dos dados fornecidos por Bandeira (2003), com a indicação da localização de onde foi retirada as amostras de solo estudadas. Pode-se, então, observar que o solo estudado foi retirado de uma área de Formação Barreiras.

Figura 2.3 - Mapa geológico do município de Camaragibe-PE.



FONTE: Modificado de BANDEIRA (2003)

2.3.2 Cal Hidratada

A cal hidratada é um pó seco obtido pela hidratação da cal virgem, constituída essencialmente de hidróxido de cálcio ou uma mistura de hidróxido de cálcio e hidróxido de magnésio, ou ainda hidróxido de cálcio, hidróxido de magnésio e óxido de magnésio (NBR 7175, 2003). Segundo a NBR 7175 (2003), a cal hidratada pode ser do tipo CH-I, CH-II e CH-III, variando quanto à sua composição química e quanto às suas características físicas.

Segundo Guimarães (2002), a cal é definida como sendo um aglomerante resultante da calcinação, em temperaturas próximas de 1000°C, das rochas carbonatadas constituídas predominantemente por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio. Estes processos resultam, respectivamente, na formação da cal virgem e da cal viva. Ainda como mostra Guimarães (2002), a cal hidratada é obtida através da hidratação adequada da cal virgem, a qual é mais utilizada no processo de estabilização do solo.

O melhoramento de solos com cal é uma técnica de construção que já está sendo usada há várias décadas. Dentre os efeitos da interação solo-cal, está a melhoria na textura e na durabilidade do sistema, o aumento da rigidez do solo e conseqüentemente o aumento de sua resistência quanto à deformação permanente (Klinsky, Faria e Leal, 2014).

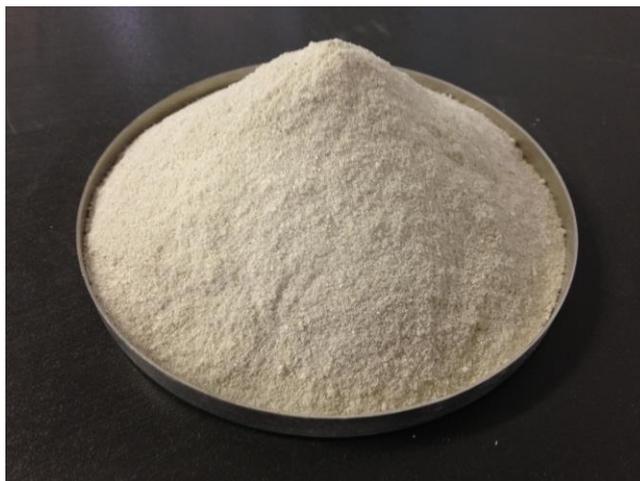
De acordo com Baptista (1976), a estabilização de solos com cal é um método que visa melhorar permanentemente as características do solo, aumentar a resistência à ação da água e incrementar a capacidade de suporte.

Segundo Locat *et al.* (1990), a estabilização com cal hidratada aumenta significativamente a coesão dos solos com o tempo de cura, o que reflete no incremento de resistência à compressão simples.

Christensen (1969) avaliou misturas de solo e cal envelhecidas por 24 horas e observou que esse tempo é desfavorável para o ganho de resistência do sistema, apresentando valores de resistência menores se comparados às amostras compactadas e ensaiadas após a mistura da cal hidratada e do solo.

A cal hidratada utilizada neste trabalho (Figura 2.4) é do tipo CH-I, da marca Zebucal, cujas especificações seguem, segundo o fabricante, as recomendações previstas pela NBR 7175/2003.

Figura 2.4 - Cal hidratada CH-I.



FONTE: Do Autor (2016)

2.3.3 Pó de Pedra

O pó de pedra, conhecido também como areia artificial, é um material proveniente do processo de britagem, que gera este resíduo em grande escala. Atualmente, este material vem sendo empregado em alguns ramos da engenharia, substituindo outros materiais.

Segundo Formigoni (2006), o reaproveitamento de resíduos é uma alternativa econômica e ecologicamente viável que proporciona um destino definitivo para os resíduos. Durante o beneficiamento das rochas naturais, 25% a 30% são transformados em pó, sendo que no Brasil, estima-se que sejam geradas 240.000 toneladas/ ano de resíduos destas rochas. Sem um direcionamento correto, este pó é depositado em locais totalmente inapropriados, gerando graves impactos ambientais. Os impactos ambientais são características marcantes do mundo industrializado. A substituição da areia natural pelo pó de pedra pode ser uma solução para alguns desses impactos. Nos países mais desenvolvidos, essa substituição iniciou-se nos anos setenta, uma década após a produção em série dos primeiros equipamentos especiais usados para britagem do material fino. Assim, viabilizou industrialmente a ideia de se produzir pó de pedra em escala comercial (Almeida e Sampaio, 2002).

O pó de pedra utilizado neste trabalho (Figura 2.5) é proveniente do resíduo do processo de britagem e foi adquirido em uma loja de materiais de construção localizada na cidade de Caruaru-PE.

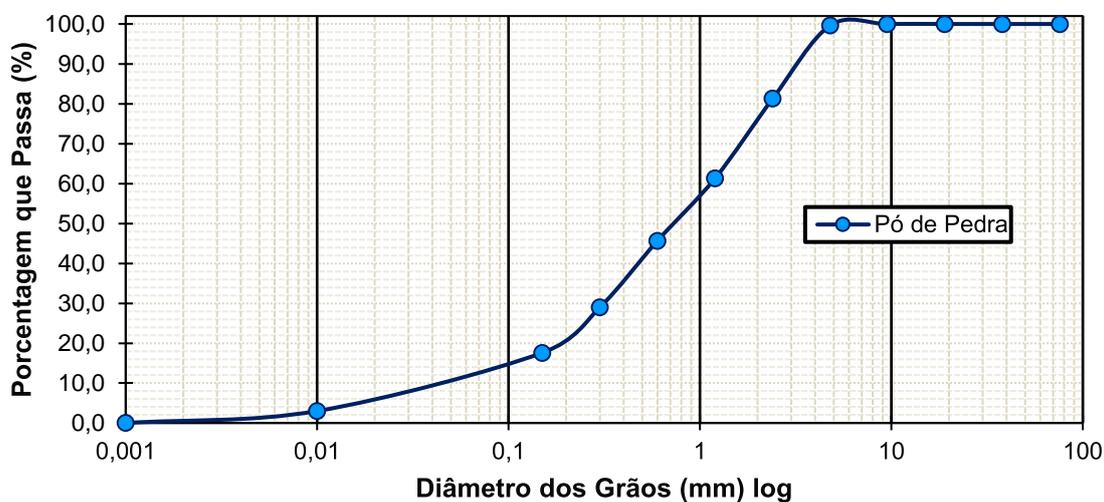
Figura 2.5 - Pó de pedra.



Fonte: Do Autor (2016)

A composição granulométrica deste material pode ser analisada na Figura 2.6 pela sua curva granulométrica determinada através da NBR 7217/1987 – Agregados – Determinação da composição granulométrica.

Figura 2.6 - Curva granulométrica do pó de pedra.



Fonte: Do Autor (2016)

O pó de pedra em questão apresenta dimensão máxima característica de 4,8 mm e módulo de finura igual à 2,65.

CAPÍTULO 3

ESTUDO EXPERIMENTAL – METODOLOGIA E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo descreve a metodologia empregada para a realização dos ensaios experimentais utilizados, com seus respectivos resultados e posterior análise.

3.1 Coleta das Amostras de Solo

As amostras de solo ensaiadas foram do tipo deformadas, coletadas da região superficial da parede de um talude localizado na Avenida Doutor Belmiro Correia, bairro Timbi, Camaragibe – PE, de coordenadas $8^{\circ} 1' 14.83''$ S e $34^{\circ} 58' 19.19''$ W, no dia 03 de outubro de 2015. Figura 3.1 apresenta a área de coleta da amostra de solo ensaiada.

Figura 3.1 – Área de coleta da amostra de solo ensaiada - corte da face do talude.



Fonte: Do Autor (2016)

O talude estava localizado em uma área de corte de barreira que serviria para a ampliação de um terreno para instalações de um supermercado. A

localização da área de onde foi extraído o solo pode ser vista na imagem de satélite da Figura 3.2.

Figura 3.2 - Vista geral da localização da área de extração das amostras de solo.



FONTE: Google Earth (2016)

Mediante escavação com o auxílio de ferramentas manuais (Figura 3.3), o solo foi extraído e acondicionado em sacos de náilon em quantidades suficientes para análise, sendo posteriormente vedados e transportados até o laboratório de geotecnia da UFPE-CAA, onde foram realizados os ensaios. Todos os cuidados foram tomados para que as amostras não sofressem nenhum tipo de contaminação de outros materiais.

Figura 3.3 – Extração do solo com auxílio de ferramentas manuais.



FONTE: Do Autor (2016)

3.2 Caracterização dos Solos

O solo foi caracterizado quanto ao seu teor de umidade higroscópica e umidade natural, limites de consistência (Limite de liquidez e limite de plasticidade) e composição granulométrica.

3.2.1 Umidade higroscópica e umidade natural do solo

A umidade higroscópica é definida como sendo o teor de umidade do solo após destorroamento e secagem prévia ao ar livre, não apresentando água livre ou capilar. Já a umidade natural pode ser descrita como sendo a umidade que um solo possui, na forma como ele se encontra na natureza no momento em que ele é coletado. Os principais equipamentos utilizados para a determinação destas umidades, conforme a NBR 6457/86 – Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, são:

- Estufa;
- Cápsulas de alumínio para evitar a perda de umidade das amostras;
- Balança.

Para a umidade higroscópica, após destorroamento e secagem prévia ao ar livre, coletou-se uma pequena quantidade de solo e, conhecendo o peso da cápsula, determinou-se na balança o peso do conjunto cápsula e solo úmido. Em seguida, a amostra foi levada para a estufa durante um período de 24h, de modo que houvesse a constância de massa, a uma temperatura entre 100°C e 105°C. Em seguida, pesou-se o conjunto cápsula e solo seco. A diferença de massa entre as pesagens é a massa de água que, dividindo-se pela massa de solo seco, que é a diferença entre o peso do conjunto e o peso da cápsula, após secagem, obteve-se a umidade higroscópica do solo em questão. Para a umidade natural, coletou-se certa quantidade de amostra de solo do tipo deformada retirada em campo, sendo adicionada imediatamente em uma cápsula de alumínio para pesagem em balança. Em seguida, o conjunto cápsula e solo úmido foi levado para a estufa durante um período de 24h, de modo que houvesse a constância de massa, a uma temperatura entre

100°C e 105°C. Em seguida, pesou-se o conjunto cápsula e solo seco. A diferença de peso foi determinado o peso da água que, dividindo-se pela massa de solo seco, que é a diferença entre o peso do conjunto e o peso da cápsula, após secagem, obteve-se a umidade natural do solo. A Equação 1 relaciona os valores obtidos do peso da água e peso do solo seco para a determinação dos teores de umidade supracitados.

$$h(\%) = \frac{P_a}{P_s} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

h (%) = Umidade do solo;

P_a = Peso da água, em gramas;

P_s = Peso do solo seco, em gramas.

Foi necessário a coleta de mais de uma amostra para a determinação destes valores, sendo o valor do teor de umidade adotado a média entre os valores de umidade obtidos. A Tabela 3.1 apresenta o procedimento para a determinação da umidade higroscópica das amostras de solo, com um valor final de 0,79%, obtido através da média dos valores dessas amostras.

Tabela 3.1 - Umidade higroscópica do solo.

Nº da Cápsula	Peso da Cápsula (g)	Peso Cápsula + Solo Úmido (g)	Peso Cápsula + Solo Seco (g)	Massa de Água (g)	Massa Solo Seco (g)	Umidade (%)
11	24,01	86,71	86,26	0,45	62,25	0,72
N1	23,50	92,06	91,48	0,58	67,98	0,85
Umidade Higroscópica do solo (%)						0,79

FONTE: Do Autor (2016)

De modo análogo, a umidade natural do solo foi determinada analisando-se duas amostras de solo, preparadas e ensaiadas conforme o procedimento previsto. A Tabela 3.2 apresenta um valor final de 17,85%, obtido através da média dos valores dessas amostras, caracterizando um solo seco.

Tabela 3.2 - Umidade Natural do Solo.

Nº da Cápsula	Peso da Cápsula (g)	Peso Cápsula + Solo Úmido (g)	Peso Cápsula + Solo Seco (g)	Peso da Água (g)	Peso Solo Seco (g)	Umidade (%)
1	14,00	83,20	72,80	10,40	58,80	17,69
2	12,24	78,99	68,80	10,19	56,56	18,02
Umidade Natural do solo (%)						17,85

FONTE: Do Autor (2016)

3.2.2 Limites de Consistência

Os solos podem apresentar diferentes tipos de consistência, dependendo da quantidade de água que eles possuam. Os limites de consistência, também conhecidos como limites de Atterberg, avaliam a consistência desses solos, que podem ser sólida, semi-sólida, plástica ou a de um fluido denso. Diferentes valores de teor de umidade separam um estado de consistência em relação ao outro.

Com isso, os limites de consistência são determinados de forma empírica, classificando os solos finos de acordo com sua superfície específica, sua atividade e sua estrutura. Dentre esses limites, estão o de liquidez e o de plasticidade.

3.2.2.1 Limite de Liquidez

O limite de liquidez é determinado como o menor teor de umidade com que a amostra de um solo pode ser capaz de fluir, o qual possui um teor de umidade tal qual separa o estado plástico do estado líquido.

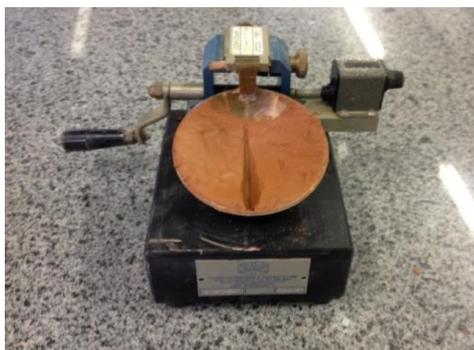
O ensaio, tendo como referências a NBR 6459/84 – Determinação do Limite de Liquidez, necessita dos seguintes equipamentos:

- Estufa;
- Bacia de porcelana com cerca de 120 mm de diâmetro;
- Espátula de metal flexível;
- Aparelho de Casagrande;
- Cinzel com dimensões e características padronizadas;

- Cápsulas de alumínio que evitem a perda de umidade das amostras;
- Balança para pesagem das amostras;
- Gabarito para verificação da altura de queda da concha em 1 cm;
- Esfera de aço com 8 mm de diâmetro.

Realizado previamente os ajustes no equipamento, colocou-se água destilada em pequenos incrementos na amostra de solo, amassando-a e revolvendo-a de forma contínua na bacia de porcelana com o auxílio da espátula, obtendo uma pasta homogênea, com consistência esperada. Em seguida, transferiu-se parte da mistura para a concha do aparelho de Casagrande, moldando-a de forma que a parte central tivesse aproximadamente uma espessura de 1 cm, evitando que ficassem bolhas de ar no interior dessa mistura. Com o cinzel, dividiu-se a massa de solo (na parte central) em duas partes iguais, formando uma ranhura, que pode ser observada na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Ranhura do solo durante ensaio de limite de liquidez.



FONTE: Do Autor (2016)

Com isso, foi realizada a série de golpes da concha contra a base do aparelho, deixando-a cair em queda livre, girando a manivela continuamente. Anotou-se o número de golpes de 52, 36, 34, 23 e 13 golpes necessários para que a ranhura tivesse suas bordas inferiores unidas ao longo de cerca de 13mm de comprimento. Em seguida, foi extraído uma pequena quantidade da mistura de solo junto das bordas para a determinação da umidade após cada seção de golpes citados. Transferiu-se o restante da massa para a bacia de porcelana, onde a mesma foi misturada com o restante do material com a adição de água destilada, para que houvesse a homogeneização das partes. Repetiu-se o procedimento num total de 5 vezes, de modo a obter os pontos do

ensaio. A Tabela 3.3 mostra os valores encontrados após a realização do ensaio de determinação do limite de liquidez (LL).

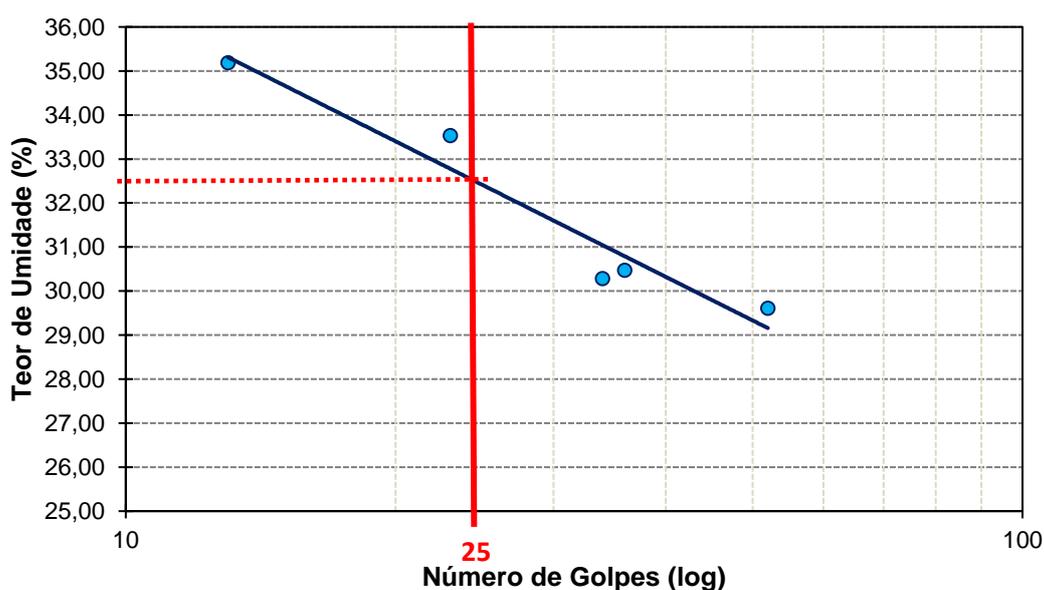
Tabela 3.3 – Determinação do Limite de Liquidez do solo.

Nº da Cápsula	20	22	19	23	L8
Número de Golpes	13	23	34	36	52
Peso da Cápsula (g)	6,49	5,98	6,21	6,71	15,08
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	19,4	19,16	19,03	20,71	42,09
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	16,04	15,85	16,05	17,44	35,92
Massa da Água (g)	3,36	3,31	2,98	3,27	6,17
Massa Solo Seco (g)	9,55	9,87	9,84	10,73	20,84
Umidade (%)	35,18	33,54	30,28	30,48	29,61
$h/(1,419-0,3\log(N))$ LLi	32,43	33,19	31,56	32,01	32,74
Limite de Liquidez (%)	32,39				

FONTE: Do Autor (2016)

Com os resultados obtidos, constrói-se o gráfico como mostra a Figura 3.5, relacionando o número de golpes (em escala logarítmica) com os teores de umidade (em escala aritmética) correspondentes, ajustando uma reta pelos pontos assim obtidos. O limite de liquidez do solo é o teor de umidade da reta correspondente a 25 golpes, expresso em porcentagem, com um valor de LL = 32,39%.

Figura 3.5 - Determinação do limite de liquidez do solo.



FONTE: Do Autor (2016)

3.2.2.2 Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é o teor de umidade em que o solo, estando do estado plástico, ao perder umidade, passa para o estado semi-sólido. Este limite relaciona o teor de umidade em que o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar com ele, um cilindro com dimensões de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento.

O procedimento de ensaio baseia-se na NBR 7180/84 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio, que utiliza os seguintes equipamentos:

- Estufa;
- Bacia de porcelana com cerca de 120 mm de diâmetro;
- Espátula de lâmina flexível;
- Cápsulas de alumínio para evitar a perda de umidade das amostras;
- Balança para pesagem de amostras;
- Peneira nº40 com abertura de 0,42 mm;
- Gabarito para verificação das dimensões do cilindro de solo, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento.

Com a amostra de solo já seca, destorroada e homogênea, colocou-se o material na bacia de porcelana, adicionando água destilada em pequenos incrementos, amassando-a e revolvendo-a continuamente com o auxílio da espátula, até se obter uma consistência plástica. Tomou-se uma pequena quantidade da amostra preparada para formar com os dedos uma pequena bola, que foi rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada com pressão suficiente para lhe dar forma cilíndrica com a palma da mão. Enquanto a amostra se fragmentava antes de atingir o diâmetro de 3 mm, a mesma retornava à bacia de porcelana e era misturada com água destilada, homogeneizando-a para que tivesse uma consistência mais plástica sendo possível assim a moldagem do cilindro. A partir do momento em que a moldagem do cilindro com as dimensões especificadas foi conseguida, o solo estava no estado plástico. Então, refez-se a esfera e repetiu-se a moldagem até que houvesse a fragmentação da amostra com dimensões próximas às do

gabarito (Figura 3.6). As partes fragmentadas foram, então, imediatamente transferidas para a cápsula de alumínio, onde foi determinada a umidade (Figura 3.7). Repetiu-se o processo de moldagem do cilindro por mais 4 vezes, obtendo assim, 5 teores de umidade, de modo que 3 destes valores diferissem de sua média menos que 5% do valor dessa média.

Figura 3.6 – Amostra de solo e gabarito do ensaio de limite de plasticidade.



FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.7 – Cápsulas de alumínio contendo amostras de solo do ensaio de limite de plasticidade.



FONTE: Do Autor (2016)

Então, o valor da média das umidades encontradas é o limite de plasticidade (LP), como mostra a Equação 2:

$$LP = \frac{\sum h}{n} \quad (2)$$

Onde:

LP = Limite de plasticidade;

h (%) = Umidade das amostras, em %;

n = Quantidade de amostras consideradas.

Quanto à determinação do limite de plasticidade (LP) do solo, das 5 amostras ensaiadas, uma delas apresentou valor muito superior aos 5% do valor da média; com isso, a mesma foi desconsiderada, obtendo-se o limite de plasticidade considerando as 4 amostras restantes, que estavam dentro dos limites de 5% em relação à média final. A Tabela 3.4 mostra os resultados encontrados durante a realização do ensaio, obtendo-se um valor de LP = 23,16%.

Tabela 3.4 – Determinação do limite de plasticidade do solo.

Nº da Cápsula	1	2	3	4	5
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	4,67	4,57	4,82	4,31	4,99
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	4,38	4,32	4,52	4,41	4,51
Peso da cápsula (g)	3,13	3,27	3,23	3,38	3,38
Massa da Água (g)	0,29	0,25	0,3	0,17	0,48
Massa Solo Seco (g)	1,25	1,05	1,29	0,76	1,13
Umidade (%)	23,2	23,81	23,26	22,37	42,48
Limite de Plasticidade (%)	23,16				

FONTE: Do Autor (2016)

3.2.3 Índice de Plasticidade

Encontrados os valores do limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL) do solo, é possível determinar o valor do índice de plasticidade do solo, através da Equação 3:

$$IP = LL - LP \quad (3)$$

Onde:

IP = Índice de plasticidade;

LL = Limite de liquidez;

LP = Limite de plasticidade.

Como $LL = 32,39\%$ e $LP = 23,16\%$, tem-se que o valor para o índice de plasticidade IP é:

$$IP = 32,39 - 23,16$$

$$IP = 9,23\%$$

Logo, de acordo com o valor encontrado do índice de plasticidade igual à $9,23\%$, o solo pode ser classificado, quanto à sua plasticidade, como medianamente plástico.

3.2.4 Índice de Consistência

Tendo os valores da umidade natural (h_n), limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) do solo, é possível determinar o valor do índice de consistência, por meio da Equação 4:

$$IC = \frac{LL - h_n}{IP} \quad (4)$$

Onde:

IC = Índice de Consistência;

LL = Limite de liquidez;

h_n = Umidade natural do solo;

IP = Índice de plasticidade do solo.

Como $LL = 32,39\%$, $h_n = 17,85\%$ e $IP = 9,23\%$, tem-se que o valor do índice de consistência é:

$$IC = \frac{32,39 - 17,85}{9,23} ;$$

$$IC = 1,58$$

Logo, de acordo com o valor encontrado do índice de consistência (IC) igual à $1,58$, o solo pode ser classificado, quanto à sua consistência, como duro.

3.2.5 Índice de Liquidez

Para a determinação do índice que permite inferir sobre a sensibilidade e sobre o pré-adensamento de solos argilosos, o índice de liquidez (IL) é determinado através da Equação 5, tendo em vista os valores de limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) e umidade natural do solo (h_n):

$$IL = \frac{hn - LP}{LL - LP} \quad (5)$$

Onde:

IL = Índice de liquidez do solo;

hn = Umidade natural do solo;

LP = Limite de plasticidade;

LL = Limite de liquidez.

Sendo $h_n = 17,85\%$, $LP = 23,16\%$ e $LL = 32,39\%$, o índice de liquidez (IL) é:

$$IL = \frac{17,35 - 23,16}{32,39 - 23,16}$$

$$IL = -0,62$$

Quando as argilas apresentam índice de liquidez maior que zero, ou seja, $IL > 0$, são classificadas como normalmente adensadas; já as argilas que apresentam índices de liquidez por volta de 0, são classificadas como pré-adensadas. Como o valor encontrado para o índice de liquidez (IL) foi de $IL = -0,62$, valor próximo a zero, segundo esta classificação, o solo em questão é considerado argiloso pré-adensado.

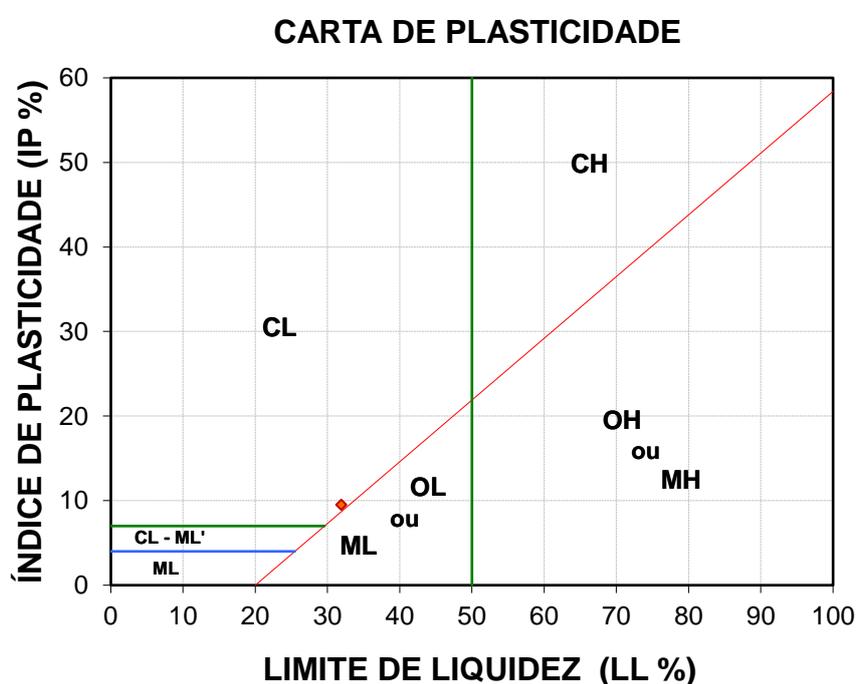
3.2.6 Classificação de acordo com Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

Segundo Casagrande (1948), o comportamento dos solos finos está relacionado diretamente com a sua plasticidade. Tais solos são classificados como argila e silte, cuja forma de classificação baseia-se no limite de plasticidade e limite de liquidez do solo, constituindo a carta de plasticidade de

Casagrande. Os solos finos em questão são agrupados nesta carta de plasticidade em vários subgrupos, dependendo das suas características de plasticidade. A Figura 3.8 apresenta a carta de plasticidade proposta por Casagrande, juntamente com classificação do solo deste trabalho.

Analisando a carta de plasticidade, é possível classificar a amostra de solo ensaiada como uma argila inorgânica de mediana plasticidade (CL).

Figura 3.8 - Classificação dosolo segundo o SUCS.



FONTE: Modificado de Casagrande (1948)

3.2.7 Análise da Composição Granulométrica do Solo

O estudo de análise da composição granulométrica de um solo consiste na verificação da distribuição das suas partículas, determinando assim a porcentagem de grãos de cada dimensão dentro do total analisado. O solo estudado em questão possui uma grande fração de material fino; logo, faz-se necessário realizar, além do ensaio de determinação de composição granulométrica por peneiramento, o processo de sedimentação.

A sedimentação baseia-se na Lei de Stokes, que relaciona o tamanho das partículas com a velocidade com que elas sedimentam em meio líquido, apresentando maiores velocidades aquelas cuja dimensão é maior. Além disso, analisou-se a variação de densidade de suspensão das partículas de solo no decorrer do processo de sedimentação.

Com os resultados obtidos através do ensaio de peneiramento e de sedimentação, é possível construir o gráfico da composição granulométrica, dispondo-se em abscissas os diâmetros das partículas em escala logarítmica, e em ordenadas as porcentagens das partículas menores do que os diâmetros considerados, em escala aritmética.

Para a determinação da composição granulométrica do solo, utilizou-se os procedimentos estabelecidos pela NBR 7181/84 – Solo – Análise Granulométrica. Os principais instrumentos utilizados para o ensaio foram:

- Estufa;
- Balança para pesagem das amostras;
- Recipientes para esfriamento das amostras e que não permitam absorção de umidade;
- Agitador mecânico de peneiras;
- Cápsulas de alumínio
- Escova de cerdas metálicas;
- Peneiras de abertura de 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8, 2,0 mm (peneiramento grosso), 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm (peneiramento fino), conforme a NBR 5734 - Peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos.
- Densímetro de bulbo simétrico;

- Balanças para pesagem das amostras;
- Dispensor elétrico;
- Proveta de vidro de 450mm de altura e 65mm de diâmetro, com traço de referência indicando 1000ml a 20°C;
- Termômetro graduado em 0,1°C; de 0 a 50°C;
- Cronômetro;

- Becker de vidro com capacidade de 250ml;
- Proveta de vidro com capacidade de 250ml;
- Defloculante hexametáfosfato de sódio;
- Bandejas.

3.2.7.1 Peneiramento

Inicialmente, após o quarteamento, coletou-se a amostra de solo com secagem prévia e este material foi passado na peneira de 2,0 mm, retendo somente os grãos maiores que a abertura da malha. Em seguida, foi retirado da massa passante pela peneira uma pequena quantidade de solo para a determinação da umidade e assim determinar o fator de correção de umidade. Para a etapa do peneiramento do material grosso, lavou-se previamente a parte retida na peneira de 2,0 mm para retirar o material fino aderente aos grãos maiores, secando posteriormente em estufa a 105°C – 110°C até a constância de massa. Com o agitador mecânico, passou-se o material na série de peneiras de peneiramento grosso mencionada anteriormente e foram registradas as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Com a fração fina de solo, tomou-se cerca de 10% do material passado na peneira de 2,0 mm, pesando-o e lavando-o na peneira de 0,075 mm com água potável à baixa pressão. Por fim, o material foi seco em estufa à temperatura de 105°C – 110°C até a constância de massa e, utilizando o agitador mecânico, passou-se na série de peneiras finas, anotando as massas retidas acumuladas em cada peneira.

3.2.6.2 Sedimentação

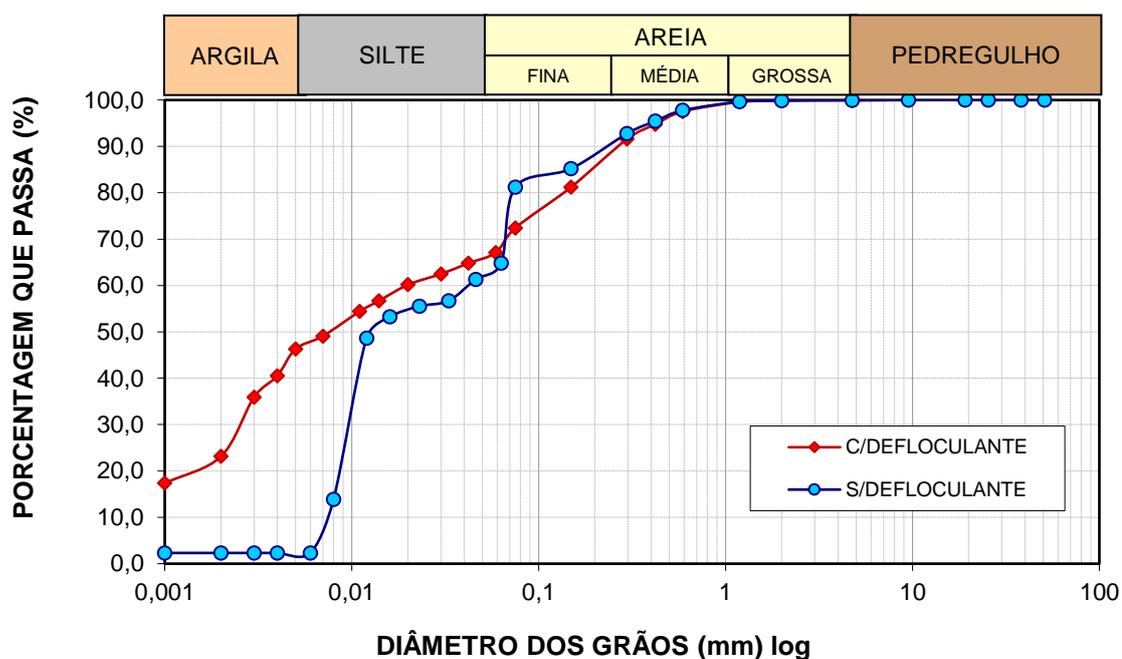
Para a determinação da sedimentação do material argiloso, tomou-se uma certa quantidade de solo que passou pela peneira de 2,0 mm e em seguida a amostra foi colocada em banho de 6 a 24 horas, com e sem o defloculante, que é uma solução de hexametáfosfato de sódio. Agitou-se então, a mistura no dispersor elétrico por um período de 5 a 15 minutos, transferindo posteriormente o material para uma proveta graduada, completando com água

destilada até 1000 ml e realizando o balanceamento. Com isso, efetuou-se leituras do densímetro nos instantes de 30s, 1, 2, 3, 4, 8, 15, 30min, 1, 2, 3, 4, 8 e 25h.

Após ser realizada a última leitura, verteu-se o material da proveta na peneira de 0,075 mm, removendo com água todo o material aderido às paredes e efetuando a lavagem do material na peneira mencionada, empregando-se água potável à baixa pressão.

Após os procedimentos descritos nos ensaios de composição granulométrica por peneiramento e sedimentação, determinou-se, como mostra a Figura 3.9, a curva com a composição granulométrica das amostras de solo ensaiadas sem defloculante e com defloculante.

Figura 3.9 - Curva da composição granulométrica do solo.



FONTE: Do Autor (2016)

Com a curva granulométrica do solo, é possível determinar o coeficiente de uniformidade C_u e o coeficiente de curvatura C_c , através das Equações 6 e 7, respectivamente:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (6)$$

Onde:

C_u = Coeficiente de Uniformidade;

D_{10} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 10%;

D_{60} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 60%.

e,

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (7)$$

Onde:

C_c = Coeficiente de Curvatura;

D_{10} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 10%;

D_{30} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 30%;

D_{60} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 60%.

Com um valor de coeficiente de uniformidade C_u obtido de 5,60, o solo é classificado como medianamente uniforme; já quanto ao grau de curvatura, com um coeficiente C_c igual à 0,29, valor este menor que 1, a amostra ensaiada corresponde à um solo mal graduado.

A Tabela 3.5 descreve os resultados obtidos da composição granulométrica sem o uso do defloculante durante o processo de sedimentação:

Tabela 3.5 - Composição granulométrica do solo (sem defloculante).

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO (%) (SEM DEFLOCULANTE)				
PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	<2μ
0	39	59	2	2

FONTE: Do Autor (2016)

É possível observar que, sem o uso do defloculante, o solo em questão apresenta quantidades maiores de silte (59%), seguidas de areia (39%), argila (2%), material <2 μ (2%) e ausência de pedregulho (0%) em sua composição.

Já com o uso do defloculante no processo de sedimentação, o solo apresenta as seguintes quantidades de materiais, descritos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Composição granulométrica do solo (com defloculante).

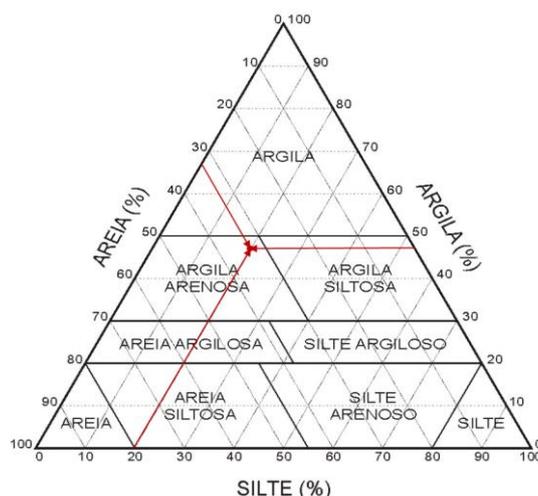
COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%) (COM DEFLOCULANTE)				
PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 μ
0	33	20	47	23

FONTE: Do Autor (2016)

Nesta análise, o solo apresenta maiores quantidades de argila (47%), seguidas de areia (33%), material <2 μ (23%), silte (20%) e ausência de pedregulho (0%) em sua composição. Houve uma diferença nas quantidades de materiais presentes nas amostras ensaiadas devido à influência do defloculante. A amostra analisada sem defloculante apresentou maiores porcentagens de silte, enquanto que a amostra com defloculante apresentou em sua composição, maiores porcentagens de argila e diminuição na porcentagem de areia. Segundo Ferreira (1995) e Fucale (2000), a ausência de defloculante não permite a dispersão da argila, ficando em flocos dentro do sistema. Por isso, este material apresenta-se em poucas quantidades quando ensaiado sem defloculante, mas com a presença dele, mostra-se mais presente na amostra.

Por apresentar uma textura fina, o solo pode ser classificado de acordo com o diagrama *Trilinear Textural do Boreau of Public Roads*, como mostra a Figura 3.10, usando os resultados obtidos pelo ensaio com o uso do defloculante.

Figura 3.10 - Classificação do solo de acordo com o diagrama *Trilinear Textural do Boreau of Public Roads*.



Fonte: Modificado de Bastos (2015)

Assim, de acordo com o diagrama, a amostra ensaiada pode ser classificada como uma argila arenosa.

3.3 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação de solos do tipo Proctor Normal, preconizado pela NBR 7182/86 – Ensaio Normal de Compactação consiste em aplicar uma energia ao solo através de impactos sucessivos de um soquete, para a obtenção da curva de compactação contendo a sua massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima do sistema. Essa energia é denominada energia de compactação, definida pela equação 8:

$$EC = \frac{M.H.Ng.Nc}{V} \quad (8)$$

Onde:

EC = Energia de compactação;

M = Massa do soquete;

H = Altura de queda do soquete;

Ng = Número de golpes por camada;

Nc = Número de camadas;

V = Volume de solo compactado.

Os principais equipamentos utilizados neste ensaio são:

- Almofariz e mão com borracha;
- Peneira nº4, com abertura de 4,8 mm;
- Balança;
- Soquete cilíndrico de 2,50kg;
- Molde cilíndrico de 1000cm³, contendo base e colarinho;
- Régua biselada e espátula;
- Cápsulas para determinação do teor de umidade das amostras;
- Estufa.

O ensaio em questão utilizou a amostra de solo do tipo deformada, estando ela seca ao ar, destorroada, até que não houvesse torrões com dimensões superiores a 4,8mm. Com o auxílio da peneira nº4 (4,8mm), peneirou-se o solo.

Foi adicionado inicialmente 8% água em relação à massa de solo, até que o material obtivesse uma certa consistência, atentando para a homogeneização da amostra. Em seguida, compactou-se a amostra no molde cilíndrico em três camadas iguais, cobrindo aproximadamente um terço do volume do molde com o solo, aplicando-se exatamente 26 golpes distribuídos uniformemente em cada uma dessas camadas com o soquete cilíndrico de 2,5 kg a uma altura de queda de 30,5 cm.

Removeu-se posteriormente a base e o colarinho, aplainou-se a superfície superior à altura do molde com o auxílio da régua biselada e pesou-se o conjunto solo úmido compactado e cilindro. Retirou-se o solo úmido compactado do cilindro com a ajuda de um extrator de amostra (Figura 3.11), cortou-se ao meio o material homogêneo para ser coletada uma pequena quantidade de solo para a determinação da umidade (Figura 3.12). Em seguida, o material que foi compactado foi desmanchado até que ele passasse novamente pela peneira nº4 (4,8mm), misturando-se com o material restante. Repetiu-se o procedimento por mais quatro vezes, adicionando água em incrementos de 4%, 8%, 4%, 4% em relação à massa de solo, afim de se tornar possível a moldagem do corpo de prova. O mesmo foi feito para a compactação das amostras de solo com adições de 5% e 10% de cal e 5% e 10% de pó de pedra, apresentando, ao longo da execução do ensaio de cada mistura, aspectos semelhantes de textura e trabalhabilidade.

Figura 3.11 - Corpo de prova sendo retirado do extrator de amostras.



FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.12 - Amostras de solo para determinação de umidade.



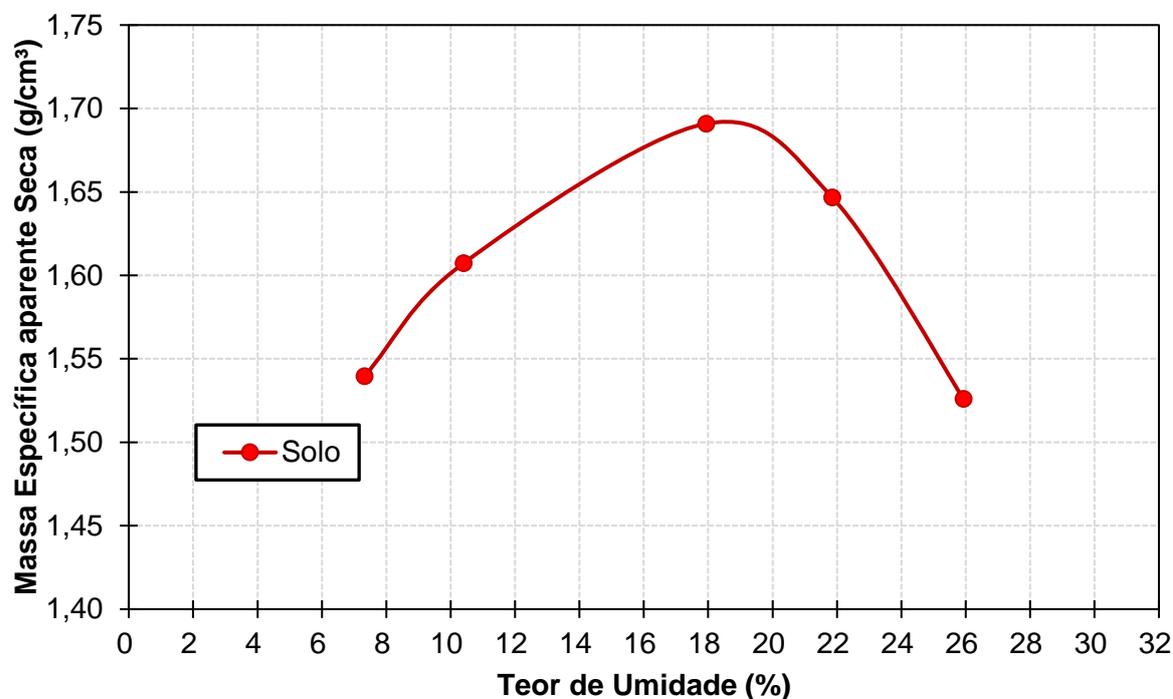
FONTE: Do Autor (2016)

Com os dados obtidos, desenhou-se a curva de compactação, que consiste em representar a massa específica aparente seca em função da umidade, associando uma reta aos pontos ascendentes do ramo seco, outra aos pontos descendentes do ramo úmido que se unem por meio de uma curva parabólica. Com isso, o ponto máximo dessa curva representa a massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$), à qual corresponde uma umidade ótima.

Ao ser realizado o ensaio de compactação do solo utilizando a energia normal de compactação, foi determinada sua massa específica aparente seca máxima, com sua respectiva umidade ótima. A Figura 3.13 mostra a curva de

compactação da amostra de solo, seguida com os valores da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima mostrada na Tabela 3.7.

Figura 3.13 - Curva de compactação do solo.



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.7 - Massa específica aparente seca e umidade ótima do solo.

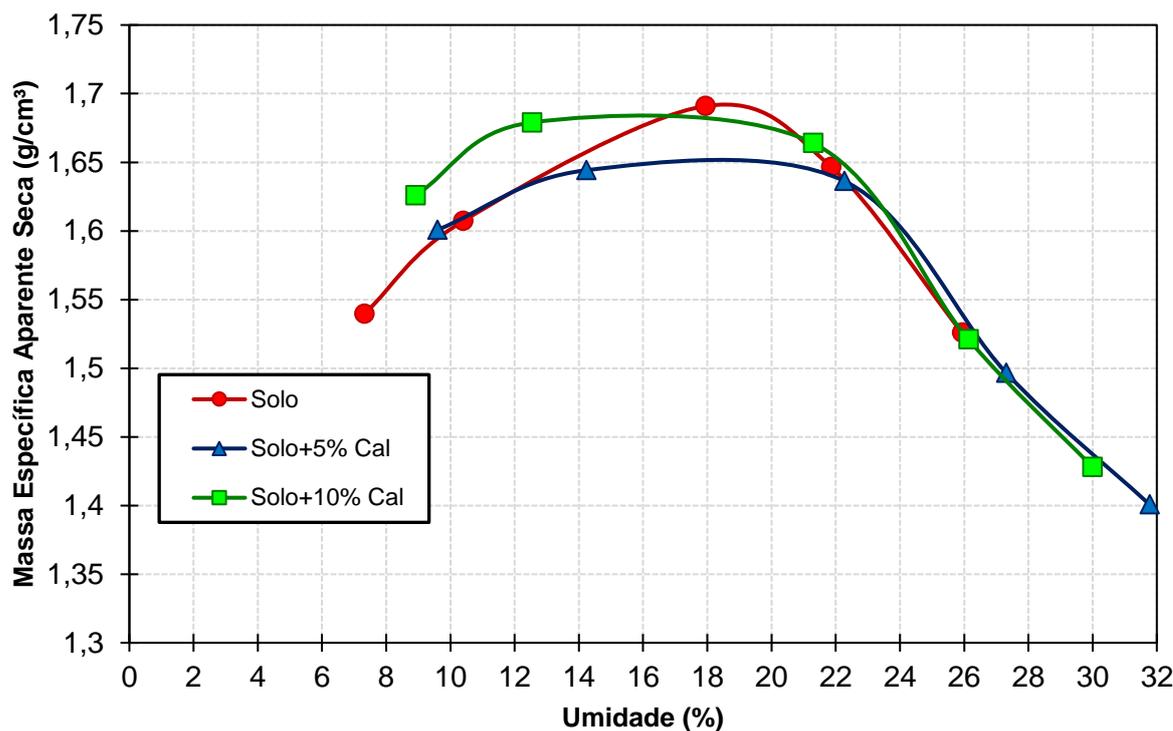
Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	1,69
Umidade Ótima (%)	19

FONTE: Do Autor (2016)

Tem-se, então, para o solo compactado, uma massa específica aparente seca máxima com valor de 1,69 g/cm³ e umidade ótima de 19%.

As curvas de compactação do solo com adições de 5% e 10% de cal podem ser analisadas na Figura 3.14, seguida da Tabela 3.8, que compara os valores da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo com os valores da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo com as adições de cal citadas.

Figura 1.14 - Curvas de Compactação do Solo e Solo com Adições de Cal.



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.8 - Massa Específica Aparente Seca Máxima e Umidade Ótima do Solo e Solo com Adições de Cal.

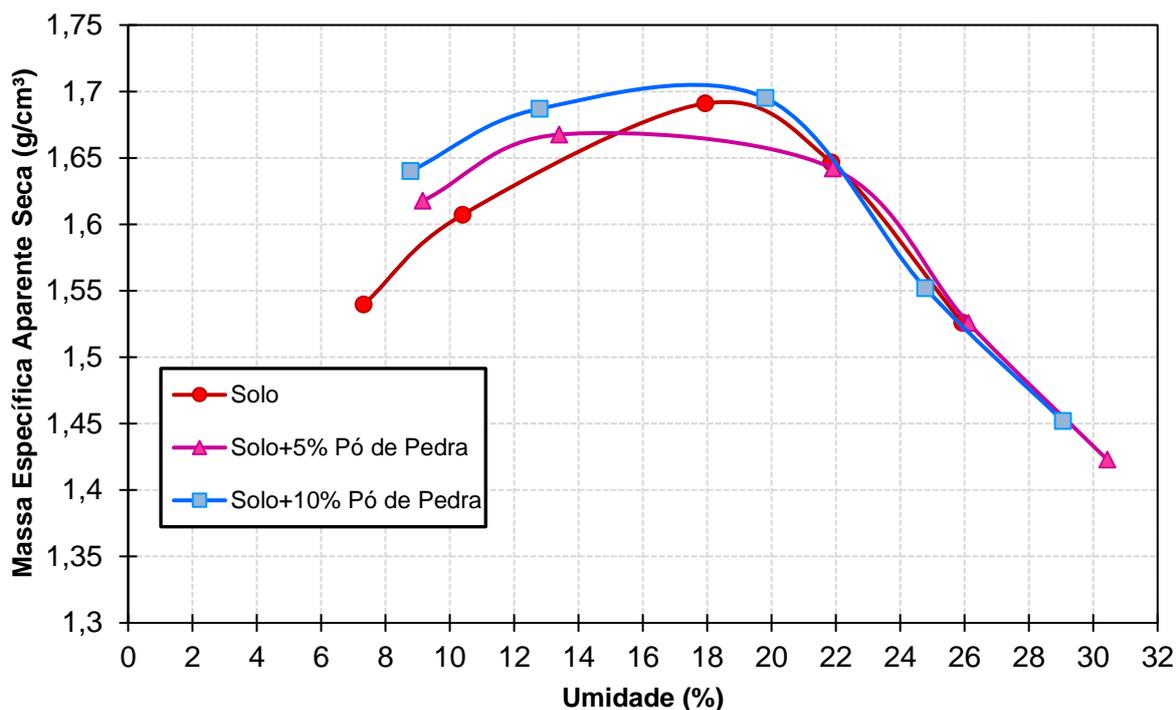
Adição de Cal CH-I	0%	5%	10%
Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	1,69	1,65	1,68
Umidade Ótima (%)	19	19	16

FONTE: Do Autor (2016)

Analisando os resultados obtidos com as adições de Cal, pode-se observar que houve uma pequena diminuição nos valores da massa específica aparente seca máxima, sendo esta redução maior com a adição de 5% de Cal (1,65 g/cm³) e menor com a adição de 10% de cal (1,68 g/cm³), em relação ao solo sem adições. Já em relação à umidade ótima, houve manutenção do valor com a adição de 5% de cal (19%) e diminuição do valor com a adição de 10% de cal (16%), em relação ao solo sem adições. Pode-se constatar que, à medida em que é adicionada maiores quantidades de cal junto à amostra de solo analisada, é necessária menor quantidade de água para que se atinja a massa específica aparente seca máxima do sistema.

As curvas de compactação do solo com adições de 5% e 10% de pó de pedra podem ser analisadas na Figura 3.15, seguida da Tabela 3.9, que compara os valores da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo com os valores da massa específica aparente máxima e umidade ótima do solo com as adições de pó de pedra citadas.

Figura 3.15 - Curvas de compactação do solo e solo com adições de pó de pedra.



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.9 - Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo e solo com adições pó de pedra.

Adição de Pó de Pedra	0%	5%	10%
Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	1,69	1,67	1,72
Umidade Ótima (%)	19	15	18

FONTE: Do Autor (2016)

Analisando os resultados obtidos com as adições de pó de pedra, pode-se observar que houve uma pequena diminuição no valor da massa específica aparente seca máxima com a adição de 5% de pó de pedra (1,67 g/cm³) e um aumento no valor da massa específica aparente seca máxima com a adição de 10% de pó de pedra (1,72 g/cm³), em relação ao solo sem adições. Já em

relação à umidade ótima, houve diminuição do valor com a adição de 5% de pó de pedra (15%) e com a adição de 10% de pó de pedra (18%), apresentando, o primeiro, uma queda maior no valor da umidade ótima em relação ao da segunda adição. Pode-se afirmar que é necessária menor quantidade de água para que, a amostra de solo junto ao pó de pedra, atinja a massa específica aparente seca máxima do sistema.

Dentre todas as adições analisadas, aquela que apresentou menor e maior umidade ótima foram, respectivamente, a mistura de solo e 5% de pó de pedra (15%) e a mistura de solo e 5% de Cal (19%); já a menor e maior massa específica aparente seca máxima foram, respectivamente, as da mistura de solo e 5% de cal ($1,65 \text{ g/cm}^3$) e da mistura de solo e 10% de pó de pedra ($1,72 \text{ g/cm}^3$).

3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto de solos consiste em um aparato que promove o deslizamento da metade do corpo de prova do solo analisado em relação à outra parte, obtendo-se assim, para cada tensão normal aplicada à essa superfície de deslizamento, o valor da tensão cisalhante que é necessária para haver a deformação do corpo de prova até a sua ruptura. Este tipo de ensaio é empregado afim de se obter os pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, determinando os valores dos parâmetros típicos de resistência, a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ).

O ensaio foi realizado através do equipamento da Figura 3.16, cujos componentes são:

- Caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas;
- Pedras porosas de topo e base e quepe para realizar a transmissão de carga;
- Molde do corpo de prova;
- Anel de carga ou célula de carga elétrica;
- Prensa equipada com motor e sistema de transmissão de carga (pendural);
- Transdutores elétricos de deslocamento ou extensômetros mecânicos.

Figura 3.16 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto em solos.



Fonte: Do Autor (2016)

Inicialmente, preparou-se corpos de prova obtidos através do ensaio de proctor normal com as seguintes composições: solo, solo + 5% de cal, solo + 5% de pó de pedra; solo + 10% de cal e solo + 10% de pó de pedra. Tais misturas foram compactadas com suas respectivas umidades ótimas, também obtidas através do ensaio de proctor normal. Feito isso, os corpos de prova foram envoltos em plástico filme e papel alumínio, colocados em uma caixa de isopor onde permaneceram por um período de 24 horas, tendo o cuidado para que não houvesse a perda de umidade das amostras. Porque qualquer variação de umidade poderia afetar nos resultados de resistência das amostras analisadas, aumentando tais parâmetros. O objetivo era analisar os parâmetros de resistência das amostras com adição de cal e pó de pedra sem interferência na variação da umidade.

Após o período de 24h, foram preparados os corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto, extraídos (Figura 3.17) a partir dos corpos de prova anteriormente moldados através do ensaio de compactação, com dimensões de 50,8 x 50,8 mm e altura de 40 mm. Para cada amostra analisada, foram extraídos 3 corpos de prova, um para cada valor de tensão vertical analisada: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Figura 3.17 – Extração do corpo de prova para ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Do Autor (2016)

Em seguida, foi recolhido parte do material não utilizado para a determinação da umidade e pesou-se o conjunto solo e molde. Transferiu-se o corpo de prova do molde para a caixa de cisalhamento (Figura 3.18), rapidamente, para evitar a perda de umidade, de modo que o corpo de prova ficasse exatamente no meio, confinado entre as partes superior e inferior da caixa. Em seguida, a caixa de cisalhamento foi instalada na prensa de cisalhamento.

Figura 3.18 – Corpo de prova confinado na caixa de cisalhamento.

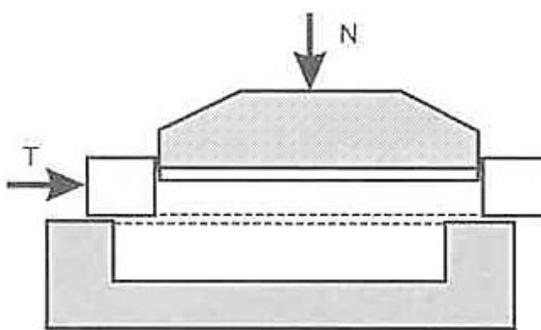


FONTE: Do Autor (2016)

O corpo de prova do solo recebeu uma força vertical inicial N . Em seguida, uma força tangencial T foi aplicada ao anel que provocou o seu deslocamento, como mostra a Figura 3.19.

É necessário também que haja espaçadores entre as partes superior e inferior da caixa de cisalhamento. Esses espaçadores são, na verdade, parafusos que são selecionados conforme a dimensão do maior grão do solo ensaiado e de sua compactidade, sendo o mesmo superior à dimensão desse maior grão, impedindo que ele fique detido entre as partes da caixa. Geralmente, é comum utilizar parafusos que espaçam essas partes em aproximadamente 1mm.

Figura 3.19 - Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.



FONTE: PINTO (2006)

Após a instalação da caixa de cisalhamento, aplicou-se a tensão vertical de 50 kPa, esperou-se 30 minutos para o adensamento da amostra até a sua estabilização, realizando, em seguida, o cisalhamento da mesma. Durante o período de adensamento verificou-se deformações constantes, garantindo que o adensamento já estava estabilizado.

É importante mencionar que, a parte inferior da caixa permanece imóvel ao longo do ensaio, enquanto a força tangencial é aplicada na parte superior. Esse descolamento provocou, a uma velocidade constante de 0,483 mm/min, a ruptura do corpo de prova, dando início ao cisalhamento, cuja força cisalhante desenvolvida durante o ensaio é medida através do extensômetro e do anel dinâmico. Ao longo do ensaio, a área do plano de ruptura foi diminuída gradativamente, modificando assim, as tensões envolvidas. As deformações verticais são também monitoradas durante o processo de cisalhamento, possibilitando avaliações da variação volumétrica.

O procedimento foi repetido para tensões verticais de 100 kPa e 200 kPa. Assim, foi obtida a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, com os parâmetros de coesão (c) e de ângulo de atrito (Φ), típicos para a determinação da resistência do solo, representada pela Equação 9.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (9)$$

Onde:

τ = Tensão Cisalhante;

c = Coesão do solo;

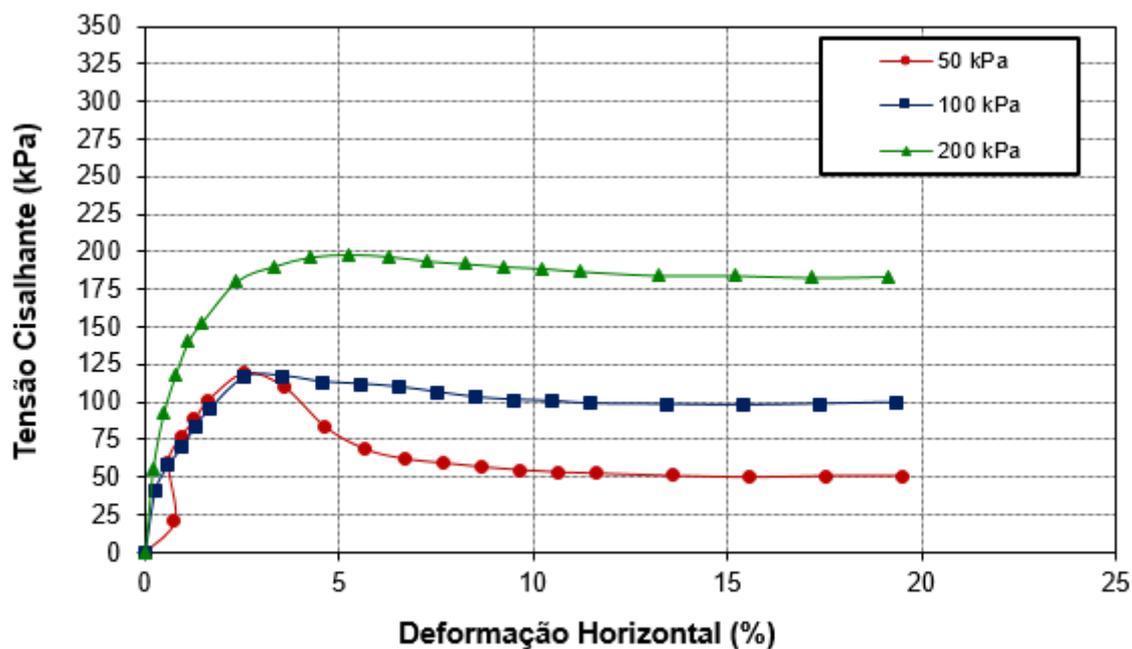
σ = Tensão Normal;

ϕ = Ângulo de atrito.

O ensaio de cisalhamento direto não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo, nem mesmo do módulo de cisalhamento, pois não se conhece a distorção envolvida no sistema, contudo, pela sua simplicidade, ele é bastante utilizado e se torna um ensaio econômico. As Figuras 3.20 a 3.24 mostram a evolução da tensão cisalhante x deformação horizontal, para as amostras de solo, solo com adição de 5% e 10% de cal e para as amostras de solo com adição de 5% e 10% de pó de pedra, respectivamente. As amostras, compactadas com energia normal de compactação, apresentaram aumento da sua resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão normal aplicada durante o ensaio.

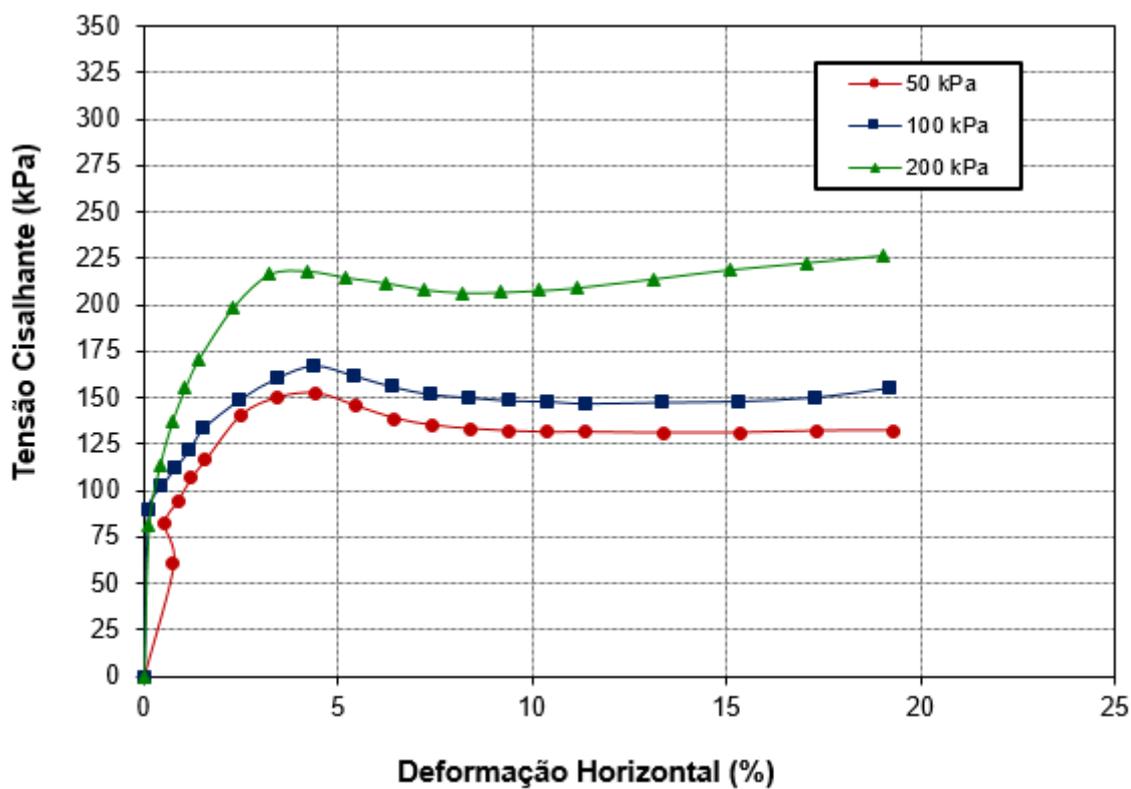
Também observa-se nestas Figuras, que para a maioria das tensões normais aplicadas, o solo com e sem adição de cal ou pó de pedra, apresentaram características pré-consolidadas, porque mostra comportamento de pico. Ou seja, a máxima tensão cisalhante ocorre para menores deslocamentos onde se identifica a tensão de ruptura ($\tau_{\text{máx}}$). Na Figura 3.20 a tensões normais de 100 e 200 kPa, Figura 3.22 a tensão normal de 200kPa e Figura 3.24 a tensão normal de 200kPa, o comportamento é normalmente consolidado, pois a tensão cisalhante cresce lentamente com o deslocamento horizontal, ou seja, a máxima tensão cisalhante só ocorrerá para deslocamentos na ordem de 15 % a 20 % (PINTO, 2000).

Figura 3.20 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo).



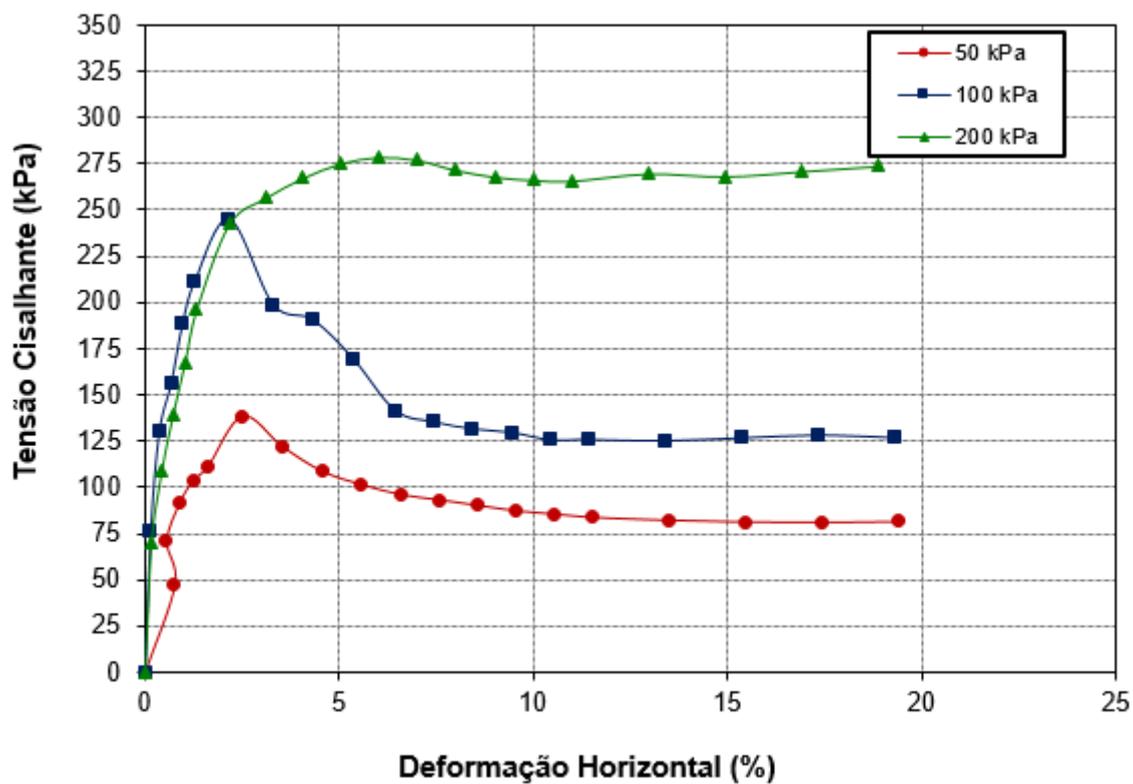
FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.21 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 5% de Cal).



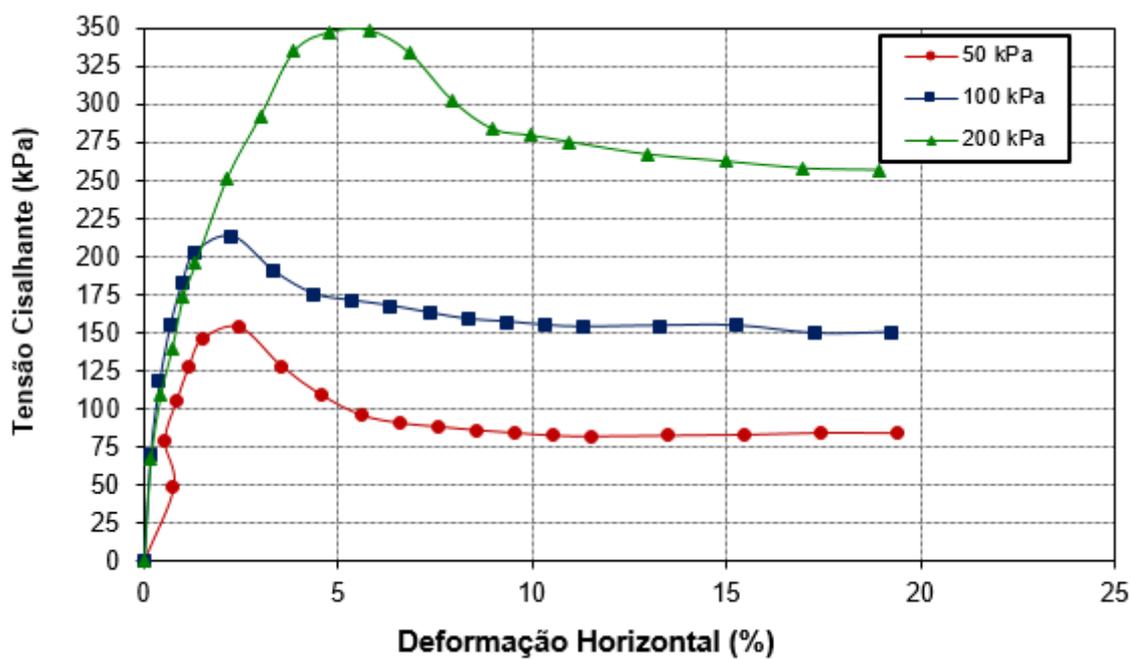
FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.22 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 10% de Cal).



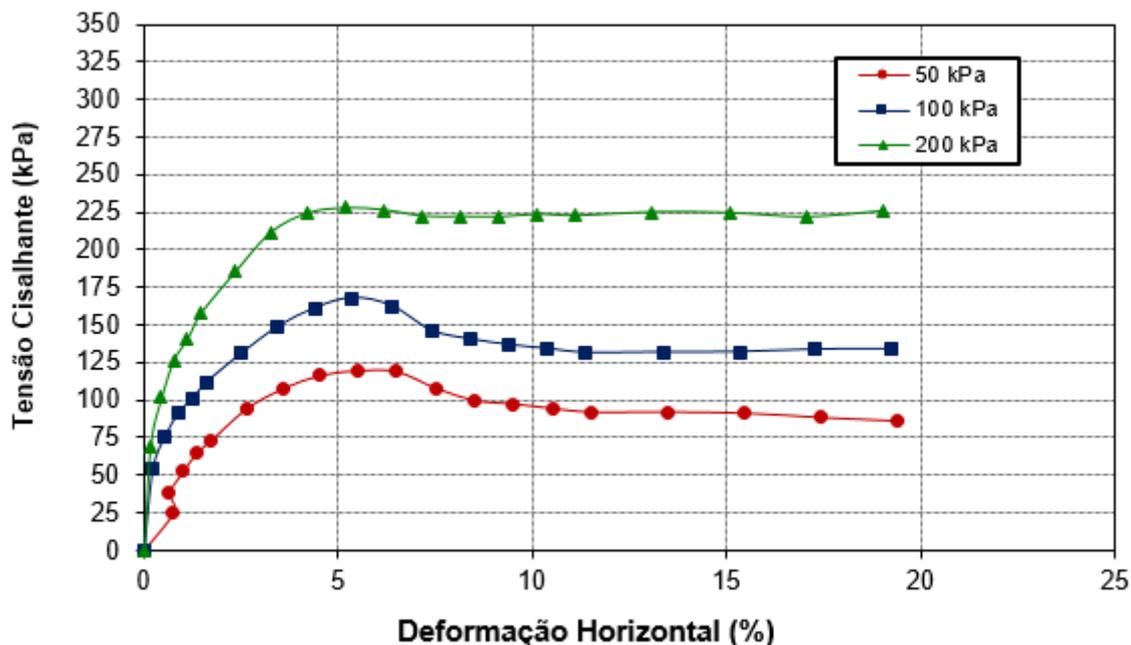
FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.23 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 5% de Pó de Pedra).



FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.24 - Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal (Solo + 10% de Pó de Pedra).



FONTE: Do Autor (2016)

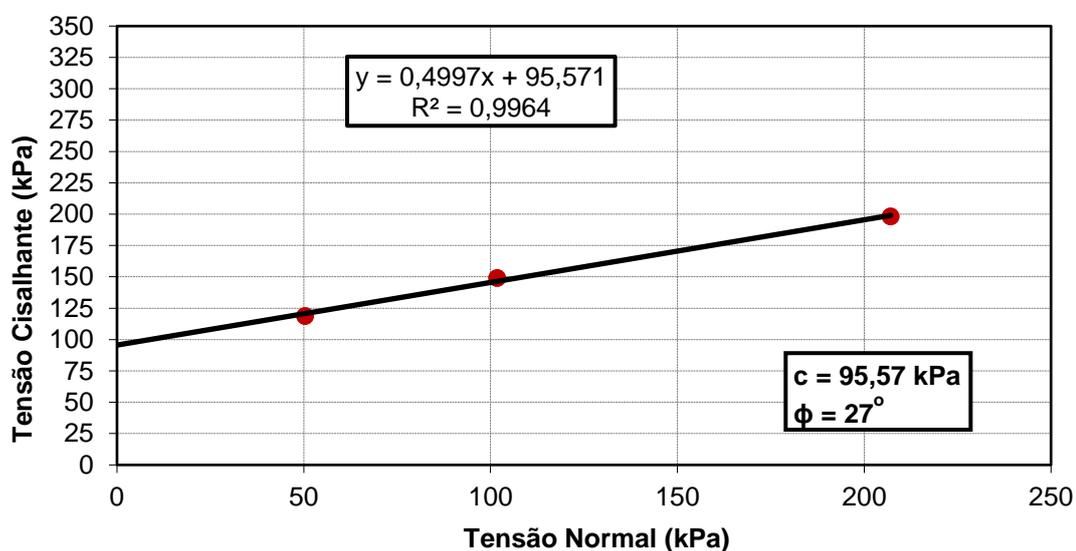
As Figuras 3.25 a 3.29 relacionam a tensão normal com a tensão de cisalhamento, representando as envoltórias de pico do solo estudado. As Tabelas 3.10 a 3.14 apresentam os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) obtidos através da envoltória das amostras analisadas. A Tabela 3.15 apresenta um resumo com todos os parâmetros de resistência.

Analisando os parâmetros de resistência obtidos, nota-se que houve um aumento nos valores de coesão nas amostras contendo cal, sendo esta, maior na amostra de solo com adição de 5% de cal, se comparada com a amostra de solo sem adição. O aumento da coesão indica que houve um ganho de resistência do solo com as adições de cal, devido à este material proporcionar uma maior interação entre as partículas do sistema. Já as amostras contendo pó de pedra apresentaram uma queda nos valores de coesão; ambas apresentaram valores bastante próximos para as amostras de solo com adições de 5% e 10%. Comparadas com a amostra de solo sem adição, pode-se afirmar que houve uma perda de coesão, o que indica uma leve perda de resistência. Quanto ao ângulo de atrito, a amostra de solo com 5% de cal

apresentou valor menor em relação à amostra de solo sem adição. Já as demais, apresentaram valores superiores de ângulo de atrito.

Em resumo, observou-se na Tabela 3.15 que o solo com adição de cal obteve uma melhoria de resistência em relação ao solo natural porque a coesão e o ângulo de atrito aumentaram. Este aumento obteve-se principalmente na parcela da coesão, podendo ser a reação que a cal exerce com o solo. Por outro lado, o solo com adição de pó de pedra obteve um aumento significativo da parcela de ângulo de atrito, isso se deve pelo atrito entre partículas.

Figura 3.25 – Envoltória de resistência (Solo).



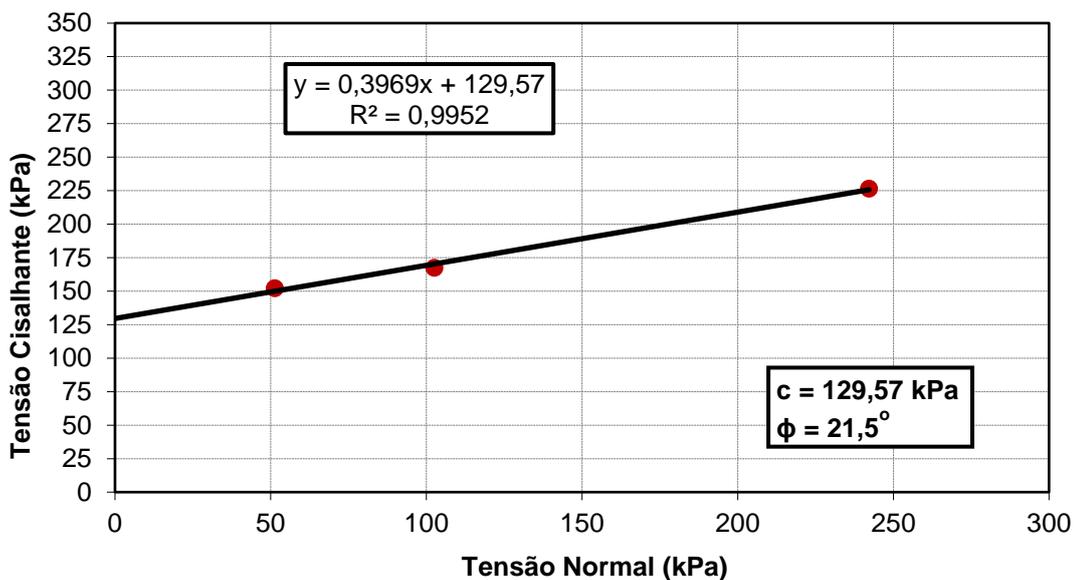
FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.10 - Parâmetros de resistência (Solo).

Coesão (c)	95,57 kPa
Ângulo de Atrito (φ)	27°

FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.26 - Envoltória de resistência (Solo + 5% de Cal).



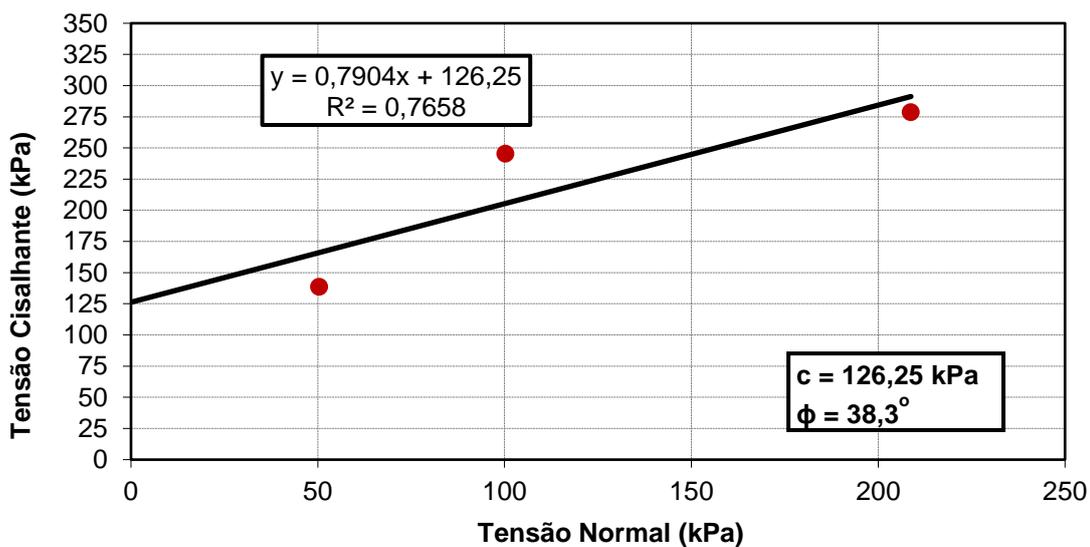
FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.11 - Parâmetros de resistência (Solo + 5% de Cal).

Coesão (c)	129,57 kPa
Ângulo de Atrito (ϕ)	21,5°

FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.27 - Envoltória de resistência (Solo + 10% de Cal).



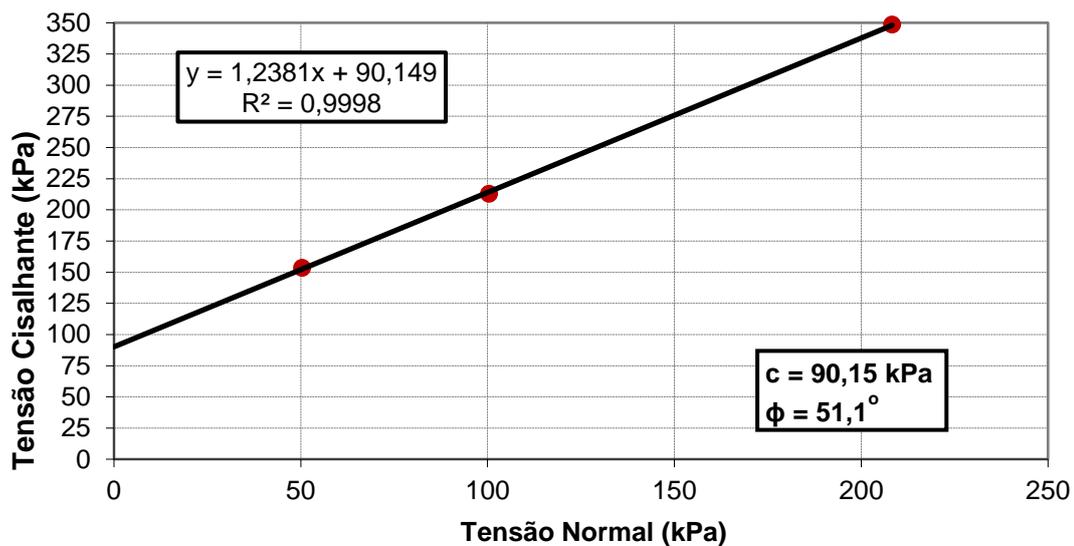
FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.12 - Parâmetros de resistência (Solo + 10% de Cal).

Coesão (c)	126,25 kPa
Ângulo de Atrito (ϕ)	38,3°

FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.28 - Envoltória de resistência (Solo + 5% de Pó de Pedra).



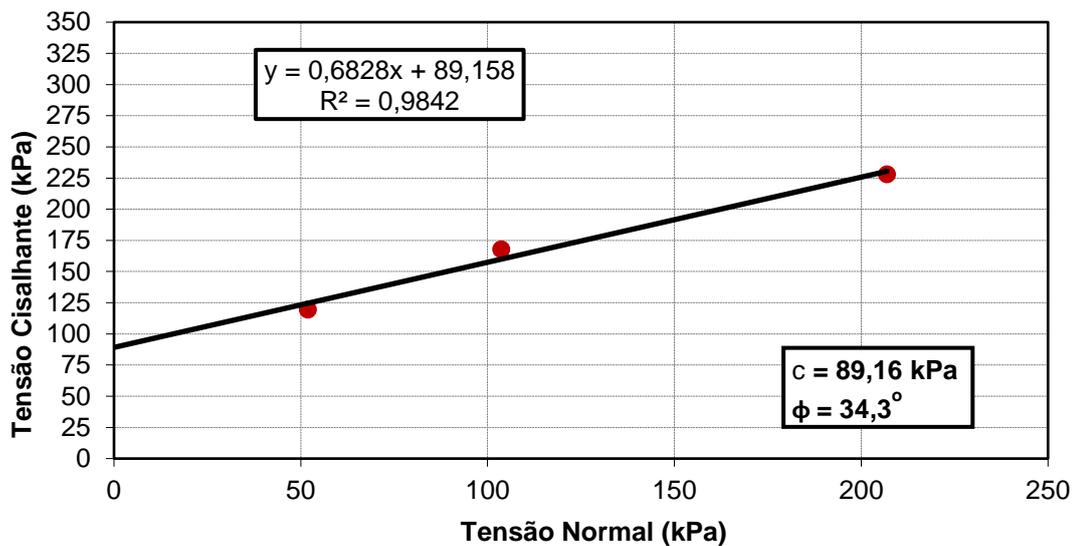
FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.13 - Parâmetros de resistência (Solo + 5% de Pó de Pedra).

Coesão (c)	90,15 kPa
Ângulo de Atrito (ϕ)	51,1°

FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.29 - Envoltória de resistência (Solo + 10% de Pó de Pedra).



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.14 - Parâmetros de resistência (Solo + 10% de Pó de Pedra)

Coesão (c)	89,16 kPa
Ângulo de Atrito (ϕ)	34,3°

FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.15 – Resumo dos parâmetros de resistência das amostras ensaiadas.

Amostras	Coesão (c) kPa	Ângulo de Atrito (ϕ) °
Solo	95,57	27,0
Solo+5%cal	129,57	21,5
Solo+10%cal	126,25	38,3
Solo+5%pó de pedra	90,15	51,1
Solo+10%pó de pedra	89,16	34,3

FONTE: Do Autor (2016)

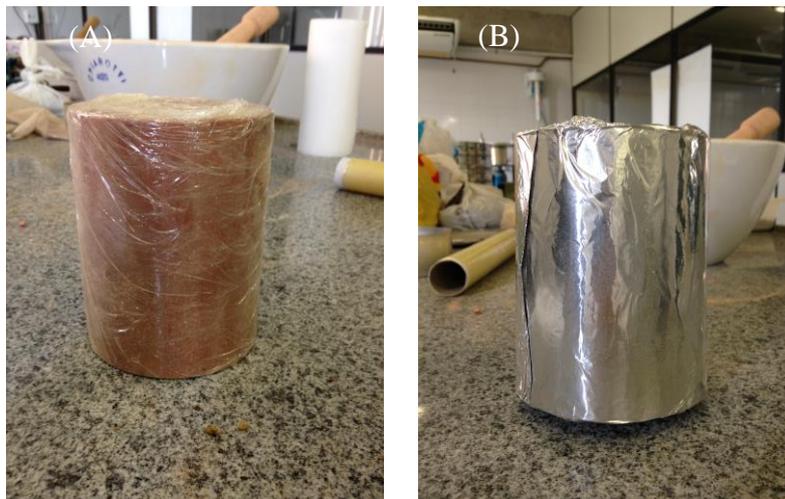
3.5 Ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS)

O ensaio de resistência à compressão simples (RCS) consiste na aplicação de uma tensão vertical, através de uma prensa, em um corpo de prova de solo, comprimindo-o até que haja a sua ruptura. Esta tensão é aplicada de forma crescente e à uma velocidade constante, distribuída uniformemente na seção transversal do corpo de prova.

Para a realização deste ensaio, foram moldados corpos de prova de dimensões 12 x 10 cm, de solos sem adição e corpos de prova de solo com adições de 5% e 10% de cal e corpos de prova com adições de 5% e 10% de pó de pedra. Com o intuito de avaliar a resistência à compressão simples das amostras compactadas com energia normal de compactação com a suas respectivas umidades ótimas, os corpos de prova foram moldados utilizando os aparatos do ensaio de proctor normal. As umidades ótimas utilizadas para moldar cada amostra foram àquelas obtidas também através do ensaio de proctor normal, tendo, para cada uma delas, valores específicos, já mencionados neste trabalho.

De modo a garantir que as amostras fossem avaliadas quanto à sua resistência a compressão simples com suas umidades ótimas, as mesmas foram acondicionadas envoltas por plástico filme (Figura 3.30a), e em seguida, com papel alumínio (Figura 3.30b). Feito isso, elas foram acondicionadas dentro de uma caixa de isopor, que posteriormente, foi vedada para que não houvesse influências de variações de temperatura, garantindo, assim, a manutenção da umidade ótima de cada uma das amostras. A resistência à compressão simples foi avaliada para tempos de cura de 24 horas e 14 dias, cujos corpos de prova permaneceram acondicionados como citado anteriormente até o momento do ensaio.

Figura 3.30 – Acondicionamento dos corpos de prova com: (a) plástico filme e (b) papel alumínio.



FONTE: Do Autor (2016)

Para a aplicação da tensão vertical, foi utilizada a prensa universal (Figura 3.31) de 2.000 kN (200tf) da marca Shimadzu. Os corpos de prova, então, foram centralizados (Figura 3.32) na região da prensa onde, à uma velocidade constante de 2 mm/min e de forma crescente, foi aplicada a carga até que houvesse a ruptura das amostras ensaiadas.

Figura 3.31 – Prensa universal de 2.000 kN.



FONTE: Do Autor (2016)

Figura 3.32 – Corpo de prova centralizado na prensa universal.



FONTE: Do Autor (2016)

Durante o ensaio foram registrados os valores da carga aplicada em função do deslocamento vertical, para posteriormente, serem realizados os cálculos de resistência. Ao final, os corpos de prova ensaiados apresentaram aparência que pode ser verificada na Figura 3.33.

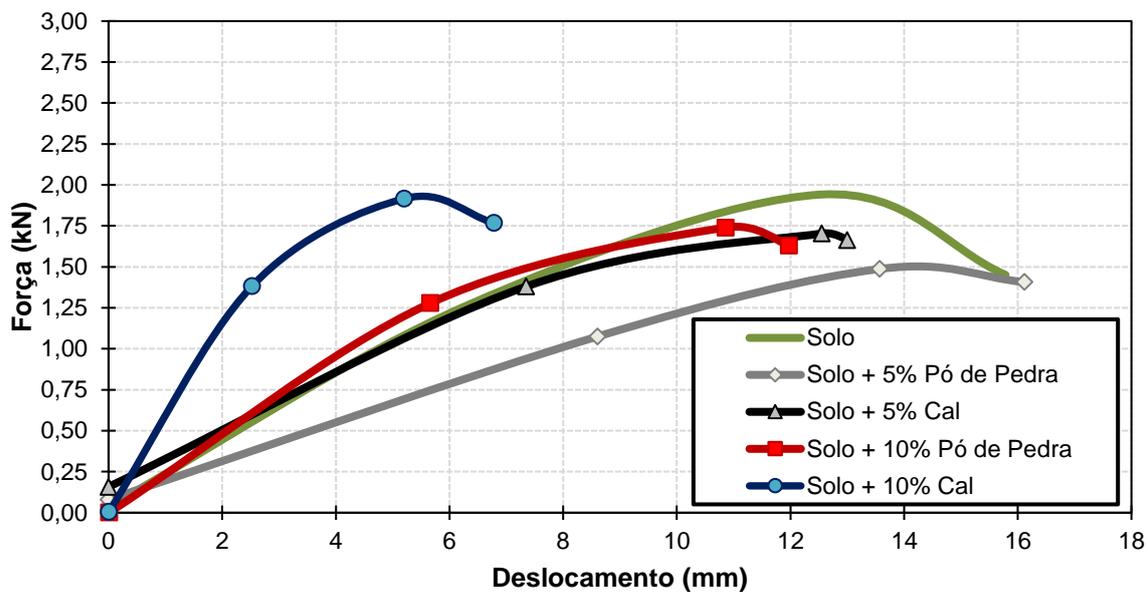
Figura 3.33 – Corpos de prova após ensaio de resistência à compressão simples.



FONTE: Do Autor (2016)

A Figura 3.34 mostra a relação da carga aplicada (kN) e do deslocamento (mm) obtidos no ensaio de resistência à compressão simples para as amostras de solo e as amostras de solo com adições de 5% e 10% de cal e de pó de pedra, para o tempo de cura de 24 horas.

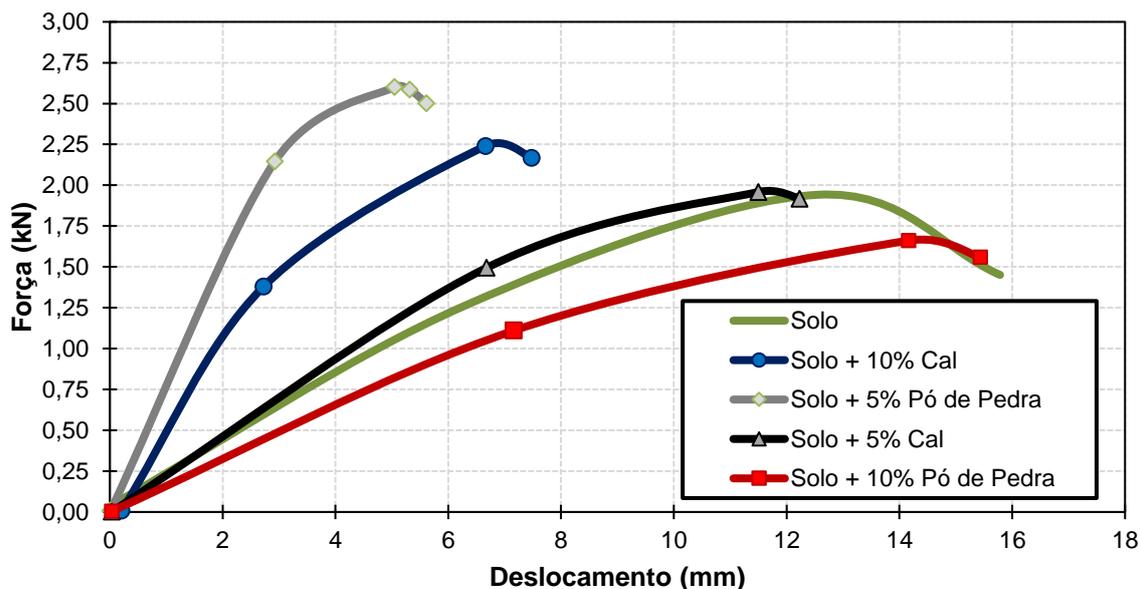
Figura 3.34 – Força Aplicada x Deslocamento (Tempo de Cura de 24 horas).



FONTE: Do Autor (2016)

A Figura 3.35 mostra a relação da carga aplicada (kN) e do deslocamento (mm) obtidos no ensaio de resistência à compressão simples para as amostras de solo e as amostras de solo com adições de 5% e 10% de cal e de pó de pedra, para o tempo de cura de 14 dias.

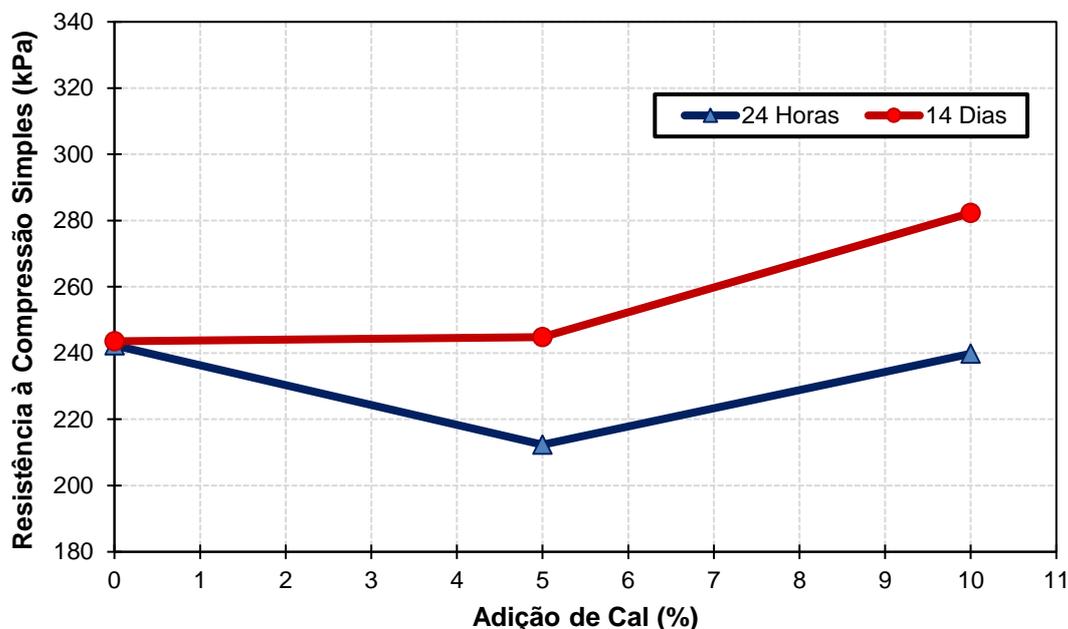
Figura 3.35 – Força Aplicada x Deslocamento (Tempo de Cura de 14 dias).



FONTE: Do Autor (2016)

O gráfico da Figura 3.36 apresenta a resistência à compressão simples (RCS) das amostras ensaiadas em função da adição de cal utilizada em cada uma delas, para os tempos de cura de 24 horas e 14 dias. A Tabela 3.16 relaciona todos esses valores.

Figura 3.36 – RCS em função da adição de cal (%) e do tempo de cura.



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.16 – RCS em função da adição de cal (%) e do tempo de cura.

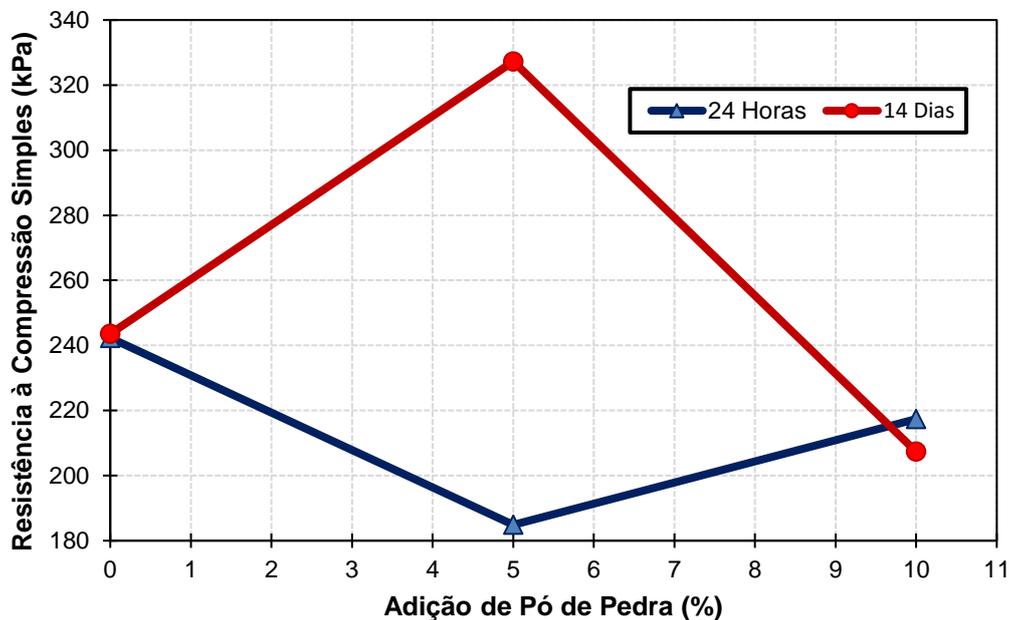
Tempo de Cura	(%) Cal	RCS (kPa)
24 horas	0	242,32
	5	212,34
	10	239,82
14 dias	0	243,56
	5	244,81
	10	282,28

FONTE: Do Autor (2016)

O gráfico da Figura 3.37 apresenta a resistência à compressão simples (RCS) das amostras ensaiadas em função da adição de pó de pedra utilizada

em cada uma delas, para os tempos de cura de 24 horas e 14 dias. A Tabela 3.17 relaciona todos esses valores.

Figura 3.37 – RCS em função da adição de pó de pedra (%) e do tempo de cura.



FONTE: Do Autor (2016)

Tabela 3.16 – RCS em função da adição de pó de pedra (%) e do tempo de cura.

Tempo de Cura	(%) Pó de Pedra	RCS (kPa)
24 horas	0	242,32
	5	184,86
	10	217,33
14 dias	0	243,56
	5	327,25
	10	207,34

FONTE: Do Autor (2016)

Quanto a resistência à compressão simples das amostras, percebe-se comportamentos diferentes para os diferentes tempos de cura analisados. Houve uma queda desses valores tanto nas amostras com adições de pó de pedra (184,86 kPa para a adição de 5% e 217,33 kPa para a adição de 10%) quanto nas amostras com adições de cal (212,34 kPa para a adição 5% e 239,82 kPa para a adição de 10%), se comparadas com a amostra de solo sem

adição (242,32 kPa), ao serem avaliadas após 24 horas de cura. Tal comportamento foi observado por Christensen (1969), que avaliou misturas de solo e cal envelhecidas por 24 horas e constatou que esse tempo é desfavorável para o ganho de resistência do sistema, apresentando valores de resistência menores se comparados às amostras compactadas e ensaiadas após a mistura da cal hidratada e do solo. Já aos 14 dias de cura, as amostras apresentaram um ganho de resistência, com exceção da amostra de solo com adição de 10% de pó de pedra (207,34 kPa) cuja quantidade de material adicionado mostrou-se desfavorável para o ganho de resistência. Dentre elas, a que apresentou o maior ganho foi a de solo com adição de 5% de pó de pedra (327,25 kPa). Quanto à adição de cal, o ganho de resistência foi proporcional ao aumento da porcentagem de material adicionado, apresentando um comportamento linear, com uma resistência de 244,81 kPa para a amostra de solo com adição de 5% e 282,28 kPa para a amostra de solo com adição de 10%.

CAPÍTULO 4

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo, são destacadas as principais conclusões deste trabalho, como também sugestões e recomendações para pesquisas futuras.

4.1 Conclusões

O trabalho em questão permite, ao longo de seu desenvolvimento, um melhor entendimento de como se comporta os solos compactados e a influência de determinados melhoramentos frente ao tipo de solo estudado, através de procedimentos experimentais que visam analisar parâmetros relevantes ao presente estudo.

A necessidade de soluções mais eficazes para solucionar problemas de engenharia, mais especificamente problemas relacionados a obras de geotecnia, é grande, e o desenvolvimento de técnicas de melhoramento de solos se fazem cada vez mais necessárias, visando contornar tais problemas sem que haja elevados investimentos econômicos nessas obras.

Dentre as análises realizadas neste estudo, podem ser obtidas as seguintes informações:

- O solo estudado, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos, pode ser definido como uma argila de média plasticidade.
- Os ensaios de determinação da composição granulométrica através dos procedimentos de peneiramento e sedimentação com o uso de defloculante mostram que o solo utilizado se trata de uma argila arenosa.
- A presença de cal no solo estudado diminui sua massa específica aparente seca máxima, mas mantém sua umidade ótima com a presença de 5% deste material e diminui com a presença de 10%. Já a presença de 5% de pó de pedra neste solo diminui o valor de sua massa específica aparente seca máxima, aumentando-a com

adições de 10%, havendo também uma diminuição no valor da umidade ótima com a presença deste material.

- Há um aumento da coesão do solo com a presença de cal, o que pode ser afirmado que a cal aumenta a interação entre as partículas do sistema, mas há uma diminuição desta coesão com a presença de pó de pedra. Analisando o ângulo de atrito, este apresenta valor inferior em relação ao solo sem adição com a presença de 5% de cal; contudo, para as demais adições, este parâmetro apresentou valores superiores.
- A presença das adições de cal e pó de pedra mostram-se desfavoráveis à resistência do solo após o mesmo ser analisado após 24 horas de cura, apresentando valores de resistência inferiores (212,34 kPa para 5% de cal, 239,82 kPa para 10% de cal, 184,86 kPa para 5% de pó de pedra e 217,33 kPa para 10% de pó de pedra), em relação ao solo sem estes materiais, cuja resistência foi de 242,32 kPa. Contudo, ao analisar a resistência à compressão simples após 14 dias de cura, a presença destes materiais mostrou-se favorável em adições de 5% de cal (244,81 kPa), 10% de cal (282,28 kPa) e 5% de pó de pedra (327,25 kPa) e desfavorável com a adição de 10% de pó de pedra (207,34 kPa), em relação ao solo sem estes materiais, cuja resistência foi de 243,56 kPa. O maior ganho de resistência deu-se com a adição de 5% de pó de pedra, isto após 14 dias de cura, mostrando ser, dentre as adições analisadas, a mais favorável para o incremento de resistência para este solo, o que pode ser visto como alternativa para solucionar problemas referentes à baixa resistência do solo.

Neste contexto, portanto, o presente trabalho traz informações que ampliarão a área de estudos relacionada ao melhoramento de solos compactados para obras de engenharia civil, tendo, futuramente, utilidade tanto no que se diz respeito à base para trabalhos acadêmicos como também para a sua aplicabilidade no âmbito profissional da engenharia geotécnica.

4.2 Sugestões para pesquisas futuras

Dentre algumas sugestões para pesquisas futuras relacionadas a este trabalho estão:

- Adicionar porcentagens intermediárias de materiais no solo às estudadas e averiguar seu comportamento através da análise dos mesmos parâmetros considerados;
- Submeter as amostras de solo com as adições estudadas a variações de temperatura, e comparar os resultados obtidos àqueles já presentes neste trabalho;
- Verificar a resistência à compressão simples do solo com as adições dos materiais através de tempos de cura superiores aos estudados;
- Analisar os parâmetros de resistência das misturas de solo e adições através do ensaio de compressão triaxial;
- Adicionar outros materiais ao solo estudado e comparar seu comportamento àquele apresentado com a presença de cal hidratada e de pó de pedra.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, S.L.M. e SAMPAIO, J.A.; **Obtenção de Areia Artificial com Base em Finos de Pedreiras**. Areia e Pedra, n.20, p.32-36, Dezembro de 2002.

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 – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 7175 – Cal hidratada para argamassas – requisitos**. Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 7182 – Ensaio Normal de Compactação**. Rio de Janeiro, 1986.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 7217– Agregados – Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 1987.

BALMACEDA, A. R. **Suelos Compactados – un estudio teórico y experimental**. 1991. Tesis Doctoral. Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona.

BAPTISTA, C. F. N. **Pavimentação, Compactação dos solos no Campo, Camadas de Base, Estabilização dos Solos.** Livro. Tomo II. Editora Globo. Porto Alegre, RS, 1976.

BANDEIRA, A.P. **Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no Município de Camaragibe – PE.** Tese de Mestrado, UFPE, Recife-PE, 2003.

BASTOS. **Classificação geotécnica dos solos.** <<http://ftp.ifes.edu.br/cursos/Transportes/CelioDavilla/Solos/Literatura%20complementar/Apostila%20FURG%20Solos/06-%20CLASSIFICACAO.pdf>>. Acesso em 16 de junho de 2016.

BOSZCZOWSKI, R. B.; SANCHEZ, P. F.; LAZARIM, T. P.; COLOGNESI, F. **Melhoramento e Tratamento de Solo Argiloso com o uso de Poliuretano Rígido Para Aplicação em Reforços de Fundações.** COBRAMSEG, 2010.

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

CASAGRANDE, A. **Classification and identification of soils.** Transactions, ASCE, vol. 113, pp. 901–930, 1948.

CERNICA, J. N. **Geotechnical Engineering: Soil Mechanics.** Inc. New York: John Wiley & Sons, 1995. 454p.

CHRISTENSEN, A. P. **Cement Modification of Clay Soils.** Em: **Research Development Bulletin. Portland Cement Association.** pp. 14. Estados Unidos de America, 1969.

CORRÊA, J. F. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal**

para fins de pavimentação. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

CORTELETI, E. J. B. **Melhoramento de solo residual de lajeado com a adição de cal.** UNIVATES 2013. 57p. Trabalho de conclusão de curso. Univates, 2013.

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através de adição de cal.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade do Minho, Braga – Portugal, 2001.

CRUZ, M.L.S. **Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento.** Braga: Universidade do Minho. Dissertação de Mestrado. 2004.

DALLA Rosa, A. **Estudos dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DIAS, J. J. F. M. S. **Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas.** Dissertação de Mestrado em engenharia civil. Universidade Nova Lisboa, 117p. 2012.

Ensaio Especial em Mecânica dos Solos. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/infra-estrutura/ensaios-especiais-em-mecanica-dos-solos-laesp/>>. Acesso em Novembro de 2015.

FERREIRA, S.R.M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devidos à Inundação.** Dissertação de doutorado, Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1995.

FORMIGONI, E. A. **Aproveitamento de resíduo: reciclagem de rochas naturais.**, v.,n., p., 2007.

FREDLUND, D.G. **From theory to the practice of Unsaturated Soil Mechanics**. In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. 3., Rio de Janeiro, 1997, Anais... 21-25 abr. 1997, v. II, P. 311-332.

FUCALE, S. P. **Comportamento de Variação de Volume devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Dissertação de mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, 2000.

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

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

KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V. C. de; LEAL, A. D. **Estudo do comportamento Mecânico de Solos Estabilizados com Cal Hidratada**. Relatório para Agência Nacional de Transportes (ANTT), 129p., 2014.

Komesu, I. **Controle de Compactação, uma Nova Abordagem do Método de Hilf**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, São Paulo, SP, 127 p. 2001.

LOCAT, J.; BERUBE, M. A.; COQUETTE, M. **Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development**. Em: 40th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan. 40th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, Canada, 1990.

MABESONE, J.M.. **Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte, e do seu Embasamento**. Univ. Fed. Pernambuco, FINEP/PADCT, relat. Interno, 60p mimeografado, 1987.

MOREL, G. **Effects du compactage sur les propriétés (Notamment mécaniques) des matériaux. Rapport Général.** INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPACTATION. Paris, v. 3, p. 55-78, 1980.

OLIVEIRA, M. G. M.; LAFAYETTE, K. P. V.; TAVARES, Y. V. P.; SILVA, S. R.; TETI, L. M. E. H.; MACEDO, T. F. **Melhoramento de solo com resíduos da construção civil reforçado com fibras de polipropileno.** ELECS, Vitória. 2011.

OLIVEIRA, S. M. F. **Estudo do comportamento mecânico de misturas de fosfogesso e cal para utilização na construção rodoviária.** São Carlos 2005. 190p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PAULA, T. M. de. **Melhoramento de solos: Adição de cimento, microssílica e cinza de casca de arroz em um silte orgânico.** Porto alegre, 2013, 81p. Trabalho de conclusão de curso. Universidade federal do Rio Grande do Sul, 2013.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 2a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2002.

VAN IMPE, W. F. **Soil Improvement: Techniques and their volution.** Rotterdam: A. A. Balkema Publishers, 1989. 125 p.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos.** 1 Ed. São Paulo: Mcgraw – Hill do Brasil, São Paulo, 1978.