

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

Luis Paulo Olenik

**ANÁLISE DE ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO DE ARGILAS SEDIMENTARES  
DE JOIVILLE-SC**

Joinville

2016

Luis Paulo Olenik

**ANÁLISE DE ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO DE ARGILAS SEDIMENTARES  
DE JOIVILLE-SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito de Bacharel em Engenharia.

Orientador:

Prof. D.Sc Marcelo Heidemann.

Joinville

2016

**AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.**

OLENIK, Luis Paulo; OLENIK, L.P.

Análise de estabilização de estabilização com cimento de argilas sedimentares de Joinville-SC. Trabalho de conclusão de curso.

Joinville, 2016, volume único, 82p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura), Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura,

Centro de Engenharias da Mobilidade (CEM) - Campus Joinville  
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, 2016.

Orientador: Prof. D.Sc Marcelo Heidemann.

Defesa: 02/12/2016

1. Solo-cimento. 2. Estabilização de solos. 3. Resistência à compressão simples.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente aos meus pais Mario Luis e Inês, e também a minha irmã Jucilaine, por todo o incentivo e apoio que foi dado a mim nos momentos em que eu mais precisei ser amparado.

Ao meu orientador Marcelo Heidemann pelo profissionalismo, dedicação e disponibilidade, não somente durante a realização deste trabalho, mas também durante todo o curso de graduação.

Aos responsáveis pelo laboratório de solos do campus de Florianópolis, em especial ao professor Murilo da Silva Espíndola que teve papel fundamental na realização deste trabalho.

Aos professores Yader Afonso Guerrero Pérez e Claudimir Antonio Carminatti pelos ensinamentos e auxílio prestado nos ensaios laboratoriais.

Aos demais professores da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos conhecimentos repassados e por me mostrarem a importância do meio acadêmico.

Aos meus amigos, em especial a Ezequias B. de Oliveira e Vagner Luiz Dalla Rosa que colaboraram imensamente com a realização das sondagens a trado.

"Every human action, whether it has  
become positive or negative, must  
depend on motivation".

***Dalai Lama***

## RESUMO

OLENIK, L.P. (2016). Análise de estabilização com cimento de uma argila sedimentar. Trabalho de conclusão de curso. Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina.

Devido a sua abundância, o solo é amplamente utilizado nas obras de construção civil. A aplicação mais usual é a de material de fundação. Nestas condições o solo deve apresentar propriedades geotécnicas que conduzam à estabilidade das superestruturas que estão apoiadas sobre o solo. Contudo, nem sempre se tem a disponibilidade de um solo com tais características. Neste caso, muitas vezes as técnicas de estabilização de solo se tornam atrativas gerando melhorias suficientes para tornar o projeto exequível, seguro e economicamente viável. Este trabalho analisa, através de ensaios de compressão simples, a influência de diferentes teores de cimento como material estabilizante químico em uma argila siltosa e em uma argila arenosa, de natureza sedimentar e ricas em matéria orgânica. O solo apresentou melhorias com relação a todos os teores estudados (5%, 10% e 15%), sendo o último responsável pelo melhor desempenho. Também foi avaliado o fator tempo de cura (7 e 14 dias), que somente influenciou as resistências para o teor de 15% em ambos os solos.

**Palavras-chave:** Solo-cimento, Estabilização de solos, Resistência à compressão simples.

## **ABSTRACT**

OLENIK, L.P. (2016). Analysis of cement stabilization of sedimentary clay. Course conclusion work. Infrastructure Engineering, Federal University of Santa Catarina.

Due to its abundance, the soil is widely used in construction works. This material must have sufficient physical and chemical properties to generate stability of superstructures, but a soil with such characteristics is not always available. In this case, soil techniques often become attractive by generating sufficient improvements to make the project feasible, safe and economically viable. This work analyzes through direct compression tests the influence of different cement contents as chemical stabilizing material in clayey loam and sandy clay. The soil presented improvements in relation to all studied contents (5%, 10% and 15%), the latter being responsible for the best performance. The curing time factor (7 and 14 days), which only influenced the resistances in the 15% content in both soils, was also evaluated.

Key words: Soil-cement, Soil stabilization, Resistance to simple compression.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura tetraédrica (a) e estrutura octaédrica(b).....	21
Figura 2 - Representação das lâminas tetraédricas e octaédricas nas argilas 1:1 .....	21
Figura 3 - Representação das lâminas tetraédricas e octaédricas nas argilas 2:1 .....	22
Figura 4 - Diagrama das estruturas da caulinita (a), illita (b) e montmorilonitas (c) .....	22
Figura 5 - Troca iônica nos solos argilosos.....	28
Figura 6 - Tecnologias SMM: a) Bucket mixing type; b) Rotary blender type; c) Trencher type.....	43
Figura 7 - Classificação geral do Soil Mixing, com base no tipo de calda, do princípio de mistura e localização da ferramenta de mistura .....	44
Figura 8 - Tipos de SM: a) wet mixing; b) dry mixing; c) jet mixing tipo 1 .....	45
Figura 9 - Técnica de deep mixing: a) pá misturadora da variante Lime Column Method (LCM); b) Hidrofesa da variante Cutter Soil Mixing (CSM) .....	45
Figura 10 - Exemplos da disposição espacial dos elementos: a) CSM; b) DSM .....	46
Figura 11 - Sistemas Jet em função de $N_{spt}$ do solo em solos não coesivos .....	48
Figura 12 - Sistemas Jet: a) tipo 1; b) tipo 2; c) tipo3.....	48
Figura 13 - Fluxograma do programa experimental .....	49
Figura 14 - Mapa de situação da área de estudo.....	50
Figura 15 - Mapa de situação da área de estudo.....	51
Figura 16 - a) Instalação da estação total; b) Vista do SP-01 para o RN 01 .....	52
Figura 17 - a) Transição de camadas; b) Solo retirado da sondagem SP-01.....	52
Figura 18 - a) Execução da sondagem SP-02; b) Solo retirado da sondagem SP-02 .....	53
Figura 19 - a) Furo SP-03; b) Solo retirado da sondagem SP-03 .....	53
Figura 20 - Locação dos pontos de sondagem.....	54
Figura 21 - Sugestão de perfil geotécnico .....	55
Figura 22 - Organograma dos ensaios de caracterização dos solos.....	56
Figura 23 - Ilustração dos estados e dos limites de consistência.....	56
Figura 24 – Realização da ranhura com cinzel.....	57
Figura 25 - Banho maria das apostras e aplicação do vácuo.....	59
Figura 26 - Pesagem das amostras após o vácuo.....	59
Figura 27 - Medições a) papel indicador; b) solução com Phmetro; c) direta com Phmetro ...	60
Figura 28 - a) Tubo seccionado; b) Molde montado e pilão .....	61

Figura 29 - a) Argila siltosa cinza; b) Argila arenosa cinza .....	62
Figura 30 - Regularização e pesagem do corpo de prova .....	64
Figura 31 - Indicadores de pH para a) argila siltosa; b) argila arenosa .....	65
Figura 32 - Caracterização de fratura a) plástica; b) frágil .....	68

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Comportamento dos solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento .....	23
Gráfico 2 - Variação da resistência à compressão simples com relação vazios/cimento .....	37
Gráfico 3 - Razão vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento versus resistência à compressão simples .....	37
Gráfico 4 - Relação água/cimento versus resistência à compressão simples .....	38
Gráfico 5 - Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias .....	39
Gráfico 6 - Teor de umidade versus resistência à compressão simples .....	41
Gráfico 7 - Curvas Tensão x Deformação para argila siltosa.....	68
Gráfico 8 - Curvas Tensão x Variação do teor de umidade para argila siltosa .....	69
Gráfico 9 - Curvas Tensão x Variação do teor de cimento para argila siltosa .....	70
Gráfico 10 - Curvas Tensão x Deformação para argila arenosa.....	71
Gráfico 11 - Curvas Tensão x Variação do teor de umidade para argila arenosa .....	72
Gráfico 12 - Curvas Tensão x Teor de cimento para argila arenosa.....	72
Gráfico 13 - Curvas Tensão x Teor de cimento para ambos os solos.....	73
Gráfico 14 - Curvas Tensão solo tratado/natural x Teor de cimento para ambos os solos .....	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do solo orgânico quanto ao teor de matéria orgânica .....	19
Tabela 2 – Parâmetros que afetam o comportamento mecânico do solo estabilizado .....	29
Tabela 3 – Critérios para a seleção de solos quanto à granulometria .....	30
Tabela 4 – Teor de cimento para ensaio de compactação .....	34
Tabela 5 – Indicativo da quantidade de cimento a ser utilizada conforme o tipo de solo .....	36
Tabela 6 – Diferenças entre DSM e o CSM, com apresentação de valores de referência .....	47
Tabela 7 – Resumo dos dos furos de sondagem executados e dos materiais coletados .....	55
Tabela 8 –Valores de umidade e porosidade para o processo de dosagem.....	62
Tabela 9 - Limites de Atterberg.....	66
Tabela 10 – Resultados do ensaio de densidade real das partículas .....	67

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABCP	- Associação Brasileira de Cimento Portland
Algn	- Complexo Luís Alves
ARI	- Alta resistência inicial
AS	- Sub-adensadas
$C_c$	- Índice de compressão
CSM	- <i>Cutter Soil Mixing</i>
DMM	- <i>Deep Mixing Method</i>
DSM	- <i>Deep Soil Mixing</i>
$e_1$	- Índice de vazios inicial
$e_2$	- Índice de vazios final
$H_1$	- Altura inicial do solo
HRB	- <i>Highway Research Board</i>
IP	- Índice de plasticidade
LCM	- <i>Lime Column Method</i>
LL	- Limite de liquidez
LP	- Limite de plasticidade
$\eta$	- Porosidade
NA	- Normalmente adensadas
OCR	- <i>Over consolidation ratio</i>
$\rho$	- Recalque
PA	- Pré-adensadas
PCA	- <i>Portland Cement Association</i>
PVC	- Policloreto de vinila
$\sigma_1$	- Tensão inicial
$\sigma_2$	- Tensão final
SM	- Tecnologia <i>Soil Mixing</i>
SMM	- <i>Shallow Mixing Method</i>
UFSC	- Universidade Federal de Santa Catarina
W	- Umidade

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	15
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	15
1.2	OBJETIVO GERAL .....	16
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	16
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	18
2.1	SOLOS .....	18
2.1.1	Solos sedimentares argilosos .....	19
2.2	ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO .....	24
2.3	REAÇÕES COM O CIMENTO .....	26
2.4	PARÂMETROS INFLUENCIADORES NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA .....	29
2.4.1	Parâmetros relacionados ao solo .....	30
2.4.2	Parâmetros relacionados à mistura solo-cimento .....	31
2.4.3	Parâmetros relacionados à cura .....	41
2.5	TECNOLOGIAS E APLICABILIDADE .....	42
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	49
3.1	MATERIAIS .....	49
3.1.1	Solo sedimentar argiloso .....	49
3.1.2	Cimento Portland CEM I 42,5R .....	55
3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	55
3.2.1	Limites de Atterberg .....	56
3.2.1.1	Limite de Liquidez (LL) .....	57
3.2.1.2	Limite de plasticidade (LP) .....	58
3.2.1.3	Índice de Plasticidade .....	58

3.2.2	Ensaio de densidade real das partículas .....	58
3.2.3	Medições de Ph.....	60
3.3	DOSAGEM E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS .....	61
3.4	ENSAIO DE RUPTURA .....	63
4	RESULTADOS.....	65
4.1	MEDIÇÕES DE PH.....	65
4.2	LIMITES DE ATTERBERG .....	66
4.3	DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS .....	66
4.4	ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	67
4.4.1	Argila siltosa.....	67
4.4.2	Argila arenosa.....	70
4.4.3	Comparação entre os solos .....	72
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	75
5.1	CONCLUSÕES .....	75
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	76
	REFERÊNCIAS .....	77

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desenvolvimento das cidades e o crescente aumento da população fazem com que áreas que não eram favoráveis para a ocupação, cujos solos não apresentavam boas propriedades, comecem a ser ocupadas. Isso ocorre não apenas em obras tradicionais, mas também em obras de infraestrutura, em que, na maioria dos casos, sua localização é de fundamental importância para o sucesso do projeto, como por exemplo, em obras portuárias, aeroportuárias e rodoviárias.

Na área da construção civil, a engenharia geotécnica é imprescindível para a realização de projetos, sendo o solo seu principal objeto de estudo, um material complexo e variável, de difícil previsão de comportamento e que em muitas vezes não pode ser adequadamente empregado em sua forma natural (GUIMARÃES, 1998).

Quando a mudança do local da obra não é uma solução viável, outras soluções que respeitem os critérios de segurança e economia do projeto podem ser levadas em conta, como por exemplo:

- Modificação da estrutura de suporte do projeto (fundações, camadas de base e sub-base no caso da pavimentação);
- Remoção do solo e substituição do mesmo por um com melhores propriedades;
- Melhoramento do solo.

Nem sempre é viável realizar modificações nas estruturas de suporte do projeto. Além disso, a remoção do solo depende das jazidas e áreas de bota-foras que podem não estar próximas do local da obra e podem gerar problemas ambientais (DE PAULA, 2013).

O melhoramento através da estabilização do solo consiste em modificar a relação solo-ar-água de forma natural ou artificial sob a utilização de cargas aplicadas (HOUBEN; GUILLAUD, 1994). Essa modificação pode ocorrer simplesmente através do carregamento

sem a utilização de aditivos ou empregando-se agentes cimentantes, a exemplo do cimento e da cal (CAPUTO, 1996).

A alteração das propriedades do solo tem se apresentado cada vez mais viável economicamente no âmbito da engenharia (ROSA, 2013) sendo que os métodos de utilização de aditivos variam conforme o tipo de solo e finalidade da obra (GUIMARÃES, 1998).

Com base nisso, este trabalho visa analisar a influência da adição do cimento em duas argilas sedimentares orgânicas coletadas do terreno pertencente às futuras instalações da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Centro Tecnológico de Joinville.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência da adição de cimento à resistência mecânica de duas argilas sedimentares encontradas no município de Joinville.

## 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Caracterizar os solos de interesse através dos ensaios de limites de Atterberg, de densidade real das partículas e de medições de Ph;
- b. Avaliar, por meio de ensaios de resistência à compressão simples, a resistência mecânica de misturas solo-cimento sob teores de 5%, 10% e 15% de cimento nos tempos de cura de 7 e 14 dias;
- c. Comparar os resultados de resistência obtida entre os dois solos.

## 1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 5 capítulos abordados da seguinte maneira:

**Capítulo 1** – Constituído pela introdução em que é apresentada a problemática e a relevância da pesquisa realizada, objetivo geral e objetivos específicos.

**Capítulo 2** – Revisão bibliográfica que aborda os aspectos relevantes para execução deste trabalho. Está subdividida em: solos; estabilização química; parâmetros influenciadores do comportamento mecânico; tecnologias e aplicabilidade.

**Capítulo 3** – Apresenta os materiais e os métodos para a execução da campanha experimental. Inicia-se o capítulo caracterizando o local de estudo seguido da coleta, seleção e armazenagem dos materiais. Em seguida são abordadas as metodologias para os ensaios de caracterização, dosagem e preparação das amostras, finalizado com o ensaio de compressão simples.

**Capítulo 4** – São apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados.

**Capítulo 5** – Trata-se do capítulo de conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesse capítulo será apresentado o embasamento para a realização deste trabalho através da revisão bibliográfica dos assuntos referentes à conceituação dos solos, aos processos de estabilização com o enfoque em estabilização com a utilização do cimento e por fim às técnicas e aplicabilidade das misturas solo-cimento.

### 2.1 SOLOS

Caputo (1988) classifica os solos como materiais resultantes do processo de intemperismo ou da meteorização das rochas, que por decomposição química e/ou pelo processo mecânico através de agentes como a água, temperatura, vegetação e vento, formam partículas grossas, intermediárias e finas. Entre estes agentes, a água é o que mais modifica as rochas através de seus mecanismos de oxidação, hidratação, carbonatação e efeitos químicos da vegetação. Segundo Das (2011), não somente a composição química, mas também a forma e o tamanho dos grãos interferem na maioria das propriedades do solo.

De acordo com Campos (2006), a principal classificação é com relação ao tamanho dos grãos. O solo apresenta faixas granulométricas variadas, conforme a predominância do seu tamanho são geralmente classificados como pedregulho, areia, silte ou argila, dentre estas a última é a que apresenta frações mais finas, normalmente com partículas menores que 2  $\mu\text{m}$  (DAS, 2011).

Outra classificação muito utilizada é com relação a sua origem. Os solos residuais também chamados de autóctones são aqueles que após o intemperismo permanecem no local da rocha de origem. Os sedimentares ou alotóctones são os que sofrem ação dos agentes transportadores e os orgânicos são essencialmente formados pela decomposição de matéria vegetal e/ou animal (CAPUTO, 1988). Os solos de formação orgânica são classificados de acordo com a quantidade de matéria orgânica presente em seu volume total. Hartlén e Wolski (1996) apresentam uma classificação de acordo com o teor de matéria orgânica presente no

solo, podendo ser classificados como pouco, mediamente e altamente orgânicos como pode ser verificado na tabela 1.

**Tabela 1 – Classificação do solo orgânico quanto ao teor de matéria orgânica**

GRUPO	TEOR ORGÂNICO (<2mm)[%]
Pouco orgânicos	2 a 6
Mediamente orgânicos	6 a 20
Altamente orgânicos	>20

Fonte: adaptado de HARTLÉN e WOLSKI (1996)

A mineralogia do solo é determinada em função do processo de intemperismo da rocha mãe. Através das alterações e da decomposição dos minerais das rochas, os solos podem apresentar minerais inalterados, novos minerais e minerais argílicos (HALLAL, 2003). Caputo (1988) distingue a composição mineralógica do solo por minerais primários que são os mesmos encontrados nas rochas de origem e por minerais secundários que são os formados durante o processo de decomposição química. Algumas partículas de maior tamanho são frequentemente agregações de minerais distintos, apesar de que na maioria das vezes as partículas são compostas por um único mineral (PINTO, 2006).

### 2.1.1 Solos sedimentares argilosos

De um modo geral as argilas são os solos que possuem uma pequena granulação, com dimensões menores que 0,002 mm e apresentam coesão e plasticidade (NBR 6502/1995). Além de uma granulação fina, possuem grãos com formas lamelares e tubulares (DNIT, 2006). A classificação dos solos argilosos pode ocorrer de uma maneira ampla em dois grandes grupos: argilas residuais e argilas sedimentares. As argilas residuais são constituídas por um solo proveniente da decomposição no mesmo local da rocha mãe que preserva parte de suas características. Já nas sedimentares, a argila oriunda do processo de intemperismo da rocha é transportada para outro local através da ação das águas e da gravidade (BERTUOL, 2009). Meneses (2014) também se refere às argilas sedimentares como argilas secundárias, que são aquelas que sofreram deslocamento através da ação do meio ambiente. DNIT (2006) complementa que a variação vertical e lateral do depósito depende da capacidade do agente transportador.

Durante o transporte das composições da argila, além de ocasionalmente outros materiais serem agregados a sua composição, as partículas mais grosseiras sofrem sedimentação enquanto que as mais finas permanecem em suspensão. Esta movimentação faz com que as argilas sedimentares normalmente apresentem partículas mais finas que as argilas residuais (PICCININI 2013).

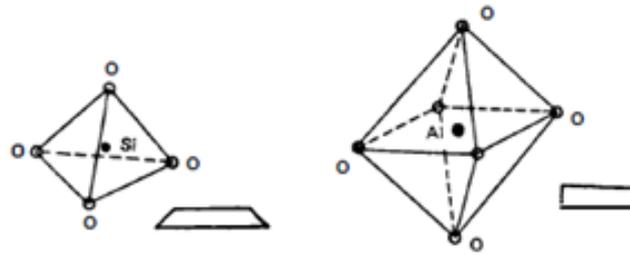
A fração argilosa pode ser composta por sílica coloidal, cristais de quartzo (com dimensões menores que  $2\mu\text{m}$ ), matéria orgânica e microgrãos de óxido de ferro, sendo que as frações mais finas são compostas pelos argilo-minerais (VARGAS, 1981). Quanto maior for a quantidade dos argilos-minerais, maior será a plasticidade, o potencial expansivo, a compressibilidade, e menor serão o ângulo de atrito e a condutividade hidráulica (ESPÍNDOLA, 2011), ou seja, quando maior a quantidade de partículas argilosas em um depósito como um todo, piores serão as propriedades geotécnicas dos solos (HALLAL, 2003). Ainda segundo Halla (2003), é possível que outros minerais não argilosos sofram processos de esmagamento e abrasão ao nível de constituir partículas com as mesmas dimensões dos minerais argílicos, recebendo a classificação geotécnica de argilas.

Um comportamento bastante importante de algumas argilas para a construção civil é a sua expansibilidade. Ela pode ser definida como a variação do volume devido à mudança de umidade de um solo, ocorrendo em função da sua composição mineralógica uma vez que nem todos os argilominerais apresentam características expansivas (SHREINER, 1987).

Segundo Ribeiro (1992), as argilas moles presentes no Brasil passaram por processos semelhantes de formação, sendo em geral constituídas por caulinita, ilita e montmorilonita.

Caputo (1988) explica que as estruturas desses minerais argílicos são compostas pelo agrupamento de duas unidades cristalográficas fundamentais. Uma é composta por um átomo de silício equidistante de outros quatro átomos de oxigênio, formando uma estrutura tetraédrica (figura 1a). A outra é representada por um octaedro com um átomo de alumínio envolvido por seis átomos de oxigênio ou então por hidroxilas (figura 1b).

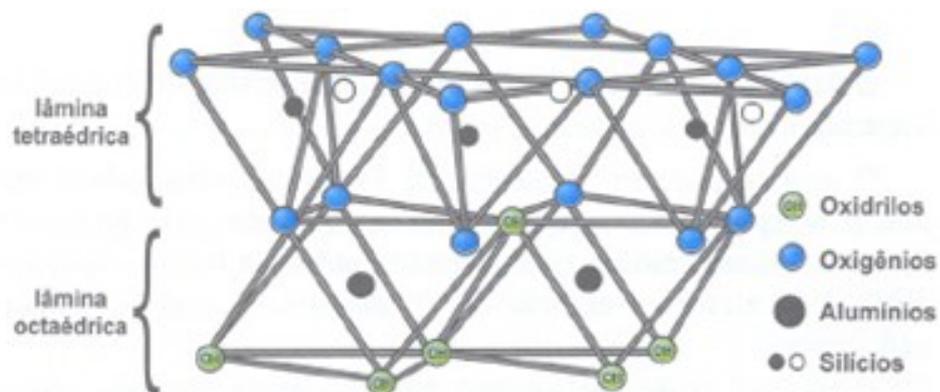
**Figura 1 – Estrutura tetraédrica (a) e estrutura octaédrica(b)**



Fonte: Caputo (1988)

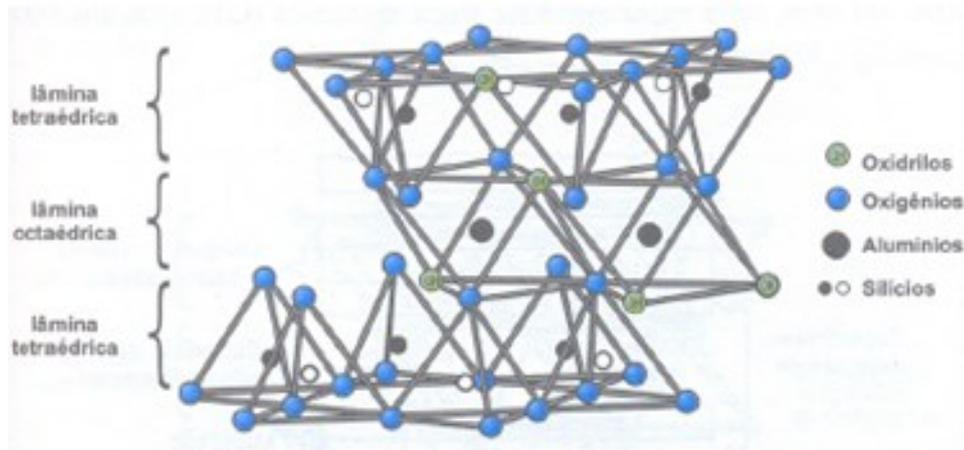
Segundo Das (2011), as associações das unidades tetraédricas de sílica formam uma lâmina de sílica que é representada pela forma trapezoidal. Da mesma maneira, a combinação das octaédricas resulta em uma lamina octaédrica, esta chamada de gipsita e é representada por um retângulo. Quando o magnésio substitui os átomos de alumínio, a lâmina octaédrica recebe o nome de lâmina de brucita. Os principais componentes das argilas são esses arranjos dispostos de forma sobreposta em subcamadas de tetraedros e de octaedros de diferentes maneiras (GOLDANI, 2007). A sobreposição pode ocorrer de duas maneiras, nas argilas do tipo 1:1 cada folha tetraédrica está sobreposta por uma folha octaédrica (figura 2), já nas argilas do tipo 2:1 entre duas folhas tetraédricas possui uma octaédrica (figura 3).

**Figura 2 - Representação das lâminas tetraédricas e octaédricas nas argilas 1:1**



Fonte: Goldani (2007)

**Figura 3 - Representação das lâminas tetraédricas e octaédricas nas argilas 2:1**



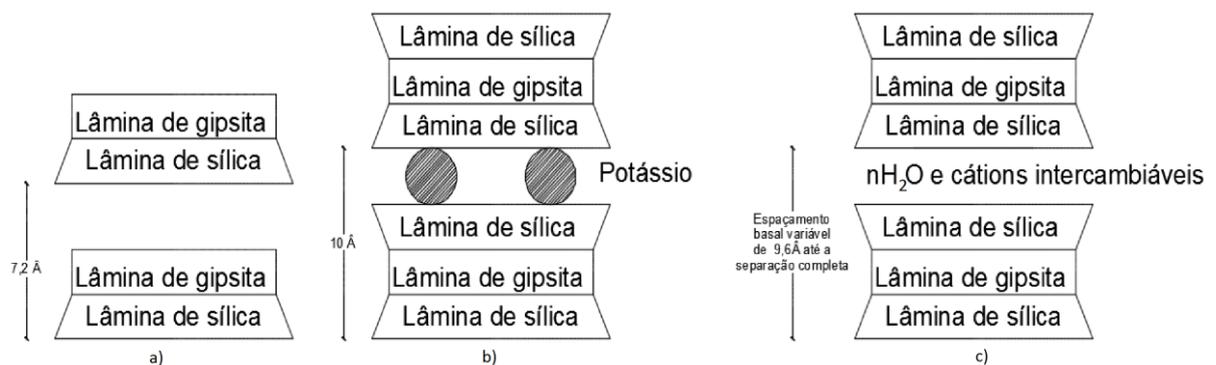
Fonte: Goldani (2007)

A caolinita é formada por uma camada de lâmina de sílica ligada através de pontes de hidrogênio a uma lâmina de gipsita em uma configuração cristalina 1:1 (DAS, 2011). Como resultado dessa ligação, as argilas caolínicas possuem uma estrutura rígida e são relativamente estáveis na presença da água (CAPUTO, 1988).

A configuração cristalina da illita é 2:1, ou seja, possui uma lâmina de gipsita conectada a duas lâminas de sílica, uma na camada superior e outra na inferior, sendo o conjunto ligado por íons de potássio (DAS, 2011).

As montmorilonitas possuem uma estrutura análoga às illitas, porém as ligações entre as unidades são mais fracas (CAPUTO, 1988), podendo alojar moléculas de água e uma diversidade de cátions entre as camadas. Por esta razão são chamados de minerais expansivos (GOLDANI, 2007). Na figura 3 está disposta a representação das estruturas cristalinas e o seus respectivos espaçamentos.

**Figura 4 - Diagrama das estruturas da caulinita (a), illita (b) e montmorilonitas (c)**

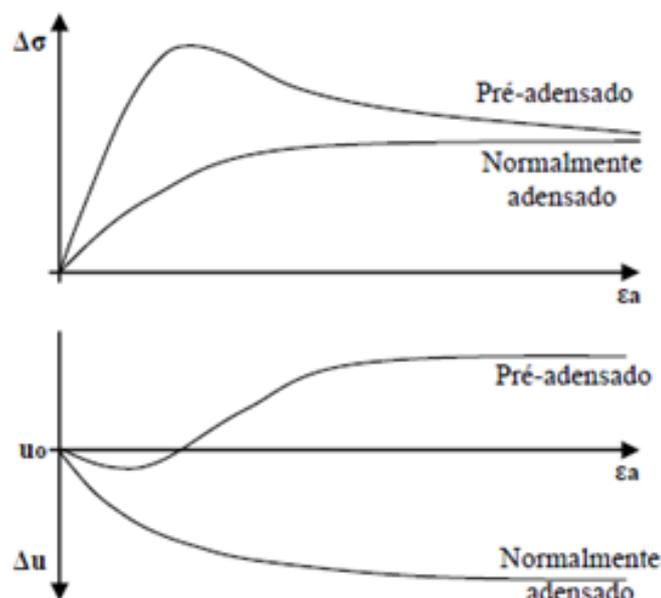


Fonte: adaptado de DAS (2011)

A resistência dos solos é melhor explicada quando as parcelas de resistência ao cisalhamento são compreendidas. Pinto (2006) explica a resistência através das parcelas de coesão e atrito. O atrito ocorre em função da força normal atuante no plano de cisalhamento, devendo ser diferenciado do movimento entre dois corpos sólidos em razão da movimentação relativa entre os grãos dos solos. Em alguns solos podem ocorrer atrações químicas entre as partículas, a qual origina a coesão que é independente da tensão normal atuante no plano. A resistência gerada pela coesão é predominante apenas para pequenas deformações, após um determinado nível ocorre a quebra gradual da cimentação e somente a resistência por atrito atua (FEUERHARMEL, 2000).

Segundo Espíndola (2011) a maioria dos esforços gerados pelas obras de engenharia em solos argilosos ocorre de forma que não haja tempo suficiente para a dissipação de excessos de poro pressões, sendo assim quando a resistência não drenada é baixa, os solos moles apresentam rupturas de aterros em curto prazo e elevados recalques secundários. Através do gráfico 1, o mesmo autor exemplifica o comportamento tensão-deformação para solos sedimentares argilosos quando submetidos a ruptura por cisalhamento. Comenta que o comportamento esta associado à história de tensões e que o critério de ruptura é interpretativo. Este depende entre outros fatores, do tipo de obra e do tipo de carregamento solicitado, porém é comum utilizar o valor da máxima tensão desviadora como ponto de ruptura.

**Gráfico 1- Comportamento dos solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento**



Fonte: Espíndola (2011) adaptado de Holtz e Kovacs (1981)

## 2.2 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO

É comum encontrar situações em que o solo disponível não é favorável às obras de engenharia. Diante dessa situação é necessário decidir entre substituir o solo por outro de melhor qualidade; adaptar o projeto de forma a resistir às limitações impostas pelo solo ou melhorar as propriedades do solo existente no local, sendo esta última opção normalmente designada como estabilização de solos (CRISTELO, 2001).

Pinto (2008) descreve como estabilização do solo como todos os processos, sejam eles naturais ou artificiais, que visam melhorar as características e mantê-las durante a vida útil da obra de engenharia, como uma maior resistência, durabilidade entre outras.

Van Impe (1989) apud Specht (2005) classifica os processos de estabilização em três diferentes formas:

- i. Temporários: são aqueles destinados a um curto período de tempo, normalmente utilizados somente durante a execução da obra.
- ii. Permanentes sem adições de novos materiais: englobam os processos de tratamento térmico e compactação.
- iii. Permanentes com adições de novos materiais: além da utilização de materiais como a cal e o cimento, este método normalmente engloba processos de compactação.

Cristelo (2001) cita que normalmente a estabilização pode ser classificada como:

- i. Física: quando se faz uso da eletricidade, do calor, etc., para modificar as propriedades do solo.
- ii. Mecânica: age através de correções das faixas granulométricas e/ou melhor acomodação das partículas constituintes do solo.
- iii. Química: aditivos químicos são utilizados para modificações permanentes do solo.

Dentre os métodos de melhoria do solo, Santos et al. (1995) se refere à estabilização química como sendo um processo que modifica as propriedades de resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade do solo. Este processo ocorre através da adição de algum tipo de agente cimentante, dependendo do qual, as reações químicas ocorrem de maneira mais lenta ou mais rápida, proporcionando um menor ou maior ganho de resistência mecânica (ZAMPIERI, 2015).

Os principais materiais utilizados como aditivos químicos para estabilização são a cal, os materiais betuminosos e o cimento Portland (SANTOS, 2009). Os materiais que quando em contato com a água reagem e se desenvolvem são chamados de ligantes hidráulicos (cimento e cal), já os que necessitam de um ativador para que ocorram as reações de cimentação recebem o nome de ligante hidráulico latente (escória de alto forno) (ZAMPIERI, 2015). Ligantes não-hidráulicos podem ser utilizados para ativar materiais não hidráulicos latentes e produzir misturas reativas (BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, 2002). O mesmo autor complementa que os ligantes não-hidráulicos geralmente reagem com os minerais de argila, resultando assim em um solo estabilizado com melhores propriedades geotécnicas.

Segundo a NBR 12253/92 o solo-cimento é o [...] produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem [...] (p.2), sendo que no Brasil, elas começaram a ser utilizadas através da ABCP Associação Brasileira de Cimento Portland no ano de 1931 (SOUSA, 2003).

As misturas solo-cimento apresentam a grande vantagem de serem mais econômicos do que os concretos convencionais principalmente devido à possibilidade de utilizar o mesmo solo presente no local. Nas situações que o solo local não apresenta as características necessárias à estabilização, o que normalmente ocorre devido ao fato de não apresentar-se inserido em uma faixa granulométrica ideal, existe a possibilidade de correções através da adição de frações de areia ou de solos mais arenosos (SOUSA, 2003). O mesmo autor afirma que as estacas de solo-cimento podem apresentar resistência e durabilidade satisfatória nas obras de engenharia, custando cerca de 50% menos que o concreto convencional.

Apesar de as técnicas de estabilização com a utilização do cimento se apresentarem em vários casos vantajosas, Cristelo (2001) salienta que o processo é passível de falha e que nem todas as propriedades podem apresentar melhoria, devendo assim ser avaliada a estabilização de maneira específica para cada tipo de solo. A grande variabilidade dos solos é a principal desvantagem dos solos-cimento como material de construção, e como dentre os materiais envolvidos ele é o mais variável, é a este que deve ser dada a maior atenção nos estudos laboratoriais (SOUSA, 2003).

As propriedades a serem melhoradas dependem da aplicabilidade da mistura, de um modo geral, os objetivos do emprego de mistura solo-cimento visam uma melhoria no controle do volume estabilizado, resistência mecânica, deformabilidade, permeabilidade e durabilidade (SOUSA, 2003). O autor ainda cita que solos empregados como base de

pavimentos estabilizados com pequenas quantidades de cimento já apresentam características de suporte muito superiores às de outros materiais utilizados como camadas de base flexíveis. Porém alerta que quando rompida a cimentação entre os grãos, que são unidos pelo cimento, estes perderão a sua coesão que não poderá ser restabelecida.

Com relação às modificações dos limites de consistência, Vendruscolo (1996) afirma que a adição de cimento em solos plásticos reduz o seu IP, principalmente devido ao aumento do LP. Ainda segundo o autor, é possível que em determinados solos o LL sofra modificação e em razão disso o IP permaneça inalterado.

### 2.3 REAÇÕES COM O CIMENTO

Vendruscolo (1996) explica que as misturas solo-cimento são muito similares ao concreto. Diferem na utilização do agregado, já que o concreto utiliza maiores granulometrias, enquanto que nas misturas com o solo as partículas de cimento são envolvidas pelos grãos de solo finos, o que resulta em ligações menos resistentes quando comparadas ao concreto convencional.

Segundo Cook e Spence (1983) *apud* Pinto (2008) o cimento é um estabilizante químico que em contato com a água forma um gel coloidal cimentício insolúvel, capaz de dispersar preenchendo os poros e endurecer até formar uma matriz contínua com uma melhor resistência mecânica envolvendo as partículas do solo. Porém, Foppa (2005) afirma que o concreto convencional difere do solo-cimento por vários motivos. Segundo o autor a principal diferença é que no concreto existe uma quantidade suficiente de nata (cimento + água) para preencher os espaços vazios e também para envolver as superfícies dos agregados. O mesmo não ocorre nas misturas de solo-cimento em que a quantidade de pasta não é suficiente para o total recobrimento das partículas do solo e preenchimento dos vazios, o que gera pontos em que a matriz do solo não é completamente cimentada.

Building Research Establishment (2002) explica que após a ativação, o cimento une o solo como uma cola, mas que não altera a sua estrutura com a mesma intensidade e proporção que a cal. Essa ativação pode gerar um ressecamento devido à utilização da água no processo de cura. Também explica que consegue estabilizar praticamente qualquer tipo de solo pelo fato de o cimento não depender das reações com os minerais do solo. Porém Handy (1958) *apud* Vendruscolo (1996) afirma que as ligações químicas entre o cimento e as superfícies

minerais são mais importantes em misturas de granulação fina, como é o caso de misturas solo-cimento.

Os agentes aglomerantes, também chamados de ligantes, reagem com a água através de diferentes formas, dependendo da proporção de cal e sílica ( $\text{CaO} : \text{SiO}_2$ ), sendo que quanto maior a razão, ou seja, maior for a quantidade de cal, mais reativo o ligante será (ZAMPIERI, 2015). Lea (2004) *apud* Zampieri (2015) cita que o cimento é constituído por diferentes substâncias, mas que as principais geradoras de resistência são o silicato dicálcico  $(\text{CaO})_2\text{SiO}_2$  e o silicato tricálcio  $(\text{CaO})_3\text{SiO}_2$ . Bergado et al. (1996) *apud* Mendes (2011) complementa que estas substâncias são responsáveis por cerca de 75% da composição do cimento Portland.

Com base em Bergado et al (1996); Janz e Johansson, 2002; Lindh, 2004; Coutinho, 2006 e Correia (2011); Mendes (2011) explica as reações entre solo-ligante-água que atuam no melhoramento das propriedades hidromecânicas da mistura solo-cimento. Segundo ele as reações podem ser divididas em:

- a) Reações de hidratação;
- b) Reações pozolânicas;
- c) Troca iônica.

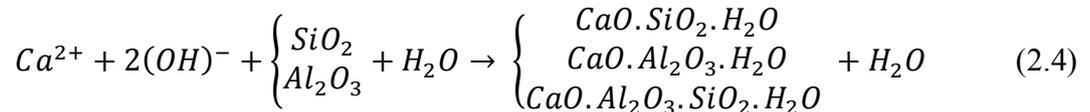
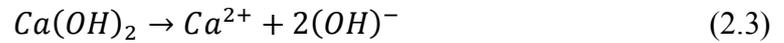
As reações de hidratação formam os produtos cimentícios primários, que são os i) silicatos de cálcio hidratados ( $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ ) e ( $2\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ ); ii) Aluminatos de cálcio hidratado ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2$ ) e ( $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2$ ); e iii) hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ).

Nas reações pozolânicas, os minerais sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) contidos no solo são solúveis, reagem com os íons de cálcio obtidos da hidrólise do cimento e formam os produtos cimentícios secundários que são os:

- silicatos de cálcio hidratados ( $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$  ou *CSH*);
- aluminatos de cálcio hidratados ( $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$  ou *CAH*);
- e/ou silicoaluminados de cálcio hidratados ( $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$  ou *CASH*).

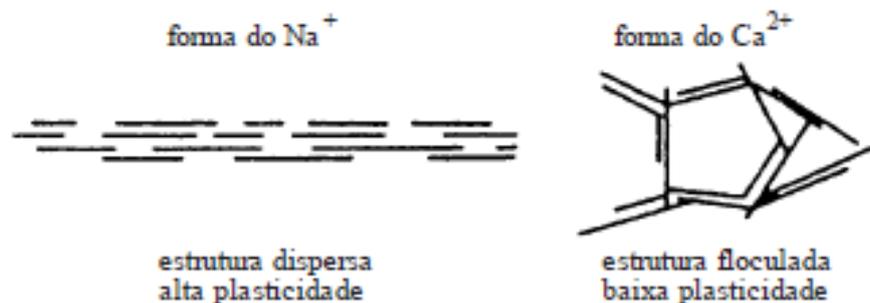
As principais reações responsáveis pelo ganho de resistência das misturas são as de hidratação e pozolânicas, sendo que a formação dos produtos cimentícios primários ocorrem em horas, já a dos produtos cimentícios secundários ocorrem durante meses ou até mesmo anos.

As principais reações de hidratação (2.1, 2.2 e 2.3) e pozolânicas (2.4) estão dispostas abaixo.



Ao mesmo tempo em que as reações de hidratação e pozolânicas ocorrem, as argilas podem sofrer modificações através da troca iônica. Estas modificações atuam no melhoramento do solo, porém não na mesma proporção que as reações citadas anteriormente. A adição do cimento introduz íons de cálcio ( $Ca^{2+}$ ) que reagem com os íons positivos (cations) potássio ( $K_+$ ) ou sódio ( $Na^+$ ) presente nas superfícies das partículas argilosas. Esses novos íons perturbam a sua estrutura molecular dispersa que apresenta uma alta plasticidade e a converte em uma argila com uma estrutura floculada de baixa plasticidade. Cristelo (2001) explica que a redução da plasticidade do solo ocorre em função da liberação de íons de cálcio durante as reações de hidratação do cimento. Quando estes cátions são fixados nas partículas alteram a distribuição das cargas elétricas e provocam uma atração mútua entre as partículas de argila, fazendo estas se comportar como partículas de maiores dimensões do tipo siltoso ou argilo-siltoso.

**Figura 5 - Troca iônica nos solos argilosos**



Fonte: Mendes (2011) adaptado de Janz e Johansson (2002)

## 2.4 PARÂMETROS INFLUENCIADORES NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA

O comportamento mecânico das misturas é influenciado pelas características do ligante, características e condições do solo *in situ*, condições em que a mistura é realizada e também pelas condições em que ocorrem a cura (TERASHI, 1997). Na tabela 3, Bruce e Bruce (2003) resumiram os parâmetros influenciadores do comportamento mecânico explicados por Terashi (1997).

Mendes (2011) cita que o melhoramento do solo depende das condições *in situ* (tipo de solo, matéria orgânica, ph, presença de poluentes e teor em água) e também do teor e tipo do cimento utilizado. No caso dos cimentos Portland normal, normalmente os corpos de prova são ensaiados para a análise do aumento do endurecimento e resistência à compressão em tempos de cura superiores a 7 dias (CRISTELO, 2001). Segundo Janz e Johansson (2002) apud Mendes (2011) “cerca de 50% do cimento já deve ter reagido após 3 dias, 60% aos 7 dias, e aproximadamente 90% após 90 dias.” (p. 14).

**Tabela 2 – Parâmetros que afetam o comportamento mecânico do solo estabilizado**

GRUPO	PARÂMETROS
Características do ligante	Tipo do ligante
	Qualidade
	Água de mistura e aditivos
Características e condições do solo (especialmente importante para argilas)	Propriedades químicas e mineralógicas do solo
	Teor em matéria orgânica
	PH da água do solo
	Teor em água
Condições de mistura	Qualidade da mistura
	Tempo de mistura
	Qualidade do ligante
Condições de cura	Temperatura
	Tempo de cura
	Humidade
	Molha e secagem; gelo e degelo; etc

Fonte: Bruce e Bruce (2003) adaptado de Terashi (1997)

### 2.4.1 Parâmetros relacionados ao solo

De um modo geral, independente da sua granulometria, todos os solos podem ser estabilizados com cimento, porém solos mais finos necessitam de maiores quantidades para atingir as resistências adequadas (ROSA, 2010).

Segundo Ingles & Metcalf (1972) os solos arenosos apresentam maior eficiência, com relação aos seus valores de resistência e também devido a facilidade do processo da mistura. Os autores acrescentam que os solos que apresentam grande quantidade de argila são difíceis de misturar e que requerem grandes quantidades de aditivos para modificar as suas propriedades.

ABCP (1986) salienta que apesar de os solos arenosos estabilizarem com menores quantidades de cimento, um teor mínimo de argila é necessário para que a mistura após ser umedecida e compactada, tenha coesão suficiente para processo de desmolde imediato.

Cristelo (2001) fala a respeito da dificuldade de misturar os aditivos em pó seco fino nos solos úmidos. Ele sugere que o cimento fino seja diluído em um material inerte, como por exemplo o carbonato de cálcio, reduzindo também o seu custo quando comparado ao cimento comum. Pelo fato de se tratar de um material inerte, o mesmo não consome, impede ou retarda a passagem da água e também reduz a retração e o calor de hidratação (Ingles e Metcalf, 1972).

Devido às limitações com relação ao consumo de cimento e a trabalhabilidade, Sousa (2003) reuniu com base em outros autores critérios para a seleção de solos quando a sua granulometria que estão dispostos na tabela 4.

**Tabela 3 – Critérios para a seleção de solos quanto à granulometria**

AUTOR	TEOR DE AREIA (%)	TEOR DE SILTE (%)	TEOR DE ARGILA (%)	TEOR DE SILTE + ARGILA (%)	LIMITE DE LIQUIDEZ (%)
CINVA (1963)	45 a 80	-	-	20 a 55	-
ICPA (1973)	60 a 80	10 a 20	<b>5 a 20</b>	-	-
MERRIL (1949)	> 50	-	-	-	-
MAC (1975)	40 a 70	< 30	<b>20 a 30</b>	-	-
CEPED (1984)	45 a 90	-	<b>&lt; 20</b>	10 a 55	45 a 50

Fonte: Segantini, & Carvalho 1994 apud Sousa (2003)

ABCP (1986) se baseia nos procedimentos de dosagem elaborados pela *Portland Cement Association (PCA)*. Segundo ele, a *Highway Research Board (HRB)* afirma que os

solos mais adequados para utilização do solo-cimento para fins de pavimentação são os que possuem:

- Diâmetro máximo = 75mm;
- Solos passantes na peneira n° 4 (4,8 mm)  $\geq 50\%$ ;
- Solos passantes na peneira n° 40 (0,42 mm), de 15% a 100%;
- Solos passantes na peneira n° 200 (0,075 mm)  $\leq 50\%$
- Limite de liquidez  $\leq 40\%$ ;
- Índice de plasticidade  $\leq 18\%$ .

A NBR 12253/92 exige que os solos empregados para a estabilização sejam enquadrados nas classificações A1, A2, A3 e A4 e que também possuam:

- 100% do material passando pela peneira de abertura 76 mm;
- No máximo 45% de material retido na peneira de abertura 4,8mm.

Não somente a granulometria afeta a estabilização dos solos, mas também a sua composição química e mineralógica. Croft (1967) verificou a influência dos argilominerais e concluiu que solos caolínicos ou íliticos são mais adequados para utilização em misturas solo-cimento do que os solos que contêm grandes quantidades de argilominerais expansivos.

Zampieri (2015) afirma que os solos que apresentam matéria orgânica podem ter as reações químicas condicionadas. A matéria orgânica pode conter ácidos húmicos que durante a estabilização podem afetar as reações de hidratação e reduzir o pH do solo (AXELSSON, et al.,2002). Benson (2011) cita que as reações pozolânicas podem ser afetadas quando o pH da mistura for inferior a 9.

Neto (2014) explica que o efeito depende do tipo da matéria orgânica. Os compostos orgânicos com altos pesos moleculares como a celulose, linhita e gelatina quase não alteram as propriedades do solo-cimento. Já os compostos com baixo peso molecular como a glicose, os açúcares e o ácido húmico são extremamente impactantes. Estes compostos atuam no retardamento da cura do cimento através da adsorção de íons de cálcio liberados durante a hidratação.

#### **2.4.2 Parâmetros relacionados à mistura solo-cimento**

Como já citado, o tipo e teor de cimento é um parâmetro determinante no comportamento mecânico da mistura. Com relação a sua tipologia, os cimentos Portland são

os mais utilizados embora seja possível o emprego da maioria dos tipos de cimento, devendo os mesmos apresentar as características estabelecidas nas especificações que os caracterizam (CRISTELO, 2001). Nos solos que apresentam elevada quantidade de matéria orgânica, o cimento de alta resistência inicial (ARI) é o mais indicado por apresentar maiores teores de silicatos de cálcio, o que permite uma maior velocidade nas reações de hidratação (ZAMPIERI, 2015; CRISTELO, 2001).

A quantidade de cimento nas misturas afeta não somente a sua resistência, mas também a sua durabilidade, assim quando a quantidade de cimento não é suficiente o solo se deteriora evoluindo para o comportamento de solo não-estabilizado (ROSA, 2013). Segundo Ingles e Metcalf (1972) pequenas quantidades de cimento, até 2% já modificam as propriedades do solo, porém as grandes quantidades são as que apresentam grandes modificações.

O aumento do teor de cimento eleva a resistência, a capacidade de suporte, a durabilidade a ciclos de umedecimento e secagem, porém de um modo geral diminui a permeabilidade (VENDRUSCOLO, 1996). O autor complementa que a tendência a retração aumenta nos solos granulares e a tendência a expansão diminui nos solos argilosos.

A quantidade de cimento adicionada depende de quais características se deseja obter da mistura. Quanto maior o teor de cimento, maior será a sua resistência, porém maior será o seu custo final. Segundo Vendruscolo (1996), o aumento da resistência diante do teor de cimento ocorre de maneira linear, porém em diferentes proporções para diferentes solos. O autor afirma que a densidade é outro fator importante e que segundo Inglês e Metcalf (1972) vários trabalhos demonstram a relação entre ela e a resistência da seguinte forma:

$$S = Ae^{bD}$$

onde: **S** é a resistência, **D** é a densidade, e **A** e **b** são constantes.

Cristelo (2001) explica que apesar de o aumento do teor de cimento resultar a resistências mais elevadas, a sua utilização em quantidade excessiva apresenta inconvenientes não só do ponto de vista econômico, mas também do ponto de vista técnico. As misturas com excessivo teor de cimento, apesar de poder conduzir a elevada resistência mecânica, apresentam elevada retração, o que origina uma rede de fendas e afeta o comportamento semi-rígido da mistura.

Sousa (2003) afirma que o aumento do teor de cimento nos solos que apresentam uma baixa concentração resulta em um maior ganho de resistência a compressão, enquanto que nas misturas que já apresentam um elevado teor normalmente não adquirem maior ganho considerável de resistência em razão do incremento do teor de cimento.

Em razão destes fatores, se fazem essenciais os processos de dosagem nas misturas solo-cimento. As técnicas tradicionais consistem na realização de testes laboratoriais com o intuito de determinar a quantidade mínima de cimento necessária para atingir a resistência à compressão simples desejada (ROSA, 2013).

Velázquez (2016) cita que o processo de dosagem consiste na fixação de três variáveis: a quantidade de cimento, a quantidade de água e a massa específica aparente seca máxima. O autor explica que os critérios de dosagem variam conforme o país e que os primeiros trabalhos desenvolvidos nos Estados Unidos envolviam testes de durabilidade em que as amostras eram curadas por 7 dias e submetidas a 12 ciclos de congelamento e degelo e/ou molhagem e secagem. Ao final de cada sequência era analisada a perda de peso após o escovamento da superfície e o aumento de volume. A quantidade de cimento adotada deveria estar dentro dos limites padrões estabelecidos.

Segundo a ABCP (1986) o processo de dosagem no Brasil é baseado nos métodos da “*Portland Cement Association*” dos Estados Unidos da América excluído a medida da durabilidade por congelamento e degelo. A norma dispõe de uma metodologia geral e de uma simplificada. A norma geral é aplicada a todos os solos exceto os orgânicos, e pode ser resumida pelas seguintes operações:

- Identificação e classificação do solo;
- Escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- Execução do ensaio de compactação do solo-cimento;
- Escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- Moldagem de corpos de prova para ensaio de durabilidade;
- Execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- Escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados dos solos.

A determinação do teor ideal ocorre de acordo com os resultados dos vários ensaios realizados com diversos teores de cimento, permitindo indicar qual o teor mínimo para obter as características necessárias. Também esclarece que baixos teores de cimento ocasionam uma maior perda de massa quando comparado aos teores elevados, devendo as misturas ter um teor suficiente para resistir às variações das condições climáticas.

Devido a norma geral de dosagem apresentar longo tempo de duração em seus ensaios, principalmente dos relacionados a durabilidade, a PCA, através de correlação estatística entre os ensaios de durabilidade e de resistência à compressão simples nos solos arenosos desenvolveu o método simplificado. A norma simplificada possui a metodologia A e B, podendo ser apenas aplicada nos solos que possuem no máximo 50% das partículas passante no diâmetro equivalente ou inferior a 0,05 mm (silte e argila) e, no máximo 20% de partículas com diâmetro equivalente ou inferior a 0,005 mm (argila). De um modo geral o método geral pode ser descrito pelas seguintes atividades:

- Ensaios preliminares do solo;
- Ensaio de compactação do solo-cimento;
- Determinação da resistência à compressão simples aos 7 dias;
- Comparação entre a resistência média à compressão simples obtida nos corpos de prova e a resistência à compressão simples mínima admissível para o solo em estudo.

A orientação é de que o melhor meio de fixar os teores de cimento iniciais para os ensaios são através de comparações com outros solos já ensaiados, levando em consideração a granulometria, os índices de consistência, a origem geológica, a coloração, a região de onde provêm e a profundidade em que a amostra foi retirada. Quando os dados de experiências anteriores não encontram-se disponíveis, a norma indica o teor inicial a ser adotado nos ensaios de compactação que pode ser visto na tabela 4.

**Tabela 4 – Teor de cimento para ensaio de compactação**

CLASSIFICAÇÃO DO SOLO SEGUNDO A AASHTO (M 145)	TEOR DE CIMENTO EM MASSA
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Fonte: ABCP (1986) apud Velázquez 2016

A NBR 12253/92 descreve o processo de dosagem para o emprego da mistura como camada de pavimento. A norma prescreve como critério de aceitação a resistência de

compressão simples mínima de 2,1 MPa aos 7 dias de cura. De um modo geral, a metodologia é baseada nos seguintes procedimentos:

1. Após a classificação granulométrica do solo segundo a norma ASTM D 3282, são indicadas porcentagens de cimento entre 5% e 10% para a execução do ensaio de compactação.
2. Utilizando as quantidades de cimento sugeridas e executar o ensaio de compactação segundo a NBR 12023/92 com o objetivo de obter os valores da massa específica aparente seca máxima e de umidade ótima.
3. Com um ou mais teores de cimento, moldar os corpos-de-prova para a execução do ensaio de resistência à compressão simples. A orientação para escolha da quantidade de cimento é apresentada através de duas figuras, que em função da massa específica aparente seca e da granulometria, pode-se obter o teor de cimento. Para cada teor de cimento devesse moldar no mínimo três corpos-de-prova segundo a NBR 12024/92.
4. Após o período de cura, executar o ensaio de resistência à compressão segundo as condições estabelecidas pela NBR 12025/90.
5. Através dos resultados obtidos nos ensaios, calcular a resistência à compressão simples média dos corpos-de-prova que atenderam os requisitos da NBR 12024/92. Os resultados que divergem mais que 10% da média devem ser excluídos.
6. O teor a ser adotado deve ser o menor das médias que apresentem resistência à compressão simples igual ou superior a 2,1 MPa aos 7 dias de cura. É possível interpolar graficamente os dados para a determinação do teor de cimento para que corresponda ao valor mínimo da resistência a compressão média especificada. Apesar de o teor mínimo recomendado pela NBR 12253/92 ser de 5%, podem ser empregados teores de no mínimo 3,5% em massa desde que o critério de resistência mínima seja satisfeito.

Segundo Rosa (2013), quanto mais argiloso o material, maior será a quantidade necessária à estabilização. O autor apresenta na tabela 5 um indicativo da quantidade necessária de acordo com o tipo de solo.

**Tabela 5 – Indicativo da quantidade de cimento a ser utilizada conforme o tipo de solo**

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

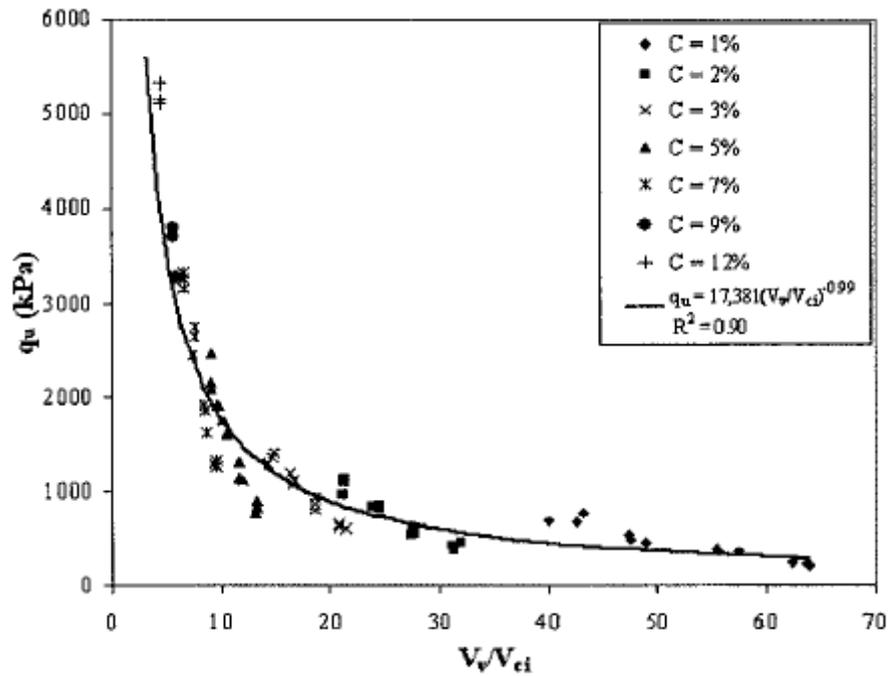
Fonte: Ingles e Matcalf (1972) apud Rosa (2013)

Consoli et al. (2007) foi o responsável pelo desenvolvimento da primeira metodologia racional, onde estimou a resistência à compressão simples ( $q_u$ ) de uma areia argilosa através da relação vazios/cimento - definida como a porosidade da mistura compactada dividida pelo teor volumétrico de cimento - ( $V_v/V_{ci}$ ) (gráfico 2).

Apesar de uma boa correlação entre os dados, observou que os pontos que apresentavam uma mesma relação vazios/cimento, obtidos através de diferentes teores de cimento e peso específico aparente seco, apresentavam diferentes resistências. Concluíram assim que a taxa de crescimento da resistência à compressão simples com relação ao volume de vazios ( $V_v$ ) e ao volume de cimento ( $V_{ci}$ ) eram diferentes.

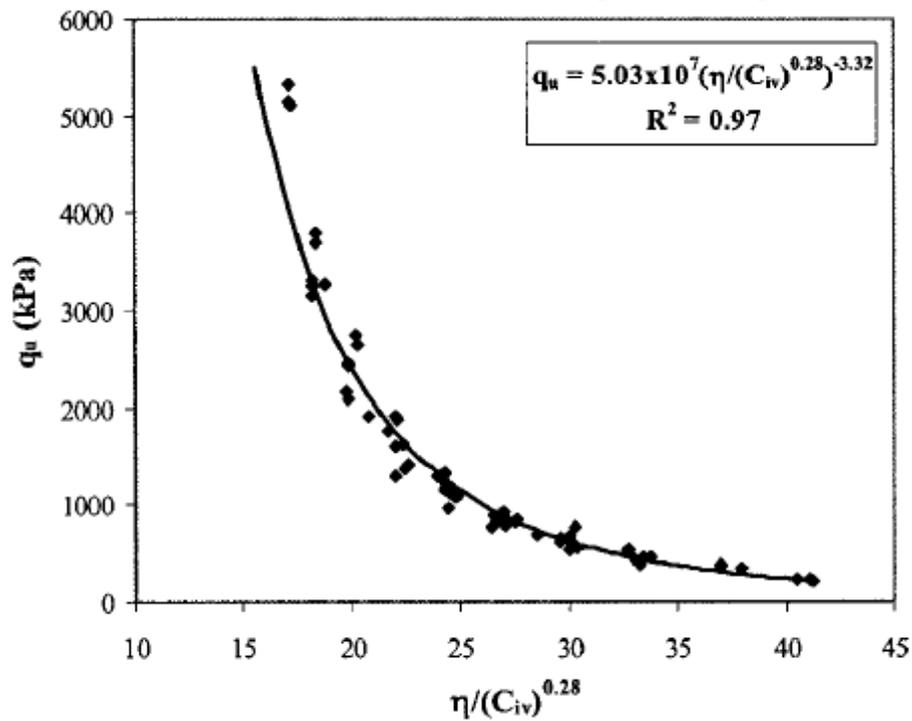
Para ajustar as taxas de crescimento, os autores modificaram o expoente da variável do volume de cimento (0,28), além de expressar a relação  $V_v/V_{ci}$  de uma forma mais elegante através da porosidade ( $\eta$ ) e do teor volumétrico do cimento ( $C_{iv}$ ) (gráfico 3).

Gráfico 2 - Variação da resistência à compressão simples com relação vazios/cimento



Fonte: Consoli et al. (2007)

Gráfico 3 - Razão vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento versus resistência à compressão simples



Fonte: Consoli et al. (2007)

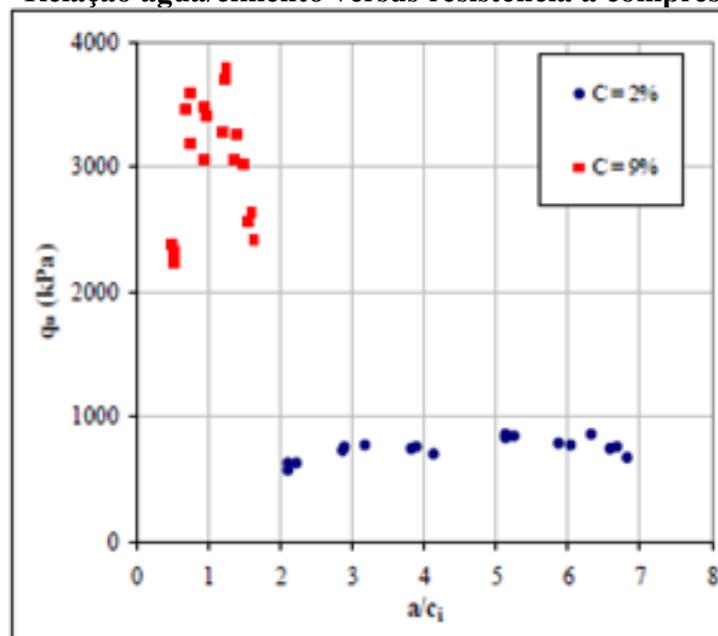
Segundo Cruz (2008) o valor do expoente da relação  $\eta/C_{iv}$  está em função do cimento e do tipo de solo utilizados na estabilização. Rosa (2010) diz que a afirmação é coerente já que Foppa (2005) e Lopes Júnior (2007) obtiveram diferentes valores para diferentes materiais. Foppa (2005) acrescenta que a relação vazios/cimento só é válida quando se mantém constante o teor de umidade.

Consoli et al. (2007) demonstraram não haver correlação entre a resistência à compressão simples em relação à razão água/cimento (definida como a massa de água dividida pela massa de cimento). Larnach (1960) apud Foppa (2005, p. 40) explica o ocorrido da seguinte forma:

[...] como a compactação em solos ou solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água.

Foppa (2005), que obteve os mesmos resultados, explica que o preenchimento total dos poros pela água reflete indiretamente na quantidade de vazios (gráfico 4). Em seu trabalho, também cita alguns autores que verificaram que a relação água/cimento é um parâmetro apropriado para determinação da resistência de argilas moles com altos teores de umidade.

**Gráfico 4 - Relação água/cimento versus resistência à compressão simples**

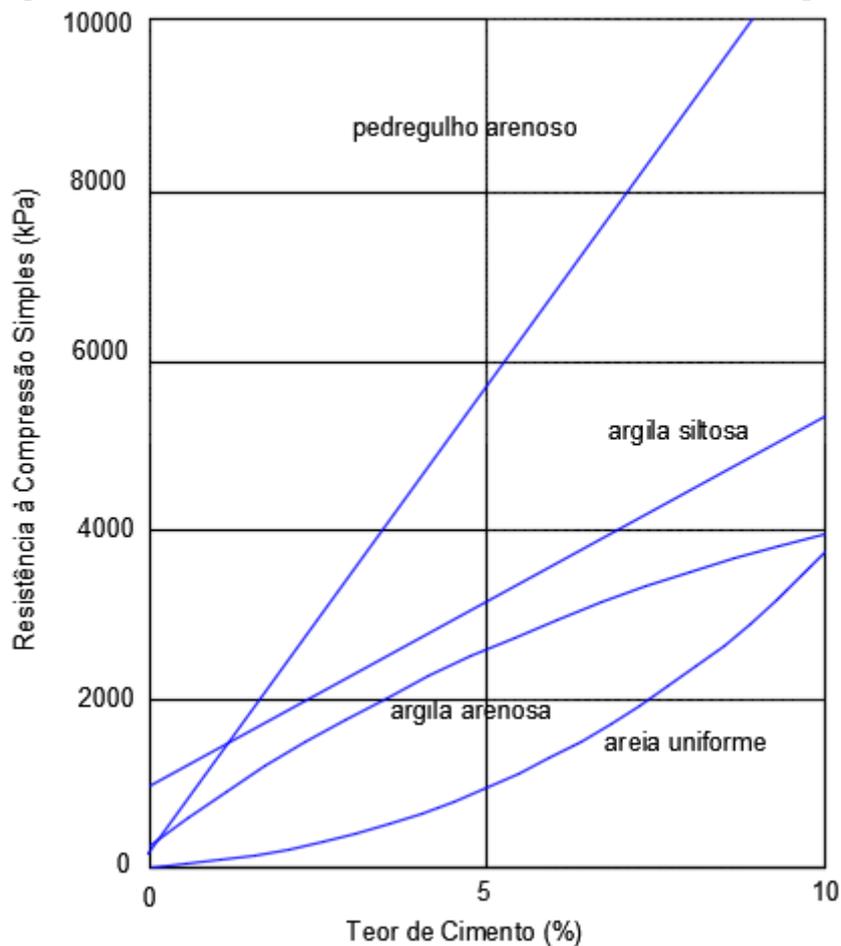


Fonte: Foppa (2005)

Consoli et al. (2007) evidenciou que a resistência a compressão não confinada aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade da mistura. Foppa (2005) chegou ao mesmo resultado e concluiu que a estabilização através do cimento é mais eficaz em misturas mais compactadas, devido a maior possibilidade de união das partículas pelo cimento, uma vez que as mesmas estão mais próximas.

Foppa (2005) também cita que é comum a representação do grau de cimentação das misturas através da percentagem de cimento em relação à massa de solo seco, porém explica que o mesmo não está relacionado apenas a quantidade de agente cimentante. Fatores como a forma, a densidade e a natureza superficial das partículas influenciam no processo de cimentação.

**Gráfico 5 - Efeito da quantidade de cimento sobre a resistência à compressão simples para alguns solos estabilizados com cimento Portland e curados por 7 dias**



Fonte: adaptado de Ingles e Metcalf (1972) apud Foppa (2005)

É importante ressaltar que não apenas o grau de compactação é um fator importante na propriedade da mistura, mas também o momento em que ela ocorre. As misturas solo-cimento compactadas devem receber a compactação antes do processo de cura, sendo que as realizadas após a hidratação do cimento são ineficazes (VENDRUSCOLO, 1996). Ainda Segundo Vendruscolo (1996) a demora na compactação é a maior causa da perda de resistência devido à formação de grumos resistentes oriundos do processo de hidratação do cimento, que dificulta a compactação resultando em uma mistura com menor densidade.

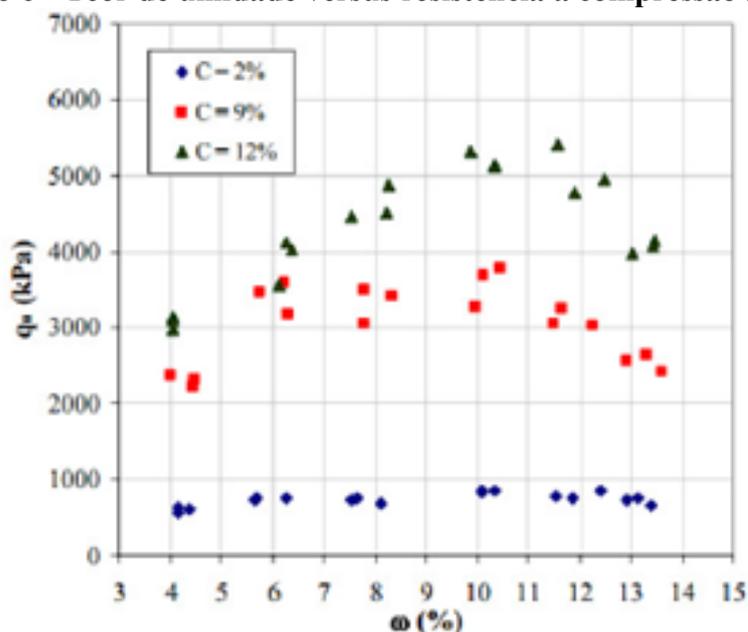
A água é essencial ao processo de compactação e também ao processo de cura dos solos estabilizados. O teor total de água da mistura é a soma do teor de água natural do solo, da água adicionada a ele para amolgar-lo, e da água presente na nata de cimento.

De um modo geral, os solos estabilizados são compactados sob a umidade ótima, que para uma determinada energia de compactação, corresponde a massa específica máxima aparente seca, porém nem sempre este teor de umidade resulta em uma máxima resistência e durabilidade (VELÁZQUEZ, 2016).

Após citar alguns trabalhos em que autores afirmam que a quantidade de água necessária à hidratação do cimento é inferior a ótima de compactação, Cristelo (2001) explica que nos solos argilosos e siltosos a quantidade de água que resulta em uma máxima resistência parece ser igual ou ligeiramente superior ao teor ótimo de compactação, diferente dos solos arenosos, a qual parece ser mais baixa.

Foppa (2005) analisou a resistência à compressão simples de um arenito de Botucatu diante da variação do teor de umidade de moldagem para uma massa específica aparente seca constante. O autor verificou um aumento da resistência com um aumento da umidade até um valor ótimo, principalmente para as amostras de maiores concentrações de cimento (9% e 12%). Verificou-se que o valor ótimo de umidade era de aproximadamente 10% independente da concentração utilizada e que após este valor houve um decréscimo na resistência. Segundo Velázquez (2016) a razão para esse comportamento está relacionada à estrutura da mistura no momento da moldagem, sendo que a água tem papel fundamental na configuração desta.

**Gráfico 6 - Teor de umidade versus resistência à compressão simples**



Fonte: Foppa (2005)

Cristelo (2001) alerta que para os mesmos materiais e proporções, geralmente as misturas preparadas em laboratório são mais resistentes do que as preparadas em campo. Segundo o autor, isto ocorre devido ao grau de homogeneidade das misturas, que depende do grau de pulverização do solo, do modo como é feita a mistura e também da sua duração.

Devido à discrepância entre os valores encontrados em campo e em laboratório, Ingles e Metcalf (1972) sugerem que seja utilizada uma quantidade de cimento em campo 1.66 vezes superior às dosagens realizadas em laboratório.

### 2.4.3 Parâmetros relacionados à cura

Um dos fatores relacionados ao processo de cura é a temperatura em que ela ocorre. Quando a temperatura é baixa, a pega ocorre de maneira mais lenta retardando o endurecimento enquanto que temperaturas mais elevadas favorecem a velocidade da pega e a qualidade da mistura (CRISTELO, 2001).

Vendruscolo (1996) acrescenta que além da temperatura, a excessiva secagem aumenta a resistência, porém pode provocar o fissuramento. Com relação ao processo de cura imerso, as misturas com solos argilosos têm a sua resistência reduzida.

## 2.5 TECNOLOGIAS E APLICABILIDADE

Dentre os processos de estabilização química dos solos, as misturas solo-cimento são as mais utilizadas, sendo mais vantajosas em solos granulares, siltosos e argilas pouco plásticas (CRISTELO, 2011). Segundo Sousa (2003) o emprego do solo-cimento pode ocorrer de várias maneiras como:

- Base de pavimentos
- Fundações
- Revestimentos de taludes de aterro, principalmente em obras hidráulicas;
- Construção de paredes de edifícios e casas;
- Revestimentos de canais, diques e barragens;
- Fundações (estacas Strauss e apiloadas, estacas “brocas”, mini-tubulões, tubulões, etc).

O autor explica que todas as alternativas podem ser economicamente viáveis quando analisadas as condições da construção, o tipo de solo e principalmente a tensão de ruptura de trabalho. Também complementa que em alguns casos em que o carregamento é pequeno, não é necessária toda a capacidade estrutural que uma estaca de concreto possui. Nestes casos a busca de novos materiais, como o uso de solo-cimento, estão sendo pesquisados para que as estruturas não sejam subaproveitadas.

A aplicabilidade da mistura depende da ação estabilizante que está em função do teor em cimento da mistura. Teores mais altos elevam a resistência mecânica devido à aglutinação das partículas do solo pelo ligante, enquanto que baixos teores consistem fundamentalmente na alteração da fração argilosa do solo (diminuição da plasticidade), podendo ou não gerar um aumento de resistência mecânica (CRISTELO, 2011). Em razão das variações comportamentais das misturas, é importante que existam algumas distinções com relação as suas classificações.

Pereira (1970) apud Cristelo (2011) classifica as misturas em três principais tipos, cada uma com diferente aplicação:

- i. Solo-cimento compactado: mistura com quantidade de cimento suficiente para gerar endurecimento e com quantidade suficiente de água para realizar a hidratação do cimento e compactação da mistura.
- ii. Solo corrigido com cimento: menor quantidade de cimento, visando corrigir determinadas propriedades físico-químicas do solo como, por exemplo, a

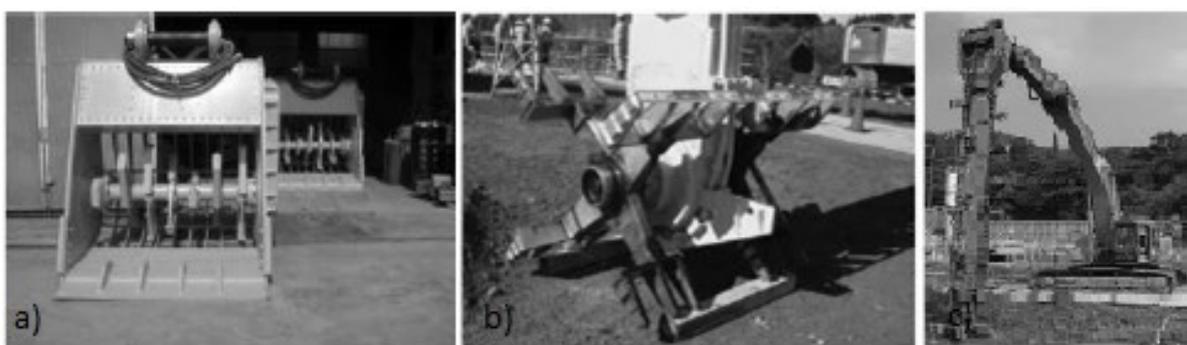
expansibilidade, a plasticidade ou a capacidade de carga. Nestes casos, geralmente o teor de cimento é superior a 1% e ligeiramente menor do que o do “solo-cimento”, não causando endurecimento na mistura de forma significativa.

- iii. Solo-cimento plástico: apresenta quantidade de cimento suficiente para endurecer a mistura e quantidade de água necessária para lhe conferir consistência semelhante a das argamassas no momento da aplicação.

A dosagem de ligante e a quantidade de água são variáveis conforme o solo a ser utilizado e a tecnologia escolhida. As técnicas de estabilização químicas *in situ* são as mais variadas e recebem diferentes designações conforme o país.

A tecnologia *Soil Mixing* (SM) pode ser dividida em dois grandes grupos de acordo com a profundidade a ser trabalhada: *Shallow Mixing Method* (SMM) e *Deep Mixing Method* (DMM) (TERASHI, 2013). O autor explica que para profundidades menores que 3 metros. Os equipamentos do DMM não são os mais viáveis, sendo a SMM mais eficiente para estes casos.

**Figura 6 - Tecnologias SMM: a) Bucket mixing type; b) Rotary blender type; c) Trencher type**



Fonte: adaptado de Terashi (2013)

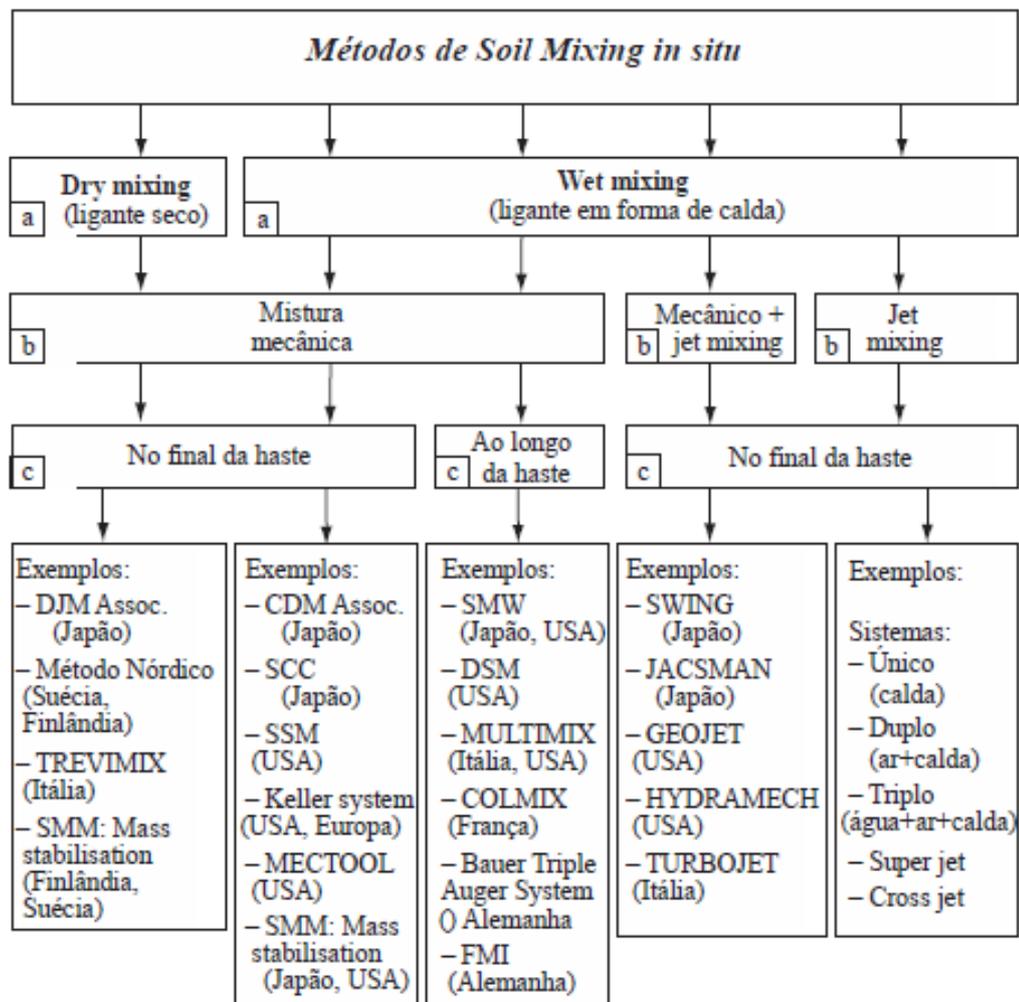
A tecnologia *Deep Soil Mixing* (DSM) consiste no posicionamento do equipamento, seguido da penetração de uma haste até a profundidade especificada em projeto, na qual, em sua extremidade inferior, estão acopladas as pás misturadoras que auxiliam no processo de destruição da estrutura do solo e na uniformização dos ligantes (CORREIA, 2011)

Segundo Mendes (2011) o método DMM ocorre a profundidades maiores que 3 metros através da desagregação do solo e da injeção de ligante a seco (*dry mixing*) ou em

calda (*wet mixing*). A desagregação pode ocorrer pela ação mecânica, mecânica com *jet mixing* ou somente *jet mixing*.

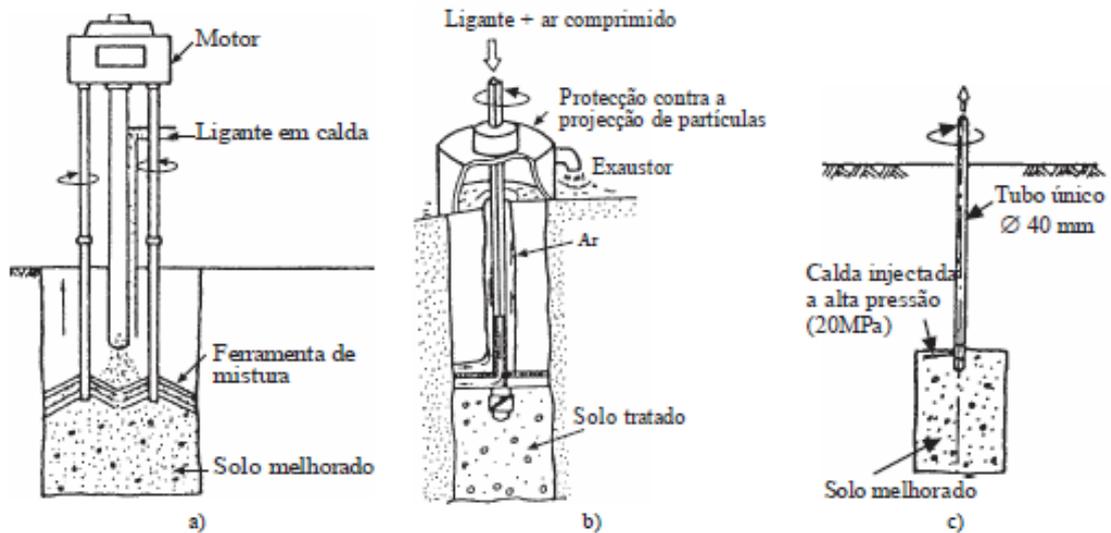
As misturas realizadas pelo método *dry mixing*, que são as que recebem o ligante em forma granular ou em pó através da injeção de ar, apresentam resistência mecânica superiores para uma mesma quantidade de ligante, isto é justificado pelo decréscimo da quantidade de água (CORREIA, 2011). O autor ainda complementa que este método também tem o benefício de apresentar menores perdas e de os equipamentos utilizados serem mais leves. Mendes (2011) salienta que apesar de o *dry mixing* alcançar maiores resistências, é necessário que o solo possua um teor de água natural mínimo de 20% para a aplicação desta técnica.

**Figura 7 - Classificação geral do Soil Mixing, com base no tipo de calda, do princípio de mistura e localização da ferramenta de mistura**



Fonte: Mendes (2011) adaptado de Topolnicki (2004)

**Figura 8 - Tipos de SM: a) wet mixing; b) dry mixing; c) jet mixing tipo 1**

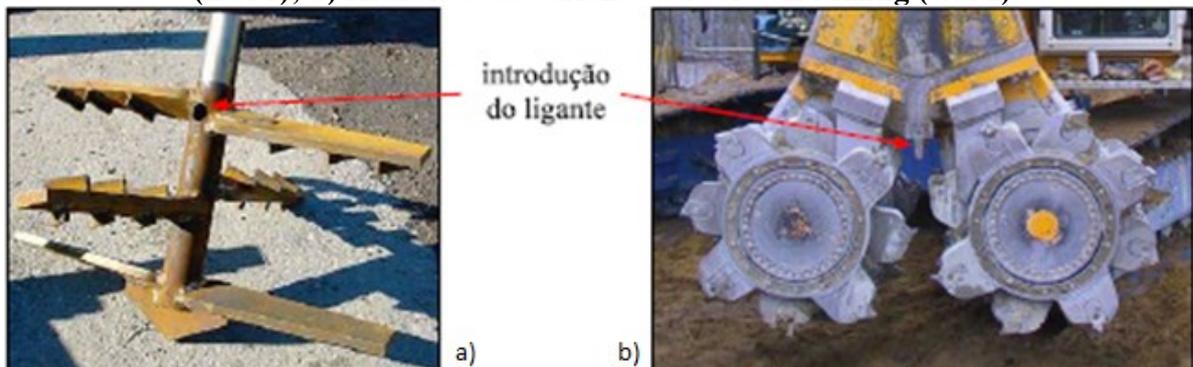


Fonte: Mendes (2011) adaptado de Porbaha (1998)

Building Research Establishment (2002) ressalta que a estabilização visa reduzir os recalques e/ou aumentar a estabilidade, e que pode ser realizada através de duas diferentes formas. A primeira ocorre através da realização de colunas que podem atingir 25 metros de profundidade. Já na segunda, a estabilização é feita em todo um volume, recebendo o nome de estabilização em massa.

Mendes (2011) explica que o DMM é aceito internacionalmente como uma tecnologia voltada à melhoria das características hidromecânicas do solo, que através de equipamentos constituídos por um eixo que é conectado a uma ferramenta de injeção, realiza a mistura entre o solo e o ligante. Porém, a partir de 2003 a variação da técnica possibilitou a execução de painéis retangulares através da técnica *Cutter Soil Mixing* (CSM) (figura 9).

**Figura 9 - Técnica de deep mixing: a) pá misturadora da variante Lime Column Method (LCM); b) Hidrofesa da variante Cutter Soil Mixing (CSM)**

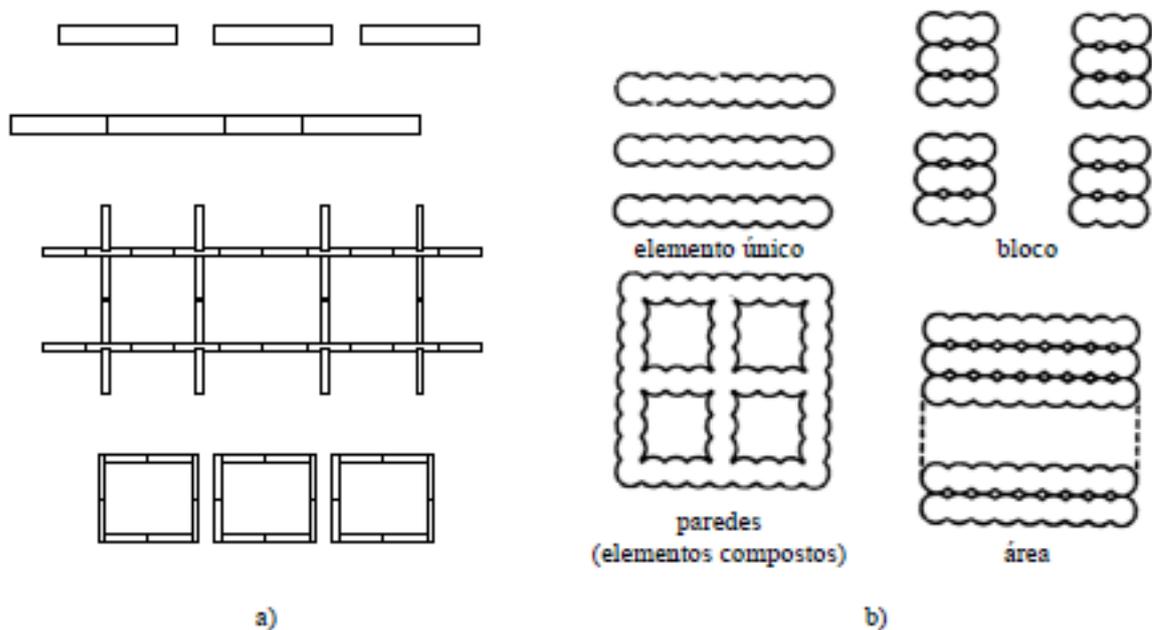


Fonte: adaptado de Correia (2011)

O ajuste da pressão de injeção do ligante, da velocidade de ascensão da haste e da velocidade de rotação das pás possibilita o controle da quantidade de ligante que vai ser misturada ao solo, resultando em colunas circulares (com diâmetro de 0,5 até 1,5 m) ou em painéis (com espessura de 0,5 até 0,8 m e largura de 2,4 até 2,8 m) de solo estabilizado, podendo chegar a profundidades de 40 m no caso das colunas e de 70 m no caso de painéis (CORREIA, 2011). Ambas as tecnologias podem ser utilizadas em elementos individuais ou associadas em elementos compostos como pode ser visto na figura 10 (MENDES, 2011).

Apesar de o CSM ser uma derivação do DSM, cada técnica apresenta a sua particularidade. Em razão disto, com base nos trabalhos de Bauer (2010); Bruce (2000) e Fiorotto et al (2005), Mendes (2011) reuniu na tabela 6 as principais diferenças entre as duas técnicas.

**Figura 10 - Exemplos da disposição espacial dos elementos: a) CSM; b) DSM**



Fonte: a) Fiorotto et al. (2005) apud Mendes (2011); b) Mendes (2011) adaptado de Bruce e Bruce (2003)

**Tabela 6 – Diferenças entre DSM e o CSM, com apresentação de valores de referência**

PROPRIEDADES	<i>DEEP SOIL MIXING</i> (DSM)	<i>CURRER SOIL MIXING</i> (CSM)
Número de hastes	1 -6, geralmente 4	1 (2 a 4 rodas)
Máxima profundidade de penetração (m)	35	40 a 60
Velocidade (m/min)	D: 0,6 - 1; A:1 - 2	D: 0,5 - 0,7; A: 0,7 - 1,2
Frequência de rotação (rpm)	15 - 25	0 - 40
Injeção	Possível em fase D e A	Possível em fase D e A
Traço A/C	1,2 - 1,75	0,5 - 4
Teor em cimento (Kg/m <sup>3</sup> )	120 - 400	100 - 500
Produtividade (m <sup>2</sup> /dia)	200 - 300	96 - 176
Resistência à compressão simples (Mpa)	0,3 - 0,7 (a); 2,0 (b)	0,5 - 15,0 (c)
Permeabilidade (m/s)	10 a 10	10

Legenda: D - descendente; A - ascendente; (a) - argilas; (b) areias; (c) - depende do tipo de solo

Fonte: Mendes (2011) adaptado de Bauer (2010); Bruce (2000); Fiorotto et al. (2005)

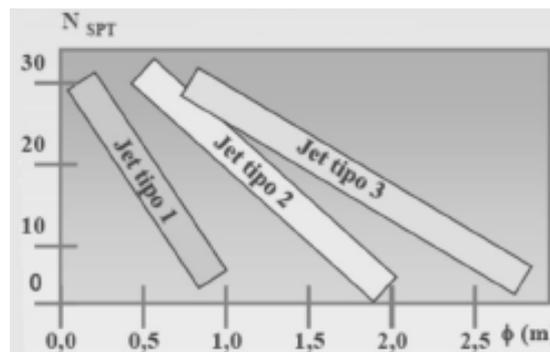
Na tecnologia de tratamento *Jet Grouting*, o melhoramento do solo ocorre sem escavação prévia, a desagregação e mistura acontecem através da injeção da calda de cimento a altas pressões (20 a 40MPa) (RIBEIRO, 2010). O autor explica que o desenvolvimento da técnica resultou em três diferentes sistemas que devem ser escolhidos conforme as mais diversas situações do terreno, os objetivos das intervenções e os prazos e custos de execução da obra. Os sistemas são os seguintes:

- i. Sistema de *Jet 1* ou simples: Apenas injeta calda de cimento com elevadas pressões, destinada a solos coesivos com  $5 < N_{spt} < 10$  e solos não coesivos com  $N_{spt} < 20$ . Apesar de ser o sistema com maior flexibilidade e economia, sua limitação corre principalmente com relação ao diâmetro das colunas, normalmente destinada a diâmetros inferiores a um metro para solos não coesivos.
- ii. Sistema de *Jet 2* ou duplo: Um jato de calda de cimento e outro de ar comprimido ou água. Executada em solos coesivos com  $N_{spt} < 10$  e solos não coesivos com  $N_{spt} < 50$ .

O jato de ar ou água, que é transportado através de varas coaxiais, aumenta o alcance do jato de calda de cimento, viabilizando assim a realização de colunas de diâmetro entre 1 m e 2 m em solos não coesivos.

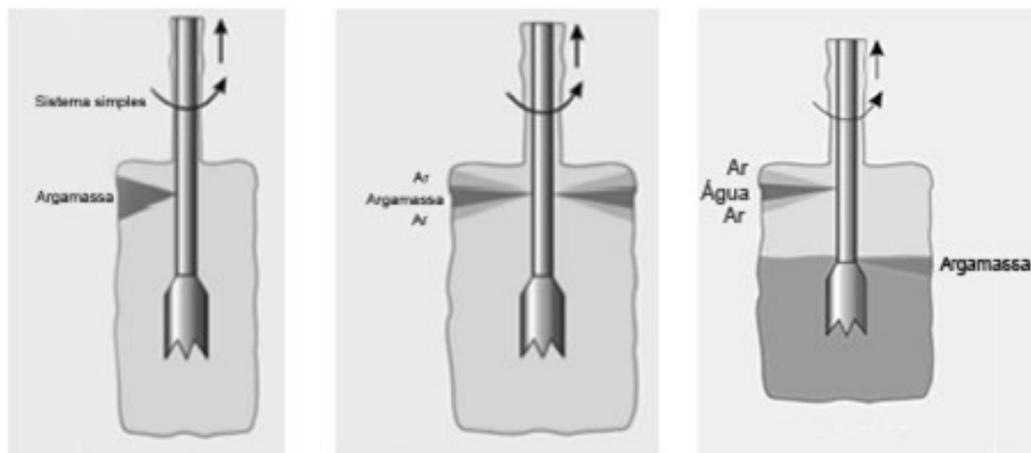
- iii. Sistema de *Jet 3* ou triplo: também apresenta dois bocais, sendo um deles destinado a calda de cimento e outro ao jato de ar comprimido e água. A característica principal deste sistema é a separação do processo de erosão e da mistura do solo com o ligante. O jato de água visa destruir a estrutura do terreno enquanto que o jato de ar visa aumentar o efeito desagregador. Este sistema é utilizado em solos coesivos com  $N_{spt} < 15$  e solos não coesivos com  $N_{spt} < 50$ , sendo normalmente empregado em colunas com diâmetros maiores que dois metros.

**Figura 11 - Sistemas Jet em função de  $N_{spt}$  do solo em solos não coesivos**



Fonte: Ribeiro (2010) adaptado de Pinto (2009)

**Figura 12 - Sistemas Jet: a) tipo 1; b) tipo 2; c) tipo 3**



Fonte: Ribeiro (2010) adaptado de Baker (2010)

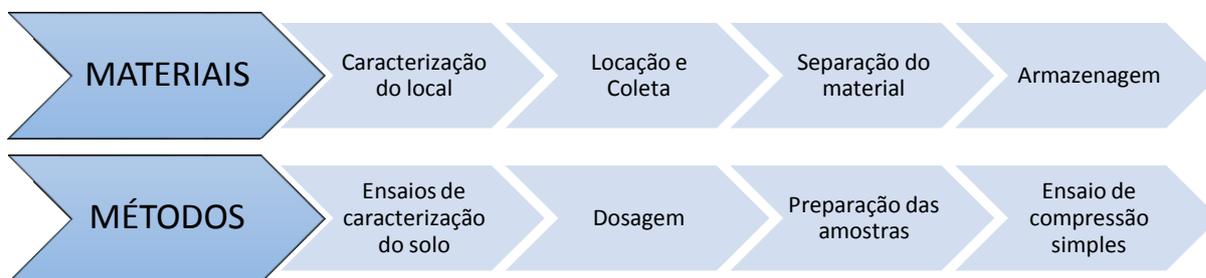
### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo aborda as etapas envolvidas para o desenvolvimento do programa experimental, que, para melhor compreensão, podem ser divididas em dois subconjuntos representados através do fluxograma da figura 13.

O primeiro é referente aos materiais utilizados. Nele é caracterizado o local da área de estudo e descrito o processo de coleta, separação e armazenagem dos materiais.

O segundo trata das metodologias escolhidas, englobam os ensaios de caracterização realizados com os solos selecionados, o processo de dosagem e preparação dos corpos de prova para o ensaio de compressão, e por último, o ensaio de compressão simples propriamente dito.

**Figura 13 - Fluxograma do programa experimental**



Fonte: O autor

#### 3.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados durante os ensaios são: (i) solo sedimentar argiloso e (ii) cimento Portland CEM I 42,5R.

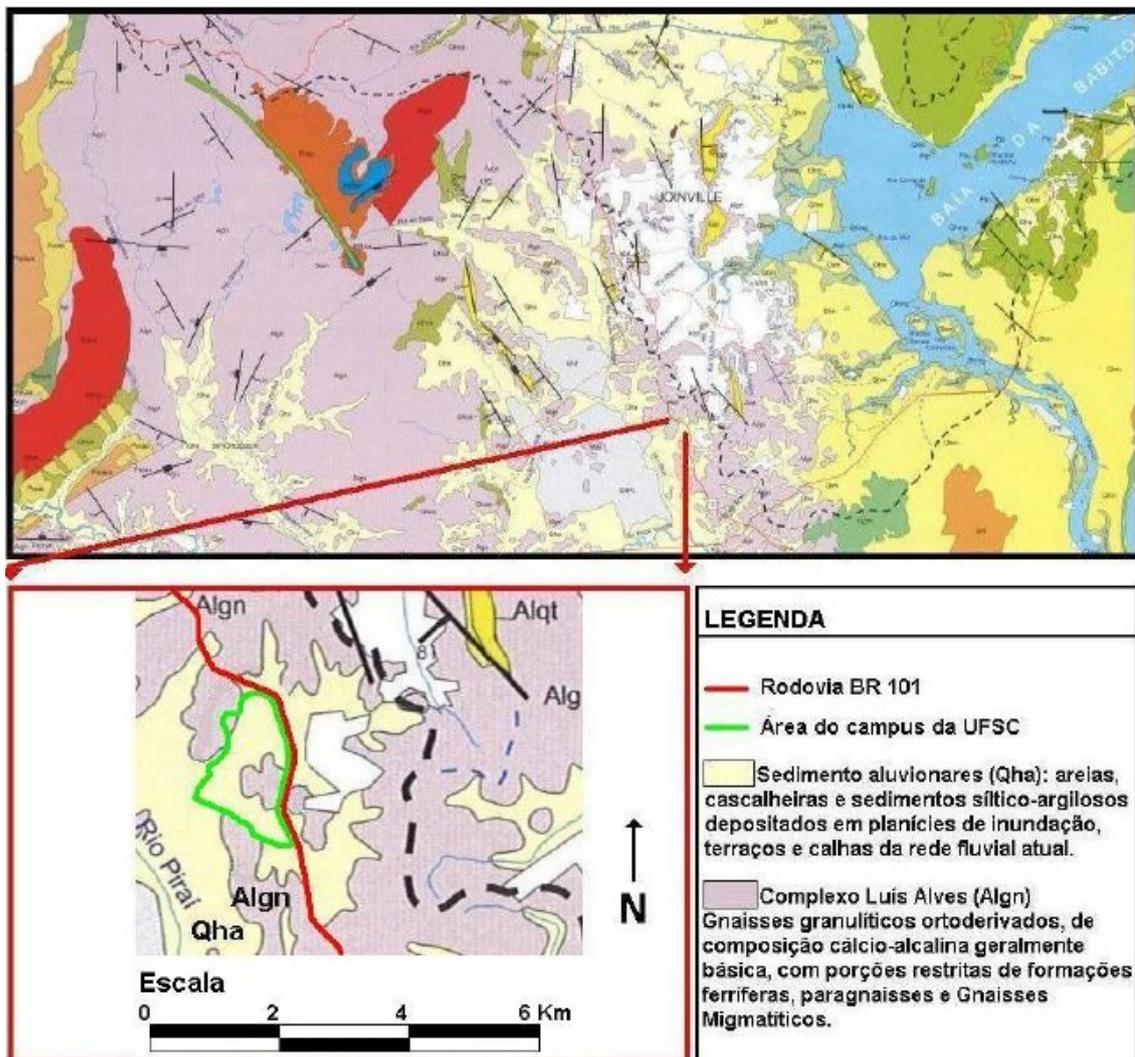
##### 3.1.1 Solo sedimentar argiloso

O solo em questão foi obtido em uma área de aterro pertencente ao terreno destinado às futuras instalações da UFSC. Este terreno está localizado às margens da BR 101 no km 51 (Curva do Arroz) no município de Joinville, região norte do estado de Santa Catarina.

Segundo um estudo geológico realizado por (UFSC, 20XX), o terreno é constituído por dois domínios geológicos:

- i. Domínio do embasamento cristalino: as unidades mais antigas são as rochas metamórficas arqueanas do tipo gnaiss granulítico pertencentes ao Complexo Luís Alves (Algn), também chamado por Complexo Granulítico de Santa Catarina.
- ii. Domínio dos sedimentos continentais: domínio mais recente formado durante o Quaternário, caracterizado por sedimentos de origem continental aluvionar (Qha) dos depósitos elúvio-coluvionar e flúvio-colúvio-aluvionar interdigitado, sendo representados por depósitos mal drenados, a maioria hidromórficos e paludiais com elevadas quantidades de matéria orgânica.

**Figura 14 - Mapa de situação da área de estudo**



Fonte: (UFSC, 20XX) adaptado de Atlas ambiental da região de Joinville

Com relação ao embasamento cristalino indiferenciado, as rochas metamórficas arqueanas do tipo gnaiss granulítico presentes no município de Joinville formaram-se há cerca de 2,6 bilhões de anos, sofrendo desde então a ação de metamorfismos do tipo granulítico e então migmatização com fusão parcial da rocha. Entre essas rochas também ocorrem outras composições como quartzito e formações ferríferas bandada.

A respeito dos depósitos do Quaternário indiferenciado, os sedimentos elúvio-coluvionares de cor predominante marrom amarelado claro ainda preservam a textura dos litotipos do embasamento cristalino, enquanto em sua composição os feldspatos e as micas se alteram para argilo-minerais, o quartzo permanece praticamente inalterado. Apesar dos sedimentos elúvio-coluvionares normalmente se localizarem nas encostas do embasamento cristalino, o depósito mistura-se com os demais sedimentos devido à ação gravitacional e aluvial. Os depósitos aluviais atuais (Holoceno) que são compostos por mistura de sedimentos finos, arenosos e granulosos, oriundos de depósitos coluvionais, fluviais e paludiais, preenchem a superfície ondulada do terreno, principalmente nas áreas planas caracterizadas como várzea.

A local de estudo está indicada na figura 20. É uma área de aterro de solos sedimentares moles que foi destinada a construção de uma pista de testes.

**Figura 15 - Mapa de situação da área de estudo**



Fonte: Terraforte (2016) adaptado de GoogleEarth (2016)

A coleta do solo foi realizada pela empresa Terraforte através de sondagens a trado, todas executadas no mesmo dia. Foram realizadas três perfurações, localizadas na área representada na figura 20.

**Figura 16 - a) Instalação da estação total; b) Vista do SP-01 para o RN 01**



Fonte: adaptado de Terraforte (2016)

Todas as sondagens foram realizadas através de um trado do tipo IPT e interrompidas quando a quantidade de material coletado se apresentou suficiente para os ensaios, sendo que mesmo abaixo do nível d'água as paredes do furo permaneceram estáveis para o prosseguimento da perfuração.

**Figura 17 - a) Transição de camadas; b) Solo retirado da sondagem SP-01**



Fonte: adaptado de Terraforte (2016)

**Figura 18 - a) Execução da sondagem SP-02; b) Solo retirado da sondagem SP-02**



Fonte: adaptado de Terraforte (2016)

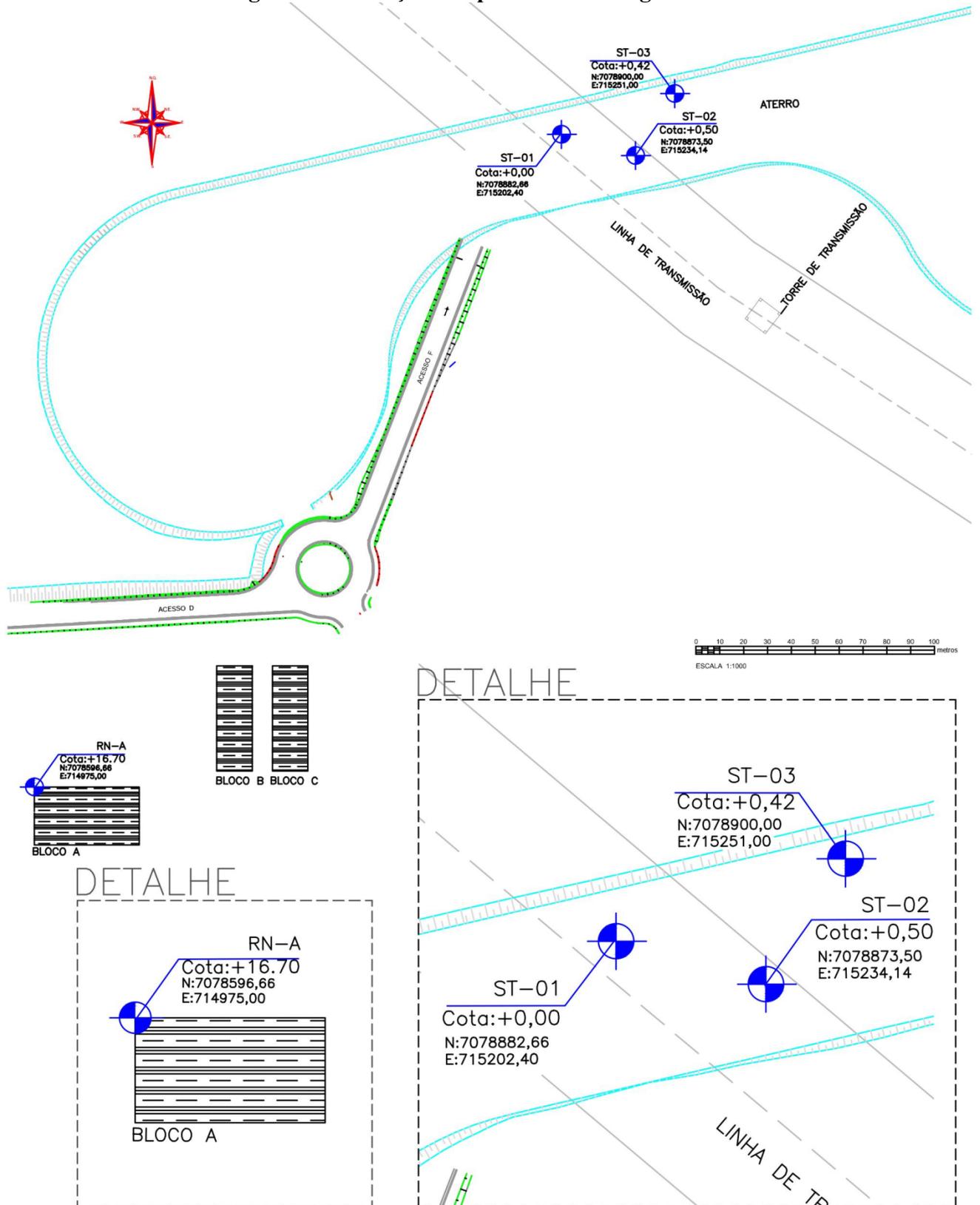
**Figura 19 - a) Furo SP-03; b) Solo retirado da sondagem SP-03**



Fonte: adaptado de Terraforte (2016)

De um modo geral, foram coletados três tipos de argila. A primeira foi uma argila siltosa pouco arenosa e homogênea de coloração amarelada predominante nas camadas superficiais retirada do furo SP-02. A segunda foi uma camada de argila sedimentar arenosa orgânica de cor cinza escuro, obtida na perfuração SP-03. A terceira consiste em uma argila sedimentar siltosa, também de coloração cinza, porém mais clara que a anterior, retirada da sondagem SP-01. Todos os solos coletados foram armazenados em sacos plásticos para que a umidade natural fosse mantida. Dentre estes, optou-se por trabalhar apenas com as argilas cinza, uma vez que a argila amarela ocorre, aparentemente, apenas nas bordas das elevações.

Figura 20 - Locação dos pontos de sondagem

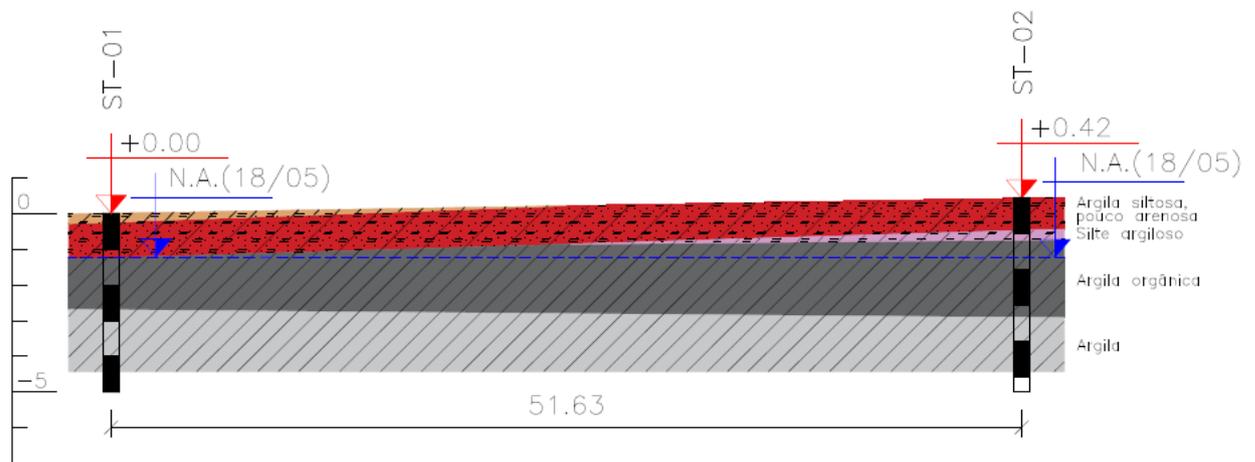


Fonte: Terraforte (2016)

**Tabela 7 – Resumo dos dos furos de sondagem executados e dos materiais coletados**

ARGILA SEDIMENTAR	FURO	NA [m]	PROFUNDIDADE [m]	COTA [m]	QUANTIDADE [kg]	PROFUNDIDADE DE COLETA [m]
Siltosa cinza claro	SP-01	1,22	4,00	0,00	7.44	2,70 - 4,00
Siltosa pouco arenosa amarela	SP-02	0,65	3,00	- 0,50	9,7	1,21 - 3,00
Arenosa cinza escuro	SP-03	1,66	3,50	- 0,42	15.48	1,17 - 3.33

Fonte: O autor

**Figura 21 - Sugestão de perfil geotécnico**

Fonte: adaptado de Terraforte (2016)

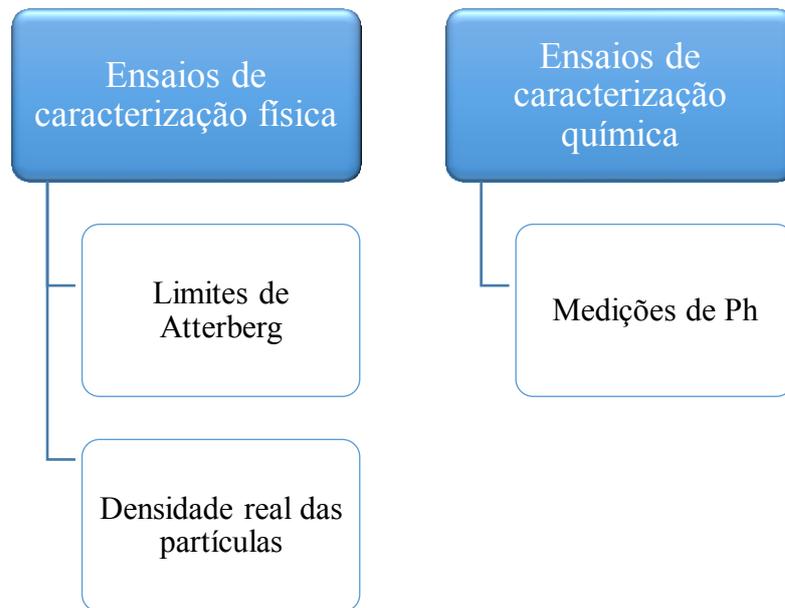
### 3.1.2 Cimento Portland CEM I 42,5R

Conforme citado no capítulo 2.3, recomenda-se a utilização de cimentos de alta resistência inicial (ARI) em misturas com solos que possuem elevados teores de matéria orgânica. Em razão disto, optou-se pelo cimento Portland CEM I 42,5R fornecido pela *SECIL* que apresenta resistências maiores a 20 MPa aos 2 dias e resistência entre 42,5 e 62,5 MPa aos 28 dias.

## 3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Os ensaios de caracterização dos solos foram realizados conforme a representação dos organogramas da figura 22.

**Figura 22 - Organograma dos ensaios de caracterização dos solos**

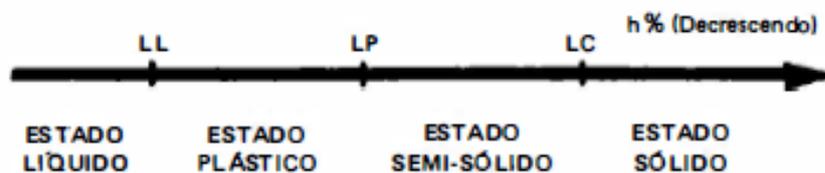


Fonte: O autor

### 3.2.1 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg determinam a quantidade de água necessária para mudança de estado de cada solo. Umidades mais elevadas fazem com que o solo se comporte como fluido denso caracterizado como estado líquido. À medida que o solo perde umidade, começa a se enrijecer e alterar o seu comportamento, passando para os estados plástico, semi-sólido e por último sólido (CAPUTO, 1988).

**Figura 23 - Ilustração dos estados e dos limites de consistência**



Fonte: Caputo (1988)

A quantidade de solo tomada para os ensaios foi de aproximadamente 200g de solo passante na peneira de 0,42mm segundo a NBR 6457/84.

### 3.2.1.1 Limite de Liquidez (LL)

O limite de liquidez é o limite de consistência responsável pela passagem do estado plástico para o estado líquido devido à elevação da umidade. A normativa para a realização deste ensaio é a NBR 7180/84, que determina o LL em função do número de golpes no aparelho Casagrande.

Iniciou-se o ensaio através da adição de água em uma parcela do solo previamente separada. Foi misturado até a sua homogeneização e então, transferida para a concha de Casagrande. Em seguida, através do cinzel foi realizada uma ranhura em sua parte central.

**Figura 24 – Realização da ranhura com cinzel**



Fonte: Dos Santos (2015)

Foram contados os golpes necessários para fechar a parte central da ranhura do solo em aproximadamente 13 mm e então tomado o teor de umidade do solo. O ciclo foi repetido mais 5 vezes para diferentes valores de umidade.

Através dos 6 valores de umidade e de número de golpes, foi plotado um gráfico e feita uma regressão linear dos pontos. O LL consiste no teor de umidade em que o solo se encontra para que com 25 golpes seja fechada a ranhura aberta no solo para execução do ensaio. Este valor é tipicamente determinado a partir de uma equação linear, em que o número de golpes é apresentado em uma escala logarítmica.

### 3.2.1.2 Limite de plasticidade (LP)

A transição do estado plástico para o estado semi-sólido é determinada pelo limite de plasticidade. O ensaio é normatizado pela NBR 6459/84 e consiste em rolar com a palma da mão um bastão moldado de solo com aproximadamente 10 cm de comprimento e 3 mm de diâmetro em uma placa de vidro até que a perda de umidade resulte em trincas.

Quando verificada esta condição, foi calculado o teor de umidade do solo e repetido o procedimento por mais duas vezes. O valor para o LP adotado foi a média de pelo menos 3 valores de umidade obtidos experimentalmente.

### 3.2.1.3 Índice de Plasticidade

O índice de plasticidade é determinado em função do limite de liquidez e do limite de plasticidade através da seguinte equação:

$$IP = LL - LP$$

Este índice determina zona que o solo se encontra no estado plástico, sendo maiores para argilas e menores para areias. Segundo Caputo (1988) é possível classificar o solo através do IP da seguinte maneira:

- i.  $1 < IP < 7$ : fracamente plásticos;
- ii.  $7 < IP < 15$ : mediamente plásticos;
- iii.  $IP > 15$ : altamente plásticos.

## 3.2.2 Ensaio de densidade real das partículas

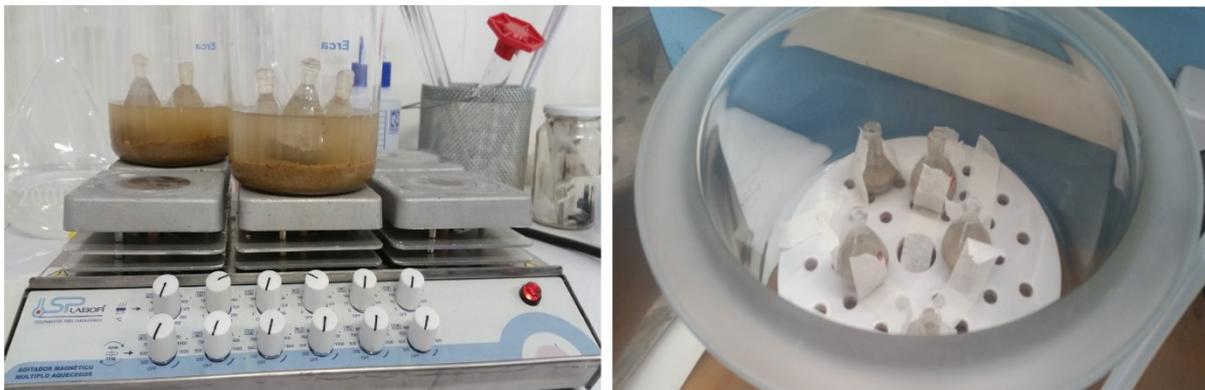
A determinação da densidade real das partículas é essencial neste trabalho para o processo de dosagem das misturas. Como se tratava de um solo argiloso que apresenta certa dificuldade para realização deste ensaio e os picnômetros disponíveis eram os de 25 ml, optou-se por trabalhar com 5 amostras.

Deu-se início ao ensaio através da pesagem do picnômetro completo com água. Em seguida, com o picnômetro completamente seco, foram adicionados a ele, até

aproximadamente 1/3 da sua altura uma quantidade de solo passante na peneira de 4,8 mm seguido da sua pesagem.

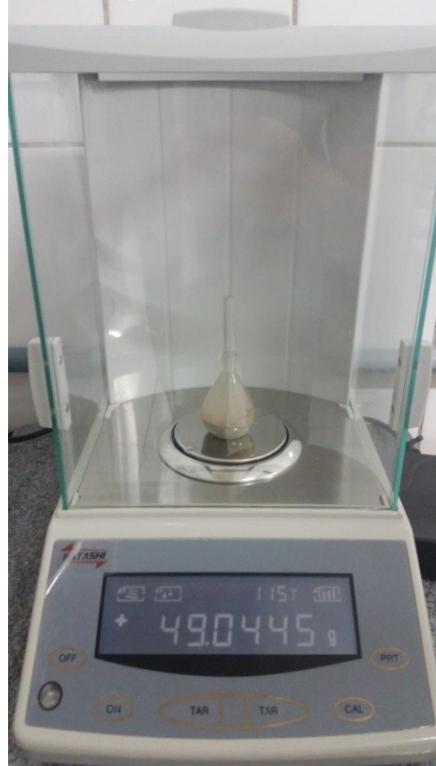
Através de um esguicho de plástico, foi adicionado água ao picnômetro de maneira cuidadosa para que não houvesse nenhuma perda de solo. Por ser um solo muito fino, foram colocados os frascos em banho maria por aproximadamente 20 minutos a fim de facilitar a retirada do ar armazenado no solo para então, posteriormente, se aplicar o vácuo durante 3 horas. Após o processo de retirada de ar, os frascos foram novamente completados com água e pesados.

**Figura 25 - Banho maria das apostras e aplicação do vácuo**



Fonte: O autor

**Figura 26 - Pesagem das amostras após o vácuo**



Fonte: O autor

O cálculo da densidade real das partículas foi calculado pela equação a seguir:

$$\delta_s = \frac{P_s}{(P_s + P_a - P_{as})} * \delta_w$$

onde:

$P_s$  = Peso do solo seco;

$P_a$  = Peso do picnômetro cheio de água destilada;

$P_{as}$  = Peso do picnômetro com água e solo após o vácuo;

$\delta_w$  = Massa específica da água;

$\delta_s$  = Massa específica real do solo.

### 3.2.3 Medições de Ph

As medições de Ph objetivaram apenas verificar se os solos eram ácidos e se havia diferença significativa dos níveis de acidez entre eles através de medições relativas. Em razão disso e do equipamento disponível não foi seguida nenhuma norma específica.

Foram realizadas medições através de três diferentes formas. A primeira delas foi através de papéis indicadores de pH que foram inseridos diretamente no solo sobre umidade natural.

A segunda forma de medição consistiu em fazer uma solução de 5 g de solo seco com 15 g de água destilada e através de um Phmetro realizar as medições. A terceira metodologia consistiu em medições diretas no solo através do Phmetro.

**Figura 27 - Medições a) papel indicador; b) solução com Phmetro; c) direta com Phmetro**



Fonte: O autor

### 3.3 DOSAGEM E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Como apresentado no capítulo 2.3, as metodologias encontradas para a dosagem de solo-cimento são destinadas a misturas compactadas. O objetivo deste trabalho é realizar medições de resistência à compressão simples simulando o processo de *Soil Mixing* para misturas normalmente adensadas. Em razão disto, não foi seguida nenhuma normativa com relação à dosagem e preparação dos moldes dos corpos de prova.

Para a confecção das formas foram utilizados canos de PVC com 10 cm de altura e 4,7 cm de diâmetro interno seccionados ao meio, que através de 3 braçadeiras mantiveram as duas seções unidas. O fechamento da base do cilindro foi realizado através de um tampão também fabricado em PVC.

Após a determinação do volume dos moldes, foram calculadas as densidades reais das partículas dos solos. O processo de dosagem consistiu em calcular a quantidade de solo, água e cimento necessária para manter a umidade e o índice de vazios constantes.

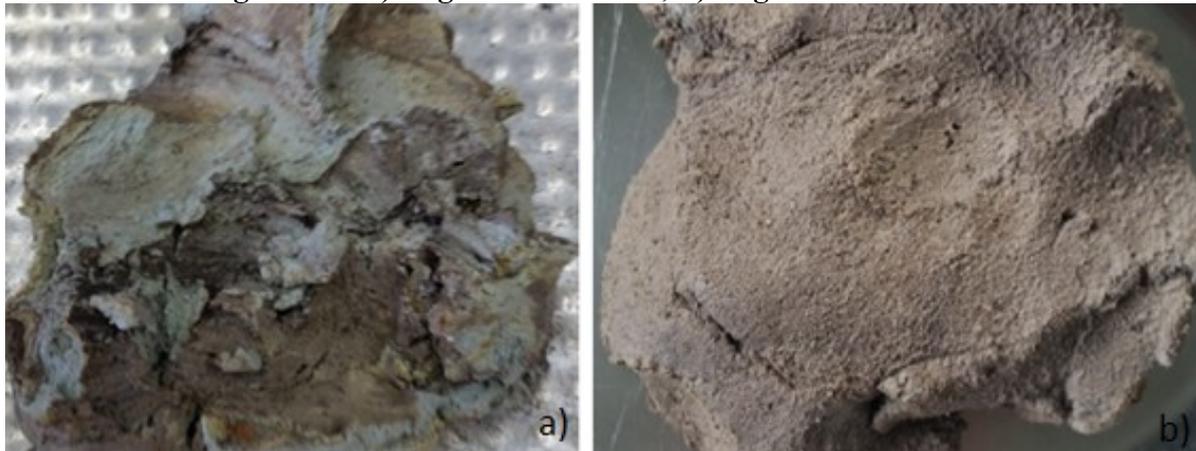
Para a análise da influência da quantidade de ligante, optou-se por trabalhar com teores de 5, 10 e 15% em relação à massa do solo seco uma vez que a NBR 12024/92 recomenda o teor mínimo 5% de cimento para amostras compactadas. Por se tratar de um cimento com alta resistência inicial, decidiu-se que os tempos de cura deveriam ser de 7 e 14 dias para ambos os solos.

**Figura 28 - a) Tubo seccionado; b) Molde montado e pilão**



Fonte: O autor

**Figura 29 - a) Argila siltosa cinza; b) Argila arenosa cinza**



Fonte: O autor

As dosagens respeitaram a seguinte relação:

**Tabela 8 –Valores de umidade e porosidade para o processo de dosagem**

SOLO	TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM [%]	POROSIDADE
ARGILA SILTOSA	53.04	0.51
ARGILA ARENOSA	32.09	0.42

Fonte: O autor

O processo de moldagem iniciou com a adição das quantidades calculadas previamente de cimento e de água no solo. A mistura ocorreu de forma manual durante aproximadamente 2 minutos, tentando homogeneizar ao máximo o solo-cimento.

Logo em seguida, foram separadas 3 partes de mesma quantidade de material e armazenadas em potes lacrados para que a umidade fosse mantida constante durante a moldagem. Cada camada foi acomodada no cilindro para então ser adensada através de um pilão de nylon que possuía 3 marcações (uma para cada camada de 3,33 centímetros) que auxiliava no controle da porosidade do corpo de prova. É importante ressaltar que ao final de cada camada foi realizado a escarificação com o objetivo de facilitar a união entre as camadas adjacentes.

Não foi possível realizar a preparação das amostras com a argila siltosa cinza clara para os corpos de prova com 10 centímetros de altura. Por se tratar de uma argila com grande quantidade de finos, a mistura não apresentava a trabalhabilidade necessária para a moldagem o que resultava em grandes vazios no interior do corpo de prova, principalmente para menores

teores de cimento. Outras tentativas como aumentar a umidade de moldagem ou diminuir a porosidade foram tentadas, porém todas sem sucesso. Para teores de umidade mais elevados o solo vazava pelas fendas do molde e para menores valores de porosidade não era possível retirar o ar aprisionado no solo com o pilão.

Em razão destes fatores, foi ignorada a recomendação encontrada na literatura de manter a relação entre a altura e o diâmetro do corpo de prova maior que 2 e adotado uma nova altura de 6 cm para as amostras de argila siltosa. Desta forma foi possível realizar a moldagem e analisar a influência da adição do cimento. As amostras para a argila siltosa foram realizadas em triplicata e para a argila arenosa foram em quadruplicata.

Após a modelagem, os corpos de prova foram armazenados em uma caixa térmica para realizar o processo de cura. A caixa continha uma camada de areia úmida separada por um papel filme para garantir que as amostras permanecessem úmidas. Após 2 dias, os corpos de prova foram retirados dos moldes e recolocados no interior da caixa. A identificação das amostras foi realizada da seguinte forma:

- CSP: argila cinza siltosa com 0% de teor de cimento;
- CSP 1: argila cinza siltosa com 14 dias de cura para os teores de cimento de 5%, 10% e 15%;
- CSP 2: argila cinza siltosa com 14 dias de cura para os teores de cimento de 5%, 10% e 15%;
- CAP: argila cinza arenosa com 0% de teor de cimento;
- CAP 1: argila cinza arenosa com 14 dias de cura para os teores de cimento de 5%, 10% e 15%;
- CAP 2: argila cinza arenosa com 7 dias de cura para os teores de cimento de 5%, 10% e 15%;

### 3.4 ENSAIO DE RUPTURA

A resistência dos corpos de prova foi determinada através do ensaio de compressão simples, sendo este um ensaio barato, simples e de rápida execução. Para a execução deste ensaio seguiu-se as diretrizes da norma ASTM D 5102/96, realizado em uma prensa automática configurada para velocidade de 1,0 mm/min.

Devido à diferença de resistência oferecida pelos solos, foram utilizados dois anéis dinamométricos diferentes. O primeiro, que apresentava menor sensibilidade, porém maior capacidade de carga, foi utilizado para os corpos de prova com argila arenosa de teores de 15% de cimento. Para as demais foram empregados o anel com maior sensibilidade.

Antes de iniciar o ensaio propriamente dito, através de uma faca e de movimentos de corte descendentes (resistência de compressão do cimento é maior) foi realizada a regularização das amostras. Em seguida, os corpos de prova foram pesados e realizadas medições, uma medida de altura e 3 de diâmetro a cada 120° para diferentes alturas.

**Figura 30 - Regularização e pesagem do corpo de prova**



Fonte: O autor

Na sequência, o corpo de prova foi acomodado na prensa entre dois cilindros metálicos alinhados com o eixo vertical do equipamento. Assim que iniciado o ensaio foram realizadas medições no anel em intervalos de tempo iguais.

Como o deslocamento ocorria com velocidade constante, através da indicação do tempo era possível saber qual a deformação exata do corpo de prova. O cálculo da tensão foi realizado através das leituras multiplicadas pela constante do anel, somadas ao peso do cilindro metálico e da esfera, divididos pela menor área da sessão. Através destes resultados foi possível estabelecer gráficos relacionando a tensão e deformação para diferentes teores de cimento e diferentes tempos de cura.

Após a execução do ensaio, os corpos de prova foram embalados em papel filme e recolocados na caixa para realização posterior de testes de umidade.

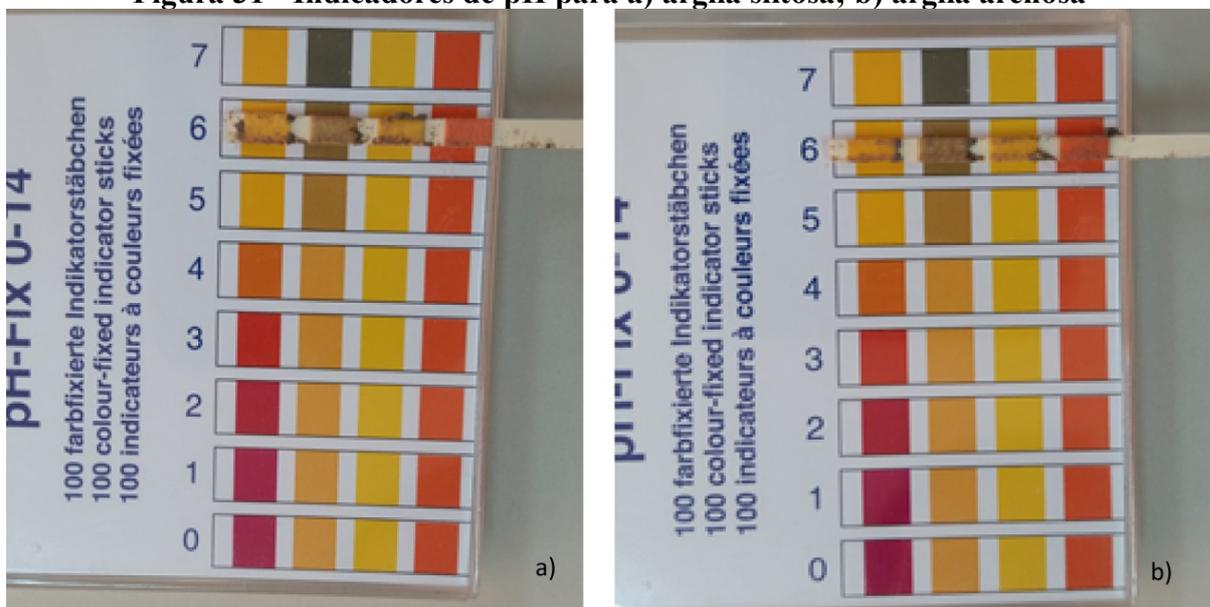
## 4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais.

### 4.1 MEDIÇÕES DE PH

As medições realizadas pelo papel indicador de pH apresentaram valores próximos de 6 para ambos os solos. Esse método foi o menos indicado para as medições por não conter água suficiente no solo para a reação e também pelo fato de o contato entre o solo e o papel não ocorrer de forma perfeita, diferente do que ocorre quando o marcador é submerso em uma solução.

**Figura 31 - Indicadores de pH para a) argila siltosa; b) argila arenosa**



Fonte: O autor

Nas medições realizadas através de solução aquosa, a principal dificuldade foi realizar a medição para a argila arenosa. Enquanto os grãos da argila siltosa permaneciam em

suspensão durante as medições, as da argila arenosa sedimentavam-se rapidamente. A sedimentação resultava em uma maior variabilidade dos resultados uma vez que a densidade da mistura não se mantinha constante durante a execução do ensaio. Para tentar minimizar a influência desta variável, foram realizadas medições enquanto o solo ainda permanecia em movimento. Os valores obtidos foram de 5,7 para a água, 4,48 para a argila siltosa e 4,4 para a argila arenosa.

Os resultados em que o phmetro foi introduzido diretamente no solo foram de 3,89 para a argila siltosa e de 3,85 para a argila arenosa. Estas medições apresentaram certa variação em função de o solo não conseguir envolver o phmetro completamente, porém esta é julgada como a metodologia que mais se aproxima das condições reais.

O objetivo dos ensaios não foi adotar um valor absoluto para o pH dos solos, mas sim identificar uma possível acidez presente nos mesmos. Apesar dos resultados variarem entre os métodos, a conclusão é que ambos os solos são ácidos e que possuem valores próximos de pH entre eles, o que segundo Berson (2011), pode afetar de maneira negativa as reações pozolânicas.

#### 4.2 LIMITES DE ATTERBERG

Os valores encontrados para o limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade estão apresentados na tabela a seguir.

**Tabela 9 - Limites de Atterberg**

SOLO	LL	LP	IP
Argila siltosa	45	35	10
Argila arenosa	42	27	15

Fonte: O autor

Com base nos resultados, é possível ver que ambos os solos se comportaram como mediamente plásticos.

#### 4.3 DENSIDADE REAL DAS PARTÍCULAS

Para a validação do ensaio de densidade, optou-se por seguir a orientação da NBR6508, a qual estabelece que o ensaio é dado como satisfatório quando a diferença entre amostras for igual ou inferior que 0,02.

Os resultados obtidos para as amostras das partículas para ambos os solos estão apresentados na tabela a seguir.

**Tabela 10 – Resultados do ensaio de densidade real das partículas**

SOLO	$\delta_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]				
	1	2	3	4	5
CS	2.3584	2.3777	2.3790	2.3765	2.3562
CA	2.5629	2.5677	2.5608	2.5689	2.5685

Fonte: O autor

Os valores adotados para a densidade foram de  $2,38 \frac{g}{cm^3}$  (média das amostras 2, 3 e 4) para a argila siltosa e  $2,57 \frac{g}{cm^3}$  (média de todas as amostras).

#### 4.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Após a análise dos resultados gerados pelo rompimento dos corpos de prova, foram escolhidas as curvas mais representativas para cada teor de cimento e para cada tempo de cura.

Os resultados da resistência à compressão simples ( $q_u$ ) foram analisados com relação à deformação ( $\epsilon$ ), à variação da umidade ( $\Delta w$ ) e ao teor de cimento (C%), para ambos os solos.

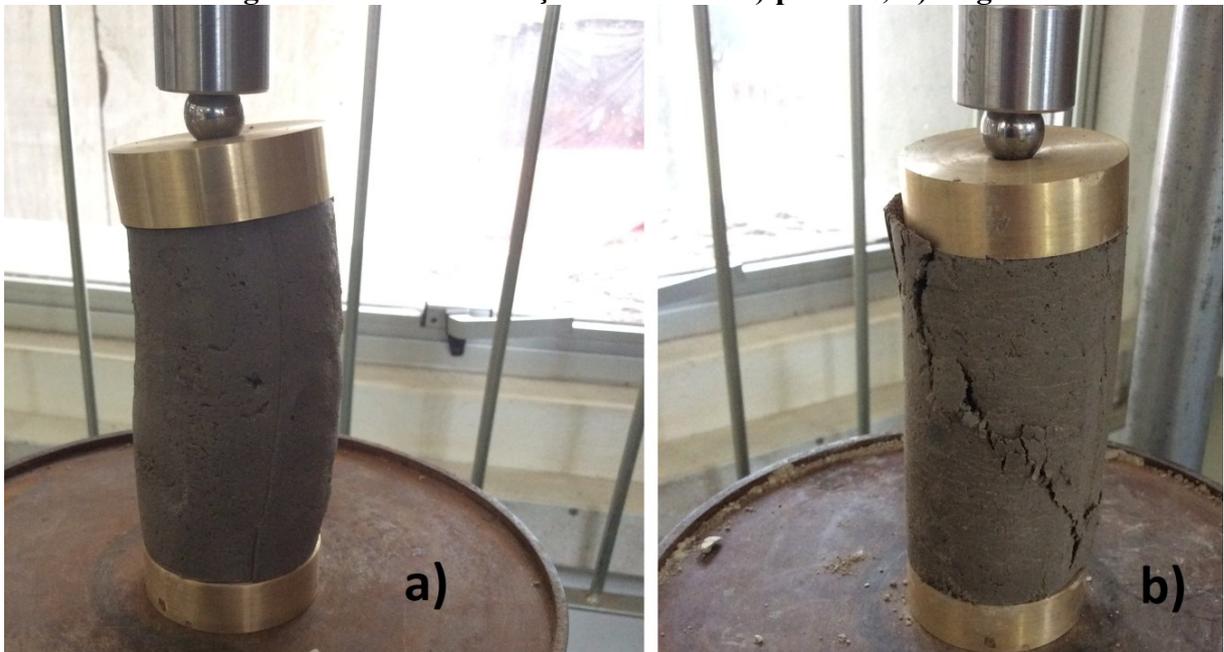
##### 4.4.1 Argila siltosa

Através das curvas representadas no gráfico 7 é possível observar os diferentes comportamentos das misturas, quando submetidas ao esforço de compressão simples. Os solos sem a adição de cimento não apresentaram tensão de ruptura evidente, sendo que para eles foi adotada como tensão máxima a correspondente a 10% de deformação com relação a altura total do corpo de prova. As misturas com teor de 5% já apresentaram a caracterização de uma fratura, porém o seu desenvolvimento ocorreu de maneira suave através de grandes deformações. Menores deformações e maiores tensões de rupturas identificadas pelos picos de tensão foram mais notáveis nas misturas com maiores quantidades de ligante.

O aumento do teor de cimento não só modificou o comportamento das fraturas, que de plásticas passaram a se comportar como frágeis, mas também elevou a resistência à compressão simples das misturas. Das resistências encontradas no solo não tratado, que foram de aproximadamente 17,9 kPa, passaram a oferecer tensões de rupturas entre 66,35 kPa e

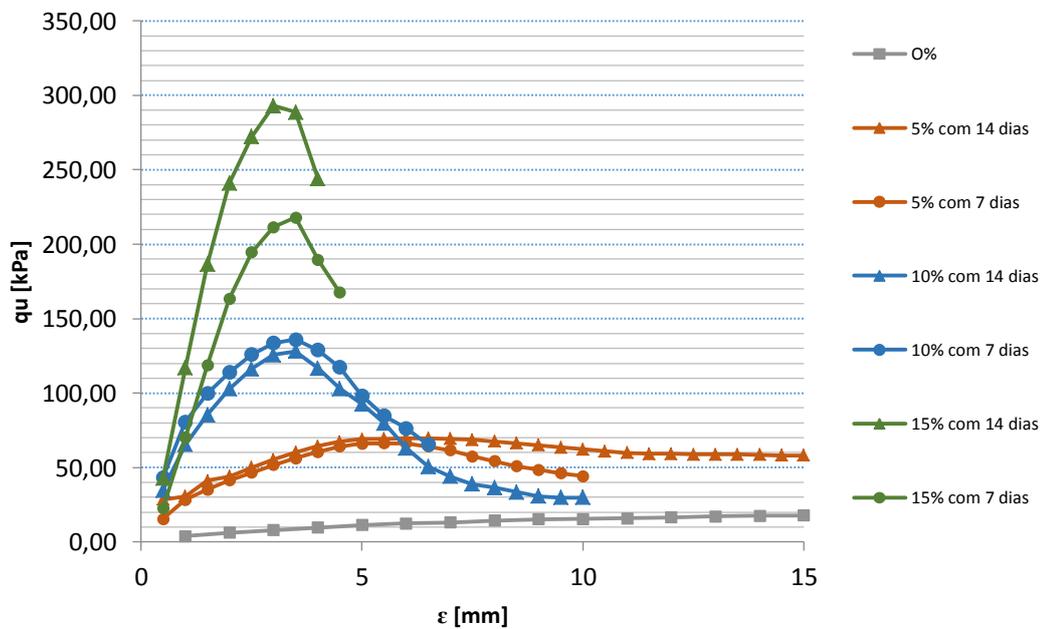
69,73 kPa para teores de 5%, 127,99 kPa e 135,98 kPa para teores de 10% e 292,94 kPa e 218,01 kPa para teores de 15%.

**Figura 32 - Caracterização de fratura a) plástica; b) frágil**



Fonte: O autor

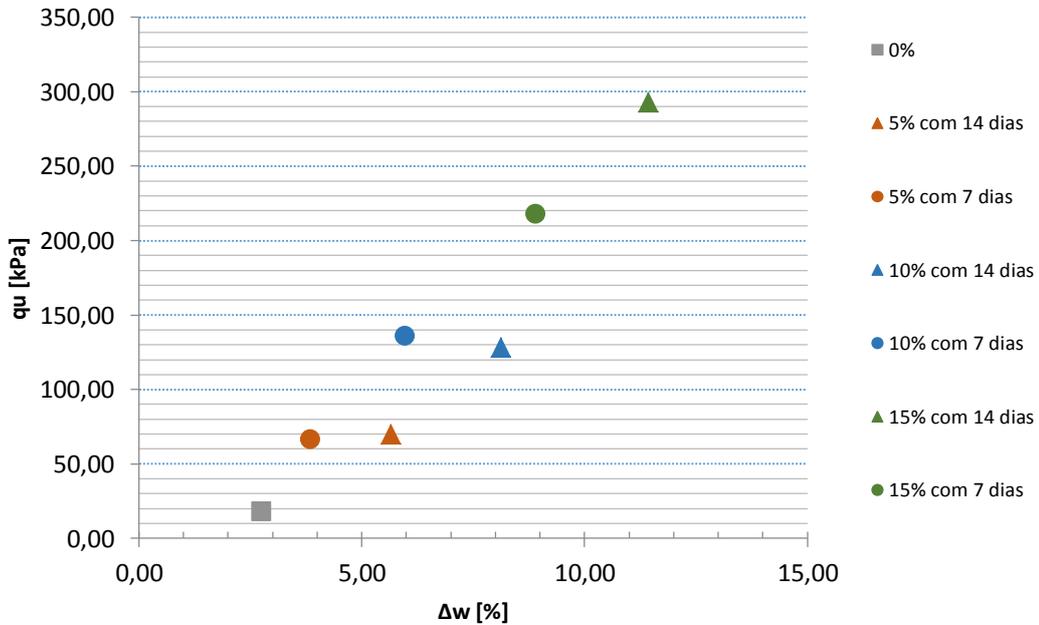
**Gráfico 7 - Curvas Tensão x Deformação para argila siltosa**



Fonte: O autor

O tempo de cura pouco afetou a resistência das misturas com 5% e 10%. Manifestou-se de forma significativa no solo estabilizado com 15%, onde houve um ganho de aproximadamente 34% de resistência na amostra de 14 dias de cura em relação à de 7 dias.

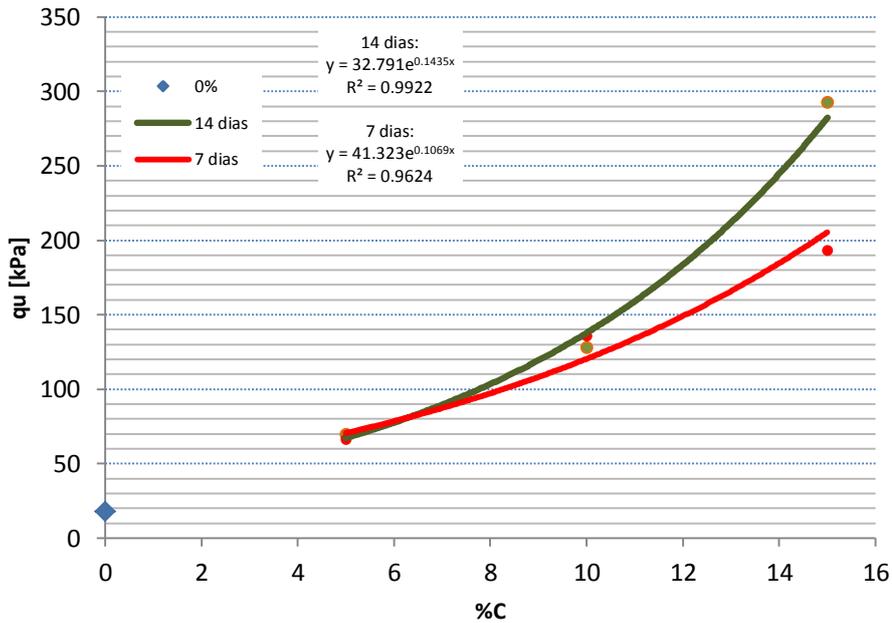
**Gráfico 8 - Curvas Tensão x Variação do teor de umidade para argila siltosa**



Fonte: O autor

A variação da umidade foi calculada entre o processo de dosagem e o de execução do ensaio (gráfico 8). Os principais fatores responsáveis pela variação estão relacionados à perda de água durante o processo de mistura, à conservação e transporte dos corpos de prova, e também devido ao processo de cura do cimento. O último fator citado é o de maior influência e importância na análise. Observa-se que maiores teores resultaram em maiores variações de umidade, evento esperado devido ao processo de hidratação do cimento. Apesar de todo o acréscimo de ligante resultar em uma maior variação da quantidade de água na mistura, a única variação de resistência significativa observada foi com relação à variação de umidade para o teor de 15%. Também é possível concluir que apenas variações de umidade maiores que 2,5% para o mesmo teor provocam modificações de resistência, fator que provavelmente está relacionado à quantidade mínima de água necessária para a cura do cimento.

Vale lembrar os resultados obtidos por Foppa (2005) para amostras compactadas, em que se observou o aumento da resistência com o aumento do teor de umidade (principalmente para maiores teores de ligante) até um valor ótimo de 10% e que posteriormente houve um decréscimo de resistência independente dos teores de cimento utilizados.

**Gráfico 9 - Curvas Tensão x Variação do teor de cimento para argila siltosa**

Fonte: O autor

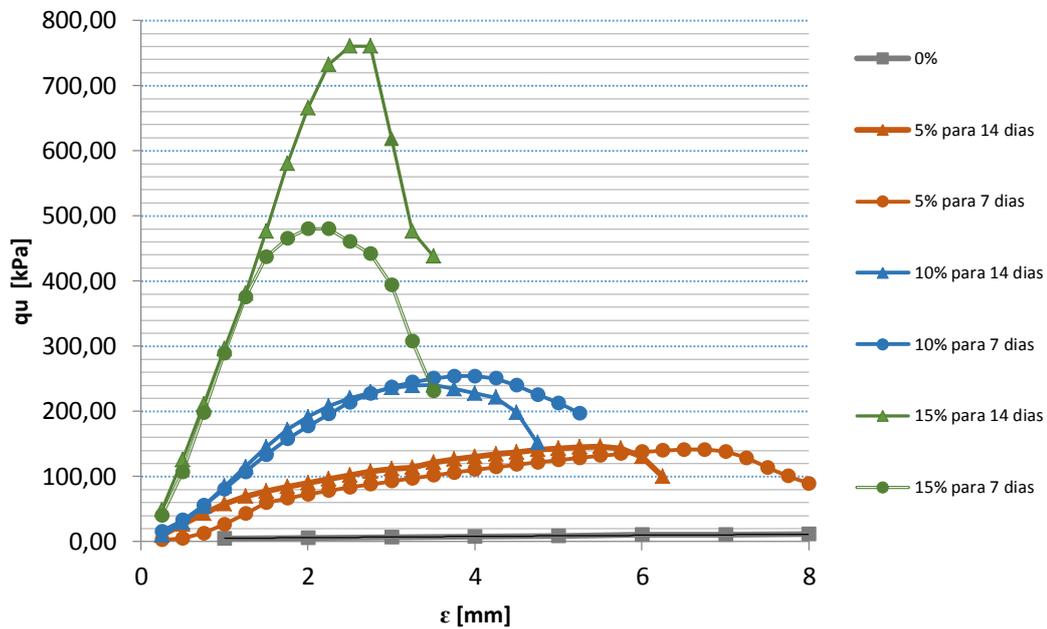
O gráfico 9 representa o desenvolvimento da resistência em função do teor de cimento para 7 e 14 dias de cura. Através das equações geradas foi possível verificar que as resistências aumentam de uma forma mais acentuada com o aumento do tempo de cura para os valores próximos de 10%, representando assim uma maior efetividade na estabilização do solo.

#### 4.4.2 Argila arenosa

O comportamento das curvas da argila arenosa foi similar ao da argila siltosa com relação à identificação de picos de tensão dos solos com maiores teores de cimento e ao comportamento plástico do solo natural. Uma diferença observada foi com relação à trajetória das curvas dos solos com teor de 10%, que apesar de ainda apresentar uma resistência de pico, o seu desenvolvimento ocorreu de forma mais gradativa (gráfico 10).

O tempo de cura também não gerou diferenças significativas nas resistências exceto para o teor de 15%, que aumentou a sua resistência de 480,14 kPa para 760,85 kPa (acrécimo de 58%). As demais resistências encontradas foram de aproximadamente 240,46 kPa e 254,08 kPa para o teor de 10%, 141,27 kPa e 146,05 kPa para o teor de 5% e 15,66 kPa para o traço piloto (teor de 0%).

**Gráfico 10 - Curvas Tensão x Deformação para argila arenosa**

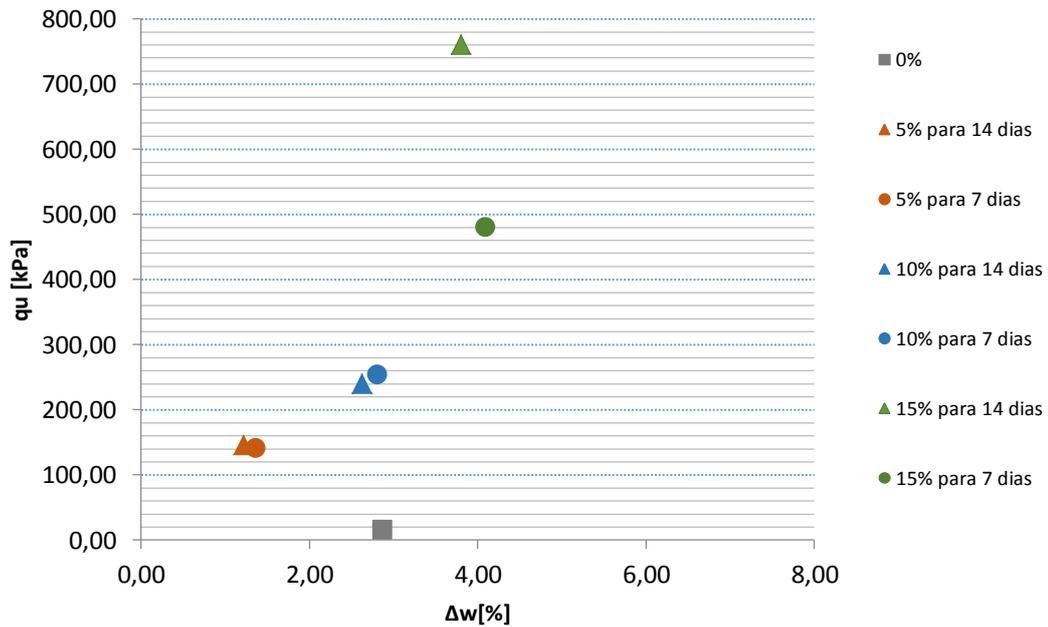


Fonte: O autor

No gráfico 11 é possível verificar que o aumento do teor de cimento também resultou em uma maior variação da umidade, porém neste caso o tempo de cura teve menor influência. Nestas misturas foi possível observar que não houve absorção significativa de água pelo cimento após o 7º dia de cura, fato talvez justificável por se tratar de um solo com maiores grãos, o que aumenta o tamanho dos poros e possivelmente a condutividade hidráulica. Este fator favorece a busca de água pelo cimento de alta resistência inicial que apresenta elevadas velocidades em suas reações.

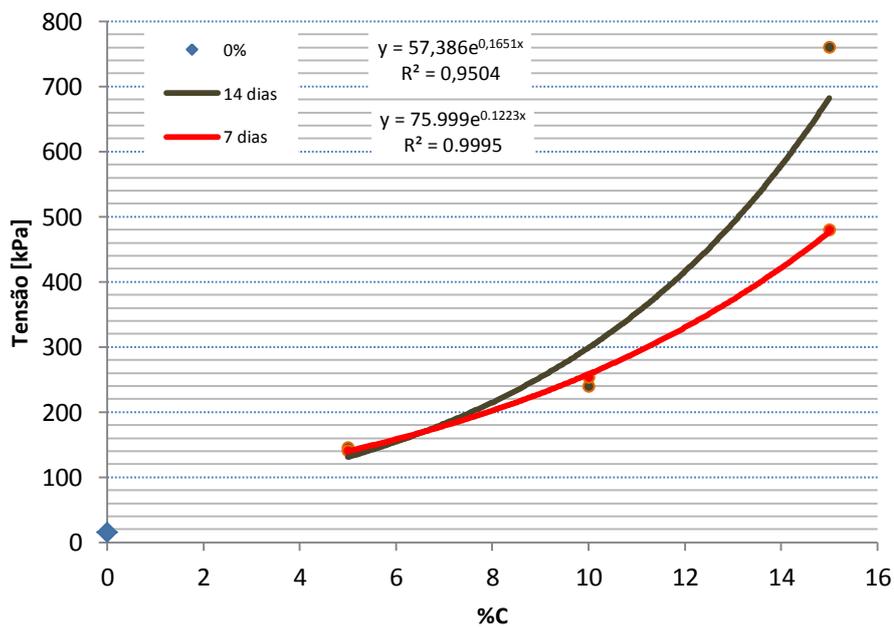
O gráfico da resistência em função do teor de cimento para a argila arenosa possui o mesmo comportamento do da argila siltosa (gráfico 12). Nele também é possível notar a influência do tempo de cura, que se manifesta consideravelmente em teores mais elevados.

**Gráfico 11 - Curvas Tensão x Variação do teor de umidade para argila arenosa**



Fonte: O autor

**Gráfico 12 - Curvas Tensão x Teor de cimento para argila arenosa**



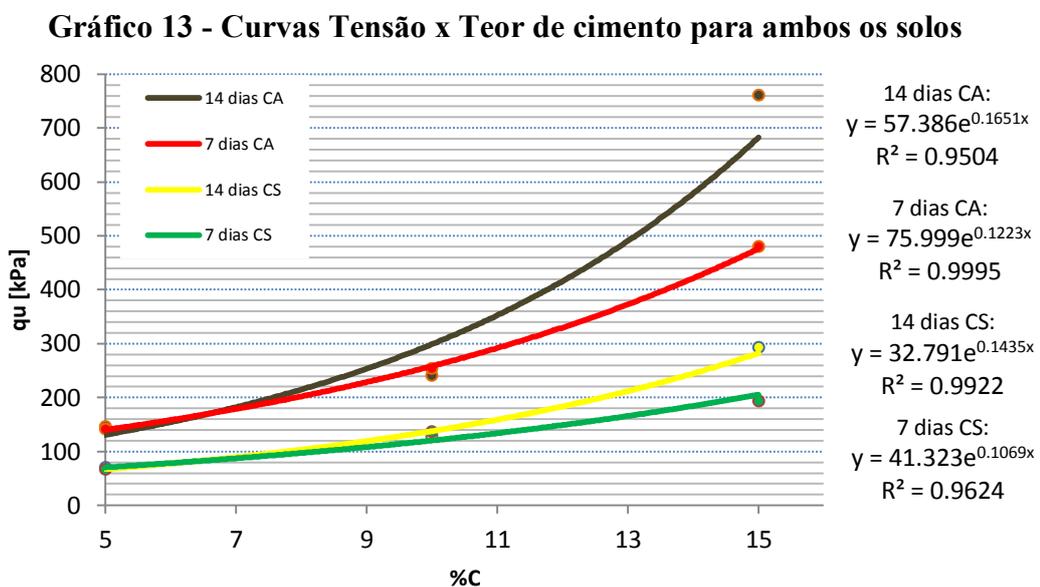
Fonte: O autor

#### 4.4.3 Comparação entre os solos

Apesar de os dois solos apresentarem melhorias, houve uma diferença entre as resistências quando comparados entre si, sendo que as encontradas nas misturas com argila

arenosa foram notavelmente maiores do que as da argila siltosa, a partir de determinado teor de cimento.

Ambos os solos divergem do comportamento verificado por Consoli et al. (2007) que evidenciou o aumento linear da resistência das argilas em relação ao teor de cimento. Segundo comparações realizadas através de gráficos, o comportamento que mais se assemelha às curvas encontradas foi o de uma areia uniforme descrito por Ingles e Metcalf (1972) representadas pelo gráfico 5. Acredita-se que dado acontecimento ocorreu em função das diferenças do processo de moldagem e também por não se tratar de uma amostra compactada.



Fonte: O autor

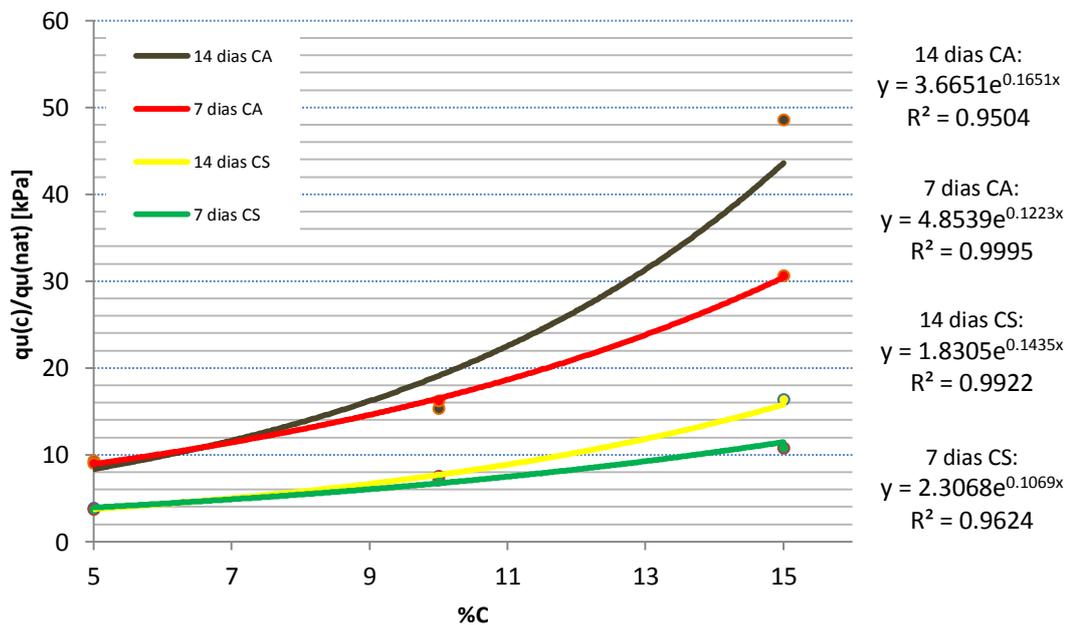
De um modo geral, os principais parâmetros influenciadores da resistência durante o processo de moldagem dos corpos de prova são o teor de umidade de moldagem e a porosidade, uma vez que foram utilizados os mesmos teores de cimento para ambas as misturas.

O solo argiloso siltoso exigiu um maior teor de umidade para que fosse possível melhorar a trabalhabilidade da mistura durante a moldagem. Fato já apresentado por Velázquez (2016) que explica que a quantidade de água tem papel fundamental na configuração da estrutura da mistura no processo de moldagem.

Por apresentar uma melhor trabalhabilidade, foi adotado um menor valor de porosidade para a argila arenosa, o que segundo Foppa (2005) favorece a resistência da mistura por resultar em uma maior possibilidade de união entre as partículas.

No gráfico 14 estão representadas as equações referentes à resistência do solo tratado em relação à resistência do solo natural. Nelas foi possível verificar que a influência da quantidade de cimento para os diferentes solos e diferentes tempos de cura. Pode-se concluir que a adição de 5% de cimento já proporcionou o acréscimo de resistência do solo em aproximadamente 8,4 a 8,9 vezes para a argila arenosa e de 3,75 a 3,9 vezes para a argila siltosa. Já para teores de 15% o acréscimo foi de 43,6 a 30,5 vezes para a argila arenosa e 15,7 a 3,9 para a argila siltosa.

**Gráfico 14 - Curvas Tensão solo tratado/natural x Teor de cimento para ambos os solos**



Fonte: O autor

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 CONCLUSÕES

As informações apresentadas neste capítulo são provenientes da pesquisa, do programa experimental e das análises realizadas. Com base neste trabalho foi possível estabelecer as seguintes conclusões.

Durante a campanha experimental verificou-se um melhor desempenho do solo argiloso arenoso em relação à argila siltosa. Esta melhor eficiência ocorreu tanto para o processo de mistura e moldagem quanto para as resistências obtidas, como citado por Vendruscolo (1996), Rosa (2010) e Ingles & Metcalf (1972).

O processo de moldagem foi dificultoso, principalmente para as amostras com a argila siltosa. Para este solo, teores elevados de umidade modificavam o comportamento do material para um estado fluído denso, que vazava pela junção do tubo bipartido quando adensado. Valores menores de porosidade não solucionaram, sendo um material de difícil compactação, ainda mantinha o ar aprisionado em seu interior, resultando na impossibilidade de moldar corpos de prova com a relação de altura pelo diâmetro maior que 2.

A umidade ( $w$ ) também teve grande influência durante a moldagem. A argila arenosa teve a sua trabalhabilidade melhorada com maiores teores de água. Com o aumento do teor de cimento houve um aumento da variação do teor de umidade. O aumento do tempo de cura pouco afetou a variação do teor de umidade de 7 para 14 dias na argila arenosa. O ganho de resistência em função da variação de umidade entre estes dois dias de cura foi visível apenas para a argila siltosa com teor de 15%.

A escolha da porosidade ( $\eta$ ) a ser utilizada também foi essencial para o sucesso da moldagem. Como o solo arenoso apresentou melhor trabalhabilidade, o mesmo possibilitou o emprego de menores valores sem que houvesse a formação de “bicheiras”.

Notou-se que todos os teores de cimento proporcionaram aumento de resistência para ambos os solos, porém as mudanças mais significativas foram observadas para teores de 15%.

Com o aumento do teor de cimento também se observou a mudança de comportamento plástico para o comportamento frágil, que apresentava menores deformações para maiores tensões com a caracterização de picos nas tensões de ruptura.

Dados os processos de dosagem e moldagem realizados para cada solo e comparados os resultados das resistências das misturas com 7 e 14 dias de cura com as do solo não tratado, a argila arenosa se mostrou mais sensível a menores teores, representando assim uma maior eficiência na estabilização do solo.

## 5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Durante a execução deste trabalho foram encontradas algumas dificuldades e identificadas outras possibilidades para pesquisas futuras. Como proposta para futuros estudos que deem continuidade a este trabalho sugere-se:

- Realizar a estabilização com os mesmos solos através das metodologias para amostras compactadas;
- Diluir ao cimento um material inerte como, por exemplo, carbonato de cálcio visando melhorar o processo de mistura do solo com o ligante;
- Realizar correções granulométricas através de outros solos mais arenosos antes de realizar a estabilização;
- Avaliar a durabilidade do solo estabilizado.

## REFERÊNCIAS

- \_\_\_\_ (1984) **NBR 6459** – Solo: Determinação do limite de liquidez.
- \_\_\_\_ (1984) **NBR 7180** – Determinação do limite de plasticidade.
- \_\_\_\_ (1986) **NBR 6457** – **Amostras de solo** – Preparação para ensaios de compactação e ensaios e caracterização.
- \_\_\_\_ (1995) **NBR 6502** – **Rochas e solos**.
- \_\_\_\_ (1992) **NBR 12253** – **Solo-cimento-Ensaio de compactação**.
- ABCP, (1986). **Dosagem das misturas de solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaios**. *Estudos Técnicos n° 35*, p. 57.
- AXELSSON, K.; JOHANSSON, S. E.; ANDERSSON, R.; **Stabilization of organic soils by cement and puzzolanic reactions** – Feasibility Study. Svensk Djupestabilisering – Swedish Deep Stabilization Research Centre. Report 3. 5p. 2002.
- BENSON, C. H.; TASTAN, E. O.; EDIL, T. B.; AYDILEK, A. H. Stabilization of Organic Soils with Fly Ash. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE v.137. n.9, p. 819-833, 2011.
- BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório**. Dissertação de mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2009.
- BRUCE, D.A.; BRUCE, M.E.C. (2003). “The practitioner's guide to deep mixing”. **3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment**, GSP120, ASCE, pp. 474-488.
- BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. **Design Guide: soft soil stabilization – development of design and construction methods to stabilize soft organic soils – soft soil stabilization**. 1st ed. Watford: IHS BRE Press, 2002.
- CAPUTO, H. P. (1988). **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. vol.1, 6ª ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2015. 248p.

CAMPOS, I. M. **Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila.** *IBDA*. Disponível em <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=59>>. Acesso em 16.nov 2016.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 197-205, feb. 2007.

CORREIA, A. A. S. **Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego.** Tese de doutorado em Engenharia civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações, FCTUC, Portugal, 2011.

CROFT, J. B. Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. **Géotechnique**. v. 17, p. 119–135, 1967.

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal.** Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UM, Portugal, 2011.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil, UFRGS, Brasil, 2008.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**/Braja M. Das; tradução EZ2Translate; revisão técnica Leonardo R. Miranda. – São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DE PAULA, T. M. **Melhoramento de solos: adição de cimento, microsilica e cinza de casca de arroz em um silte orgânico.** Trabalho de conclusão de curso, UFRGS, Brasil, 2013.

DNIT (2006). **Manual de Pavimentação.** Publicação IPR-179. Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes, Rio de Janeiro.

DOS SANTOS, L.C. **Estudo da estabilização de um solo expansivo através da incorporação de areia verde de fundição residual.** Trabalho de conclusão de curso, UFSC, Brasil, 2013.

ESPÍNDOLA, M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do aeroporto internacional Hercílio Luz, Florianópolis.** Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFSC, Brasil, 2011.

FEUERHARMEL, M. R.,. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno.** Dissertação de mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2000.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

GOLDANI, E. **Utilização de argilas na remoção de Mn e Fe de efluentes gerados pela atividade mineradora de carvão.** Dissertação de mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2007.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil.** 1. ed. São Paulo: Pini, 1998

HALLAL, R.R. **Características de depósitos de argilas moles no estado do Rio Grande do Sul.** Dissertação de mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2003.

HARTLÉN, J.; WOLSKI, W. **Embankments on Organic Soils.** Amsterdam: Elsevier, 1996.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering.** Londres: Prentice-Hall, 1981.

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

LOPES JÚNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada.** Dissertação de Mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2007.

MENEZES, R. R.; NEVES, G. A.; FERREIRA, H. C. Argilas plásticas do tipo “Ball Clay“. **Revista Eletrônica de Materiais e Processos. Campina Grande**, v. 9, n. 3, p. 118-124, nov. 2014.

MENDES, B. F. S. D. **Melhoramento de terrenos de fundação através de “Cutter Soil Mixing”**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, NOVA, Portugal, 2011.

NETO, J. A. B. **Estudo de misturas de solo-cimento para utilização em estaca**. Trabalho de conclusão de curso, UniCEUB, Brasil, 2014.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 1995.

PINTO, C. S., **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aula/3ª Edição**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PICCININI, C.A. **Estudo do comportamento eletroforético e reológico de argilas em meio aquoso para processamento eletroforético de barbotinas**. Tese de doutorado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2013.

ROSA, D. A. **Validação da relação vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples do caulim artificialmente cimentado**. Trabalho de conclusão de curso, UFRGS, Brasil, 2010.

ROSA, D.A. **Relação entre resistência à tração e à compressão de um solo fino artificialmente cimentado**. Dissertação de mestrado em Engenharia, UFRGS, Brasil, 2013.

RIBEIRO, A. L. S. **Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UTL, Portugal, 2010.

SANTOS, M. F., LIMA, D. C., BUENO, B. S, Estabilização dos solos com cal e betume. **In: 6º Reunião de pavimentação urbana**, p.74-97, Santos – São Paulo, Abril, 1995.

SANTOS, W. J. **Avaliação do uso de emulsão asfáltica na estabilização química de três solos de Sergipe**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFCG, Brasil, 2009.

SOUSA, L. C. M. **Estudo experimental do comportamento de sapatas assentes em solo poroso reforçado**. Dissertação de mestrado em Geotecnia, UnB, Brasil, 2003.

SKEMPTON, A. W. (1944). **Notes on the Compressibility of Clays**. Q. J. Geol. Soc. London, 100 (1-4), 119-135p.

TERASHI, M. (1997). **“Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art”**. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, pp. 475-2478.

TERRAFORTE (2016) Relatório de campo – Sondagem à trado RC 01.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd ed. New York: John Willey & Sons, Inc, 1996.

UFSC (20XX) Relatório de ensaios de campo na Curva do Arroz, em Joinville.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil Ltda., 1978.

VAN IMPE, W. F. V. **Soil Improvement techniques and their evolution**. Rotterdam, A. Balkema, 1989, 125p.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFRGS, Brasil, 1996.

VELÁZQUEZ, L. E. G. **A Influência da umidade de compactação na durabilidade, rigidez e resistência de um solo fino artificialmente cimentado**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFRGS, Brasil, 2016.

ZAMPIERI, L.Q. **Comportamento Mecânico de um Solo Mole Orgânico Cimentado com Aglomerantes Variados**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2015.