

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO
DE CARGA PARA SISTEMAS DE INCLUSÕES RÍGIDAS**

LEILANNY COSTA CARDOSO

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr.

COORIENTADORA: MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO:

BRASÍLIA/DF: SETEMBRO/2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA CAMADA DE DISTRIBUIÇÃO
DE CARGA PARA SISTEMAS DE INCLUSÕES RÍGIDAS**

LEILANNY COSTA CARDOSO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

PROF. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr (UnB)
(ORIENTADOR)

MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, DSc. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

JULIÁN ASDRÚBAL BURITICÁ GARCÍA, Dr.
(EXAMINADOR EXTERNO)

LOCAL E DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE SETEMBRO DE 2021.

FICHA CATALOGRÁFICA

LEILANNY COSTA CARDOSO

Estudo do Comportamento Mecânico da Camada de Distribuição de Carga para Sistema de Inclusões Rígidas. Distrito federal, 2021.

112, 103, 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2021)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Inclusões Rígidas

2. Melhoramento de solo

3. Camada de Distribuição

4. Aglomerante

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARDOSO, L. C. (2021). Estudo do Comportamento Mecânico da Camada de Distribuição de Carga para Sistema de Inclusões Rígidas. Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-357/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Leilanny Costa Cardoso

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do Comportamento Mecânico da Camada de Distribuição de Carga para Sistema de Inclusões Rígidas

É concedida a Universidade de Brasília a permissão para reproduzir copias desta dissertação e para emprestar ou vender tais copias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Leilanny Costa Cardoso

leilannyccardoso@gmail.com

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Jaqueline e Roberto pelo todo apoio dado para chegar até aqui, ao meu amigo e companheiro Zenildo, e minha filha-irmã Roberta e toda minha família e amigos que sempre me apoiaram.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus porque sem ele nada é possível.

Ao meu Orientador Juan Félix Rebolledo pela toda paciência e compreensão, e a minha Co-Orientadora Michéle Dal Toé Casagrande.

Agradecer a minha família pela paciência e todo o apoio.

Agradecer aos amigos que fiz durante o mestrado e ao apoio das aflições que passamos juntos.

Aos alunos de Iniciação Científica Calebe e Hemilly pelo apoio dado durante a pesquisa.

A Professora Ivonne e ao UniCeUB (Centro Universitário de Brasília) e os seus Técnicos Meire e Francisco pela disposição de seus laboratórios para realização de ensaios que contribuíram para essa pesquisa.

A FURNAS, e ao Laboratório de Solos e Ensaios Especiais e aos Engenheiro Marco e Marta o Técnico Helmar pelo todo apoio dado para execução de ensaios.

Aos meus colegas e amigos que fiz durante o mestrado: Artur, Danielle, Jullianny, Matheus, Márcio, Moises, Nathália.

A Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal do Ensino Superior (CAPES), e a Fundação de Apoio à Pesquisas do Distrito Federal (FAP-DF) pelo o auxílio a pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, por todo o apoio durante o período do meu mestrado.

RESUMO

O solo presente no Distrito Federal tem características de solos de baixa capacidade e deformáveis, com isso tem-se investigado, cada vez mais, materiais que melhorem as condições geotécnicas desses solos. As inclusões rígidas são um tipo de fundação geralmente mais barata através da qual procura-se uma melhor interação com o solo. A presente dissertação visa a obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo laterítico típico do Distrito Federal, classificado como CL (argila arenosa), através de ensaios geotécnicos, com e sem adição de cal e cimento, para ser utilizado como camada de distribuição de tensões de um sistema de inclusão rígida compactado na energia normal. A escolha dessa energia de compactação deve-se ao fato de que os aterros convencionais para infraestrutura de fundação são compactados com o efeito dessa energia. A metodologia Eades e Grim (1966) determinou um teor ótimo de cal de 1,7% e de 3,1% para o cimento. Para o estudo adotaram-se os teores de 4% e 6% para ambos os aglomerantes. O programa experimental incluiu os ensaios mecânicos de cisalhamento direto, nos tempos de cura de 0, 7, 14 e 28 dias, nas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa, o ensaio triaxial consolidado drenado em natura (CDnat), no solo não tratado e nas misturas com 6% de cal e de cimento, aos 28 dias de cura, nas tensões confinantes de 50, 100, 200 e 400 kPa. Por meio dos resultados obtidos no estudo do comportamento mecânico, concluiu-se que: o método Eades e Grim foi um indicativo para prever qual aglomerante melhor interage, inicialmente, com o solo estudado; houve melhora nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, com a inclusão de cal e cimento ao solo; em relação ao tempo de cura, observou-se que, nas três primeiras idades, houve ganhos progressivos e aos 28 dias uma redução, mas ainda com ganhos, na resistência do ensaio ao cisalhamento; os comportamentos das relações solo-cal e solo-cimento foram influenciados pela flocculação presente nas misturas, melhorando principalmente o ângulo de atrito efetivo ao longo do tempo. Os resultados obtidos nesta pesquisa constituem um ponto de partida para viabilizar o uso de fundações com inclusões rígidas em projetos, melhorados com cal ou com cimento.

Palavras Chaves: Inclusões Rígidas; Melhoramento de solos; Camada de Distribuição; Aglomerantes.

ABSTRACT

The soil of the Federal District has characteristics of low capacity and deformable soils, so it has been increasingly investigated materials that improve the geotechnical conditions of these soils. Rigid inclusions are a generally cheaper type of foundation through which a better interaction with the soil is sought. This dissertation aims to obtain the shear strength parameters of a typical lateritic soil from the Federal District, classified as CL (sandy clay), through geotechnical tests, with and without the addition of lime and cement, to be used as stress distribution layer of a rigid inclusion system compacted at normal energy. The choice of this compaction energy is due to the fact that conventional embankments for foundation infrastructure are compacted at this energy. The Eades and Grim (1966) methodology determined an excellent lime content of 1.7% and a cement content of 3.1%. For the study, the contents of 4% and 6% for both binders were adopted. The experimental program included the mechanical tests of direct shear, at curing times of 0, 7, 14 and 28 days, at normal stresses of 50, 100 and 200 kPa, the consolidated triaxial test drained in natura (CDnat), on untreated soil and on mixtures with 6% lime and cement, at 28 days of curing, at confining stresses of 50, 100, 200 and 400 kPa. Through the results obtained in the mechanical behavior study, it was concluded that: the Eades and Grim method was an indication to predict which binder best interacts, initially, with the studied soil; there was an improvement in shear strength parameters, with the inclusion of lime and cement to the soil; In relation to the curing time, it was observed that, in the first three ages, there were progressive gains and at 28 days there was a reduction, but still with gains, in the shear strength test; the behavior of the soil-lime and soil-cement relationships were influenced by the flocculation present in the mixtures, improving mainly the effective friction angle over time. The results obtained in this research constitute a starting point to enable the use of foundations with rigid inclusions in projects, improved with lime or cement.

Keywords: Rigid Inclusions; Soils Improvement; Distribution Layer; Agglomerates.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	7
1.1	Motivação	8
1.2	Objetivos.....	9
1.2.1	Objetivo Geral.....	9
1.2.2	Objetivos Específicos	9
1.3	Estrutura da Dissertação	10
2	REVISÃO DA LITERATURA	11
2.1	Solos Lateríticos	11
2.2	Solo Compactado.....	14
2.3	Estabilização do Solo.....	15
2.3.1	Estabilização Física ou Mecânica	16
2.3.2	Estabilização Química	17
2.4	Comportamento Mecânico de Solos cimentícios.....	22
2.5	Inclusões Rígidas	26
2.6	Camada de distribuição de carga	28
3	MATERIAIS.....	32
3.1	Solo Laterítico.....	32
3.2	Cal Calcítica CH-I	33
3.3	Cimento CP II – Z (Cimento Portland composto com pozolana).....	35
4	MÉTODOS	36
4.1	Caracterização do Solo	36
4.1.1	Caracterização Física	36
4.1.2	Caracterização química.....	37
4.2	Dosagem e Cura.....	38
4.2.1	Dosagem – Método Eades e Grim (1966)	38
4.2.2	Tempo de Cura.....	39
4.3	Compactação.....	40
4.4	Preparação das amostras para os Ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxiais	40
4.5	pH- Método Embrapa	42
4.6	Cisalhamento Direto	43
4.7	Triaxial.....	44

5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	47
5.1	Caracterização.....	47
5.2	Dosagem	52
5.2.1	Método Eades e Grim	52
5.3	Compactação.....	53
5.4	Cisalhamento Direto	57
5.4.1	Envoltória de pico.....	69
5.4.2	Envoltória residual.....	75
5.5	Método Embrapa.....	79
5.6	Triaxial.....	82
6	CONCLUSÕES	90
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

Lista de Figuras

Figura 1. Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas (Rodríguez, modificado, 2010)	8
Figura 2. Estrutura típica dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987)	11
Figura 3. Mapa Pedológico simplificado do Distrito Federal (Fonte: Embrapa, 1978).....	14
Figura 4. Módulos Emax, Etangente e Esecante e Edescarga-recarga (Duncan e Bursey,2007)	24
Figura 5. Gráfico deformação volumétrica (ϵ_v) versus deformação axial (ϵ_a) para um solo que desenvolve dilatância (ψ) (Maranha, 2009)	25
Figura 6. Mecanismo de transferência de carga desenvolvida em a) fundações com inclusões rígidas e b) fundação em radier estaqueado (Rebolledo et al., 2019)	27
Figura 7. Tensões principais totais abaixo de 60 kPa de carregamento na fundação. (Okay,2010).....	29
Figura 8. Forma das colunas de transferência observada no ensaio em centrífuga geotécnica para grupos de inclusões rígidas de 76 cm de diâmetro, numa camada de distribuição formada por solo natural compactado de 1,66 m de espessura	30
Figura 9. (a) Localização da coleta do solo (Google,2020); (b) Localização do CEGUnB (Cunha, 2018).....	32
Figura 10. (a) Coleta do Solo; (b) Solo seco e destorroado.	33
Figura 11. Cal utilizada (Carmon Simon, 2019)	34
Figura 12. Cimento Montes Claros CP II – Z 32. (CIA do Cimento, 2019).....	35
Figura 13. Preparação do ensaio de pH pelo método Eades & Grim.....	39
Figura 14. Corpo de Prova para o ensaio de Cisalhamento Direto	41
Figura 15. Corpo de prova para o Ensaio Triaxial	42
Figura 16. Realização do pH pelo Método Embrapa	43
Figura 17. Preparação da amostra para o Ensaio de Cisalhamento Direto	43
Figura 18. Montagem do Ensaio Triaxial CDnat	44
Figura 19. Realização do adensamento no Ensaio Triaxial	45
Figura 20. Montagem do ensaio de ruptura do Triaxial CDnat	46
Figura 21. Curva granulométrica do solo.....	48
Figura 22. Curva de Compactação do Solo.....	49
Figura 23. Comparativo das Densidades relativa dos grãos.....	51
Figura 24.pH do Solo-cal através do Método Eades e Grim.....	53

Figura 25. Gráfico do pH Solo-Cimento pelo Método Eades e Grim.....	53
Figura 26. Gráfico Comparativo das Curvas de Compactação	54
Figura 27. Curva Comparativa de índice de vazios versus umidade	54
Figura 28. Valores de umidade ótima do solo e das misturas estudadas	55
Figura 29. Valores de Massa Específica Seca Máxima de compactação do solo e das misturas estudadas	56
Figura 30. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento Vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 0 dia de cura.....	57
Figura 31. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 0 dia de cura.....	58
Figura 32. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal da Mistura Solo – Cimento 4% a 0 dia de cura.....	59
Figura 33. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 0 dia de cura.....	60
Figura 34. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal e da Mistura Solo – Cal 4% a 7 dias de cura.....	61
Figura 35. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 7 dias de cura	61
Figura 36. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 7 dias de cura	62
Figura 37. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 7 dias de cura	63
Figura 38. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 14 dias de cura	64
Figura 39. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 14 dias de cura	64
Figura 40. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 14 dias de cura	65
Figura 41. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 14 dias de cura	66
Figura 42. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 28 dias de cura	67
Figura 43. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 28 dias de cura	67
Figura 44. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 28 dias de cura	68

Figura 45. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical <i>versus</i> Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 28 dias de cura	69
Figura 46. Envoltória de Mohr-Coulomb considerando a resistência pico.....	72
Figura 47. Comparativo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos Ensaios de Cisalhamento Direto na Envoltória de Pico	73
Figura 48. Variação da relação de coesão ($cmc0$) e da relação de atrito ($\tan\phi m^{\circ}\tan\phi 0^{\circ}$) com o tempo de cura para a resistência pico.....	74
Figura 49. Variação da relação de coesão ($cmc0$) e da relação de atrito ($\tan\phi m^{\circ}\tan\phi 0^{\circ}$) com o teor de cimentante para a resistência pico.....	75
Figura 50. Envoltória de Mohr-Coulomb considerando a resistência residual	77
Figura 51. Variação da relação de coesão ($cmc0$) e da relação de atrito ($\tan\phi m^{\circ}\tan\phi 0^{\circ}$) com o tempo de cura para a resistência residual	78
Figura 52. Variação da relação de coesão ($cmc0$) e da relação de atrito ($\tan\phi m^{\circ}\tan\phi 0^{\circ}$) com o teor de cimentante para a resistência residual	79
Figura 53. pH do Solo-Cal com 4% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa	80
Figura 54. pH do Solo-Cal com 6% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa	80
Figura 55. pH do Solo-Cimento com 4% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa	81
Figura 56. pH do Solo-Cimento com 6% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa	81
Figura 57. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado (SNAT): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura.....	83
Figura 58. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado com 6% de cal e 28 dias de cura (SCAL_6_28): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura.....	84
Figura 59. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado com 6% de cimento e 28 dias de cura (SCIM_6_28): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura.....	85
Figura 60. Comparação das Envoltórias de pico.....	87
Figura 61. Variação de E_{50} versus tensão confinante (σ'_3) para uma tensão de referência de 100 kPa ($p^{ref} = 100\text{kPa}$), para os materiais ensaiados e os realizados por García (2021)..	88

Lista de Tabelas

Tabela 1. Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais (García, 2021).....	30
Tabela 2. Características da Cal CH-I da marca Massical	34
Tabela 3. Classificação dos Solos em relação o pH (Bigarella (1996), citado por Pessoa (2004) e Aguiar(2014)).....	38
Tabela 4.Os teores e o tempo de cura de cada método de ensaio	39
Tabela 5. Características do solo laterítico de Brasília coletado.....	49
Tabela 6. Densidade dos grãos de solo, misturas e aglomerantes.....	52
Tabela 7. Resumo das características do solo e das misturas.....	57
Tabela 8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico obtidos dos ensaios de cisalhamento direto	70
Tabela 9. Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual obtidos dos ensaios de cisalhamento direto	76
Tabela 10. Parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' , ϕ' e ψ), deformação e tensão desviadora na ruptura (ε_f e q_f) e módulo de rigidez secante (E_{50}) obtidos nos ensaios triaxiais CDnat	86
Tabela 11. Valores do ângulo β do cone de ruptura, calculados em função do ângulo de atrito (ϕ') para a resistência residual.....	88
Tabela 12. Valores obtidos do módulo de rigidez secante de referência (E_{50ref}) para os materiais ensaiados e os realizados por García (2021).	89

Lista de Símbolos, abreviações e nomenclaturas

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM - Association Society for Testing and Materials

c - Coesão

c' - Coesão efetiva

CD - Ensaio triaxial consolidado drenado

CP - Corpo de prova

DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

e - Índice de vazios

$\Delta\epsilon_a$ - variação da deformação axial

$\Delta\epsilon_v$ - variação da deformação volumétrica

DF - Distrito Federal

E_i - Módulo tangente inicial.

E_{50} - Módulo de rigidez

GO - Estado de Goiás

IP - Índice de plasticidade

M_s - Massa de solo seco

NA - Normalmente adensado

nat - Natural

NBR - Norma Brasileira de Regulamentação

PA - Pré-adensado

pH - Potencial hidrogeniônico

qf - carga de ruptura

S - Solo

SCAL_6_0 - Solo Cal 6% ao 0 dia

SCAL_6_7 - Solo Cal 6% aos 7 dias

SCAL_6_14 - Solo Cal 6% aos 14 dias

SCAL_6_28 - Solo Cal 6% aos 28 dias

SCAL_4_0 - Solo Cal 4% ao 0 dia

SCAL_4_7 - Solo Cal 4% aos 7 dias

SCAL_4_14 - Solo Cal 4% aos 14 dias

SCAL_4_28 - Solo Cal 4% aos 28 dias

SCIM_6_0 - Solo Cimento 6% ao 0 dia

SCIM_6_7 - Solo Cimento 6% aos 7 dias

SCIM_6_14 - Solo Cimento 6% aos 14 dias

SCIM_6_28 - Solo Cimento 6% aos 28 dias

SCIM_4_0 - Solo Cimento 4% aos 0 dias

SCIM_4_7 - Solo Cimento 4% aos 7 dias

SCIM_4_14 - Solo Cimento 4% aos 14 dias

SCIM_4_28 - Solo Cimento 4% aos 28 dias

S_r - Grau de saturação

SUCS - Sistema Unificada de Classificação de Solos

UnB - Universidade de Brasília

w - Umidade

$w_{ótimo}$ - Umidade ótima

ε - Deformação axial

ε_f - Deformação na ruptura

- número da abertura da malha da peneira do ensaio de granulometria

ϕ - Ângulo de atrito

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo

σ - Tensão normal

ψ° - Ângulo de dilatância

τ - Tensão cisalhante

UniCEUB – Centro Universitário de Brasília

1 INTRODUÇÃO

A técnica de reforço do solo com Inclusões Rígidas é empregada cada vez mais como uma solução de fundação em solos de baixa capacidade de suporte, apresentando alguns benefícios claros, como versatilidade, custo-efetividade, construção rápida (Deb e Mohapatra, 2013) e sua eficiência tanto em termos de capacidade de suporte, quanto em redução de recalques absolutos e diferenciais (Nunez et al., 2013).

A melhoria de solos com aplicação de inclusões é utilizada desde de 1980 em países do norte da Europa (Briançon, 2002) e a partir de 1990, em outros países da Europa (Simon & Scholsser, 2006).

As inclusões rígidas têm sido amplamente utilizadas em vários projetos em todo o mundo para resolver problemas geotécnicos, como por exemplo o projeto da rodovia na Holanda e em projetos de tanques de armazenamento (Chen et al., 2008). Além disso, a simplicidade da técnica pode trazer eficiência econômica e encurtar o tempo de construção (Pham et al., 2018).

García (2021) declara que a maioria dos projetos com inclusões são desenvolvidas para rodovias e ferrovias com transferência de carga flexível, algumas pesquisas de referência foram realizadas considerando a transferência de carga rígida por meio de placas de concreto, como a construção de um aterro para uma linha de trem de alta velocidade na China (Zheng et al., 2011), fundações de uma edificação para armazenamento de rejeito de usinas nucleares (Mattsson,2013; Briançon et al.,2015), fundações para tanques de gás natural em Kuwait (Bernuy et al., 2018), entre outros.

Em uma fundação com inclusões rígidas, existem cinco componentes que interagem uns com os outros, eles são: a fundação (radier ou sapata), a camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga, os capitéis (opcional), as inclusões rígidas e o solo circundante (Figura 1). Uma solução de fundação com inclusões rígidas deverá incorporar geralmente todos estes componentes, exceto os capitéis, que são opcionais (Pérez, 2017).

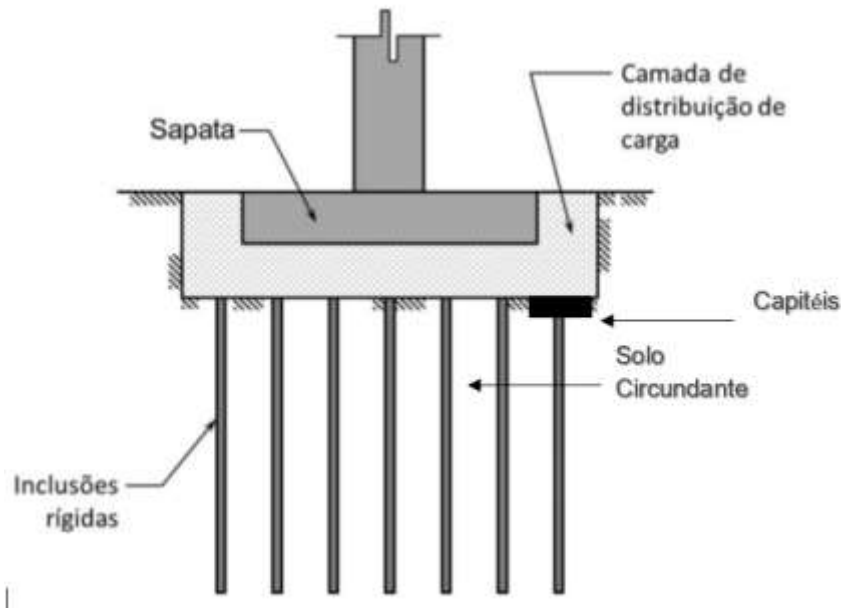


Figura 1. Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas (Rodríguez, modificado, 2010)

1.1 Motivação

Com a expansão populacional nas grandes cidades urbanas, tem-se acompanhado o aumento da densidade de ocupação do solo e, conseqüentemente, a construção de fundações de edifícios em solos de baixa capacidade de suporte e elevada deformabilidade.

Na construção de fundações com inclusões rígidas, as cargas provenientes da estrutura de edifícios antes de chegar na ponta das inclusões são transferidas pela camada de distribuição de carga.

Inclusões rígidas têm as características principais de diminuir os custos de fundações e recalques. A interação que ocorre entre as inclusões rígidas e a camada de distribuição da carga da fundação é um problema que envolve muitos parâmetros (resistência, coesão, ângulo de atrito e deformabilidade).

Em diversas situações de projetos geotécnicos, os custos de outras alternativas são proibitivos de modo que o melhoramento de propriedades geotécnicas do solo local é necessário, conforme pontua Consoli (2007).

Existem várias técnicas de melhoria de solo, como a estabilização mecânica (fibras e EPS-Poliestireno Expandido) e estabilização química (cimento, cal, enzimas e outros). Há um grande número de estudos de melhoramento de solos com estabilizantes, método bastante utilizado em obras de pavimentação, mas pouco implementado em projetos de fundação. Desse modo, têm aumentado os estudos para melhorar as propriedades mecânicas do solo dessas fundações. Thomé (1994), visando ao emprego de fundações superficiais sobre depósitos de argilas moles da grande Porto Alegre, estudou a melhoria de uma camada superficial, combinando os métodos de estabilização físico-química, através da adição de cal e compactação.

Desse modo, busca-se um material com estabilização química para a camada de distribuição que interaja e potencialize os benefícios das inclusões rígidas (diminuição de recalques, versatilidade, custo-efetividade e construção rápida).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo desse trabalho é estudar o comportamento mecânico do solo laterítico do Distrito Federal compactado com e sem adição de aglomerantes (cal e cimento), por meio de avaliação experimental em laboratório, para aplicação em uma camada de distribuição de carga para sistemas de inclusões rígidas.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Aperfeiçoar a compreensão de solos estabilizados (com cal hidratada e cimento), para aplicação na camada de distribuição de carga de inclusões rígidas;
- Determinar os teores de cal e cimento que satisfaçam a estabilização do solo estudado, por meio da análise química do pH e de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais;
- Analisar dois teores de cal hidratada e de cimento, para quatro tempos de cura distintos, por meio do ensaio de cisalhamento direto;
- Por meio dos parâmetros mecânicos, definir qual o melhor aglomerante, cal hidratada ou cimento, que apresenta o melhor comportamento para o solo estudado.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta pesquisa foi dividida em seis partes:

1º Capítulo: Neste são apresentados a introdução ao tema, a motivação e os objetivos desta pesquisa;

2º Capítulo: É exposta a uma breve revisão da literatura sobre o solo presente no Distrito Federal, a estabilização química com aglomerantes, reações solo-cal e solo-cimento;

3º Capítulo: Apresentam-se os materiais utilizados na pesquisa;

4º Capítulo: Apresenta os ensaios e a metodologia usados na pesquisa;

5º Capítulo: Resultados e análises dos ensaios realizados para se alcançar os objetivos;

6º Capítulo: Conclusões finais e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Solos Lateríticos

Cardoso (2002) afirmou que alitização, que é o processo de lixiviação da sílica e silicatos presentes no solo formando os hidróxidos de alumínio e de ferro, é o mais importante para a formação dos solos profundamente intemperizados do Distrito Federal (DF) e do Cerrado, especialmente do Planalto Central brasileiro.

Guimarães (2002) menciona que a camada de argila porosa do DF apresenta baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} m/s), similar à permeabilidade de solos granulares finos. Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentícias, apresentam uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada colapso.

Cardoso (1995) e Farias & Assis (1994) indicam que no Distrito Federal as obras geotécnicas geralmente se localizam em solos estruturalmente instáveis, os quais, sob determinados carregamentos ou alteração do estado de tensão, mostram diminuição brusca de volume, e isso ocorre, muitas vezes, associado ao contato com a água. Tais solos são conhecidos como solos porosos colapsíveis.

Para García (2018), o colapso acontece quando essas cimentações (agregações, Figura 2) entre grãos são perdidas por ação de agentes externos e os vazios são ocupados pelas outras partículas de uma forma brusca e súbita, o que gera uma mudança significativa de volume do solo.

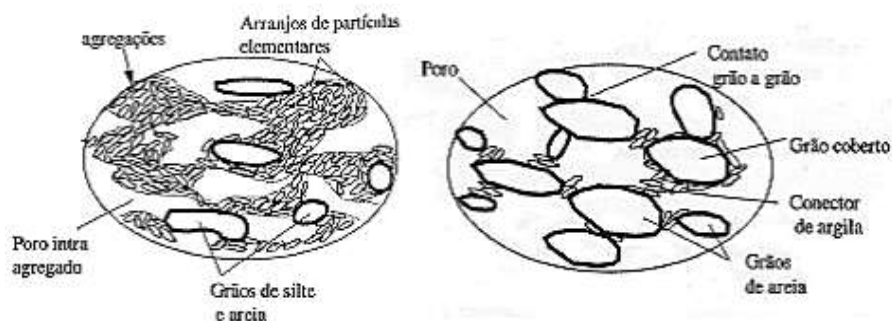


Figura 2. Estrutura típica dos solos colapsíveis (Alonso et al., 1987)

Segundo Cardoso (2002), o estudo químico dos lateritos iniciou-se no final do século XIX, destacando-se o trabalho de Bauer (1898) que realizou uma pesquisa sistemática sobre a composição química de lateritos de Seychelles.

No Seminário Internacional sobre Processos de Lateritização, realizado em São Paulo, Schellmann (1982) apresenta definição de laterito:

“lateritos são produtos de intemperismo subaéreo de rochas. Eles consistem predominantemente de assembleias minerais à base de goethita, hematita, hidróxidos de alumínio, minerais caulínicos e quartzo. A razão $\text{SiO}_2 / (\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$ de um laterito deve ser inferior à da rocha-mãe caulinizada. Na rocha-mãe caulinizada, toda a alumina está presente na forma de caulinita, todo o ferro na forma de óxidos de ferro e toda a sílica na forma de caulinita e quartzo primário. Essa definição inclui todos os materiais altamente intemperizados, fortemente empobrecidos em sílica e enriquecidos em ferro e alumínio, independente das suas propriedades físicas e morfológicas (trama, cor, consistência etc)” (Schellmann, 1982, p. 40-42).

Os solos lateríticos estão presentes em quase todas as regiões do Brasil, principalmente em locais de clima tropical úmido e em condições bem drenadas. Normalmente, essa categoria apresenta uma coloração amarelada ou avermelhada. Durante sua formação, os compostos químicos mais leves são levados pela ação da água, deixando para trás apenas óxidos hidratados de ferro e alumínio. Além disso, em sua fração de areia apresentam o elemento quartzo, enquanto na sua fração de argila apresentam argilominerais da família da caulinita.

Segundo Vilar e Ferreira (2015) *apud* Pérez, (2017), as principais características dos solos colapsáveis são: solos não saturados; solos com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos; solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais; solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Segundo Embrapa (1978) e Eiten (1994) citado por Cardoso (2002), Latossolos e Cambissolos encontrados no DF possuem pH ácido, normalmente com valores entre 4,0 e 5,5, o que os torna, mesmo quando extremamente argilosos, solos bem drenados, devido à forte agregação.

Para Camapum de Carvalho *et al.* (1993), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinadas em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local, apresentando geralmente as seguintes características:

- SPT inferior a 6 golpes;
- Limite de liquidez entre 25 e 78%;
- Limite de plasticidade entre 18 e 58%;
- Índice de plasticidade entre 4 e 38%; e
- Índice de vazios entre 1,2 e 2,2.

Farias e Assis (1994) relatam altos valores de recalques, da ordem de 400 mm, em camadas de “argila porosa” da Asa Sul, no Metrô de Brasília.

Um estudo micro morfológico sobre solos profundamente intemperizados de diferentes áreas do DF constatou que estes são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre eles e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila. Confirmam índices de vazios elevados, com valores entre 1,0 e 2,0. E colapsividade, sendo consequência do arranjo estrutural dos solos, que, por sua vez é resultado direto de sua química e mineralogia, originada basicamente durante a evolução intempérica (Cardoso, 1995).

Camapum de Carvalho et al. (1996) descrevem que a agregação das partículas de solo e a consequência de geração de grandes vazios, associados aos contatos estruturais realizados através de pontes de argila, bem como a inexpressiva ação de cimentação, devido ao pH ácido e consequente dissolução e precipitação dos oxi-hidróxidos de ferro, mostram-se como os principais fatores para que os solos do DF apresentem elevados potenciais de colapso.

Na Figura 3 está o Mapa Pedológico simplificado do Distrito Federal. Observa-se a presença maior de Latossolo Vermelho e Amarelo. Segundo Embrapa (1978), são solos de textura argilosa ou média ricos em oxi-hidróxidos de Fe e Al, são porosos, bastante permeáveis, álicos e fortemente ácidos.

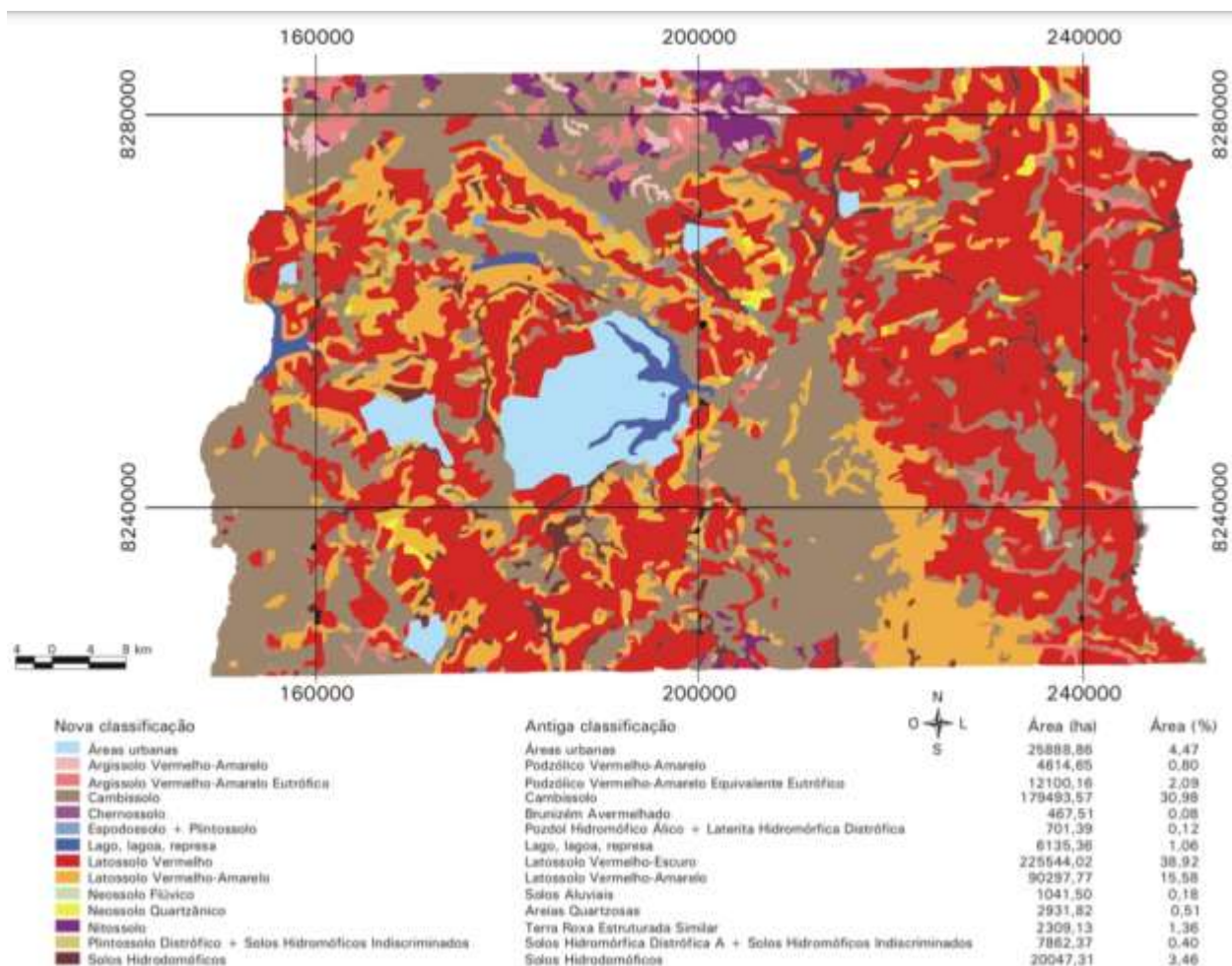


Figura 3. Mapa Pedológico simplificado do Distrito Federal (Fonte: Embrapa, 1978)

2.2 Solo Compactado

A compactação melhora as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos, causando, entre outros efeitos, a densificação do solo, aumento da resistência mecânica, aumento da rigidez e redução da permeabilidade, segundo Bento (2006). Os possíveis arranjos das partículas nos solos naturais e compactados são os mais diversos possíveis em função de diferentes fatores. Assim, os diversos tipos de solos existentes, quando em estado não saturado, tendem a apresentar diferentes formas de comportamento mecânico e hidráulico. Em solos formados por processos artificiais, como a compactação, sua estrutura pode variar consideravelmente, principalmente em argilas.

O processo de compactação é uma técnica que visa à redução do índice de vazios por meio da expulsão de ar dos seus poros, de acordo com Aguiar (2014). Tem por objetivo a obtenção de um material que tenha um comportamento adequado para sua aplicação específica.

Segundo Martínez (2003), a compactação gera no solo deformações permanentes que modificam suas propriedades originais causando, entre outros, os seguintes efeitos:

- Densificação do solo (aumento da densidade seca);
- Aumento da resistência ao cisalhamento;
- Redução da compressibilidade;
- Redução da condutividade hidráulica; e
- Redução da erodibilidade.

Jucá (1990), citado por Martínez (2003), determina que o teor de umidade de compactação proporciona o aparecimento de dois tipos de estruturas: a estrutura é flokulada, quando o material for compactado no ramo seco da curva de compactação e dispersa, quando compactado no ramo úmido. Na estrutura flokulada, as partículas ficam em contato face-aresta. Na estrutura dispersa, as duplas camadas difusas são formadas e as partículas tendem a se dispersar, tomando uma orientação paralela entre si. Os solos com estrutura flokulada apresentam maior contração, expansividade, condutividade hidráulica e resistência, quando submetidos a pequenas deformações de cisalhamento, em relação aos solos de estrutura paralela dispersa, e para os solos compactados no teor de umidade ótimo tem-se uma estrutura intermediária entre esses dois tipos.

2.3 Estabilização do Solo

Existem várias técnicas de melhoria de solo, dentre elas a estabilização que pode ser: estabilização mecânica (compactação), estabilização física (fibras e EPS-Poliestireno Expandido) e estabilização química (cimento, cal, enzimas e outros).

Segundo USACE (1982), a modificação de solos é um processo que necessariamente não implica ganhos significativos de capacidade de carga e durabilidade, e quando são aplicados esses ganhos e/ou outras melhorias das propriedades geotécnicas, tem-se a Estabilização do solo.

Segundo Vizcarra (2010), a estabilização de um solo pode ser entendida como alteração de suas propriedades a fim de melhorar seu desempenho mecânico e de engenharia, usando, para obter essa mudança, um processo artificial que pode ser: químico, físico ou físico-químico. O resultado é um material estável, que, mesmo exposto a cargas externas e situações de mudanças de climas, é capaz de resistir.

Solos problemáticos como os dispersivos, os expansivos e os colapsíveis, ou mesmo solos com alta permeabilidade, alta plasticidade e/ou baixa capacidade de carga podem requerer melhoramentos de suas propriedades geotécnicas com vistas a aplicações específicas, avaliam Darei (2019) e Aytekin e Nas (1998).

2.3.1 Estabilização Física ou Mecânica

A estabilização física ou mecânica é o processo de rearranjo das partículas de solo, ou alteração da densidade do solo, ou adequação da granulometria com misturas de outros solos ou materiais, através do processo: de compactação, vibro flutuação, compactação dinâmica, compactação por explosivos, aceleração da consolidação, electro-osmose e tratamento térmico por aquecimento ou congelamento

Cruz e Jalali (2010) definiram a estabilização mecânica como a busca da melhoria das propriedades dos solos através de um melhor arranjo de suas partículas sólidas.

Santos et al. (1995) definiram a estabilização mecânica como o uso do processo de compactação do solo, no qual há uma redução da porosidade, reduzindo o volume de vazios que têm relação com o ganho de resistência.

A estabilização física altera as características de densidade, através do processo de compactação, ou adequação da granulometria com mistura de outros solos ou materiais, electro-osmose e tratamento térmico por aquecimento ou congelamento.

Segundo Vargas (1977), citado por Klinsky (2013), um solo estabilizado fisicamente deverá ter sua plasticidade e sua granulometria corrigidas. O autor afirma que muitas vezes não é possível uma simples correção, mas dispõe-se de diferentes solos em que predominam pedregulhos, areias ou siltes e argilas. Nesses casos é necessário realizar uma composição

artificial do solo pela combinação adequada de cada um deles na mistura, a fim de se obter uma granulometria adequada, dita “estabilizada”.

Segundo Cruz e Jalali (2010), na estabilização física, pode-se dizer que suas propriedades são modificadas com auxílio de uma fonte de calor ou da aplicação de um potencial elétrico.

Klinsky (2013) descreve a estabilização granulométrica a mais eficiente para composições que proporcionem uma máxima densificação. Assim, é fundamental obter uma curva granulométrica contínua que apresente grãos de diversos tamanhos, de maneira que os grãos menores preencham os vazios deixados pelos grãos maiores, mas evitando a perda do contato entre estes, a fim de manter as forças de atrito.

2.3.2 Estabilização Química

A estabilização química acontece por meio de interações químicas por aditivos que substituem as moléculas de água e cátions, melhora das ligações entre os agregados das partículas argilosas, floculação e dispersão que melhoram a rigidez, a trabalhabilidade, redução de expansão e outros. O cimento e a cal, que são estudados neste trabalho, são os dois principais aditivos utilizados em estabilização do solo. São materiais finos que permitem a estabilização química do solo, melhorando principalmente a capacidade de suporte e a redução da permeabilidade.

Cruz e Jalali (2010) dizem que a estabilização química altera as principais propriedades dos solos por meio das interações químicas com mistura de outros materiais.

Silva (2016) diz que há diversos tipos de aditivos químicos utilizados para estabilização de solos, destacando que os principais estabilizantes utilizados entre diversos materiais são o cimento Portland e a cal hidratada, sendo que cada um gera as mudanças nas propriedades dos solos de acordo com seus mecanismos peculiares de ação. São cinco os mecanismos de interação: substituição das moléculas de água e cátions, melhora das ligações entre os agregados das partículas argilosas, floculação, dispersão e em certos casos a solubilização dos oxi-hidróxidos de ferro e alumínio instabilizam os solos tropicais..

2.3.2.1 Cal

A cal é utilizada na engenharia civil principalmente nas construções de edifícios, através da confecção de argamassa e pintura, e é utilizada para estabilizar solos, principalmente em pavimentos. A cal é um subproduto proveniente da decomposição térmica das rochas carbonatadas cálcio-magnesianas.

De acordo com a NBR 6471 (1998), a cal virgem é o produto obtido pela calcinação de carbonatos de cálcio e/ou magnésio, constituído essencialmente de uma mistura de óxido de cálcio e óxido de magnésio, ou ainda de uma mistura de óxido de cálcio, óxido de magnésio e hidróxido de cálcio. A NBR 7175 (2003) define a cal hidratada como o pó obtido pela hidratação da cal virgem, constituído essencialmente de uma mistura de hidróxido de magnésio, ou ainda, de uma mistura de hidróxido de cálcio, hidróxido de magnésio e óxido de magnésio.

2.3.2.2 Solo-Cal

Behak (2007) relata que adição de cal em solos argilosos altera suas propriedades físicas e mecânicas, resultando em melhorias nas resistências, comportamento tensão-deformação, plasticidade, estabilidade volumétrica, trabalhabilidade e condutividade hidráulica. Essas modificações dependem de diversos fatores, tais como tipo de solo, tipo e teor de cal, energia de compactação, tempo e condições de cura.

Alguns tipos de reações químicas ocorrem quando a cal é misturada com solos finos. Segundo Thome (1994), as reações podem ser classificadas em dois estágios mais ou menos bem definidos (Diamond & Kinter, 1965): um processo rápido, que pode ser de minutos a dias, podendo atingir até meses, no qual há uma melhora na plasticidade e trabalhabilidade do material, mas há pouca resistência permanente desenvolvida; e a outra é um processo lento, que tem duração de semanas a anos, com desenvolvimento de resistência ao longo do tempo, com a formação de produtos cimentantes.

A reação química do solo-cal em solo laterítico ocorre principalmente por causa da parte dos argilominerais presente no solo. Para Santos (2004), quando a cal é adicionada a um solo, uma troca de cátions ocorre com o cálcio da cal substituindo os cátions trocáveis (K, Mg e H) na superfície do argilomineral. Os cátions da cal tendem a se agrupar na superfície do

argilomineral, mudando a concentração eletrolítica em torno das partículas, provocando a floculação e a aglomeração das partículas do argilomineral, produzindo um solo mais grosseiro, mais permeável e mais friável. Com relação ao procedimento para as reações solo-cal ocorrerem, Eades *et al.* (1962) sugeriram, que devido ao alto pH do sistema solo-cal, a estrutura do argilomineral é dissolvida liberando sílica e alumina para a reação pozolânica.

2.3.2.3 Cimento

Battagin (2009) relata que o cimento é originado do latim *caementu*, que designava na velha Roma espécie de pedra natural de rochedos e não esquadrejada. Em 1824, o construtor inglês Joseph Aspdin queimou conjuntamente pedras calcárias e argila, transformando-as num pó fino. Percebeu que se obtinha uma mistura que, após secar, tornava-se tão dura quanto as pedras empregadas nas construções. A mistura não se dissolvia em água e foi patenteada pelo construtor no mesmo ano, com o nome de cimento Portland, que recebeu esse nome por apresentar cor e propriedades de durabilidade e solidez semelhantes às rochas da ilha britânica de Portland.

O cimento é um dos materiais mais utilizados na indústria de construção, como aglomerante para produção de concreto e argamassas. A utilização de solo-cimento como material de construção no Brasil ocorre desde 1939, as principais aplicações são: pavimentação, reservatórios, barragens de terra, estabilização de taludes, tijolos de solo-cimento e outros. Silva (1994) e Ribeiro (1999) são exemplos de estudos da utilização de solo-cimento em fundação no Distrito Federal como estacas de solo-cimento, que é uma alternativa para empreendimentos de pequeno porte que gera uma economia significativa.

2.3.2.4 Solo-Cimento

Solo-cimento, de acordo com a ABCP (2004), é o produto endurecido resultante da mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem racional, executada de acordo com as normas aplicáveis ao solo em estudo. Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), solo-cimento é uma mistura devidamente compactada de solo,

cimento Portland e água, que resulta em um material duro, cimentado, de acentuada rigidez à flexão. O teor de cimento adotado usualmente é da ordem de 6 a 10%.

A determinação adequada do teor de cimento baseia-se no fato de que os solos misturados com pequenas quantidades de cimento, quando devidamente compactados e curados, melhoram sensivelmente as suas características originais de resistência mecânica, tornando-as muito superiores às de outros materiais utilizados normalmente como camadas de pavimentos (ABCP, 2004).

A reação de solo-cimento depende dos seguintes fatores: granulometria e composição química mineralógica do solo, teor de umidade, matéria orgânica, cimento, mistura, compactação, temperatura e cura. Quanto mais fina a granulometria do solo, maior quantidade de cimento é necessária para obter o mesmo ganho de resistência.

A água é importante para hidratação do cimento e para dar trabalhabilidade da mistura, Camapum de Carvalho et al. (1990) afirmam que o excesso de água em solo-cimento plástico, ao evaporar-se, deixa vazios, enfraquecendo o produto.

Pelo fato de a composição química e mineralógica do solo exercer influência na reação solo-cimento, Mineussens (1967) afirma que a matéria orgânica retarda a hidratação da mistura, podendo impedir a ação do cimento, e também porque como o solo MO (silte orgânico) tem a capacidade elevada de troca iônica, ele consome o cimento e por consequência enfraquece a resistência da mistura.

Quanto maior o teor de cimento Portland, maior será a resistência final e o custo. Quanto mais homogênea for a mistura, melhores serão os resultados mecânicos. Na compactação, quanto mais denso, melhor será a qualidade de mistura de solo-cimento. A temperatura elevada acelera o ganho de resistência. Quanto maior tempo de cura, maior o ganho de resistência e o ambiente deve ter umidade suficiente para não haver perda de água e prejudicar nas reações do cimento (Silva, 1994).

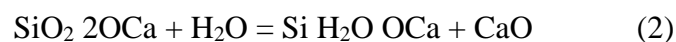
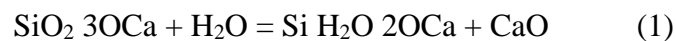
A adequada dosagem na adição de cimento Portland (CP), o teor de umidade, a mistura e compactação do solo estabilizado são fatores chave dessa técnica, destacam Akpokodje (1985), Caro *et al.* (2019), Consoli *et al.* (2007), Daraei *et al.* (2019), Jan e Mir (2018), Lorenzo & Bergardo (2004), Nchrp (2009), Teixeira (2014). Bell (1993) pontua que adições acima de 2% de CP já proporcionam melhoramentos significativos de suas propriedades.

Segundo Sanbonsuge et al. (2017), o aumento da rigidez de misturas de solo-cimento com o tempo de cura está associado aos componentes presentes no cimento, bem como aos compostos gerados durante o processo de hidratação.

De acordo com Balbo (2007), citado por Sanbonsuge et al. (2017), os compostos como o silicato tricálcico ($\text{SiO}_2\text{3CaO}$) geram altos ganhos de resistência em curtos períodos de cura. Porém, os compostos como o silicato de dicálcico ($\text{SiO}_2\text{2CaO}$) resultam em maiores ganhos em períodos mais longos de cura.

Azevedo *et al.* (2019) mencionam que o principal mecanismo de estabilização é a cimentação, a formação dos produtos de hidratação ocorre conforme o tipo de cimento, as chamadas reações pozolânicas, ambos responsáveis por aglomerar as partículas do solo reforçado.

Almeida (2009) diz que a reação dos compostos do cimento é uma função de sua hidratação pela água presente no solo, e pode ser representada conforme mostram as Equações (1) e (2).



Bechara et al. (2010) verificaram, por meio de ensaios, que cerca de 50% da resistência final do solo-cimento ocorre nos primeiros 3 dias de cura, sendo o solo de classificação não-laterítico com maior influência da ação cimentante. Moh (1965) *apud* Vendruscolo (1996) divide as reações do solo-cimento em:

1º) Primária, onde ocorre a hidratação e hidrólise formando cal;

2º) Secundária, onde são formadas as substâncias cimentícias sobre a superfície do solo, causando a flocculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato.

Mitchell e El Jack (1966) mostraram, por meio de ensaios com microscópio eletrônico de varredura em três solos distintos (sendo um formado por 100% de argila), que a mistura de solo e cimento muda da condição de partículas dispersas para uma condição de massa homogênea, ao longo do processo de hidratação, de forma que, após longos períodos de cura, já não é mais possível diferenciar os componentes da mistura.

2.4 Comportamento Mecânico de Solos cimentícios

O comportamento de resistência ao cisalhamento de solos melhorados com cimentação é dividido em duas partes: o comportamento inicial, que é designado como pré-ruptura que tem uma rigidez inicial alta; e o comportamento final, que é designado como pós-ruptura, que tem uma característica comum a todos os materiais geotécnicos cimentícios: um comportamento frágil na sua ruptura e a perda de rigidez inicial para uma resistência residual (Clough et al., 1981; Prietto, 1996; Casagrande, 2005).

O ensaio de cisalhamento direto é considerado um dos ensaios pioneiros no estudo das propriedades do solo, tendo sido idealizado por Coulomb, em 1776, permitindo o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos em um único plano de ruptura imposto mecanicamente a uma amostra (Marcon, 2005, citado por Aguiar, 2014).

Segundo Head (1982), em princípio, o ensaio de cisalhamento direto é um ensaio de “ângulo de atrito”, no qual uma porção de solo é colocada a se deslizar ao longo de uma outra pela ação de uma força cisalhante horizontal continuamente aumentando, enquanto uma carga constante é aplicada ao plano normal do movimento relativo.

Apesar de muito prático, o ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle de condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la. Desse modo, não é possível a obtenção dos valores da pressão neutra. Devido a essas e outras restrições, esse ensaio é menos interessante que o ensaio de compressão triaxial, mas devido à sua simplicidade é muito útil quando se deseja saber apenas a resistência (Pinto 2002).

Segundo Prietto (1996), a adição de cimento ao solo provocará modificações substanciais nas propriedades geotécnicas do material. De forma geral, a resistência e a rigidez irão aumentar, a compressibilidade diminuirá, os limites de consistência serão alterados, a permeabilidade será reduzida nos solos granulares, mas aumentará nos solos argilosos e a durabilidade medida em ciclos de molhagem e secagem aumentará.

Schnaid *et al* (2001) relatam que o comportamento tensão-deformação de solos cimentados pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um ponto de plastificação bem definido, além do qual o solo sofre aumento nas deformações plásticas até a ruptura. Outra característica apresentada é a marcante fragilidade na ruptura com a formação

de planos de ruptura. Tal fragilidade aumenta com o aumento da quantidade de cimento e diminui com o aumento da tensão efetiva média.

Lade e Overton (1989), citados por Foppa (2005), analisaram que o aumento na quantidade de cimento, além de aumentar a coesão e resistência à tração, também causa um aumento no ângulo de atrito interno para baixas tensões de confinamento. Ainda, os autores observaram que a curvatura da envoltória de ruptura aumenta com o aumento da cimentação e as envoltórias do solo com e sem cimento tornam-se paralelas para médias tensões de confinamento.

O comportamento do solo pode ser compreendido se as três componentes da resistência ao cisalhamento (coesão, dilatância e fricção) forem bem obtidas. A coesão inclui qualquer cimentação natural ou artificial ou ligações entre as partículas. A fricção e a dilatância são difíceis de separar, mas ambas são função direta da pressão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. No caso de solos cimentados, a parcela de coesão é predominante para pequenas deformações. Além de certa deformação, há uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. Após a ruptura, com a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento é de natureza inteiramente friccional (Saxena e Lastrico, 1978, citado por Prietto, 1996).

Kondner e Zelasco (1963), citados por Pietto (1996), mencionam que o cálculo do módulo de deformação tangente inicial (Módulo de Young) é calculado a partir da suposição de que a curva tensão-deformação, no seu trecho inicial e até o pico, pode ser representada por uma hipérbole cuja equação é dada pela equação 3.

$$\frac{\varepsilon_a}{q} = \frac{1}{E_0} + \frac{\varepsilon_a}{q_{ultima}} \quad (3)$$

onde ε_a é a deformação axial e q_{ultima} é o valor assintótico da tensão desvio.

Plotando-se o trecho inicial da curva tensão-deformação no espaço ε_a/q versus ε_a , este pode ser aproximado por uma linha reta cuja equação é dada por $\varepsilon_a/q = a + b\varepsilon_a$, onde por analogia com a equação acima tem-se que $a = 1/E_0$. Portanto, o módulo de deformação tangente inicial E_0 é obtido a partir do parâmetro da reta assim obtida.

O módulo de deformação secante é o quociente entre a variação da tensão desvio e a deformação axial correspondente. No presente trabalho, foram obtidos módulos secantes ($E_{50\%}$), para os níveis de tensões confinantes estudados.

Salles (2013) afirma que o comportamento tensão-deformação típico de um solo não é elástico nem é linear, uma vez que o solo é, em essência, um sistema particulado descontínuo com interfaces irregulares. A complexidade do comportamento do solo nos obriga a adotar hipóteses simplificadoras, porém coerentes. Por exemplo, para carregamento monotônicos de intensidade média e sem descarga, podemos tratar o comportamento do solo como elástico e, portanto, empregar a teoria da elasticidade.

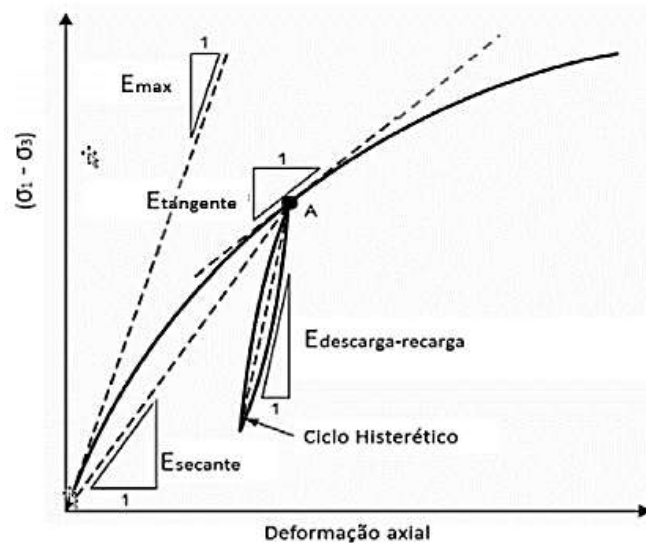


Figura 4. Módulos Emax, Etangente e Esecante e Edescarga-recarga (Duncan e Bursey,2007)

Na Figura 4, é demonstrado como é obtido o módulo de descarga-recarga. Esecante é apenas um módulo secante estimado entre o ponto de descarga e recarga em uma laçada de histerese. O módulo Emax é o módulo secante correspondente ao domínio das pequenas deformações.

Huang e Airey (1993), Coop e Atkinson (1993), Clough *et al.* (1981), O' Rourke e Crespo (1988), citado por Pietro (1996), observaram que a taxa máxima de dilatância ocorre após o pico de tensões, e que o pico de tensões parece estar associado com a dilatância.

De acordo com Pietro (2004), a dilatância pode ser definida como a capacidade que um material possui, no caso o solo, de variar o seu volume quando submetido a variações na tensão cisalhante. Materiais coesivos, como os metais, por exemplo, só apresentam variação

volumétrica se submetidos a uma variação da tensão média. A dilatância é, portanto, uma característica dos materiais friccionais.

De acordo com a Figura 5 (Maranha, 2009), o valor de dilatância (ψ) para um determinado teste triaxial, é dado pela equação 4.

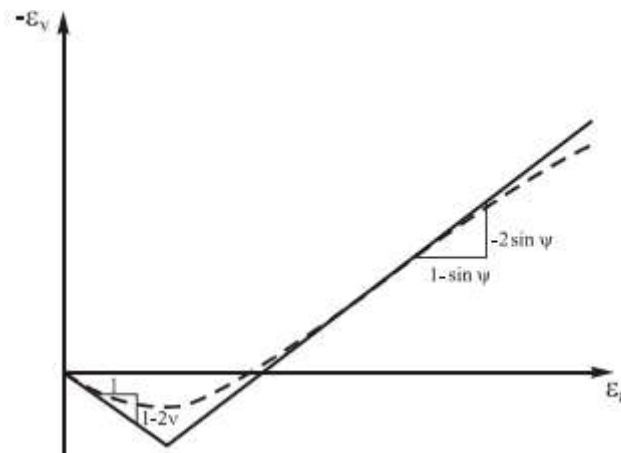


Figura 5. Gráfico deformação volumétrica (ε_v) versus deformação axial (ε_a) para um solo que desenvolve dilatância (ψ) (Maranha, 2009)

$$\psi = \text{sen}^{-1} \left(\frac{\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}}{\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a} - 2} \right) \quad (4)$$

Prietto (2004) citou Bolton (1986) que analisou resistência a dilatância de areias de diferentes origens. Concluiu que o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cv}) é principalmente uma função da mineralogia, podendo ser experimentalmente determinando com uma margem de 1° , sendo o seu valor de aproximadamente 33° para o quartzo e 40° para o feldspato. A diferença entre este ângulo e o ângulo de atrito de pico (ϕ'_{max}) observado para areias densas está relacionada com a taxa de dilatância na ruptura e, portanto, com a densidade relativa (D_R) e o nível de tensões efetivas médias (p'). Rowe et al. (1963) analisaram o comportamento de duas argilas com base na teoria da tensão dilatância e concluíram que as argilas respondem de maneira similar às areia.

Lade e Overton (1989), concluiu que o aumento de rigidez causado pela cimentação afeta o comportamento volumétrico do solo. Juran e Riccobonno (1991), relata que o efeito da cimentação resulta em uma restrição da dilatância do solo no estágio pré-pico. De acordo com estes autores e Prietto (2004), o pico de resistência, no caso de uma areia cimentada, é atingido

quando o comportamento é ainda de contração, e a dilatação é gerada somente em função da desintegração da cimentação ao longo da zona de ruptura.

2.5 Inclusões Rígidas

Inclusões são elementos de reforço de solo de forma cilíndrica, não ligados com a fundação (sapata ou radier), que podem ser fabricados usando diferentes técnicas como: perfuratrizes a trado ou hélice contínua, injeção a baixa pressão, *jet grouting* e colunas de brita ou de misturas de solo com cal ou cimento (Pérez, 2017).

O termo “rígidas” se refere ao material com que a inclusão é construída, que possui rigidez significativamente maior que o solo circunvizinho. Essa rigidez pode mudar dependendo do tipo de inclusão, variando, por exemplo, de uma coluna de silte compactado a uma inclusão metálica (Irex, 2012).

De acordo com Garcia (2018) e Briançon (2002), as inclusões rígidas podem ser classificadas em dois grandes grupos: inclusões pré-moldadas e inclusões construídas *in situ*. As inclusões pré-moldadas podem ser instaladas mediante cravação ou simples colocação nos solos muito moles, os materiais são diversos, desde concreto, madeira e aço. As inclusões construídas *in situ* podem ser classificadas em inclusões tipo estaca e inclusões a partir da melhoria do solo com ligantes, como é o caso do *jet grouting* e *deep soil mixing*.

Rodriguez (2001; 2010) lista algumas vantagens das inclusões rígidas comparadas com os sistemas tradicionais: as inclusões não precisam de reforço estrutural (aço) já que são submetidas unicamente a cargas de compressão relativamente baixas, o que gera uma otimização do uso de material no elemento e uma redução importante no custo da fundação; diminui também a quantidade de reforço estrutural na fundação (sapata ou radier), uma vez que a inclusão não induz cargas pontuais nela; os processos construtivos empregados para as inclusões permitem desenvolver, se necessário, o reforço de fundações em condições de acesso limitado e com equipamento pequeno.

Segundo Rebolledo et al. (2019), a diminuição dos recalques em um sistema de inclusões rígidas se deve ao fato de a camada de distribuição transferir a maior parte das cargas suportadas pelo solo às inclusões. Uma complexa interação se desenvolve entre o solo reforçado, inclusões e a camada de distribuição. Para entender a interação entre a inclusão e o solo é possível usar

alguns conceitos empregados para estacas flutuantes como mostrado na Figura 6 (Rodríguez-Rebolledo, 2010; Combarieu, 1990; Rodríguez-Rebolledo et al., 2015).

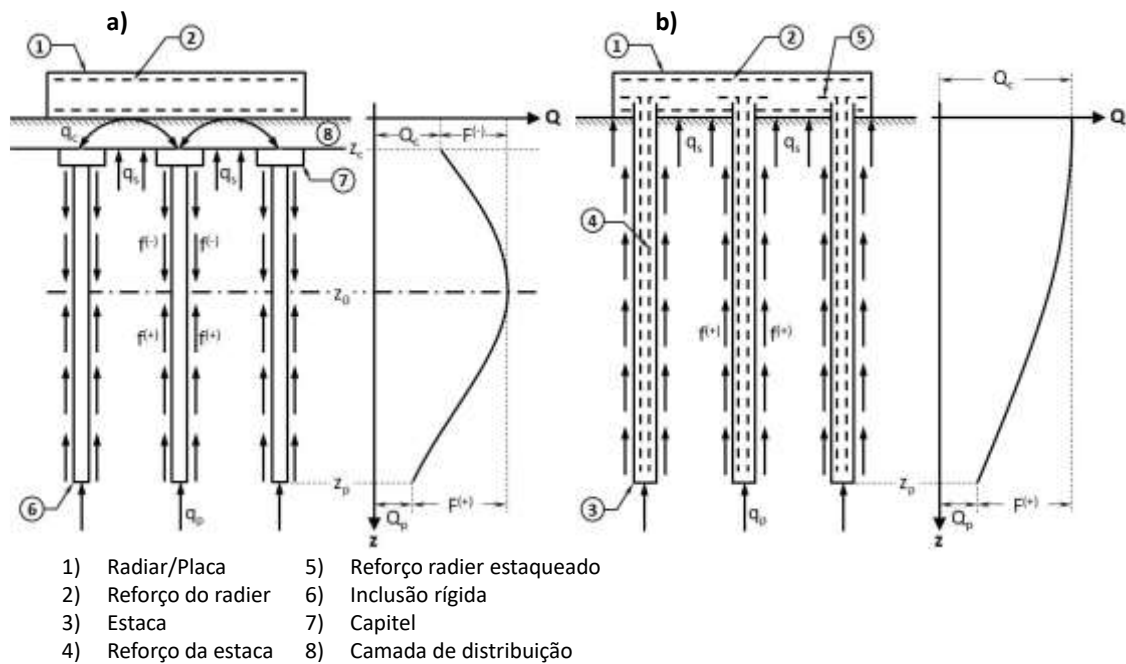


Figura 6. Mecanismo de transferência de carga desenvolvida em a) fundações com inclusões rígidas e b) fundação em radier estaqueado (Rebolledo et al., 2019)

De acordo com a Figura 6, primeiramente a camada de distribuição transfere a carga da estrutura à inclusão (q_c) e ao solo reforçado (q_s), depois o solo reforçado transfere carga à parte superior do fuste por meio do atrito negativo (f^{-}) e à parte inferior do fuste como atrito positivo (f^{+}), por fim uma parte da carga é transferida à ponta da inclusão (q_p). O atrito negativo e positivo é separado através de um nível neutro (z_0) onde não existem deslocamentos relativos entre o solo e a inclusão.

As características geométricas e geotécnicas da camada de distribuição influenciam na eficiência da transferência, porque elas podem aumentar ou diminuir as tensões na cabeça dos elementos (q_c) e diminuir tensões no solo reforçado. A camada de distribuição de carga deve ser dimensionada para evitar a punção na laje de fundação, homogeneizar os recalques e garantir o correto desempenho do sistema. O presente trabalho tem o intuito de obter esses parâmetros geotécnicos dessa camada de distribuição.

As cargas desenvolvidas na cabeça e ponta das inclusões, magnitude do atrito positivo e negativo e posição do nível neutro vão mudar, dependendo das características de rigidez do material da camada de distribuição e do material de apoio das inclusões (García, 2021).

2.6 Camada de distribuição de carga

Pérez (2017) e Rebolledo et al. (2019) mencionam que as características geotécnicas e geométricas da camada de distribuição influenciam na eficácia da transferência de carga, já que conseguem aumentar as cargas na cabeça das inclusões e reduzi-las no solo reforçado. Além disso, a camada de distribuição absorve as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o puncionamento destas no radier e homogeneizando os recalques, garantindo assim um comportamento eficiente da fundação.

Paniagua (2013) diz que a camada de distribuição geralmente é constituída por um material compactado (granular ou fino de baixa plasticidade), e sua espessura varia de 60 até 120 cm. Para aumentar sua resistência ao cisalhamento, o material pode ser misturado com cimento ou cal.

De acordo com Jenck et al (2005), as propriedades mecânicas do material utilizado como camada de distribuição de carga são fatores que controlam a eficácia do reforço. A experiência com materiais grossos mostra que o ângulo de atrito interno tem grande influência na transferência de carga.

Okay (2010) realizou um estudo de solos tratados com cal e cimento como plataforma de transferência de carga suportada por estaca, os mecanismos de transferências de carga na plataforma de distribuição podem ser visualizados em termos de tensões principais totais. Para a plataforma de distribuição, o autor utilizou cinco tipos de materiais: S (solo natural compactado, de Goderville que é classificado como um silte inorgânico de baixa plasticidade (ML)), SL (solo + 3% de cal), SC (solo + 6% de cimento), SLC1 (solo + 2% cal + 3% de cimento) e SLC2 (solo + 2% cal + 5% de cimento).

A Figura 7 apresenta as tensões principais totais e o valor da tensão principal total na extremidade da estaca (ETPS) para solo natural e os tratados abaixo de 60 kPa de carregamento do trabalho de Okay (2010). As tensões estão concentradas no topo das estacas. O solo natural transfere mais de 85% da carga para o solo compressível apresentando baixa eficácia. E os solos tratados, SL e SLC2, apresentam dois casos extremos. A diferença entre os mecanismos de

transferência de carga é importante, no caso do solo tratado SL, 55% da carga total é transmitida para a camada compressível do solo, e o caso do SLC2, apenas 15% da carga total passa para a camada compressível. Os mecanismos apresentados não são realmente arcos, parece que a plataforma se comporta como uma viga sobre estacas, mas se observa rotação das tensões principais.

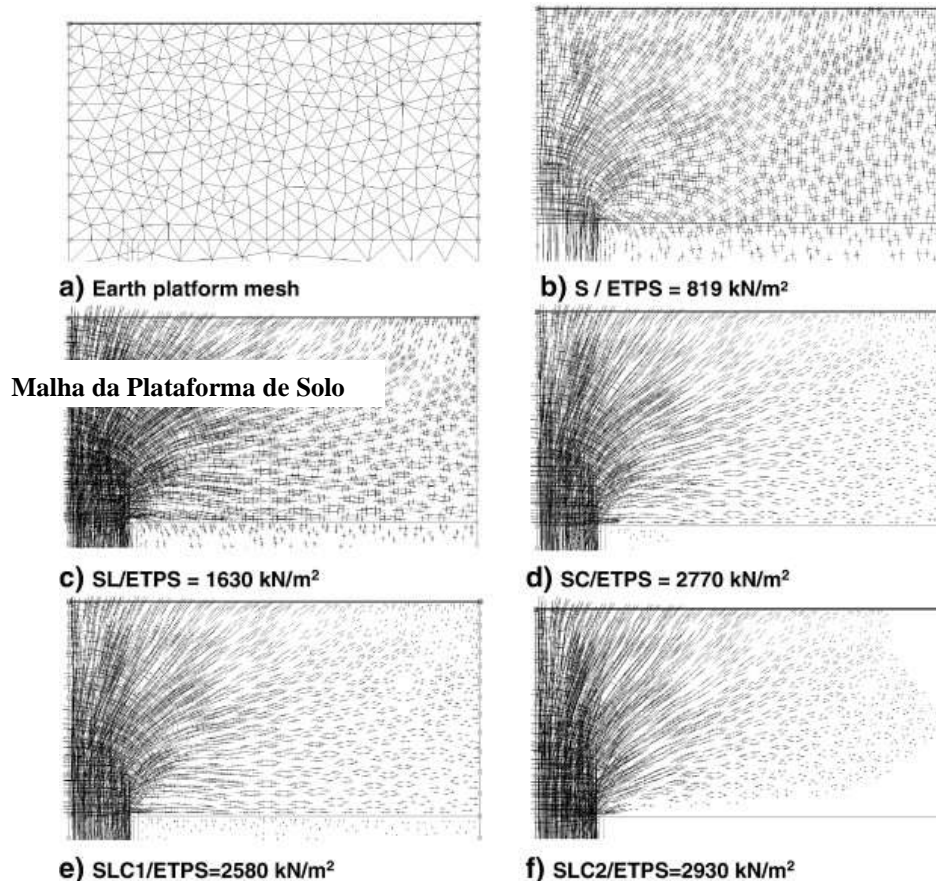


Figura 7. Tensões principais totais abaixo de 60 kPa de carregamento na fundação. (Okayay,2010)

Os autores (Coop e Atkinson, 1993 , Consoli et al., 1998 , Asghari et al., 2003 , Dano et al., 2002) confirmam que o tratamento de solos aumenta a resistência ao cisalhamento, rigidez e atrito do solo.

García et al (2021) realizaram um estudo do mecanismo de transferência de carga desenvolvido na camada de distribuição numa fundação reforçada com inclusões rígidas. Para a camada de distribuição o autor utilizou dois materiais: um solo argila arenosa compactado (SN); e o mesmo solo compactado e melhorado com 6% de cimento Portland (SC).

Para a determinação da porcentagem de cimento, García (2021) realizou ensaios de compressão simples em corpos de prova do material compactado natural e com adição de 2, 4,

6 e 8% de cimento (13 ensaios no total), com período de cura de 7 dias antes da ruptura. Foi adotada uma porcentagem de cimento de 6% devido a que a resistência não confinada aumentou aproximadamente 80% com relação à resistência do material natural compactado.

Para definir os parâmetros de resistência ao cisalhamento, García et al (2021) realizaram ensaios triaxiais tipo CID (adensado isotropicamente e com possibilidade de drenagem durante a ruptura) tanto no SN como no SC (para um período de cura de 7 dias antes da ruptura). Os eixos utilizados para representação de trajetórias de tensões correspondem à convenção de Cambridge. Foram obtidos o ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ), coesão (c) e módulos de rigidez secante a 50% (E_{50}) conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais (García, 2021)

Material	σ_3 kPa	Resistência pico		Resistência residual		ψ °	ε_f %	q_f kPa	E_{50} MPa
		c' kPa	ϕ' °	c' kPa	ϕ' °				
SN	50					5	4.0	231	13
	100	51	26	34	28	0	4.0	340	17
	200					0	4.7	465	26
SC	50					10	0.5	455	76
	100	66	41	33	42	6	0.8	723	110
	200					4	1.1	1038	108

ε_f é a deformação axial na tensão desviadora última q_f usada para determinação de E_{50}

A partir da análise dos mecanismos de transferência de carga da camada de distribuição nos modelos físicos, foi observado um volume com formato de cone truncado começando na cabeça da inclusão e terminando na superfície da camada de distribuição, Figura 8. O cone truncado de concentração de tensões transmite a carga do peso próprio e das sobrecargas diretamente às cabeças das inclusões. A zona que fica fora do cone truncado pode gerar pressões no solo reforçado.

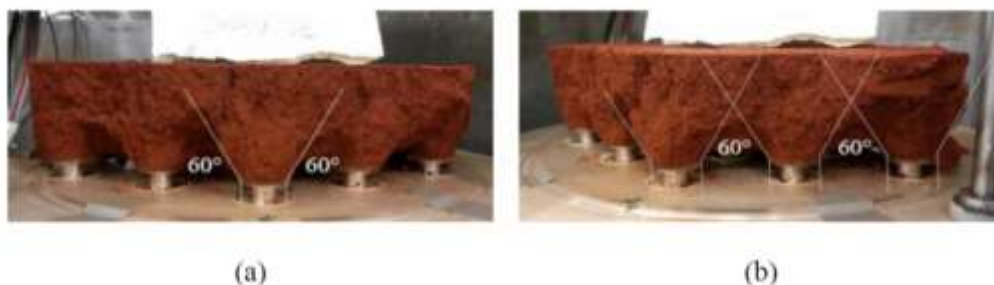


Figura 8. Forma das colunas de transferência observada no ensaio em centrífuga geotécnica para grupos de inclusões rígidas de 76 cm de diâmetro, numa camada de distribuição formada por solo natural compactado de 1,66 m de espessura

De acordo com estudo de García (2021), o ângulo externo do cone truncado (β) variou para o material melhorado com cimento, resultado das concreções que a mistura do solo-cimento gerou, o que mostra uma relação direta entre o ângulo do cone e parâmetros de resistência do material, principalmente o ângulo de atrito, que estaria sendo modificado. O ângulo β médio medido nos ensaios foi de 60° para o solo natural (SN) e 65° para o solo cimento (SC). O ângulo de ruptura foi compatível com a teoria de Coulomb ($\beta = 45^\circ + \phi/2$). De acordo com Mánica et al. (2018), a superfície de ruptura dos geomateriais granulares tem sido historicamente baseada no limite superior na teoria de Coulomb, em que a orientação da ruptura coincide com a inclinação do plano onde se produz a relação máxima de tensão cisalhante e tensão normal.

A eficiência do mecanismo de transferência de carga depende principalmente do ângulo β , espessura da camada de distribuição, o diâmetro da inclusão, o espaçamento entre inclusões, a resistência e a rigidez do material da camada de distribuição de carga e as propriedades do solo reforçado.

Em solos reforçados com maior rigidez, a tensão vertical na cabeça da inclusão não é tão alta, e a tensão confinante aumenta consideravelmente se afastando da envoltória de ruptura gerando recalques menores. Quando a máxima capacidade de carga da camada de distribuição é alcançada para o solo mais compressível, os recalques dependem tanto das propriedades do solo mole como do material da camada de distribuição (rigidez e ângulo de atrito). A transferência da carga acontece principalmente por meio das colunas de solo localizadas acima das inclusões, o que implica alta concentração de tensões verticais na laje acima das inclusões, essas tensões devem ser consideradas no projeto estrutural de fundação principalmente quando a espessura da camada seja baixa (García,2021).

A dissertação de Perez (2017) avalia o comportamento de um sistema de inclusões rígidas sob uma fundação de solos colapsíveis do Distrito Federal. O autor realizou análises paramétricas e avaliou a influência e o impacto dos parâmetros geométricos para uma solução de recalques. O caso do estudo foi um prédio de 4 andares, ele concluiu que existe uma espessura da camada de distribuição que as tensões chegam ao radier (dirigida pela cabeça das inclusões) nulas ou baixas. Essa pesquisa apontou que a espessura da camada de distribuição depende dos parâmetros geotécnicos dessa camada e do espaçamento das inclusões rígidas.

3 MATERIAIS

Nesta seção serão apresentadas as características dos materiais utilizados nesta pesquisa, o solo e os aglomerantes (Cal Hidratada e Cimento).

3.1 Solo Laterítico

O solo utilizado nos ensaios de caracterização e no estudo dos parâmetros mecânico do solo compactado *in natura* e melhorado com cimento e cal para a camada de distribuição de inclusões rígidas foi coletado no campo experimental do Programa de Pós Graduação em Geotecnia no Campus Darcy Ribeiro da Universidade de Brasília (CEGUnB) no dia 15 de março de 2019. Para Camapum de Carvalho *et al.* (2009), CEGUnB apresenta características representativas de solo de quase todo o DF, e de maneira geral, esses solos ácidos apresentam textura arenosa e com alta permeabilidade. As coordenadas geográficas do local da coleta são aproximadamente: 15° 45' 58" de latitude sul e 47° 52' 21" de longitude Oeste e altitude média de 1047 m (metros). A Figura 9 a seguir mostra a localização do solo coletado.

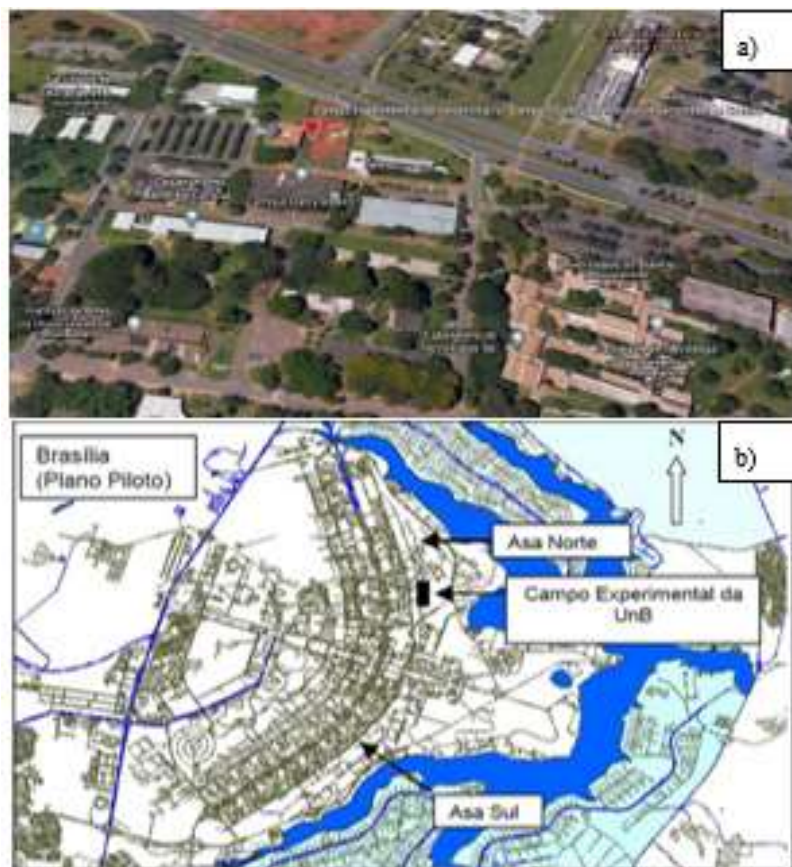


Figura 9. (a) Localização da coleta do solo (Google,2020); (b) Localização do CEGUnB (Cunha, 2018).

A região do Distrito Federal é caracterizada por um clima tropical e um solo laterítico (óxido e hidróxidos de ferro e alumínio, que ocorre reações químicas agregando-se e formando cimentações) que é um solo poroso em seus primeiros metros, e são solos de baixa capacidade de suporte. Na coleta foram descartados os primeiros 25 cm (centímetros), com o intuito de excluir a camada orgânica. A Figura 10. a apresenta o local da coleta, e a Fig. 13.b, o solo seco e destorroado. O material foi seco para facilitar o destorroamento e o peneiramento na peneira de número 10, embora solos homogêneos sejam raros e quase inexistentes na natureza, a necessidade de homogeneidade dos espécimes é importante para obter dados que exibam erros mínimos atribuíveis à heterogeneidade dos espécimes (Schumacher et al, 1991).

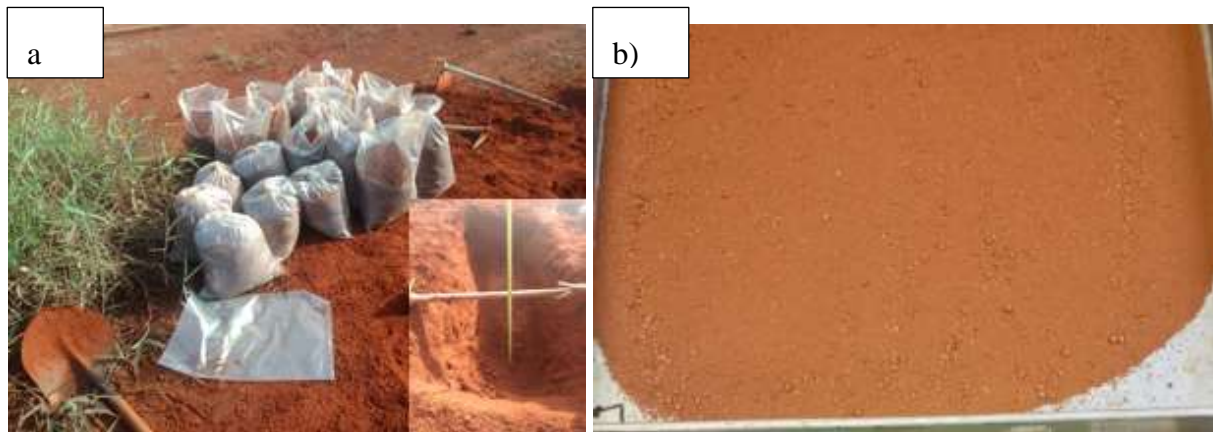


Figura 10. (a) Coleta do Solo; (b) Solo seco e destorroado.

A caracterização do solo foi realizada pelos ensaios de: massa específica dos grãos determinada no penta-picnômetro; limite de liquidez – NBR 6459 (ABNT, 2016); limite de plasticidade – NBR 7180 (ABNT, 2016); análise granulométrica - 7181(ABNT, 2016); e compactação - NBR 7182 (ABNT, 2016), na energia normal..

3.2 Cal Calcítica CH-I

Lovato (2004) estudou um solo Latossolo Vermelho da região de Cruz Alta/RS, predominante caulínico apresentando também vermiculita na fração argila, com adição de cal cálcica e dolomítica, a cal cálcica foi a que obteve mais eficiência, aumentando os valores de resistência a compressão simples, tração diametral e módulo de resiliência, por este motivo a escolha da cal foi calcítica hidratada (CH-I).

De acordo com a NBR 7175 (2003), a CH-I é cal mais pura comparada aos outros tipos. Segunda Silva (2006), a cal CH- I é a mais fina, e possui maior retenção de água, incorpora maior teor de areia, e possui menor teor de óxidos de cálcio e magnésio livres do que as cales CH-II e CH- III disponíveis no mercado. A marca utilizada para o estudo é a *Massical*. A Tabela 2 apresenta as características da cal descrita pelo fornecedor. Na Figura 11 está a imagem da cal utilizada na pesquisa.

Tabela 2. Características da Cal CH-I da marca Massical

Dados Técnicos da Cal	
Composição	Hidróxido de Cálcio, Magnésio e Aditivos.
Aspecto	Pó seco branco
Óxidos não hidratados	0
Poder de incorporação de areia	>4
Nº Blaine (g/cm ²) *	7200
Massa unitária	0,55
Retenção de água	>80 %
Plasticidade	>120 %
Retido na Peneira #30	< 0,5
Retido na Peneira #200	< 7

*Nº Blaine: é a determinação da superfície especificada da cal, por meio do permeabilímetro de Blaine.



Figura 11. Cal utilizada (Carmon Simon, 2019)

3.3 Cimento CP II – Z (Cimento Portland composto com pozolana)

A NBR 11578 (1991) define CP II (Cimento Portland composto) como aglomerante hidráulico obtido pela moagem de clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem, é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granuladas de alto-forno e/ou materiais carbonáticos.

A NBR 5736 (1991) determina CP II-Z um aglomerante hidráulico obtido pela mistura homogênea de clínquer Portland e materiais pozolânicos, moídos em conjunto ou em separado. Uma das reações que ocorrem quando o solo é misturado com um aglomerante químico são as reações pozolânicas, que contribuem para o aumento da sua resistência, então a escolha do CP II- Z 32 se deve ao fato de apresentar pozolânica em sua fórmula, podendo contribuir para o ganho de resistência. O cimento utilizado é do fabricante *Cimento Montes Claros*. Na Figura 12, está a imagem do cimento utilizado na pesquisa.



Figura 12. Cimento Montes Claros CP II – Z 32. (CIA do Cimento, 2019)

4 MÉTODOS

Nesta seção serão apresentados os métodos aplicados nesta pesquisa para a caracterização física, mecânica e química dos materiais utilizados, com o intuito de classificar o solo e determinar os parâmetros de resistência para a camada de distribuição de um sistema de inclusões rígidas.

4.1 Caracterização do Solo

4.1.1 Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física do solo foram executados no Laboratório de Geotécnia do Departamento de Engenharia Civil da UnB. A realização dos ensaios foi especificada seguindo as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que serão apresentadas a seguir.

A preparação das amostras de solo utilizadas nos ensaios foi realizada de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016), com a secagem prévia, destorroamento e passados na peneira de #10 (2 mm), posteriormente foram guardados em sacos plásticos dentro de um armário.

A caracterização do solo foi realizada por meio dos ensaios de:

1) Densidade Relativa dos grãos - G_s

A densidade relativa dos grãos foi determinada no penta-picnômetro, modelo *pentapyc 5200e* da *Quantachrome Instruments*, a preparação da amostra foi realizada de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016), mas ao invés de ser submetida à saturação, a amostra foi levada para estufa com temperatura entre 105 a 110 °C, por um período de 24 horas para retirada da umidade do solo. Com o solo seco, colocou-se em uma cápsula e pesada a massa do material a ser ensaiada, a cápsula foi colocada dentro de uma célula do aparelho penta-picnômetro e faz-se a programação na máquina para realização de 5 análises da amostra, o resultado é a média dessas cinco análises. Foi realizado também nas misturas e nos aglomerantes o ensaio de Densidade Relativa dos grãos.

2) Limite de liquidez pelo método de Casagrande (LL, %)

O Limite de liquidez (LL) é a transição do estado plástico para líquido, que é o teor de umidade do solo capaz de fechar uma ranhura com 1,27 centímetro de comprimento feita no solo dentro da Concha de Casagrande a 25 golpes, segundo a NBR 6459 (ABNT, 2016).

3) Limite de plasticidade (LP, %)

Limite de Plasticidade é o teor da umidade do solo (LP) que o solo passa do estado plástico para o semissólido, dessa forma é o limite da umidade que o solo começa a formar fissuras ou trincas na confecção de peças cilíndricas com 3 mm de diâmetro, de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016).

4) Índice de Plasticidade (IP, %)

O Índice de Plasticidade é definido como a diferença entre LL e LP, segundo as normas NBR 6459 e NBR 7180 (ABNT, 2016).

5) Granulometria

A análise granulométrica do solo foi feita da combinação de sedimentação e peneiramento fino, com e sem o uso do defloculante (hexametáfosfato de sódio), por se tratar de um material passante na peneira de #10 (2 mm), de acordo com a NBR 7181(ABNT, 2016).

4.1.2 Caracterização química

O pH do solo é importante na estabilização de solos, porque ele influencia na floculação ou defloculação das partículas de solos e estabilizantes e conseqüentemente na sua estabilização. O método utilizado para medição do pH do solo foi o potenciômetro com eletrodo combinado, imerso em suspensão solo-líquido, sendo realizada determinação do pH do solo em solução com água destilada.

Segundo Costa (1973), citado por Aguiar (2014) e Jacintho (2005), o pH da maioria dos solos varia de 4,0 a 8,5, sendo a principal causa de acidez do solo a perda de bases arrastadas por águas de infiltração. A Tabela 3 apresenta a classificação do solo em relação ao pH.

Tabela 3. Classificação dos Solos em relação o pH (Bigarella (1996), citado por Pessoa (2004) e Aguiar(2014))

Classificação	Ácido	Moderadamente ácido	Praticamente neutro	Neutro	Alcalino
pH	pH < 5,5	5,5 < pH < 6,4	6,5 < pH < 6,9	pH = 7,0	pH > 7,0

4.2 Dosagem e Cura

A estabilização do solo com aglomerante tem o intuito de estudar os benefícios para as propriedades mecânicas com a sua incorporação, e além disso o presente trabalho tem a finalidade de verificar a resistência mecânica ao longo do tempo de cura. Com isso, os teores das misturas com cal foram indicados através da avaliação da reatividade da cal com o solo pelo método de Eades & Grim (1966), através do qual também se verificou a reatividade do cimento com o solo, mesmo não sendo um método comumente utilizado para o cimento.

4.2.1 Dosagem – Método Eades e Grim (1966)

O método Eades e Grim (1966) indica o teor ótimo de cal baseado no pH da mistura solo-cal capaz de estabilizar o solo, o ensaio é realizado com 5 percentuais de misturas, de cal e cimento. Santos (2004) utilizou esse método para determinar a reatividade da cal com o solo. O ensaio consiste em pesar 20 gramas de solo seco e mais o teor do aglomerante a ser ensaiado, coloca-se a mistura em um Becker de plásticos de 150 ml (mililitro, ou mais), depois adiciona-se 100 ml de água destilada e mistura-se o conjunto durante 30 segundos a cada 10 minutos, até chegar a uma hora. Depois é feita a leitura do pH da mistura. Se o pH=12,4, é o teor ótimo que estabiliza o solo. Se o pH não ultrapassar 12,3 é adicionado mais 2% de cal e se o valor for o mesmo da leitura anterior, o teor de cal ótimo será o mais baixo que obtiver pH igual a 12,3. Os teores escolhidos estão descritos na Tabela 4. Na Figura 13 está ilustrada a preparação do ensaio de pH pelo o método Eades e Grim.



Figura 13. Preparação do ensaio de pH pelo método Eades & Grim

4.2.2 Tempo de Cura

A influência do tempo de cura no comportamento mecânico das misturas é importante, porque a estabilização química do solo estudado se dá através de reações entre o solo e o aglomerante, que necessita de tempo para se tornar efetiva em termos de resistência e deformabilidade.

Para o ensaio de cisalhamento direto serão analisados os quatro teores de misturas (duas de cimento e duas de cal) e o solo puro compactado, e com quatro tempos de cura das misturas (0, 7, 14 e 28 dias).

Os tempos de cura e o teor de aglomerante das misturas estão apresentados na Tabela 4, e estão dispostos de acordo com o ensaio. O teor de aglomerante (cal ou cimento) das misturas é calculado em relação ao peso do solo seco. A duração da cura é contada a partir do dia da confecção do corpo de prova.

Tabela 4. Os teores e o tempo de cura de cada método de ensaio

Método de Ensaio	Teor de aglomerante	Tempo de cura (dias)
Cisalhamento Direto	Cal 4%	0,7,14 e 28
	Cal 6%	
	Cimento 4%	

	Cimento 6%	
Triaxial CDnat	Cal 6%	28
	Cimento 6%	

4.3 Compactação

O ensaio de compactação foi utilizado para determinar a umidade ótima e a massa específica seca máxima do solo natural e das misturas (solo cal e solo cimento). Realizou-se os ensaios de compactação de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2016), com a energia normal para os ensaios de cisalhamento direto. A compactação do solo foi realizada sem reuso. E a compactação das misturas, com reuso.

Em todos os ensaios realizados, as misturas foram homogeneizadas e deixadas em repouso de 15 minutos, devido às reações que ocorrem entre solo, aglomerante e água, para que na hora da compactação não houvesse quebra das concreções. Os parâmetros obtidos foram umidade ótima e massa específica seca máxima aplicados na preparação dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial.

Segundo Das (2011), a compactação em campo é normalmente executada por rolos compactadores podendo ser: liso, de pneus de borracha, de pé de carneiro ou vibratório. A escolha dessa energia de compactação se deve ao fato de que os aterros convencionais para infraestrutura de fundação são compactados com o efeito dessa energia.

4.4 Preparação das amostras para os Ensaio de Cisalhamento Direto e Triaxiais

A preparação das amostras para a compactação dos corpos de prova constitui a mistura de solo, aglomerante (cal ou cimento) ou não e água destilada, com a quantidade necessária para cada ensaio. As amostras foram embrulhadas em papel filme e colocadas em caixa de isopor e guardadas dentro da câmara úmida, para que não haja perda de umidade e consequentemente a cura das misturas.

Para o ensaio de cisalhamento direto, a compactação das amostras foi realizada com a energia de compactação normal (5.947,5 g/cm²), de acordo com NBR 7182 (ABNT, 2016), na forma cilíndrica com dimensões aproximadamente de 100 mm de diâmetro e 120 mm de altura, retratada na Figura 14.

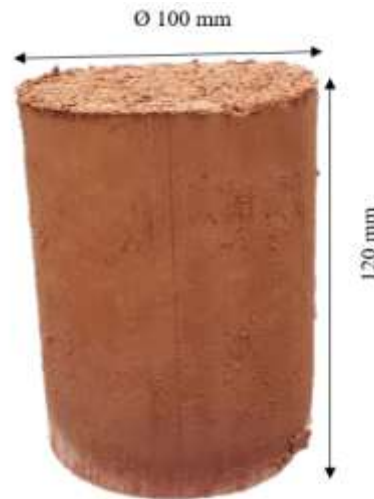


Figura 14. Corpo de Prova para o ensaio de Cisalhamento Direto

Os parâmetros de compactação, umidade ótima e peso específico, utilizados nos ensaios triaxiais foram os mesmos do Cisalhamento Direto, que está mencionado no item 5.3 de compactação. As amostras para os ensaios Triaxiais foram compactadas em um tamanho de 50 ± 3 mm de diâmetro e 100 ± 5 mm de altura no equipamento MCT, para garantir a mesma energia de compactação utilizada para compactar o corpo de prova do ensaio de cisalhamento direto, fez-se o cálculo da quantidade de golpes necessários em cada camada pela fórmula da NBR 7182 (2016) de acordo com a Equação 5:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \quad (5)$$

E = Energia da compactação

P = Peso do soquete

h = Altura do soquete

N = Quantos golpes por camada

n = Quantas camadas

V = Volume do solo que foi compactado (cm³)

Calculou-se a energia utilizada para compactar o corpo de prova para o cisalhamento direto ($5.947,5 \text{ g/cm}^2$), com a equação acima, de acordo com NBR 7182 (2016). Com peso do soquete do MCT pesando 2.270 gramas, a altura de queda pré-estabelecida a 305 mm, o volume do solo compactado para obter as dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, definiu-se o número de camadas em 3, e utilizando o valor da energia de compactação calculando anteriormente, determinou-se quantidade de golpes necessários de 5,62, que foi arredondado para 6 golpes, assim o valor da energia de compactação foi alterado para $6.346,98 \text{ g/cm}^2$. Na Figura 15 está a representação do corpo de prova para o ensaio Triaxial.



Figura 15. Corpo de prova para o Ensaio Triaxial

4.5 pH- Método Embrapa

Durante os ensaios, foram verificados os pH das misturas em relação ao tempo de cura e teor com o Método Embrapa (Embrapa, 1997) com a finalidade de verificar a alteração ou não do pH com o tempo.

O método Embrapa foi adotado de acordo como descrito por Manual de métodos de análise de solo (Teixeira *et al*, 2017), que consiste em adicionar 10 g de solo ou da mistura em um copo de plástico de 100 ml, e colocar 25 ml de líquido (água ou KCl 1N), misturar a amostra com um bastão de vidro individual e deixar por uma hora. Depois, agita-se novamente e faz-se a leitura do pH com pHmetro de bancada da marca Analyses. Em todos tempos de cura, foram

feitas três amostras para ser retirada a média das três para representar o resultado final do ensaio. Na Figura 16, está a amostra do ensaio em repouso de uma hora.



Figura 16. Realização do pH pelo Método Embrapa

4.6 Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado no Laboratório de Equipamentos do Departamento de Engenharia Civil do UniCEUB, situado na região administrativa de Taguatinga do DF.

O ensaio de cisalhamento direto permite obter os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) em tensões efetivas do material ao cisalhamento em um plano pré-determinado. O ensaio é realizado de acordo com a ASTM D 3080 (2011), de modo adensado-drenado (CD), contemplando três tensões normais: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A amostra utilizada para realizar o ensaio é talhada a partir da compactação de um corpo de prova conforme citado no item 4.4 de preparação da amostra. Com o auxílio de um estilete, talhou-se a amostra do corpo de prova compactado, com as dimensões aproximadas de 50 mm de largura e comprimento por 20 mm de altura como demonstrado na Figura 17. O adensamento primário das amostras foi deixado em média 24 horas, com a caixa do cisalhamento inundada. Todos os ensaios foram do tipo inundado. A velocidade de ruptura foi de 0,041 mm/min.



Figura 17. Preparação da amostra para o Ensaio de Cisalhamento Direto

4.7 Triaxial

Os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Equipamentos Especiais do Departamento de Apoio e Controle Técnico de Furnas, localizado na cidade de Aparecida de Goiânia, GO.

Por causa de disponibilidade e do tempo de uso do equipamento triaxial do laboratório de FURNAS, foi escolhido apenas o teor de 6% aos 28 dias dos dois aglomerantes, foi determinado o tempo de cura aos 28 dias de idade para o estudo baseando-se nos ensaios de cisalhamento direto, o teor de 6% apresentou melhores resultados comparando-se com o de 4%.

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D7181-11 (2011), de modo adensado-drenado na condição natural (CDnat), i.e., sem saturação. Foram definidas quatro tensões de confinamento: 50, 100, 200 e 400 kPa.

A montagem do corpo de prova do ensaio Triaxial CDnat está demonstrada na Figura 18. Na parte a) da imagem está ilustrada, na sequência de baixo para cima, a base da câmara do ensaio triaxial, a pedra porosa, papel filtro, o corpo de prova, outro papel filtro e a outra pedra porosa. Na parte b) está o corpo de prova com todos os itens a) dentro de uma membrana e mais 2 os rings de borracha na parte superior e inferior, para a proteção do corpo de prova da água na hora do ensaio, e o cabeçote para se encaixar o pistão da câmara. Na parte c) está montada a câmara do ensaio triaxial, com todos os itens já citados anteriormente, e cheio de água para a realização do ensaio de adensamento.

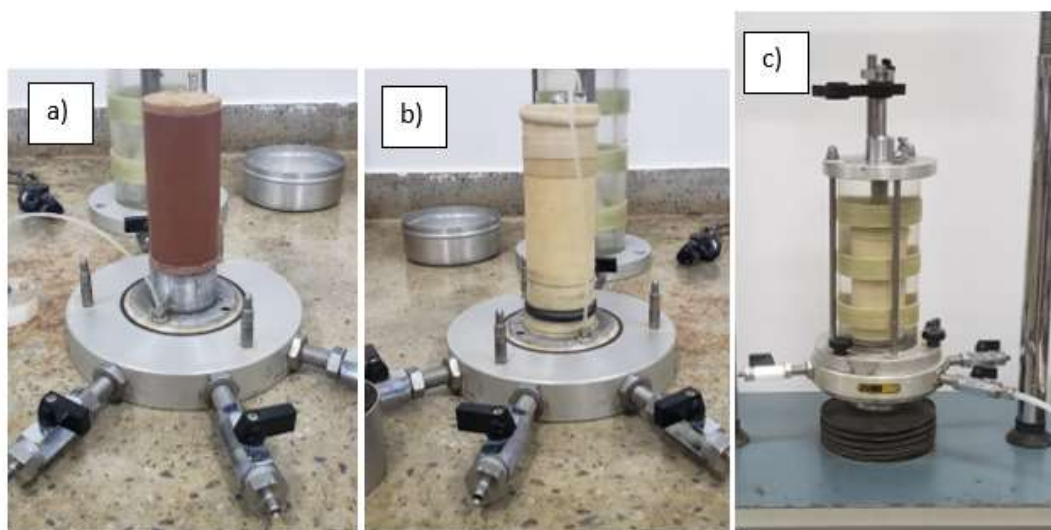


Figura 18. Montagem do Ensaio Triaxial CDnat

Depois da montagem da amostra, é instalada na câmara com o corpo de prova uma bomba de pressão, conforme a Figura 19, para poder aplicar uma tensão confinante conforme a tensão efetiva média inicial, 50,100, 200 ou 400 kPa, e outra bomba é instalada em outra conexão para medir a variação volumétrica do ensaio. A fase de adensamento começa com a aplicação da tensão confinante na amostra, e é anotada em uma planilha a variação volumétrica com aplicação da tensão efetiva média. O adensamento primário só terminava quando a amostra se estabilizava, o ensaio demorava no mínimo 24 horas, mas algumas amostras demoraram mais tempo para se estabilizar.

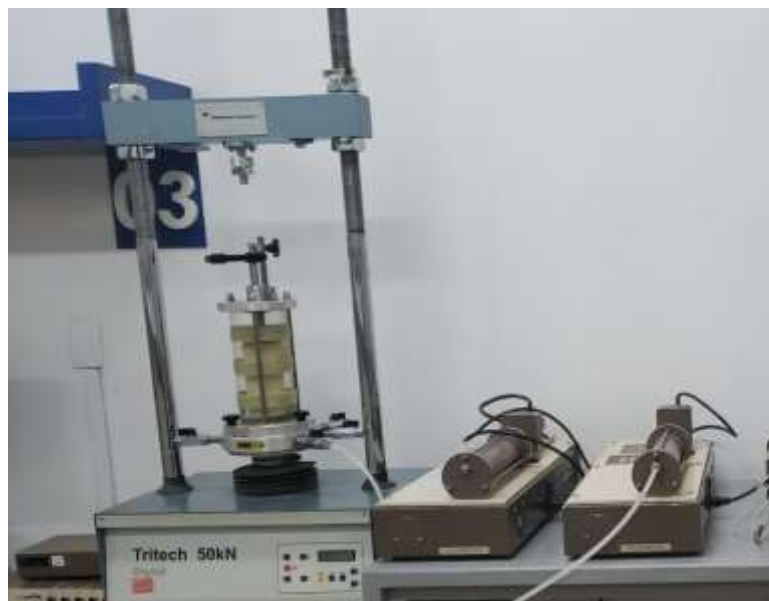


Figura 19. Realização do adensamento no Ensaio Triaxial

A velocidade de carregamento foi calculada a partir da equação 6. Head (1986) recomenda a utilização da relação t_f/t_{100} , que é determinada com base na deformação do adensamento, o tempo para atingir a ruptura do ensaio na condição drenada é t_f igual a $14 \cdot t_{100}$, mas ele recomenda que se o t_{100} do adensamento for superior a 2 horas, adotar o t_f igual a 120 minutos. Foi o que ocorreu no ensaio da pesquisa, o t_{100} foi superior a 2 horas, e foi adotado $t_f = 120$ minutos. Com a deformação específica na ruptura, adotou-se a parada do ensaio em 20% da altura, o valor da altura do corpo de prova igual a 100 mm e o t_f equivalente a 120 minutos, a velocidade de deslocamento corresponde foi de a 0,017 mm/min.

$$v_f = \frac{\varepsilon_f * H_0}{100 * t_f} \quad (6)$$

Onde:

v_f = Velocidade de deslocamento;

ε_f = Deformação específica na ruptura,

H_0 = Altura inicial do corpo de prova,

t_f = Tempo para atingir a ruptura.

Na Figura 20, está ilustrado a montagem do equipamento para ensaio de rompimento do corpo de prova do ensaio triaxial. A prensa de ruptura tem um prato embaixo da câmara que se move para cima na velocidade de deslocamento fazendo com que a amostra pressione a célula de carga e medindo a carga necessária para deslocar na velocidade pré-estabelecida, o LVDT mede as deformações durante todo o ensaio

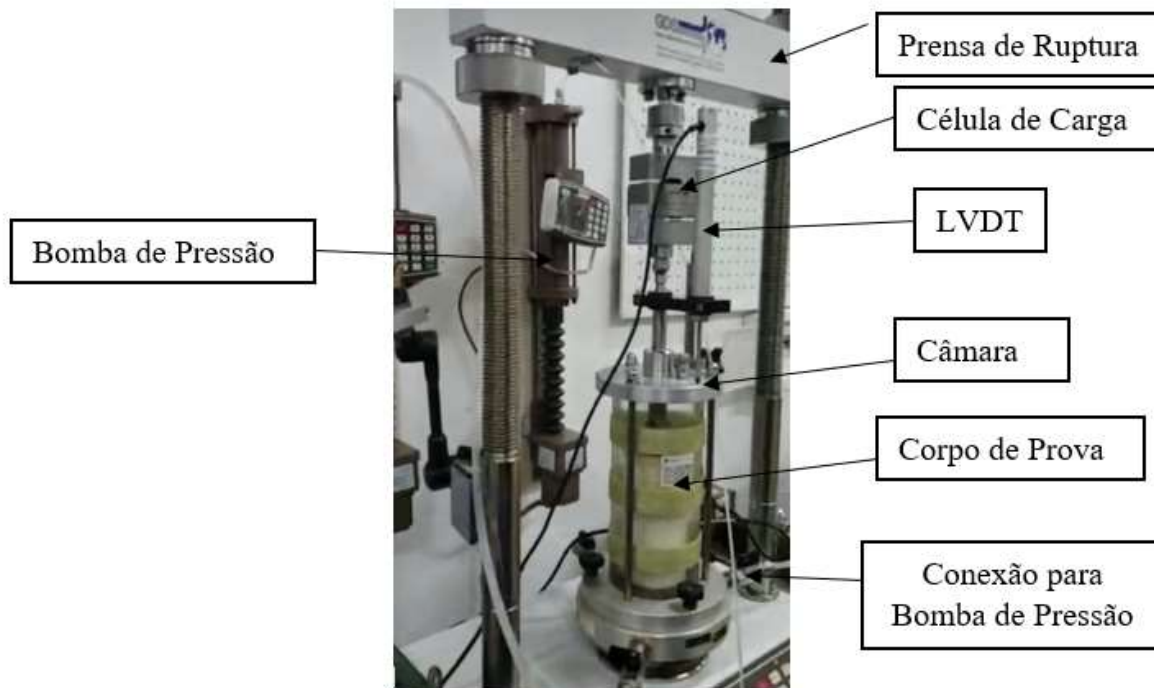


Figura 20. Montagem do ensaio de ruptura do Triaxial CDnat

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios realizados e suas respectivas análises. Os ensaios executados foram caracterização do solo, medida do pH pelo Método Eades e Grim e Embrapa, compactação, cisalhamento direto e triaxial do solo natural e misturas.

5.1 Caracterização

A caracterização do solo foi realizada pelos ensaios de: densidade real dos grãos determinada no penta-picnômetro; limite de liquidez – NBR 6459 (ABNT, 2016); limite de plasticidade – NBR 7180 (ABNT, 2016); análise granulométrica - 7181(ABNT, 2016); determinação do pH; e compactação - NBR 7182 (ABNT, 2016).

A partir das análises das curvas granulométricas (Figura 21) do solo com e sem defloculante, mesmo com destorroamento do solo, observa-se que o solo apresenta agregações de silte e argila, o solo é predominante argiloso e não apresenta pedregulhos em sua composição. A argila desse solo provavelmente é derivada do processo de intemperismo, que é um fator forte desse tipo de solo. Comparando a granulometria a outros estudos como García (2021) e Llanque (2020), que estudou esse mesmo tipo de solo, é provável que a secagem tenha comprometido a estabilidade das microagregações, porque nos outros estudos esse tipo de solo sem o defloculante tem mais agregações e é classificado pelo SUCS como SC (areia argilosa), e nesse é classificado como CL (argila arenosa). Quando o solo secou, pode ter ocorrido de se desagregarem as partículas de solo, porque as lâmpadas podem chegar a temperaturas que variam de 50 a 60°C, e quando se molha o solo o ar presente no agregado sofre uma pressão neutra positiva, ultrapassando a coesão do agregado, e a cimentação presente no agregado se rompe. O agregado do solo tem quartzo, caulinita, gibsitita, hematita e outros minerais, e esses minerais têm coeficiente de dilatação térmica diferentes. Essa diferença pode gerar microfissuras no agregado, que, com o contato com a água, se desmancha.

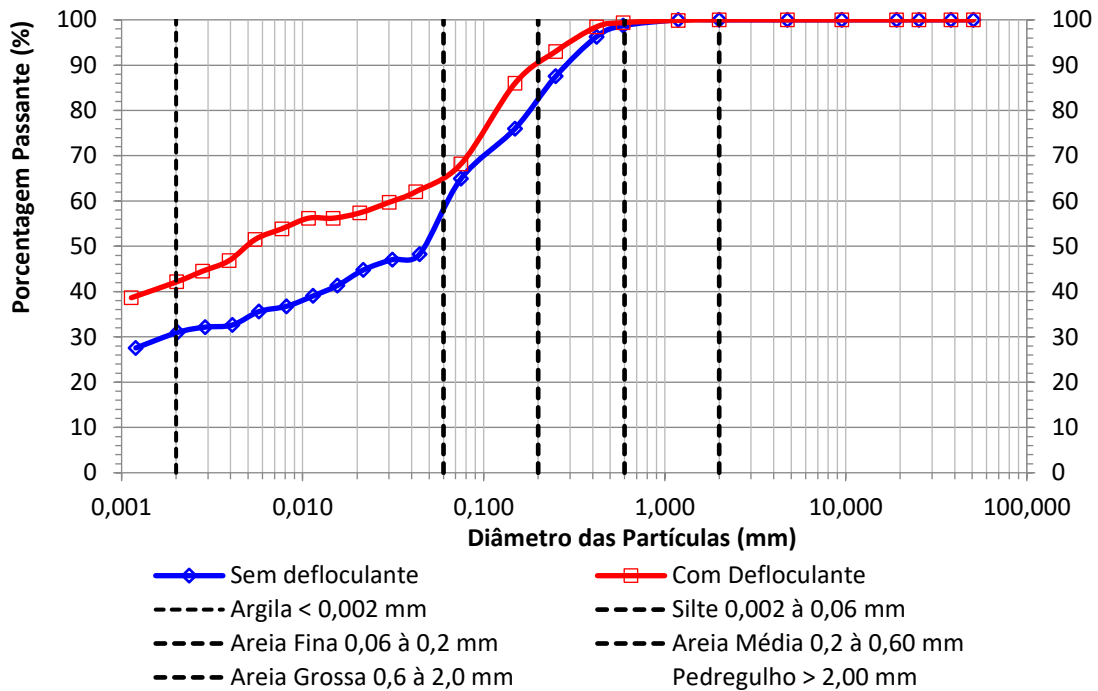


Figura 21. Curva granulométrica do solo

Guimarães (2002), que estudou um perfil de solo do Distrito Federal, concluiu que a granulometria está relacionada com o processo de intemperismo, sendo que as maiores diferenças das curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados com e sem o uso de defloculante ocorrem para os solos com maior concentração de hidróxidos de alumínio (gibbsite), ou seja, a agregação é maior quanto maior é o grau de intemperização do solo.

O solo estudado no ensaio de sedimentação sem o uso de defloculante apresenta grandes proporções de areia e quase as mesmas proporções de silte e argila. Com o material desagregado, com uso de defloculante, há uma diminuição nas quantidades de areia e silte e aumento da argila, apresentando argila agregada nas frações de silte e principalmente na areia. Assim sendo, trata-se de um solo profundamente intemperizado em estado agregado, assim como concluiu Guimarães (2002).

A Figura 22 apresenta o resultado da curva de compactação e a curva de saturação do solo a 100% para o solo estudado.

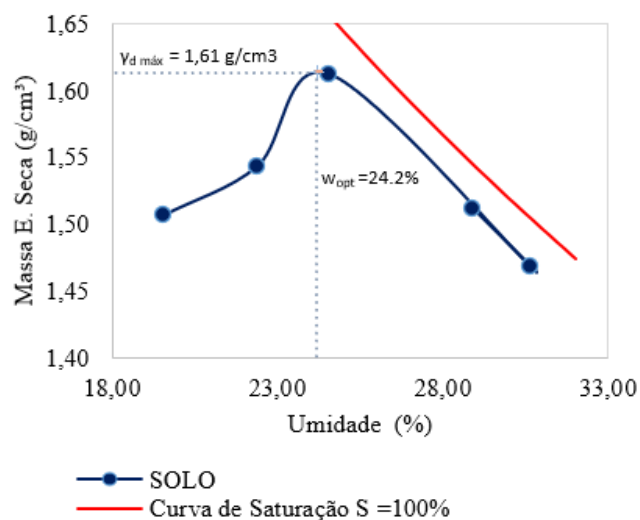


Figura 22. Curva de Compactação do Solo

Com a curva de compactação, adquire-se os parâmetros ótimos de compactação para confecção dos corpos de prova para a realização dos ensaios. A umidade ótima para o solo estudado é de 24,2% e o peso específico seco máximo em 1,61 g/cm³.

A Tabela 5 apresenta um resumo das características do solo coletado, densidade específica real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade, pH, classificação do SUCS e da AASHTO, e umidade ótima e peso específico seco máximo do solo compactado na energia normal.

Tabela 5. Características do solo laterítico de Brasília coletado

	Parâmetros	Resultado
	G _s (g/cm ³)	2,79
	LL (%)	43
	LP (%)	27
	IP (%)	16
	W _{ot} . compactado (%)	24,2
	γ _{dmáx.} compactado (g/cm ³)	1,61
	pH	5,88
Com defloculante	Pedregulho (%)	0
	Areia (%)	35
	Silte (%)	22,8
	Argila (%)	42,2
	Classificação SUCS	CL (argila arenosa)

Sem defloculante	Pedregulho (%)	0
	Areia (%)	40
	Silte (%)	29
	Argila (%)	31
	Classificação SUCS	CL (argila arenosa)
	Classificação AASHTO	A-7-6

De acordo com o gráfico da Figura 21 e a Tabela 5 acima, o solo é um material com mais de 60% passante na peneira de #200 (abertura de 0,075 mm), de acordo com a *Highway Research Board-HRB* adotada pela AASHTO o solo é classificado como A-7-6, que são solos com alto LP em relação ao LL. Pelo sistema SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) o solo é CL (argila arenosa) que é um solo de baixa plasticidade.

Segundo Aguiar (2014), antes de analisar a textura do solo estudado, os solos tropicais devem ser vistos nas condições e estado em que atuam ou que atuarão, no caso dos solos compactados, embora quando levados para a área de empréstimos a sua macroestrutura é destruída, a microestrutura é preservada em muitas vezes, nesse caso é necessário levar em consideração a textura mais próxima do solo natural, ou seja, aquela determinada sem o uso de defloculante. Já nos casos de estabilização química, a microestrutura poderá ou não ser destruída, independentemente disso, a argila e o silte presente no solo interagirão com o produto químico, por isso a importância de conhecer a textura do material desagregado., porque as interações que ocorre entre o solo e o aglomerante químico (cal ou cimento) acontece na microestrutura do solo.

O pH do solo obtido foi de 5,88, que é moderadamente ácido. Os solos mais intemperizados são os mais ácidos, isso quer dizer, de acordo com Rezende et al. (2003), que verificaram na estabilização de solos lateríticos que quando a adição de cal provocava um aumento do pH, afastando o solo do ponto isoelétrico, ela gerava floculação (agregação) e quando o aumento do pH provocava a aproximação e passagem pelo ponto isoelétrico, gerava dispersão (desagregação).

Aguiar (2014) destaca que a microestrutura do solo poderá ser destruída em quatro situações, quando o pH do solo é menor do que o do seu ponto isoelétrico e o produto químico eleva o pH para valores superiores a este, quando o pH do solo é maior do que o do seu ponto isoelétrico e o produto químico diminui o pH para valores menores que o do ponto isoelétrico,

quando o produto químico ataca as ligações cimentícias que une as partículas que formam os agregados e, finalmente, quando ele gera o aumento das forças de repulsão instabilizando a interação entre partículas. Essa última situação é mais frequente em solos tropicais pouco intemperizados, os solos saprolíticos.

A Figura 23 demonstra os resultados da densidade relativa dos grãos, realizados no solo, solo-cal 4%, solo-cal 6%, solo-cimento 4% e solo-cimento 6%, e a cal e cimento com o penta-picnômetro, e o valor do cálculo das ponderações de cada mistura.

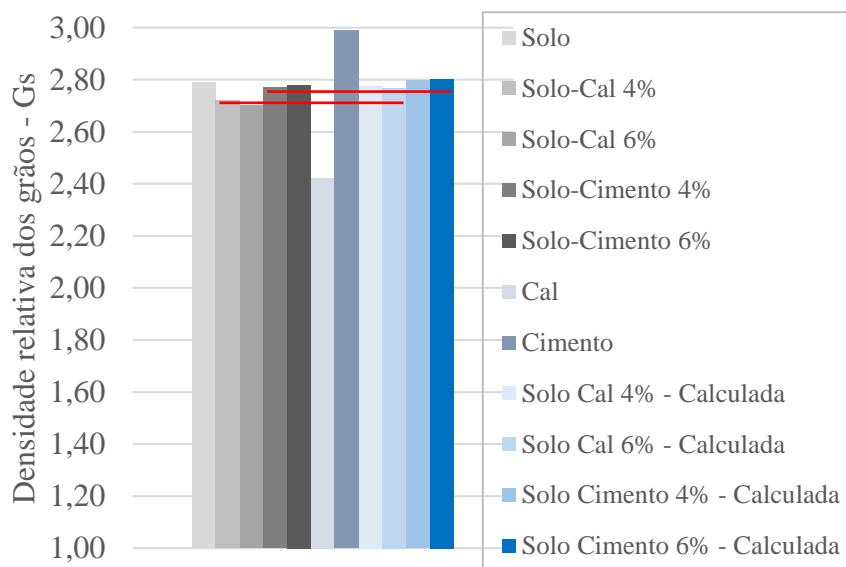


Figura 23. Comparativo das Densidades relativa dos grãos

Analisando a densidade relativa dos grãos do solo (Figura 23), das misturas e dos aglomerantes, pelo ensaio do penta-picnômetro, verifica-se que as misturas de solo-cal tendem a diminuir a densidade, e as misturas com cimento são próximas aos valores do solo, isso implica na Massa específica seca máxima do ensaio de compactação, verificada nesse trabalho. Na Tabela 6, estão os valores da densidade dos grãos, do solo, das misturas, dos aglomerantes com os valores do solo e aglomerante de acordo com cada teor de aglomerante. A diferença da densidade dos grãos das misturas nos valores calculados e da ensaiada demonstra que quando a cal ou cimento entram em contato com o solo, tem-se uma reação química, desestabilização do solo com o contato com o aglomerante, que provoca uma redução na densidade dos grãos que a mistura deveria ter, porque a densidade dos grãos ensaiada e calculada (ponderação da porcentagem da densidade dos grãos de cada material representativo na mistura) deveriam ser iguais.

Tabela 6. Densidade dos grãos de solo, misturas e aglomerantes

Mistura	G _s (g/cm ³)
Cal	2,42
Cimento	2,99
Solo	2,79
Solo-Cal 4%	2,72
Solo-Cal 6%	2,70
Solo-Cimento 4%	2,77
Solo-Cimento 6%	2,78
Solo-Cal 4% - Calculada	2,775
Solo-Cal 6% - Calculada	2,768
Solo-Cimento 4% - Calculada	2,798
Solo-Cimento 6% - Calculada	2,802

5.2 Dosagem

5.2.1 Método Eades e Grim

Segundo Eades e Grim (1966), a partir da relação de pH, pode-se determinar o teor ótimo de cal para estabilizar o solo. Esse teor é indicado quando o pH chega a 12,4. Observa-se uma inflexão nas duas curvas das Figuras 24 e 25, quando se chega à estabilização com pH = 12,4, essa inflexão significa que a partir desse pH a adição de mais material para estabilizar o solo não é técnico e economicamente favorável.

A Figura 24 aponta a estabilização do solo pela cal pelo método Eades e Grim, no teor de 1,7%. Na Figura 25, é indicado o teor de cimento que é necessário para estabilizar o solo, que é de 3,1%.

Como se pode observar, pelo ensaio de pH do método Eades e Grim (1966) a estabilização do solo com a cal é de 1,7% e com o cimento é de 3,1%. Nesse caso, para o solo estudado, ele interage inicialmente melhor com cal do que o cimento. Mas para a realização dos ensaios de compactação, cisalhamento direto e triaxial, foram escolhidos os teores de 4% e 6% para a comparação da resistência mecânica das misturas, porque o teor mínimo está mais atrelado às trocas catiônicas e as cimentações requerem teores mais elevados.

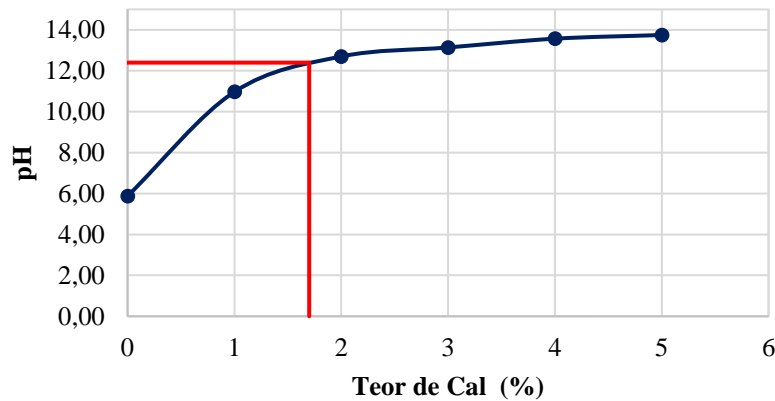


Figura 24. pH do Solo-cal através do Método Eades e Grim

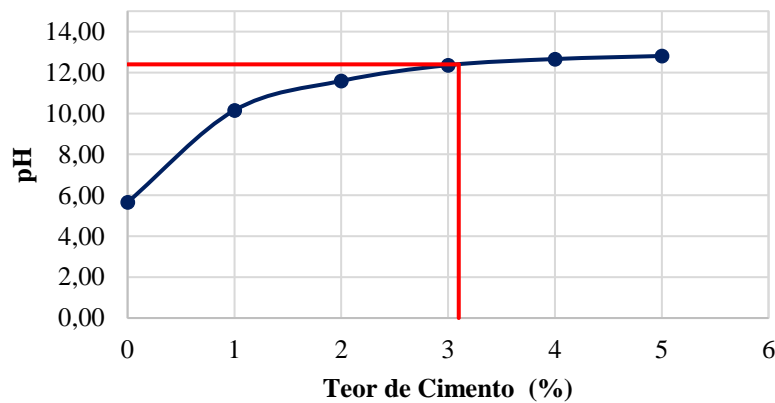


Figura 25. Gráfico do pH Solo-Cimento pelo Método Eades e Grim

5.3 Compactação

A Figura 26 a seguir ilustra o comparativo das curvas de compactação do solo e das misturas na energia normal. Na Figura 27, está o comparativo da curva do índice de vazios versus a umidade de compactação.

A umidade ótima corresponde à oclusão da fase ar, comprovado na curva de índice de vazios versus a umidade na compactação, Figura 26 a seguir. O índice de vazios ótimo ($e_{ótimo}$) é o índice de vazios mais baixo na curva. Na curva de índice de vazios há um indicativo da agregação do solo pela cal com troca iônicas, na idade inicial, quanto maior o incremento de cal melhor a interação com o solo que resulta na diminuição dos índices de vazios. A inclinação no ramo úmido que é gerada pela pressão neutra da água, gera curvas mais suaves para as misturas com cal e cimento em comparação ao solo.

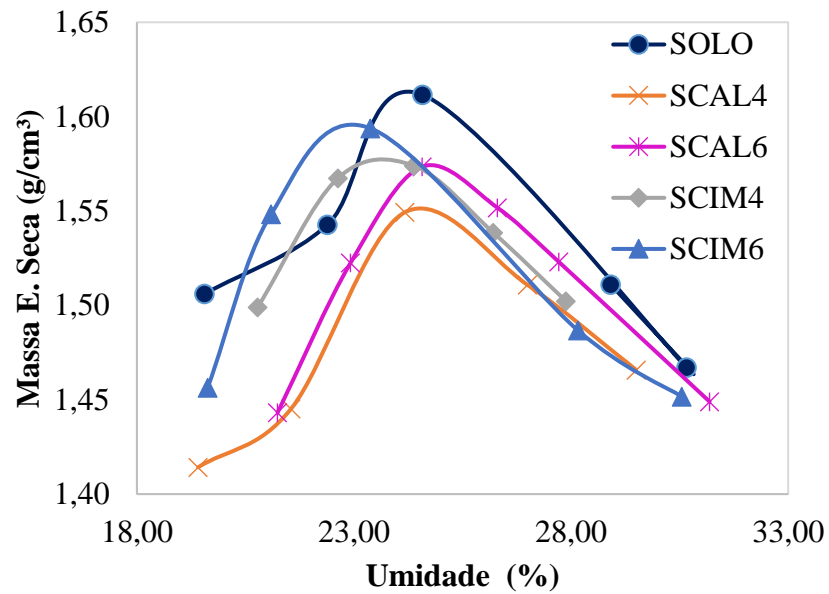


Figura 26. Gráfico Comparativo das Curvas de Compactação

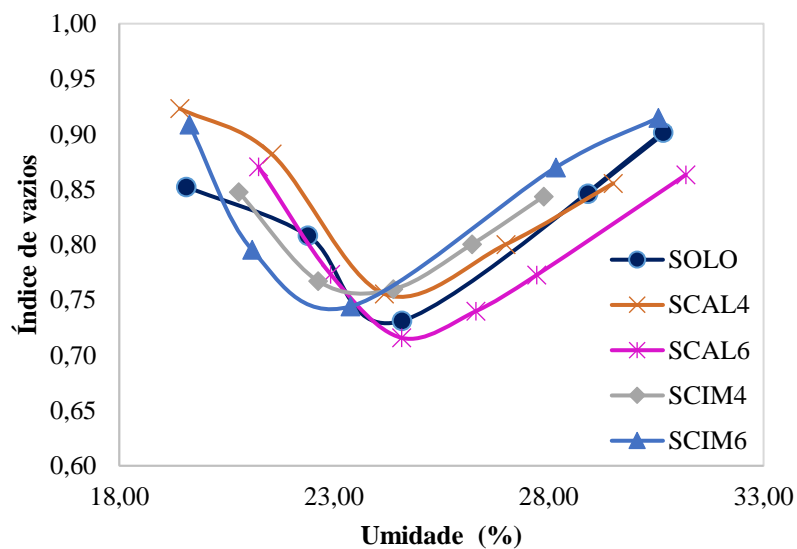


Figura 27. Curva Comparativa de índice de vazios versus umidade

A inclinação do ramo seco pode ser ligada a variações na sucção e/ou quebra de agregados, que depende do teor água presente na compactação, de acordo com Carvalho e Gitirana (2021), que quanto maior a inclinação do ramo seco maior a variação de sucção.

A massa específica seca ótima das misturas solo-cimento é similar, isso já era esperado porque na densidade específica dos grãos dessas misturas os valores são próximos, e nas misturas com cal tem uma pequena diferença da densidade específica dos grãos que é refletida

nessa diferença da massa específica seca ótima. Contudo quando ocorre agregação do solo com o estabilizante químico cal, a massa específica seca máxima tende a diminuir e a umidade ótima a aumentar, isso ocorre nas misturas com incorporação de cal.

Em relação à umidade, a incorporação de cal no solo tem uma leve tendência de aumentar o uso de água, por se tratar de um aglomerante de calcário que demanda água para hidratar. Já no cimento ocorre o contrário, há uma redução na quantidade da água, e, segundo Limpraset (1995), o cimento não apenas destrói a plasticidade do solo, mas também aumenta a resistência ao cisalhamento e reduz a capacidade de retenção de água de solos argilosos. Isso pode ser observado na Figura 28 que compara os valores de umidade ótima do solo e das misturas, que nas misturas com incorporação de cal tem um pequeno aumento da umidade ótima e uma diminuição com a adição de cimento.

As Figuras 28 e 29 apresentam a comparação dos valores de umidade ótima de compactação e da massa específica aparente seca máxima do solo e das misturas estudadas, respectivamente.

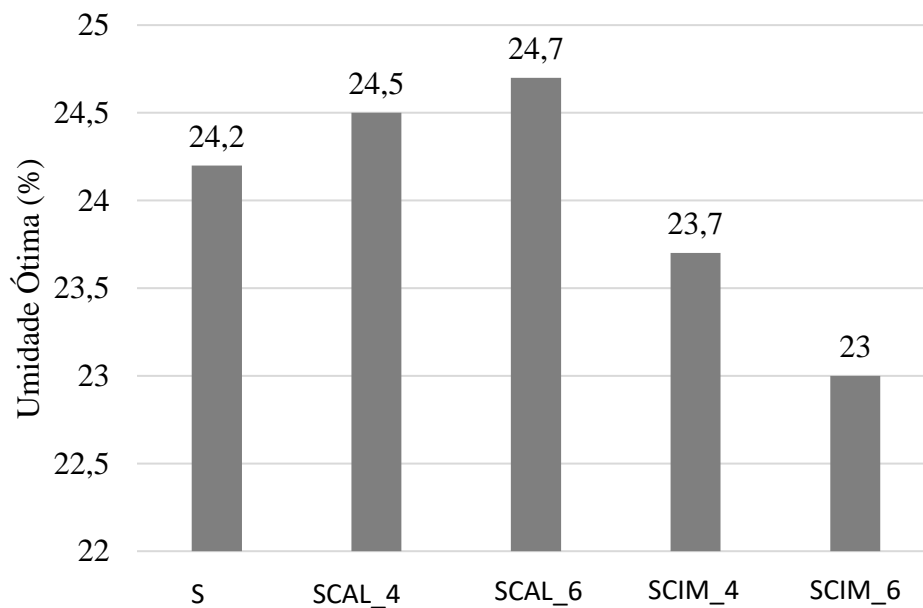


Figura 28. Valores de umidade ótima do solo e das misturas estudadas

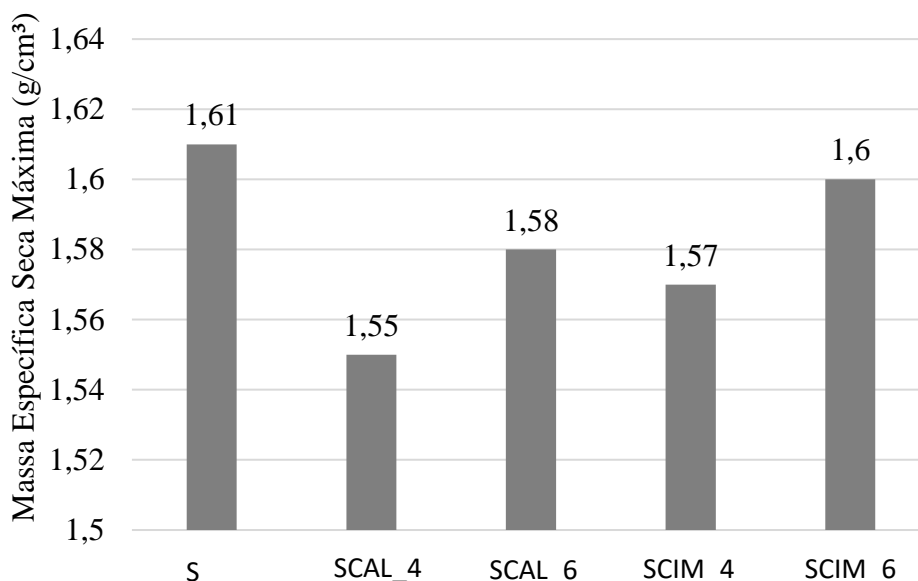


Figura 29. Valores de Massa Específica Seca Máxima de compactação do solo e das misturas estudadas

De acordo com o Vitali (2008), verifica-se na literatura que a adição de cimento ao solo não exerce grande influência nos valores de massa específica máxima, o que é comprovado pelos os resultados das Figura 28 e 29. Quanto à umidade ótima, quanto mais adição de cimento menor é a umidade ótima, porque o cimento tem o estado não hidratado. A sucção do cimento é maior do que a do solo, então migra água do solo para o cimento e não do cimento para o solo. A cal tem uma reação contrária, tem uma redução de massa específica máxima com a sua inclusão e a umidade tem um aumento, quanto maior adição de cal, maior a sua umidade. Isso demonstra que a cal, por ser um material mais fino, requer mais hidratação dos seus componentes.

A Tabela 7 expõe um resumo das características dos materiais estudados: Umidade Ótima (%), Massa específica Seca Máxima (g/cm³), Peso Especifico dos grãos (g/cm³), índice de vazios ótimo ($e_{ótimo}$) e o grau de saturação do solo e das misturas: solo-cal 4%, solo-cal 6%, solo-cimento 4% e solo-cimento 6%.

O grau de saturação tem relação com a sucção do material, quanto maior o grau de saturação, menor é a influência da sucção no solo ou nas misturas. Pela tabela 7, observa-se que o grau de saturação maior que 90° é do solo e da mistura solo-cal 6%. Então nesses materiais a sucção exerce pouca influência no seu comportamento. Porém nas outras misturas, com o

grau de saturação menor que 90°, a presença da sucção influencia no comportamento dessas misturas.

Tabela 7. Resumo das características do solo e das misturas

Mistura	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Seca Máxima (g/cm ³)	G _s (g/cm ³)	e _{ótimo}	Grau de Saturação (°)
Solo Natural	24,2	1,61	2,79	0,73	92,49
Solo-Cal 4%	24,5	1,55	2,72	0,755	88,26
Solo-Cal 6%	24,7	1,58	2,70	0,715	93,27
Solo-Cimento 4%	23,7	1,57	2,77	0,755	86,95
Solo-Cimento 6%	23	1,6	2,78	0,74	86,40

5.4 Cisalhamento Direto

Nas Figura 30 e 31, são mostradas as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para o solo compactado e as mistura solo-cal de 4% e 6% ao 0 dia de cura, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

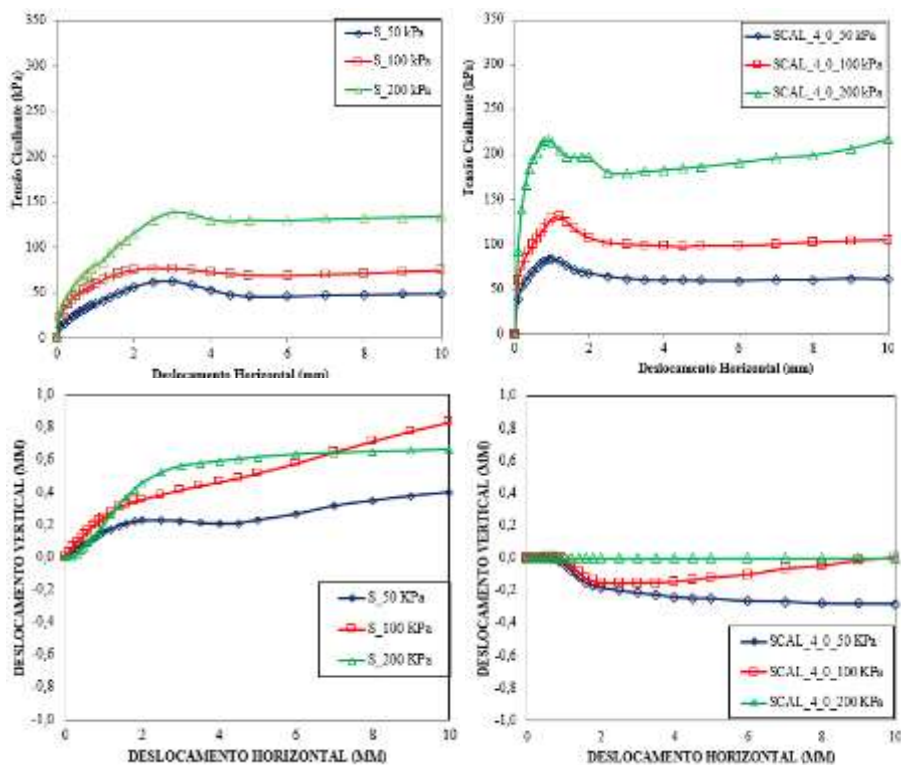


Figura 30. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento Vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 0 dia de cura

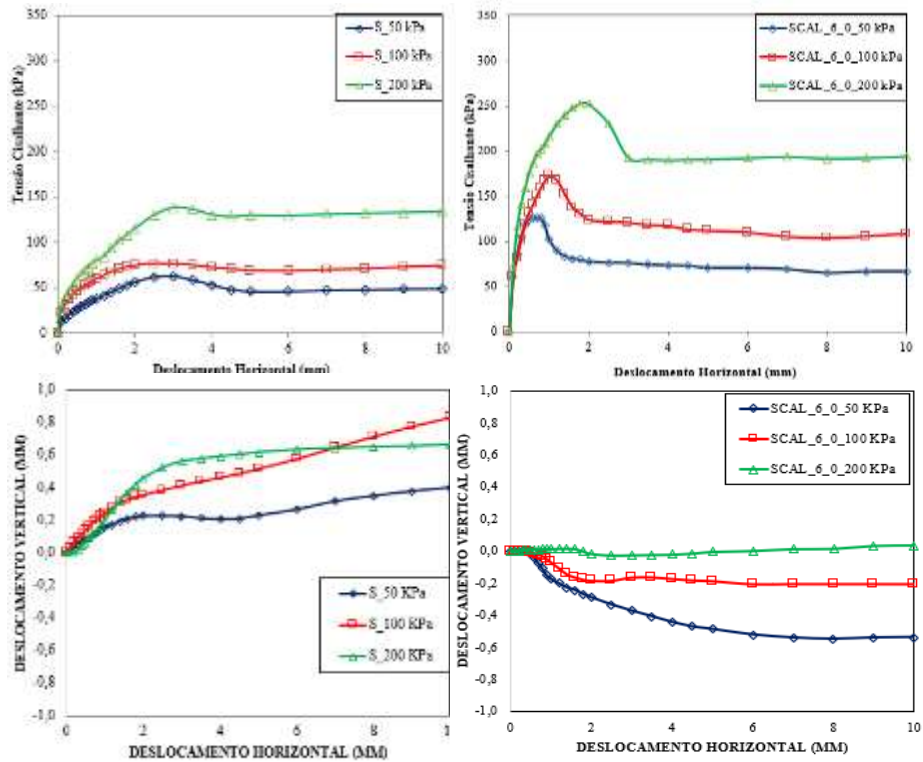


Figura 31. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 0 dia de cura

Analisando as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do solo, ele se comporta como um material pseudo pré-adensado, por ser um solo laterítico colapsível compactado. Em todas as curvas há um certo pico de resistência porque o solo tem uma resistência maior que a resistência residual. Esse pico podia acarretar uma expansão na curva de deslocamento horizontal x vertical mas não foi o que ocorreu, o que aconteceu foi que quando ocorreu a quebra da estrutura do solo, ele passou a entrar no processo de colapso, e por isso foram ocorrendo mais deformações positivas (no caso a compressão do solo), por isso os recalques durante a ruptura.

Observando as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal das misturas com 4 e 6% de cal ao 0 dia de cura, constata-se uma ruptura frágil, que apresenta um pico e uma resistência residual, mas a curva solo-cal 4% de 200 kPa ao 0 dia depois da ruptura começa a subir a resistência novamente, por influência das extremidades da caixa do ensaio está encostando, aumentando novamente a tensão cisalhante. Na curva de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, nas duas primeiras tensões normais das duas misturas identifica-se expansão vertical, um comportamento dilatante, que é o comportamento de um

solo denso, e na tensão de 200 kPa quase não se apresenta nenhuma alteração de deslocamento vertical.

Nas Figuras 32 e 33 são demonstradas as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cimento de 4 e 6% ao 0 dia de cura, respectivamente, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

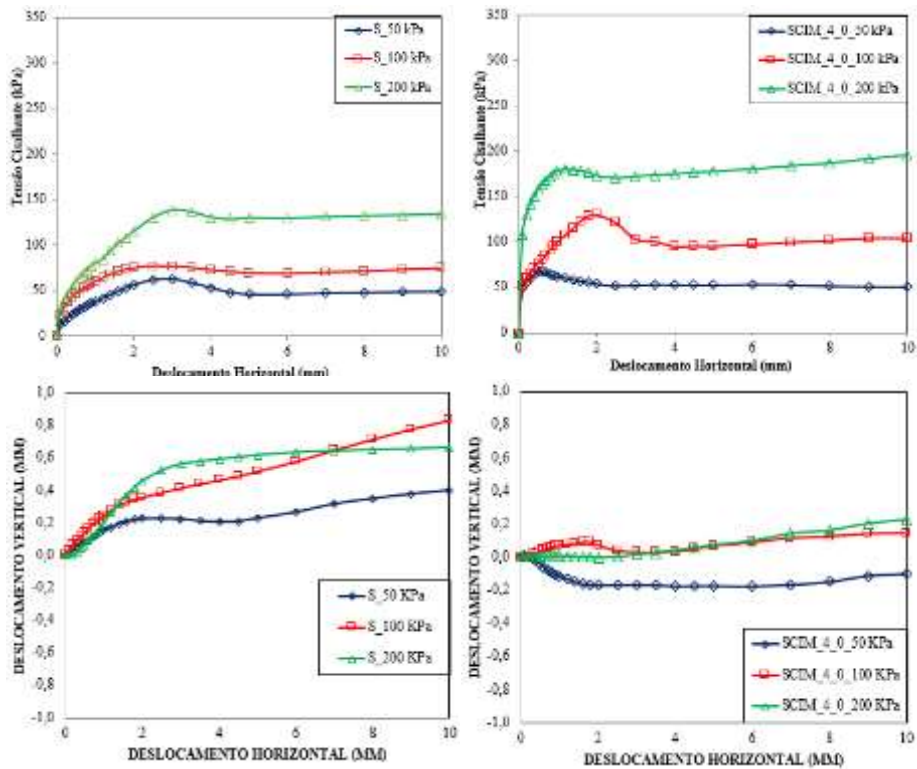
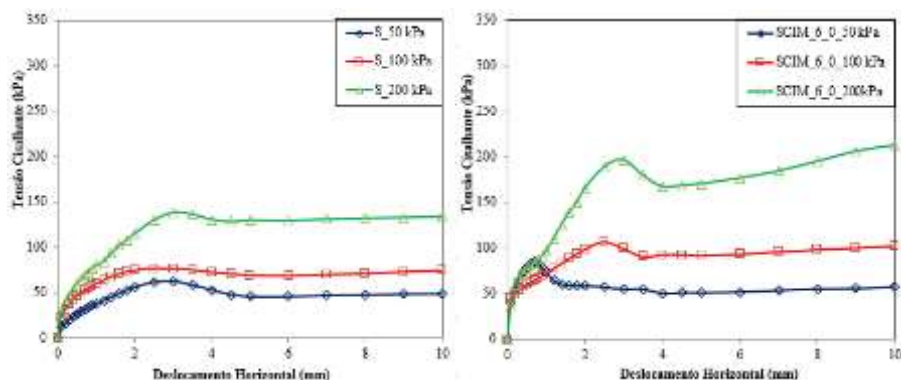


Figura 32. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal da Mistura Solo – Cimento 4% a 0 dia de cura



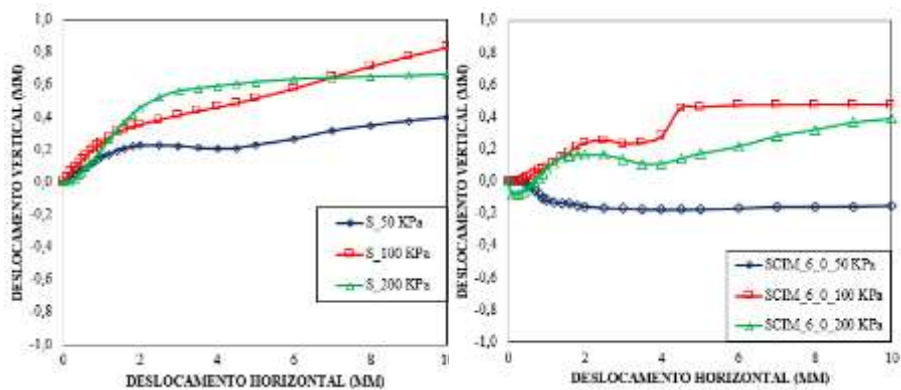
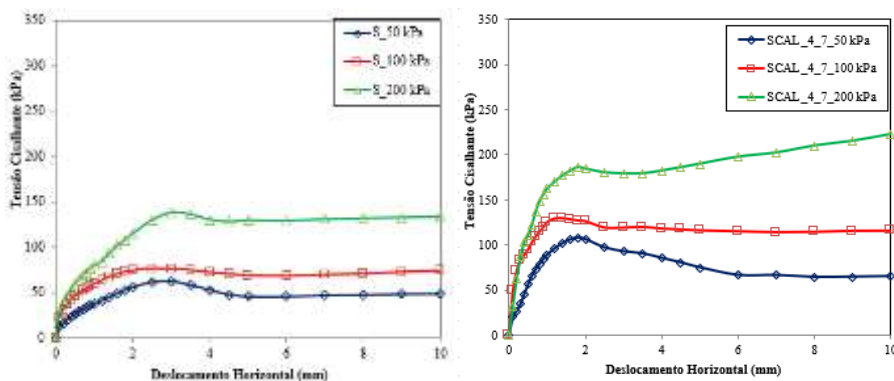


Figura 33. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 0 dia de cura

Nota-se que as curvas de tensão cisalhante de 50 e 100 kPa da tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal da mistura de 4 e 6% de cimento, ao 0 dia de cura, demonstram uma curva de reorientação estrutural, depois da ruptura da estrutura das misturas, a curva da tensão cisalhante de 200 kPa da mistura solo-cimento 6%, ao 0 dia de idade depois da ruptura frágil, começa a subir a resistência novamente, porque as bordas da caixa estariam encostando e gerando esse aumento, que não é mais relativo ao comportamento da mistura, igual à mistura solo-cal 4% de 200 kPa ao 0 dia. Já a curva da tensão cisalhante de 200 kPa da mistura solo-cimento 4%, ao 0 dia de idade, tem uma ruptura e a resistência residual alta. A curva de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal demonstra um comportamento dilatante só nas curvas de 50 kPa de tensão das duas misturas depois do seu rompimento, as outras misturas se comprimem com o deslocamento horizontal.

Nas Figuras 37 e 38 são ilustradas as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cal de 4 e 6% ao 7 dia de cura, respectivamente, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.



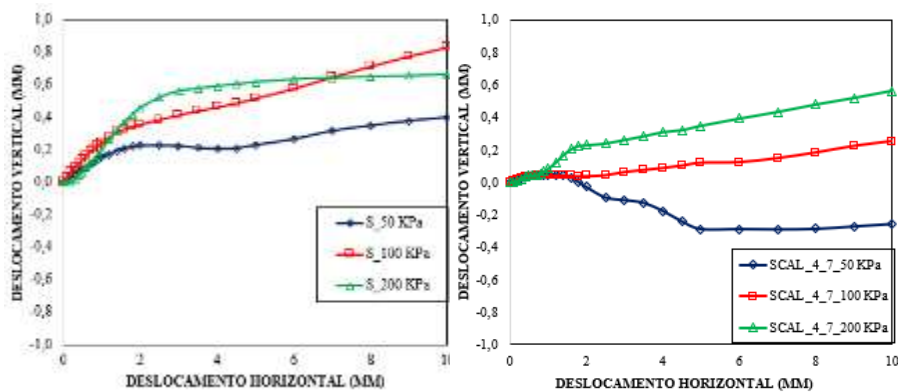


Figura 34. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal e da Mistura Solo – Cal 4% a 7 dias de cura

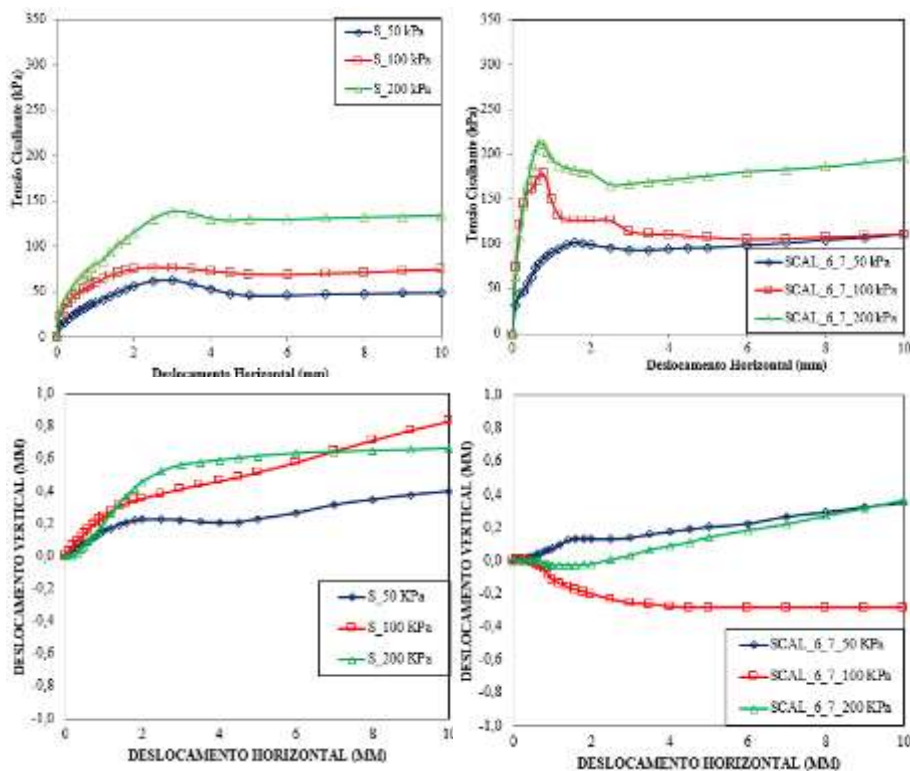


Figura 35. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 7 dias de cura

Analisando as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal da mistura de 4% de cal, ao 7 dia de cura, todas as curvas demonstram uma resistência pico que é uma quebra estrutural por estar sofrendo compressões na sua ruptura, a sua reorganização estrutural logo após a ruptura se comporta praticamente igual ao comportamento do solo, menos a tensão de 50 kPa. Nas curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal da mistura de 6% de cal, ao 7 dia de cura, tem uma resistência pico em todas as curvas, na tensão de 200 kPa, a sua

reorganização estrutural logo após a ruptura da mistura acarreta um aumento da resistência residual, que não está ligada ao comportamento do solo como comentado anteriormente. A curva de 100 kPa da mistura 6% de cal, ao 7 dia de cura, é a única com uma resistência residual, porque das curvas deslocamento vertical x deslocamento horizontal dessa mistura é a única que está com o comportamento dilatante.

Nas curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal a tensão de 50 kPa da mistura SCAL_4_7 e a de 100 kPa da mistura SCAL_6_7 apresentam um comportamento dilatante, e as demais têm o comportamento de compressão das misturas de solo cal 4 e 6%, aos 7 dias de cura. Essa variação nos comportamentos tem influência por haver diferença das características dos corpos de provas talhados no molde Proctor Normal. Essa diferença das características de compactação nas camadas acaba influenciando o comportamento da mistura.

Nas Figuras 36 e 37, estão ilustradas as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cimento de 4 e 6%, ao 7 dia de cura, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

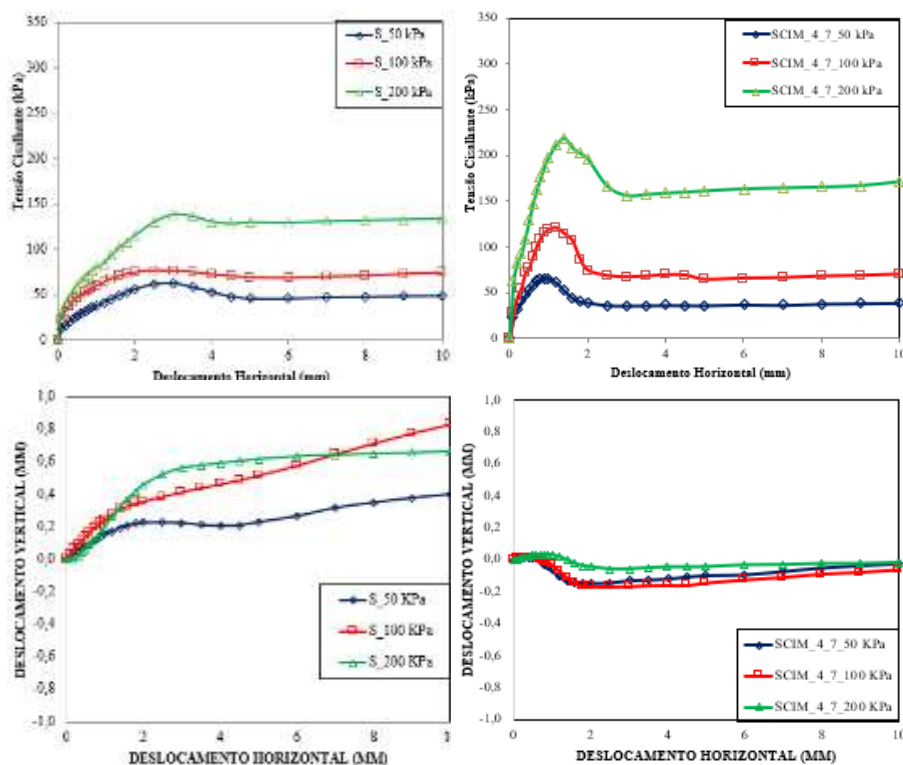


Figura 36. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 7 dias de cura

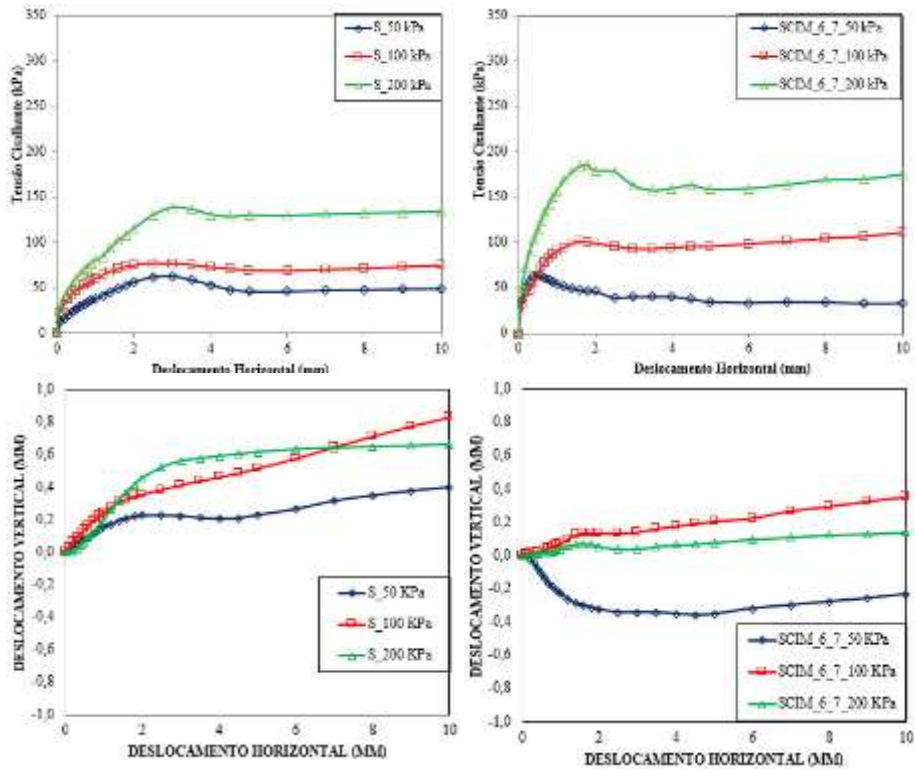


Figura 37. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 7 dias de cura

A mistura SCIM_4_7 tem o comportamento de ruptura frágil, uma resistência de pico bem definida e tensões cisalhantes maiores que as SCIM_6_7, esse comportamento ocorreu porque a sucção do cimento é maior do que a do solo, então a água migra do solo para o cimento e não do cimento para o solo, assim demorando mais as reações pozolânicas do cimento com o solo no tempo de cura com teores maiores. As curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal da mistura SCIM_6_7 têm um comportamento frágil, mas menos brusco que a de SCIM_4_7. As curvas de deslocamento vertical *versus* o deslocamento horizontal das misturas solo-cimento 4 %, a 7 dias de idade, têm um pequeno comportamento dilatante logo após a ruptura, mas depois tendem a ter uma compressão, Na mistura solo-cimento 6%, aos 7 dias de cura, somente a tensão de 50 kPa apresenta dilatância, as outras somente apresentam compressão.

Nas Figuras 38 e 39, estão expostas as curvas de tensão cisalhante e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cal de 4 e 6% aos 14 dias de cura, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

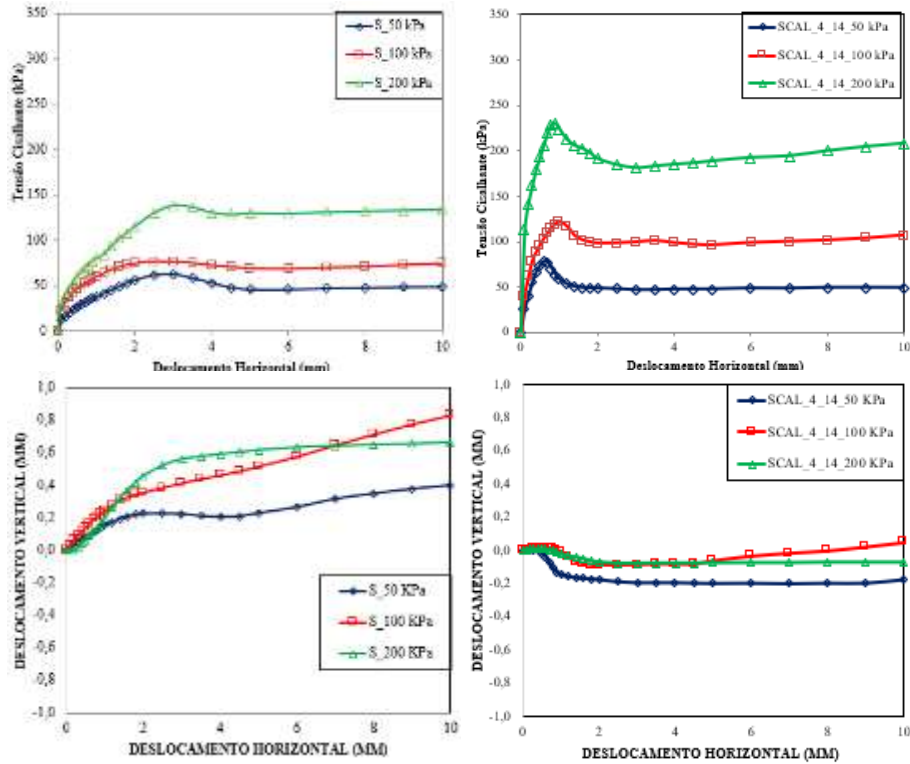


Figura 38. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 14 dias de cura

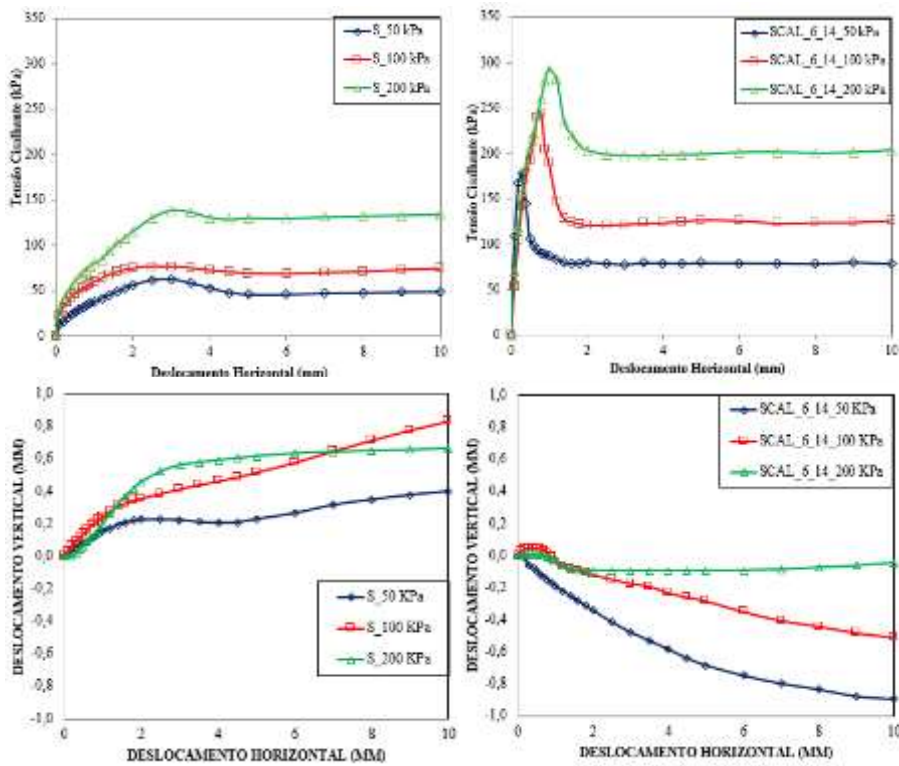


Figura 39. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 14 dias de cura

Analisando as misturas solo cal com 4 e 6% de cal, aos 14 dias de cura, todas as curvas têm um pico de resistência bem definido e curvas mais acentuadas, comportamento de uma ruptura frágil, sendo que na mistura de 6% apresentando maior resistência. Todas as misturas têm um comportamento de expansão vertical depois da ruptura, sendo que a tensão menor de 50 kPa se dilata mais. Observa-se que quanto maior é o incremento da cal até aos 14 dias de cura ele aumenta a resistência do solo em todas as curvas de tensão cisalhante.

Nas Figuras 40 e 41, estão ilustradas as curvas de tensão cisalhante e descolamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cimento de 4 e 6%, aos 14 dias de cura, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

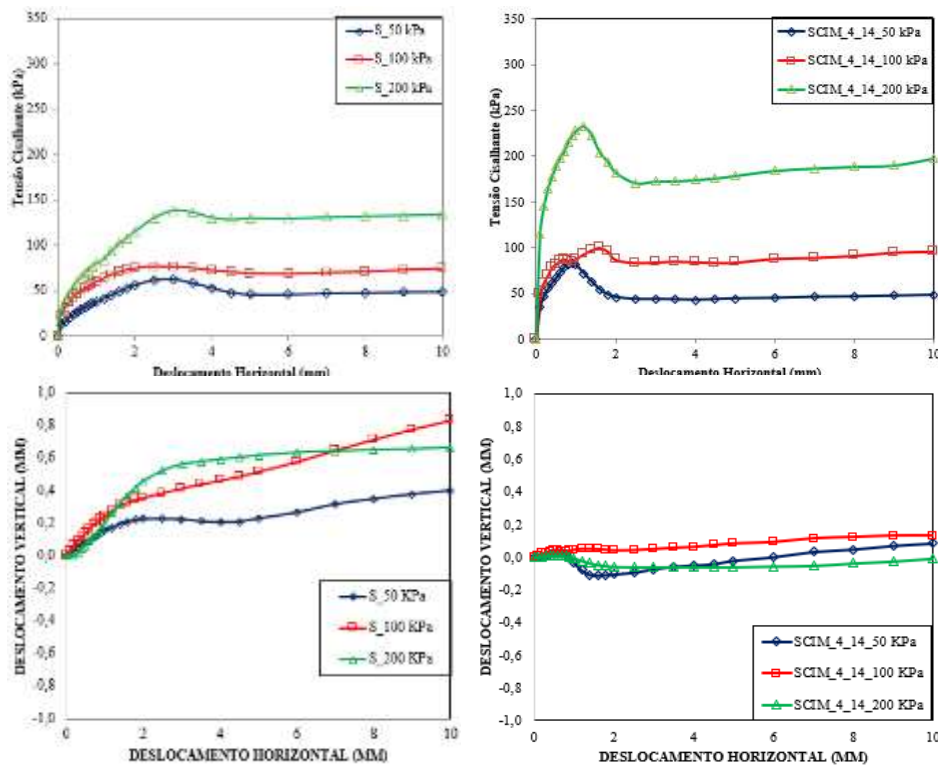
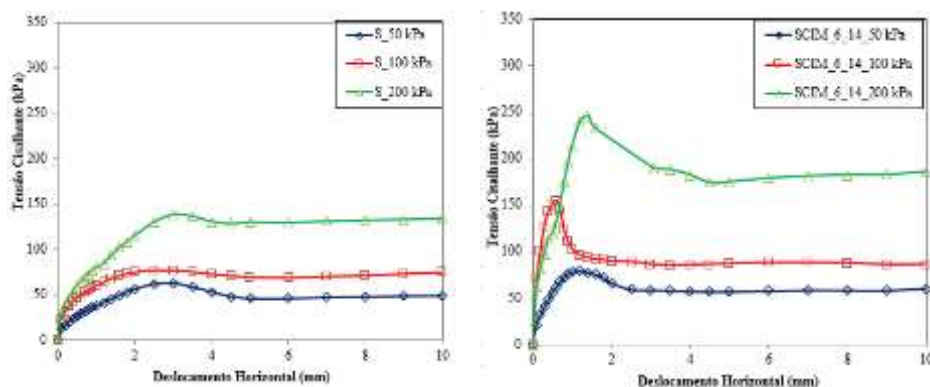


Figura 40. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 14 dias de cura



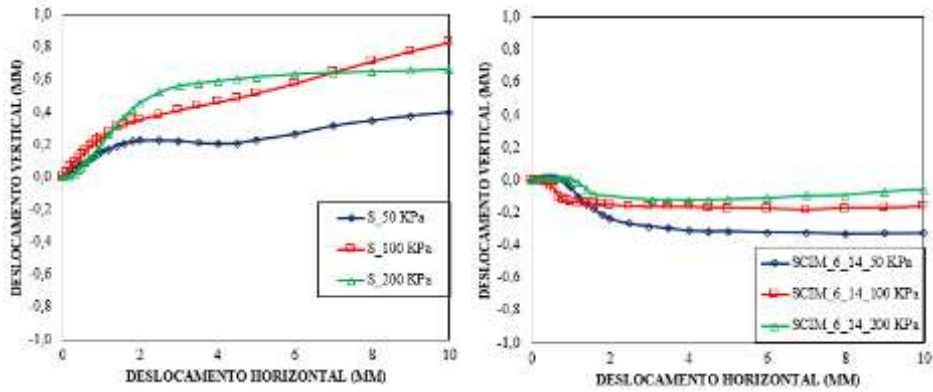
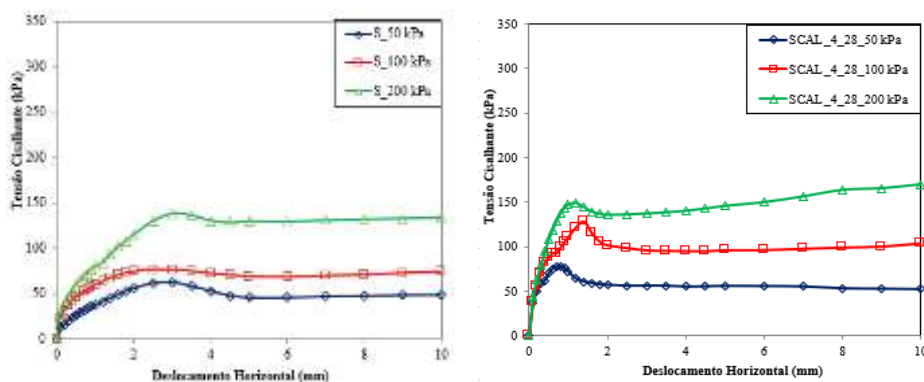


Figura 41. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 14 dias de cura

Observando as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal com adição de cimento de 4 e 6 %, aos 14 dias de cura, são curvas de ruptura frágil. As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal demonstram um comportamento dilatante depois da ruptura para todas curvas SCIM_6_14 e uma pequena dilatância nas curvas de 50 e 200 kPa da mistura SCIM_4_14, nota-se que com esse tempo de cura as reações pozolânicas com o teor maior de cimento com solo começa a apresentar maior resistência, isso foi observado anteriormente nas misturas com cimento aos 7 dias de cura.

Nas Figuras 42 e 43, são ilustradas as curvas de tensão cisalhante e descolamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cal de 4 e 6% aos 28 dias de cura, respectivamente, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.



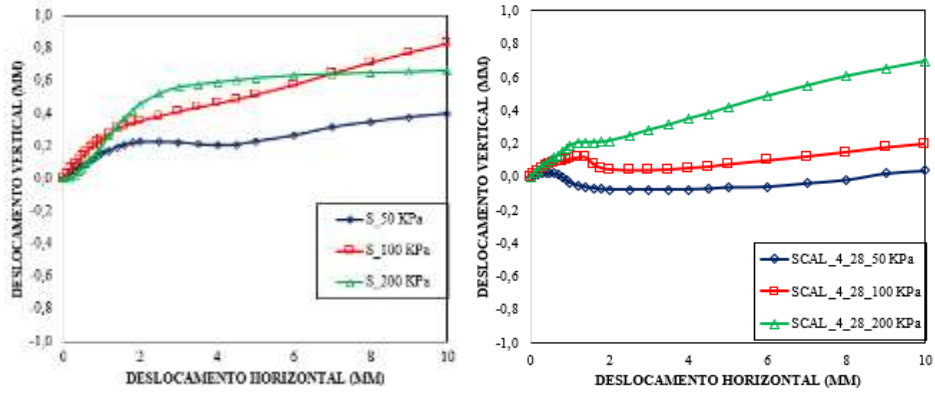


Figura 42. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 4% a 28 dias de cura

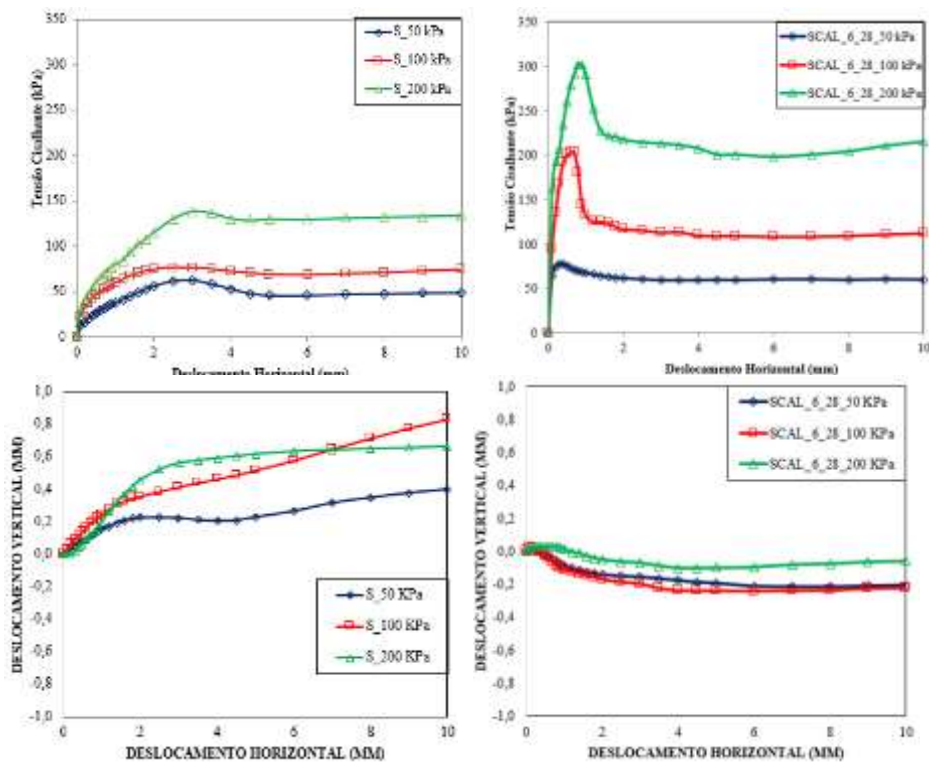


Figura 43. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cal 6% a 28 dias de cura

Com as curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal da mistura solo-cal 4%, aos 28 dias de cura, nota-se que são rupturas frágeis, e as misturas solo-cal 6% apresenta rupturas frágeis com curvas mais acentuadas nas tensões de 100 e 200 kPa, e atenuada na de 50 kPa. Nas curvas de deformação vertical versus deslocamento horizontal, há um pequeno comportamento dilatante nas curvas de todas as tensões da mistura solo-cal 6%, aos 28 dias, e na tensão de 50 kPa da mistura solo-cal 4%, aos 28 dias.

Observe-se uma melhora no comportamento de ruptura de 0 dias para 14 dias com o incremento de cal ao solo, assim havendo estabilização com o tempo até os 14 dias, mas aos 28 dias cura há uma desagregação da mistura, por degeneração da cal ao longo do tempo.

Nas Figuras 44 e 45 são demonstradas as curvas de tensão cisalhante e descolamento vertical *versus* deslocamento horizontal para as misturas solo-cimento de 4 e 6% aos 28 dias de cura, respectivamente, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.

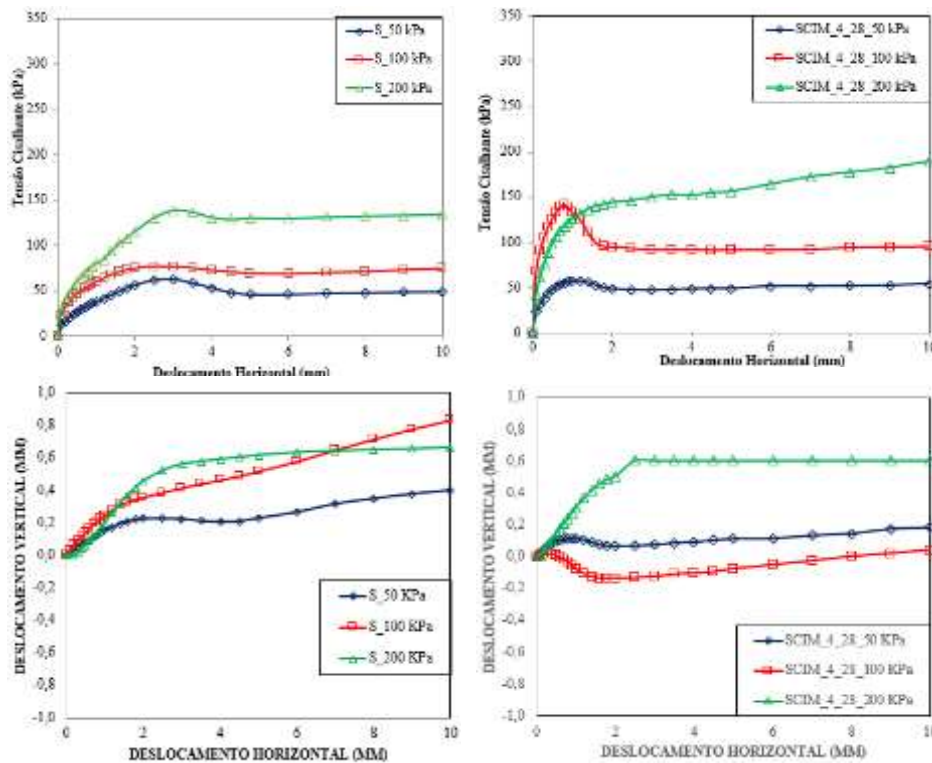
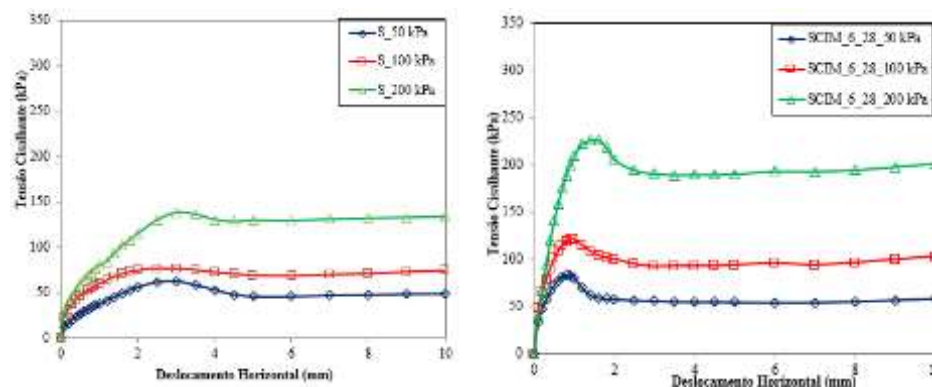


Figura 44. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical versus Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 4% a 28 dias de cura



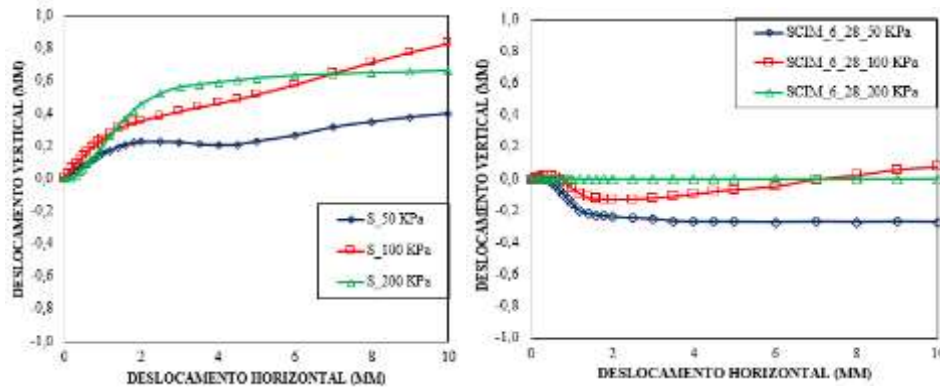


Figura 45. Curvas Tensão Cisalhante e Deslocamento vertical *versus* Deslocamento Horizontal do Solo e da Mistura Solo – Cimento 6% a 28 dias de cura

Pelas curvas de tensão cisalhante *versus* a de deslocamento horizontal, aos 28 dias de cura as curvas apresentam ruptura frágil na mistura solo-cimento 6%, e nas tensões de 50 e 100 kPa da mistura solo-cimento 4%, a curva da tensão cisalhante de 200 kPa da mistura SCIM_4_28 tem um comportamento parecida ao do solo. Nas curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, apresentou-se um pequeno comportamento dilatante na tensão de 100 kPa da mistura solo-cimento 4%, aos 28 dias, e nas tensões de 50 e 100 kPa da mistura solo-cimento 6%, aos 28 dias depois da ruptura. A coesão da mistura é a verdadeira e se deve à cimentação e às reações químicas. Conclui-se que com o tempo de cura as reações pozolânicas com o teor maior de cimento com solo começa a apresentar maior resistência.

5.4.1 Envoltória de pico

A Tabela 8 apresenta os parâmetros de resistência de pico, obtida por meio do ensaio de cisalhamento direto, e os parâmetros $\frac{c_m}{c_0}$, em relação a coesão, sendo c_m a coesão da mistura e c_0 a coesão do solo natural, e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ}$, em relação ângulo de atrito, sendo que $\tan \phi_m^\circ$ o ângulo de atrito da mistura e $\tan \phi_0^\circ$ o ângulo de atrito do solo natural, que indica se houve ganho ou perda com incremento de cal ou cimento. Na condição $\frac{c_m}{c_0} < 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} < 1$ o valor do parâmetro de resistência do solo diminuiu com a adição de cal ou cimento compactado, caso $\frac{c_m}{c_0} = 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} = 1$ o acréscimo de cal e cimento não alterou o parâmetro de resistência do

solo compactado, e quando $\frac{c_m}{c_0} > 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} > 1$ o valor do parâmetro de resistência aumentou com incorporação de cal e cimento.

Tabela 8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico obtidos dos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	C (kPa)	ϕ°	$\frac{c_m}{c_0}$	$\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ}$
SNAT	32,50	27,37	1,00	1,00
SCAL_4_0	41,12	41,39	1,27	1,70
SCAL_4_7	61,52	38,27	1,89	1,52
SCAL_4_14	24,13	45,56	0,74	1,97
SCAL_4_28	58,54	30,34	1,80	1,13
SCAL_6_0	86,25	39,94	2,65	1,62
SCAL_6_7	93,99	32,32	2,89	1,22
SCAL_6_14	155,4	35,52	4,78	1,38
SCAL_6_28	28,66	54,84	0,88	2,74
SCIM_4_0	35,55	39,47	1,09	1,59
SCIM_4_7	16,28	45,44	0,50	1,96
SCIM_4_14	16,41	46,33	0,50	2,02
SCIM_4_28	33,38	39,56	1,03	1,60
SCIM_6_0	33,07	41,22	1,02	1,69
SCIM_6_7	26,95	38,64	0,83	1,54
SCIM_6_14	33,89	47,27	1,04	2,09
SCIM_6_28	32,22	43,98	0,99	1,86

c_0 e $\tan \phi_0^\circ$ são os parâmetros do solo natural compactado

c_m e $\tan \phi_m^\circ$ parâmetros do solo compactado com cal ou cimento

Analisando a Tabela 8, as misturas com teor de 4% são instáveis ao longo do tempo, o teor de 6% é o mais indicado para estabilizar o solo, para os dois tipos de aglomerantes. O cimento tem um ganho de resistência inicial e praticamente se mantém aos 28 dias, a cal tem um aumento progressivo até aos 14 dias de cura e aos 28 dias apresenta uma degeneração da cal com o tempo.

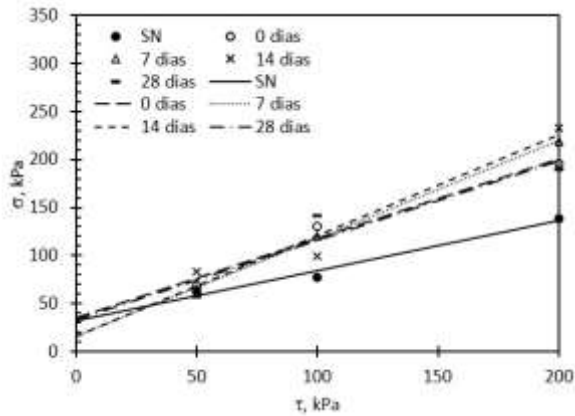
No solo cimento a coesão permanece quase constante e muda o ângulo de atrito, o efeito coesivo não diminuiu pela ruptura dos contatos, o material se torna mais frágil. Segundo Saxena e Lastrico (1978), a resistência coesiva é predominante para pequenas deformações, quando as deformações aumentam, o atrito começa a predominar, alterando a sua textura e consequentemente, aos 28 dias de idade, levando a uma perda nos seus parâmetros de

resistência se comparados aos 7 e 14 dias de cura, em que estava tendo um incremento de resistência em relação ao tempo, mas o que pode se observar que a maioria das curvas das misturas há um pico de ruptura e um declive da curva da tensão cisalhante demonstrando que as misturas têm um comportamento de um material frágil ou pré-adensado, com exceção das curvas das misturas SCIM_4_0_200 kPa, SCAL_4_7_200 kPa, SCAL_6_7_50 kPa, SCIM_4_28_200 kPa, que tiveram um comportamento parecido com o solo, comportando-se como um solo normalmente adensado NA. Isso pode ocorrer por se estar trabalhando com misturas em que pode ocorrer uma diferença de comportamento de um ponto para outro no próprio corpo de prova.

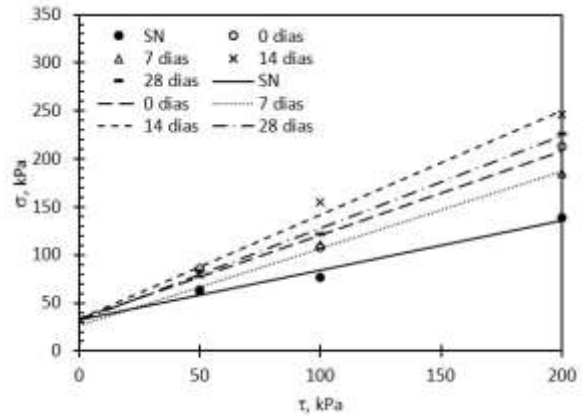
Quando o aglomerante é adicionado a um solo, uma troca de cátions ocorre com os componentes químicos da cal ou cimento substituindo os cátions na superfície do argilomineral. Os cátions do aglomerante tendem a se agrupar na superfície do argilomineral, mudando a concentração eletrolítica em torno das partículas, provocando a floculação e a aglomeração das partículas do argilomineral, produzindo um solo mais grosseiro, por esse motivo e de como o ensaio de cisalhamento direto é realizado, com um plano de ruptura pré-determinado, nas misturas observa-se um ganho na parte friccional do solo.

Com o aumento do ângulo de atrito há também o aumento do plano de ruptura e a rigidez do solo com aglomerante, o que conseqüentemente aumenta a resistência do solo. O aumento do ângulo de atrito é bom para a camada de distribuição de carga de uma inclusão rígida, porque ele aumenta a carga suportada pelo solo. A resistência de ruptura foi definida no pico de resistência, nos casos em que não houve pico de resistência, foi definida a tensão cisalhante maior do ensaio.

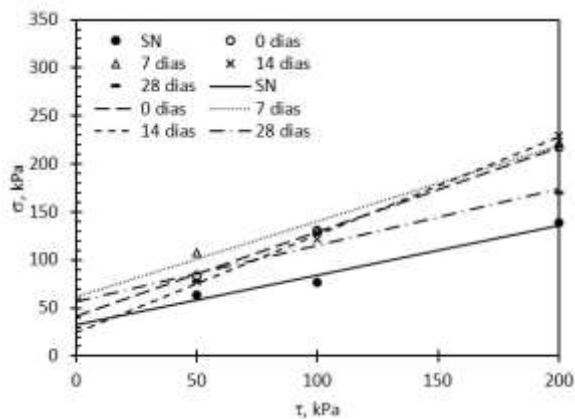
A Figura 46 ilustra o comparativo das envoltórias de pico para a misturas solo-cimento 4 e 6% e solo-cal de 4 e 6% em 0, 7, 14 e 28 dias de cura em relação ao solo, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.



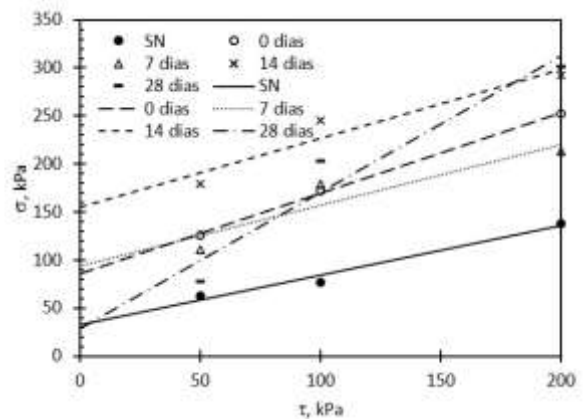
a) SCIM_4



b) SCIM_6



c) SCAL_4



d) SCAL_6

Figura 46. Envoltória de Mohr-Coulomb considerando a resistência pico

Analisando a Tabela 8 e a Figura 46 acima, observa-se um ganho considerável nas misturas com cimento SCIM_4 e SCIM_6 no parâmetro ângulo de atrito. Já nas misturas com cal obtiveram-se ganhos de coesão aparente e ângulo de atrito inicial, mas uma perda em relação ao tempo. Observa-se um comportamento distinto na envoltória de resistência do SCAL_6 aos 28 dias de idade, isso pode ser atribuído a dissolução da cal ao longo do tempo e a adição de 6% de teor de cal ao solo acabar tornando-a, uma mistura com uma textura mais grossa diminuindo a sua coesão e aumentando o ângulo de atrito.

Segundo Thome (1994) e Diamond & Kinter (1965) as reações tem dois estágios de processo: o rápido, que pode ser de minutos a dias, no qual há uma melhora na plasticidade e trabalhabilidade do material, mas há pouca resistência permanente desenvolvida; e a outra é um processo lento, que tem duração de semanas a anos, com desenvolvimento de resistência ao longo do tempo, com a formação de produtos cimentantes. Esses dois estágios de formação de

produtos cimentantes é observado nos teores com cimento porque esse aglomerante desenvolveu pouca resistência ao longo tempo, então espera que para idades de cura maiores essa resistência se desenvolva mais ou tenha uma dissolução de algum componente químico igual a cal.

A Figura 47 ilustra os parâmetros de resistência de pico do solo e das misturas, em que foi pego o maior ponto da curva na sua ruptura, e quando não houve ruptura foi definida a tensão cisalhante maior do ensaio.

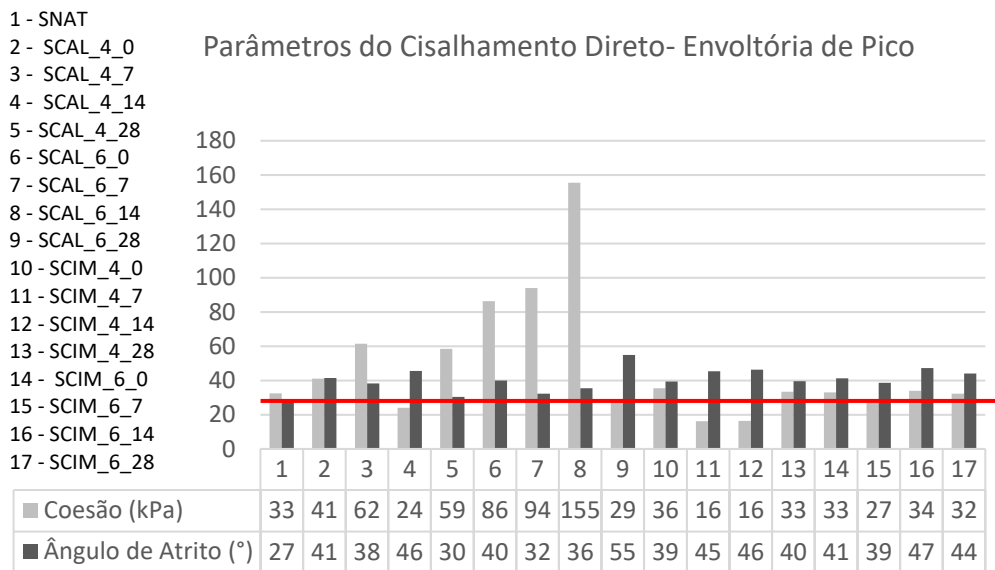


Figura 47. Comparativo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos Ensaio de Cisalhamento Direto na Envoltória de Pico

Observa-se que, nas três primeiras idades, as misturas com cal são mais eminentes do que a mistura com cimento, mas as misturas com cimento são mais estáveis e praticamente mantêm suas resistências com o tempo. Isso pode ser associado ao resultado do ensaio de pH pelo método Embrapa, em que houve uma redução do pH das misturas com cal ao longo do tempo, que é um indicativo de perda de algum componente ou reação química que acaba gerando a perda de resistência ao longo do tempo. O pH das misturas com cimento se mantém praticamente constante ao longo do tempo, refletindo na estabilidade da resistência das misturas com cimento. Llanque (2020) afirma que a cal tem mudanças estruturais oriundas da ação degradadora da cal sobre o próprio solo, ao longo do tempo.

Na Figura 48, está ilustrado o comparativo das envoltórias de pico para a misturas solo-cimento 4 e 6% e solo-cal de 4 e 6% em 0, 7, 14 e 28 dias de cura em relação ao solo, com as

tenções normais de 50,100 e 200 kPa. Variação da relação de coesão, $(\frac{c_m}{c_0})$, e da relação de ângulo de atrito, $(\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ})$, com o tempo de cura para a resistência de pico.

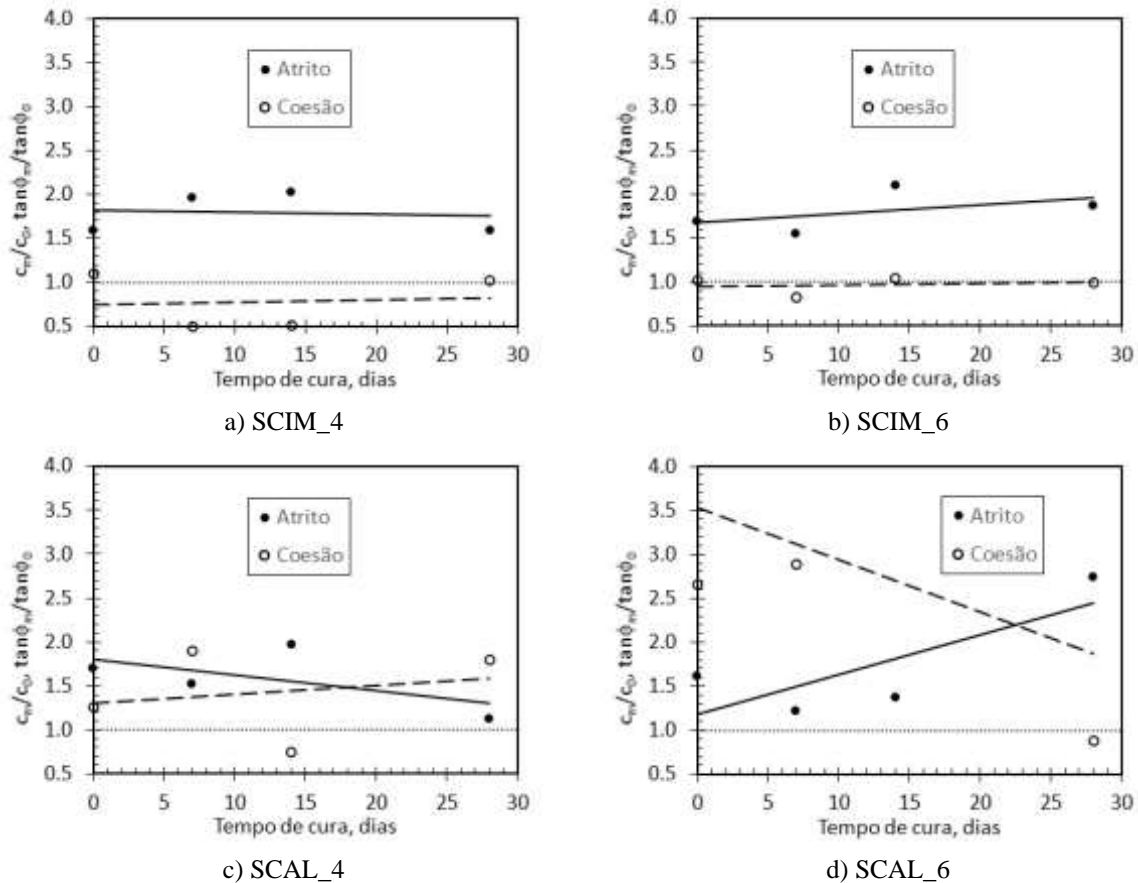


Figura 48. Variação da relação de coesão $(\frac{c_m}{c_0})$ e da relação de atrito $(\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ})$ com o tempo de cura para a resistência pico

A mistura que obteve maiores parâmetros de resistência ao cisalhamento, a partir dos resultados do ensaio de cisalhamento em todas as idades, foi a solo-cal com 6%, o que já era esperado, porque foi um indicativo pelo ensaio de reatividade solo-cal através do Método de pH de Eades e Grim, no qual se detectou que esse aglomerante interage melhor com esse tipo de solo inicialmente do que o cimento, mas observa-se que as misturas com cal são mais instáveis do que a misturas com cimento como observado na Figura 24 e Tabela 8.

A evolução da coesão e do ângulo de atrito do solo tratado com cal mostra uma coesão aparente e ângulo de atrito de 41,12 kPa e 41,39° em 0 dias de cura e 58,54 kPa e 30,34° aos 28 dias de idade para a mistura SCAL_4; para a mistura SCAL_6 86,25 kPa e 39,94°, em 0

dias de cura e 28,66 kPa e 54,84°, aos 28 dias de idade, havendo uma diminuição ao longo do tempo de componentes químicos, demonstrando instabilidade do material. Já as misturas com cimento obtiveram uma estabilidade com valores de coesão e ângulo de atrito de 35,55 kPa e 39,47°, no tempo de cura de 0 dias, e 33,38 kPa e 39,56° aos 28 dias de idade; para SCIM_4 e para o SCIM_6 de 33,07 kPa e 41,22° no tempo de cura de 0 dias e 32,22 kPa e 43,98° aos 28 dias de idade. García (2021) deu um ângulo de atrito de 41° em uma mistura de solo-cimento 6% aos 7 dias, então o incremento de cimento ao solo, tem uma tendência de aumento no parâmetro friccional do solo.

A Figura 49 demonstra a variação da relação de coesão ($\frac{c_m}{c_0}$) e da relação de atrito ($\frac{\tan \phi_m}{\tan \phi_0}$) com o teor de cimentante, de cal ou cimento, para a resistência pico aos 28 dias.

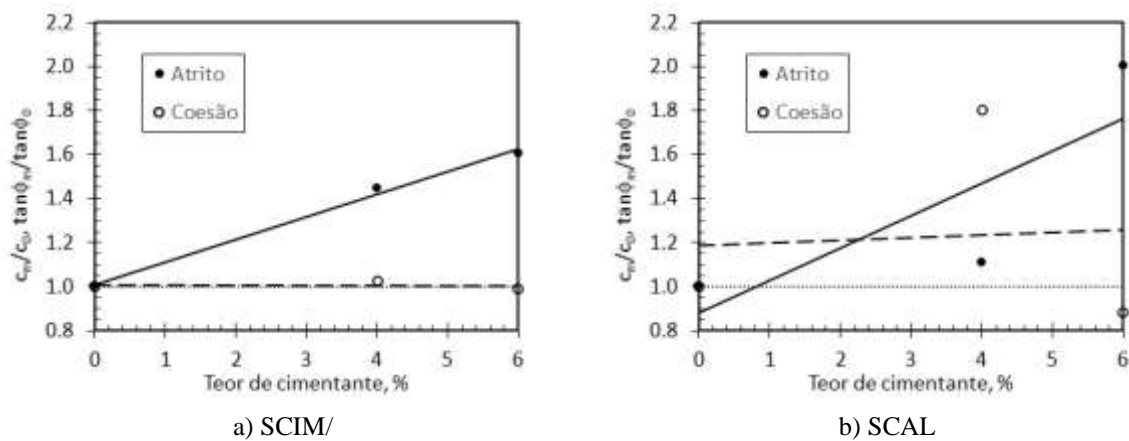


Figura 49. Variação da relação de coesão ($\frac{c_m}{c_0}$) e da relação de atrito ($\frac{\tan \phi_m}{\tan \phi_0}$) com o teor de cimentante para a resistência pico.

A Figura 49 acima demonstra o ganho ou perda do ângulo de atrito e coesão em relação ao teor de aglomerante aos 28 dias. De acordo com essa figura, o maior ganho em relação ao teor do cimentantes do cimento é no parâmetro do ângulo de atrito. A coesão mantém praticamente os mesmos valores para os dois teores de cimento, de 4 e 6%. Já as misturas com cal são oscilantes, porque a mistura com 4 % tem um ganho na coesão maior que a mistura com 6%, e no parâmetro de ângulo há um aumento evolutivo com incremento de cal, a mistura com 6% de cal é maior do que a mistura com adição de 4%.

5.4.2 Envoltória residual

A Tabela 9 apresenta os parâmetros de resistência residual, obtidos por meio do ensaio

de cisalhamento direto, e os parâmetros $\frac{c_m}{c_0}$, em relação à coesão aparente, e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ}$, em relação ao ângulo de atrito, que aponta se ocorreu ganho ou perda com adição de cal ou cimento. Na condição $\frac{c_m}{c_0} < 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} < 1$ o valor do parâmetro de resistência do solo diminuiu com o incremento de cal ou cimento compactado, caso $\frac{c_m}{c_0} = 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} = 1$ a incorporação de cal e cimento não alterou o parâmetro de resistência do solo compactado, e quando $\frac{c_m}{c_0} > 1$ e $\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ} > 1$ o valor do parâmetro de resistência aumentou com acréscimo de cal e cimento.

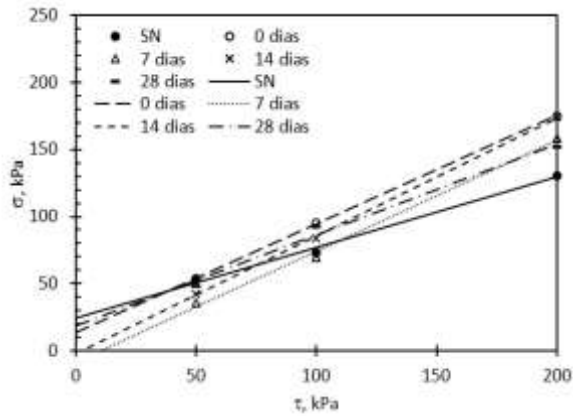
Tabela 9. Parâmetros de resistência ao cisalhamento residual obtidos dos ensaios de cisalhamento direto

Amostra	c kPa	ϕ (°)	$\frac{c_m}{c_0}$	$\frac{\tan \phi_m^\circ}{\tan \phi_0^\circ}$
SNAT	24,74	27,63	1,00	1,00
SCAL_4_0	17,59	39,40	0,71	1,57
SCAL_4_7	53,00	32,85	2,14	1,23
SCAL_4_14	4,10	42,31	0,17	1,74
SCAL_4_28	32,58	28,80	1,32	1,05
SCAL_6_0	37,33	37,47	1,51	1,46
SCAL_6_7	64,70	27,66	2,62	1,00
SCAL_6_14	42,30	38,10	1,71	1,50
SCAL_6_28	10,19	44,65	0,41	1,89
SCIM_4_0	13,52	39,98	0,55	1,55
SCIM_4_7	0,00	39,63	0,00	1,58
SCIM_4_14	0,00	41,30	0,00	1,68
SCIM_4_28	18,65	34,12	0,75	1,29
SCIM_6_0	13,55	37,71	0,55	1,48
SCIM_6_7	7,75	37,79	0,31	1,48
SCIM_6_14	8,84	40,52	0,36	1,63
SCIM_6_28	6,95	42,22	0,28	1,73

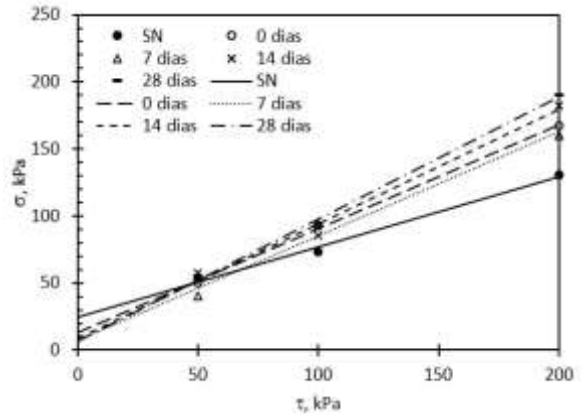
c_0 e $\tan \phi_0^\circ$ são os parâmetros do solo natural compactado

c_m e $\tan \phi_m^\circ$ parâmetros do solo compactado com cal ou cimento

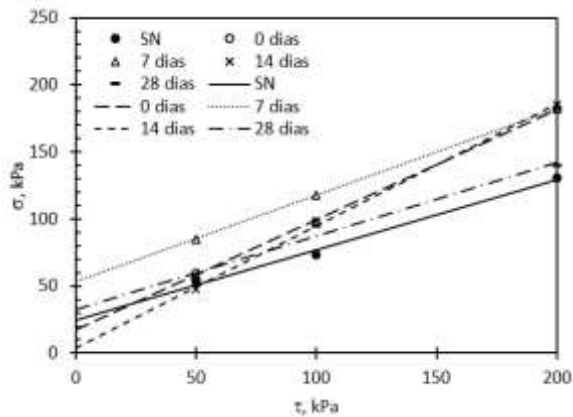
Na Figura 50 está ilustrado o comparativo das envoltórias residuais para as misturas solo-cimento 4 e 6% e solo-cal de 4 e 6% em 0, 7, 14 e 28 dias de cura em relação ao solo, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa.



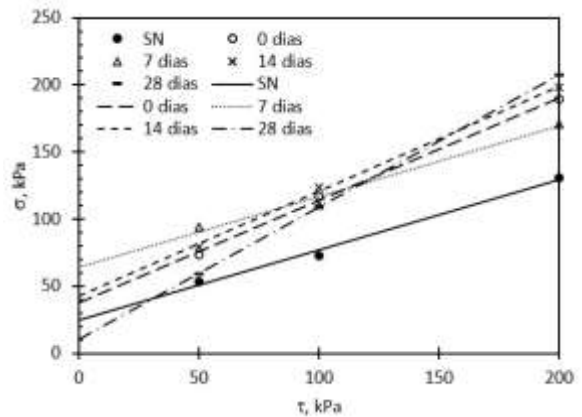
a) SCIM_4



b) SCIM_6



c) SCAL_4



d) SCAL_6

Figura 50. Envoltória de Mohl-Coulomb considerando a resistência residual

De acordo com a Tabela 9 e a Figura 50, observa-se que as misturas cimentantes, por serem um material frágil na ruptura, quando ocorre o seu rompimento, há também a perda da coesão da mistura e o parâmetro que conduz a resistência é o ângulo de atrito. Nota-se que só nas misturas: SCAL_4_7, SCAL_4_28, SCAL_6_0, SCAL_6_7, e SCAL_6_14, sendo todas com a aglomerante cal, há uma coesão maior que o solo.

Na Figura 51 está ilustrado o comparativo das envoltórias residuais para a misturas solo-cimento 4 e 6% e solo-cal de 4 e 6% em 0, 7, 14 e 28 dias de cura em relação ao solo, com as tensões normais de 50,100 e 200 kPa. Variação da relação de coesão, $(\frac{c_m}{c_0})$, e da relação de ângulo de atrito, $(\frac{\tan \phi_m}{\tan \phi_0})$, com o tempo de cura para a resistência residual.

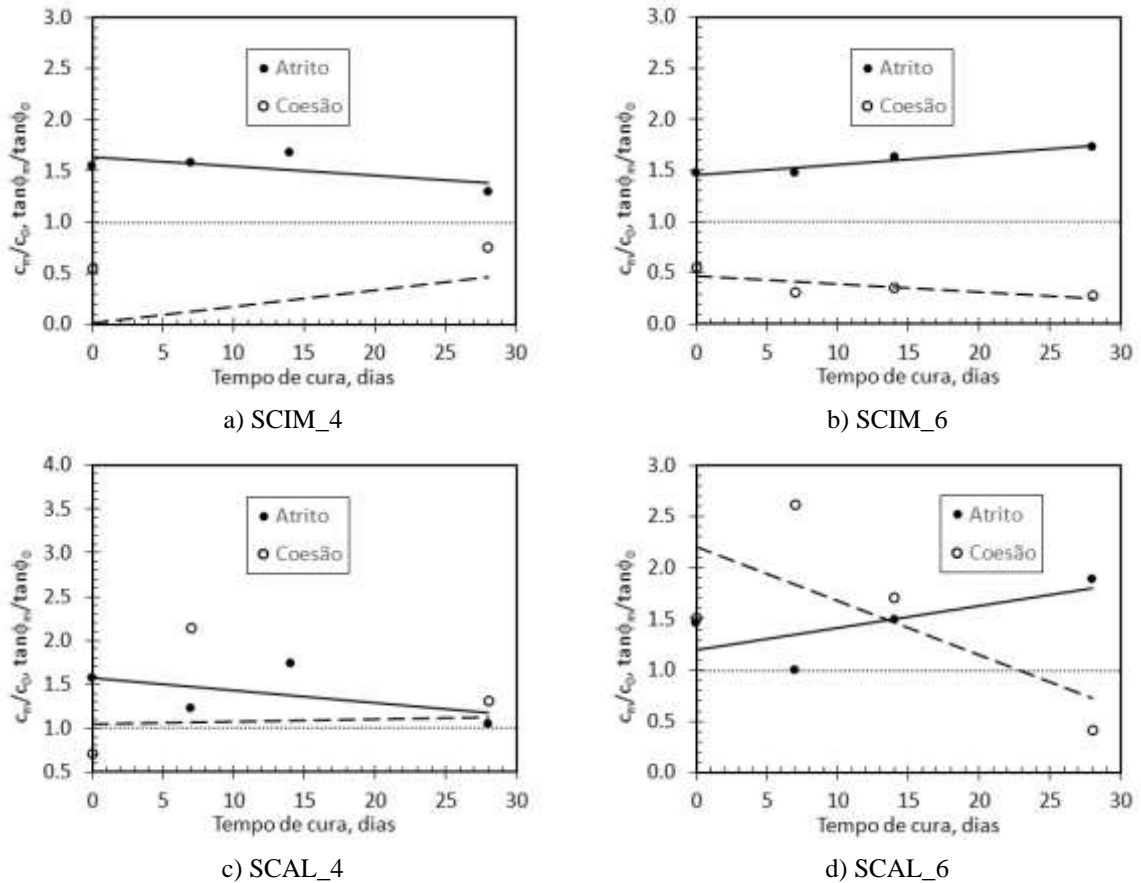


Figura 51. Variação da relação de coesão ($\frac{c_m}{c_0}$) e da relação de atrito ($\frac{\tan \phi_m^o}{\tan \phi_0}$) com o tempo de cura para a resistência residual

Observa-se que, na Figura 51, as misturas com cimento os parâmetros de resistência residual se mantêm constantes ao longo do tempo, com pequenas variações. Porém as misturas com adição de 6% de cal têm um comportamento da resistência residual parecido com a resistência de pico desse tipo de material, instável, por causa da dissolução da gipsita da cal em relação ao tempo.

A Figura 52 demonstra a variação da relação de coesão ($\frac{c_m}{c_0}$) e da relação de atrito ($\frac{\tan \phi_m^o}{\tan \phi_0}$) com o teor de cimentante, de cal ou cimento, para a resistência residual aos 28 dias.

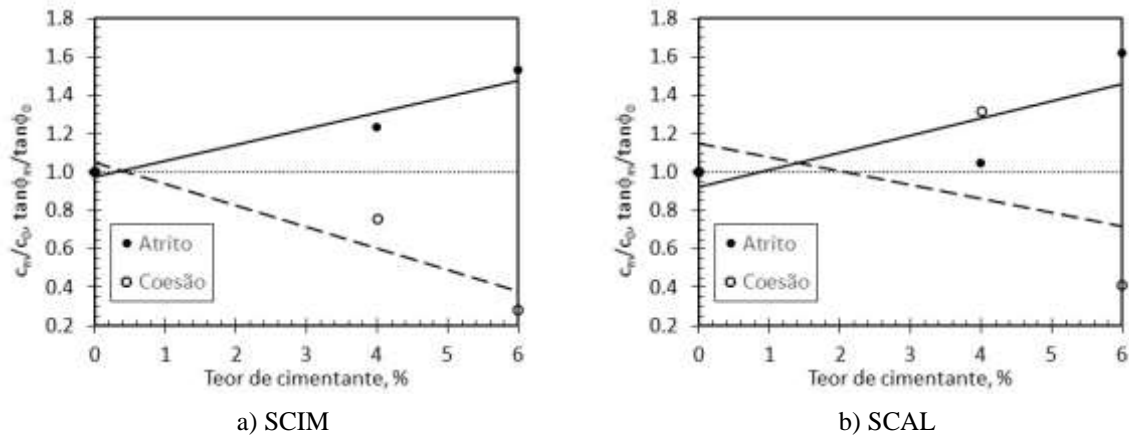


Figura 52. Variação da relação de coesão ($\frac{c_m}{c_0}$) e da relação de atrito ($\frac{\tan \phi_m^o}{\tan \phi_0^o}$) com o teor de cimentante para a resistência residual

A Figura 52 ilustra o ganho ou perda do ângulo de atrito e coesão em relação à teor de aglomerante aos 28 dias. Essa imagem demonstra que quanto maior o teor cimentante, tanto de cimento quanto cal, maior o ganho, porém o maior ganho se dá nas misturas com cimento, por serem as misturas que, ao longo do tempo, não tiveram perda de pH e, conseqüentemente, não houve degeneração da mistura. Isso quer dizer que a perda de pH, no caso perda de algum elemento químico durante o tempo, está ocasionando a perda da resistência ao longo do tempo, a degeneração da cal. Llanque (2020), afirma que há uma dissolução e lixiviação da Gipsita durante o tempo nas misturas solo-cal.

Llanque (2020) estudou três teores de cal para estabilizar um solo laterítico observou nas curvas granulométricas correspondentes ao estado inicial, uma desagregação moderada do solo para os 3 teores de cal utilizados em relação ao solo puro sem o uso de defloculante, no entanto, observa-se a ampliação desta desagregação após um ano de cura em campo. Esta desagregação passa a ser mais relevantes para os teores 4% e 10% e menos significativa para 6% de cal. Identificou-se desagregações pouco relevantes para um tempo de cura curto, quando a mistura é submetida a um tempo de cura maior, a desagregação amplia-se.

5.5 Método Embrapa

As figuras 53, 54, 55 e 56 ilustram o pH pelo método Embrapa, ao longo do tempo cura das misturas solo-cal 4%, solo-cal 6%, solo-cimento 4% e solo-cimento 6%, respectivamente.

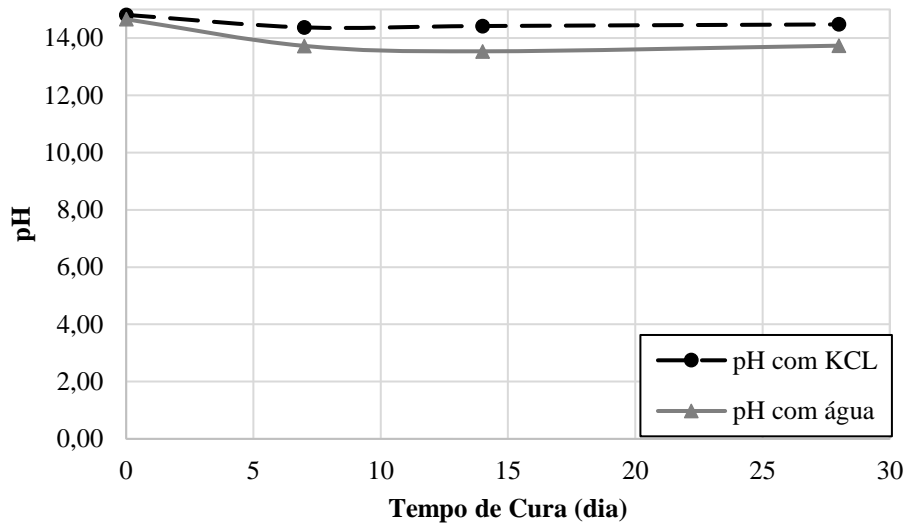


Figura 53. pH do Solo-Cal com 4% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa

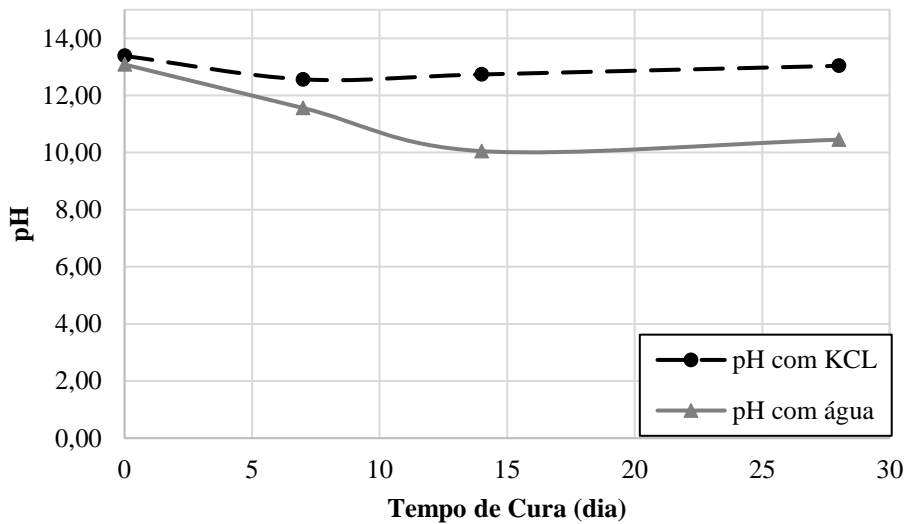


Figura 54. pH do Solo-Cal com 6% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa

Como pode ser observado, a mistura solo-cal 4% tem um pequeno decréscimo do potencial hidrogeniônico. Relacionando esse fato com as envoltórias de resistência de pico dessa mistura, observa-se que há uma perda pequena de resistência ao longo do tempo, que está associada a essa baixa diminuição do pH, que está associada a dissolução da Gipsita com o tempo. O estudo de Llanque (2020), apresentou diminuição considerável no pH das misturas solo-cal, ao longo do tempo, e concluiu que a variação de pH respalda claramente a dissolução e lixiviação da Gipsita durante o processo de cura in situ das misturas solo-cal

A mistura solo-cal 6% tem um decréscimo do potencial hidrogeniônico, assim como a de 4% de cal, embora o decréscimo daquela seja maior. Ao comparar-se as envoltórias de Resistência de Pico dessa mistura com essa perda, nota-se que ocorre uma perda de resistência ao longo do tempo, que é relacionada à diminuição do pH, que pode ser causada por alguma redução ou perda de algum componente químico.

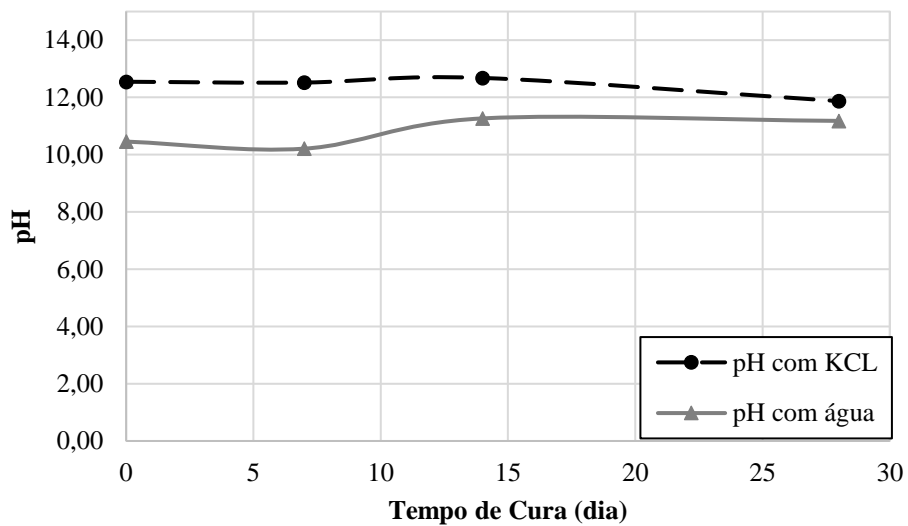


Figura 55. pH do Solo-Cimento com 4% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa

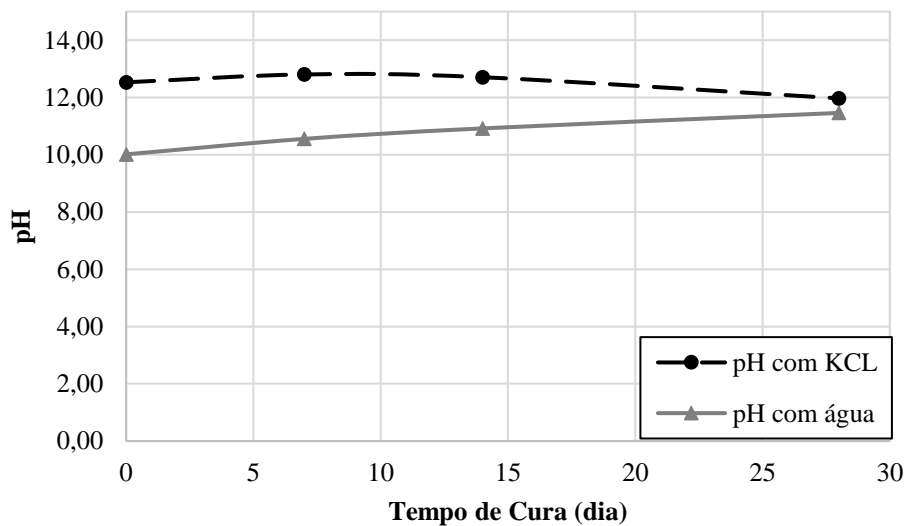


Figura 56. pH do Solo-Cimento com 6% nos quatro tempos de cura pelo Método Embrapa

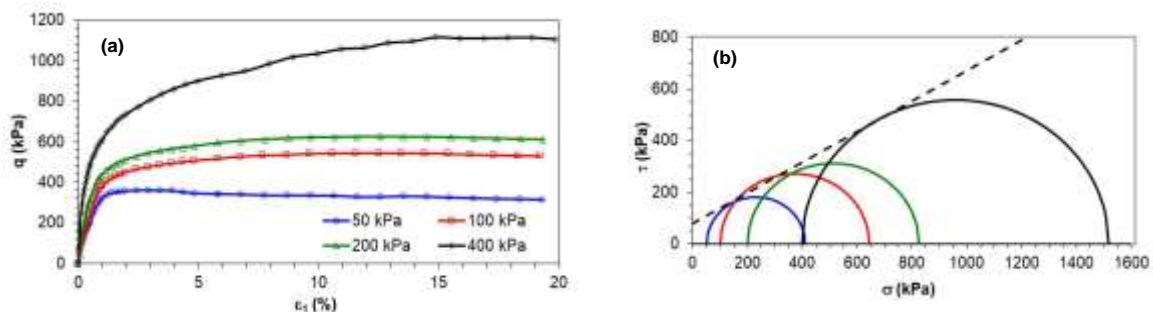
A mistura de solo-cimento de 4%, Figura 55, apresenta um acréscimo do potencial hidrogeniônico. Ao se verificar a semelhança desse pH com as envoltórias de Resistência de Pico dessa mistura, nota-se que ocorre um pequeno ganho ao longo do tempo, que está correlacionado ao aumento do pH, que pode ser causado por alguma reação do cimento

Analisando os resultados do pH, Figura 56, pode-se verificar que a mistura de solo-cimento de 6% tem um aumento do pH ao longo do tempo, é possível associar esse aumento com a envoltória de resistência de pico, pois assemelha-se. A envoltória no dia 0 tem os parâmetros de resistência um pouco maiores que de 7 dias, os parâmetros mais altos ocorrem aos 14 dias de cura, havendo uma pequena diferença aos 28 dias de idade. Porém, observa-se um aumento de resistência ao longo do tempo, se forem comparados os dois primeiros tempos de idades e os dois últimos.

5.6 Triaxial

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais CDnat (Consolidado drenado em estado natural, sem saturação da amostra), realizado no solo natural, solo-cal 6% aos 28 dias de cura e solo-cimento 6% aos 28 dias de cura.

Na Figura 57, estão demonstradas as curvas de tensão desvio (q) e variação volumétrica (ε_v) versus deformação axial (ε_a), Círculo de Mohr-Coulomb e modo de ruptura para o ensaio de resistência do solo sem adição de estabilizante, CDnat, com tensões confinantes de 50,100,200 e 400 kPa. O corpo de prova rompido da tensão confinante de 400 kPa não está ilustrado porque é o mesmo da tensão de 200 kPa.



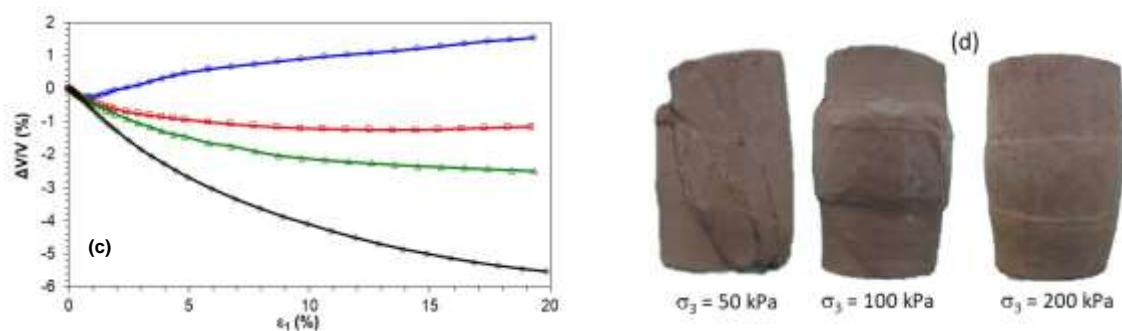


Figura 57. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado (SNAT): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura

Analisando a curva de variação volumétrica x deformação axial da Figura 57 do solo e os corpos de provas rompidos. Verifica-se que há um amolecimento do solo que gera um plano de ruptura como é ilustrado na tensão de 50 kPa. E quando não se desenvolve resistência residual, porque não teve uma resistência pico, o solo se comporta igual a imagem das tensões confinante de 100 e 200 kPa.

Analisando a curva de variação volumétrica x deformação axial, Figura 57, do solo e os corpos de provas rompidos, verifica-se que há um amolecimento do solo que gera um plano de ruptura como é ilustrado na tensão de 50 kPa. E quando não se desenvolve resistência residual, porque não teve uma resistência pico, o solo se comporta da mesma forma demonstrada na imagem das tensões confinante de 100 e 200 kPa.

Na Figura 58, estão ilustradas as curvas de tensão desvio e variação volumétrica *versus* deformação axial, do ensaio CDnat, Círculo de Mohr-Coulomb e modo de ruptura para o solo com adição de cal de 6% aos 28 dias, com tensões confinantes de 50,100,200 e 400 kPa. Essa é a única mistura em que a tensão confinante de 50 kPa não foi considerada para obter os parâmetros da mistura, porque na realização do ensaio houve perda de água onde fica a vedação do pistão da câmara. Assim, decidiu-se desconsiderar essa tensão nos resultados, mas sem prejuízo no efeito final aos parâmetros dessa mistura. O modo de ruptura da tensão confinante de 50 kPa não está ilustrado, porque foi desconsiderado dos resultados para obter os parâmetros.

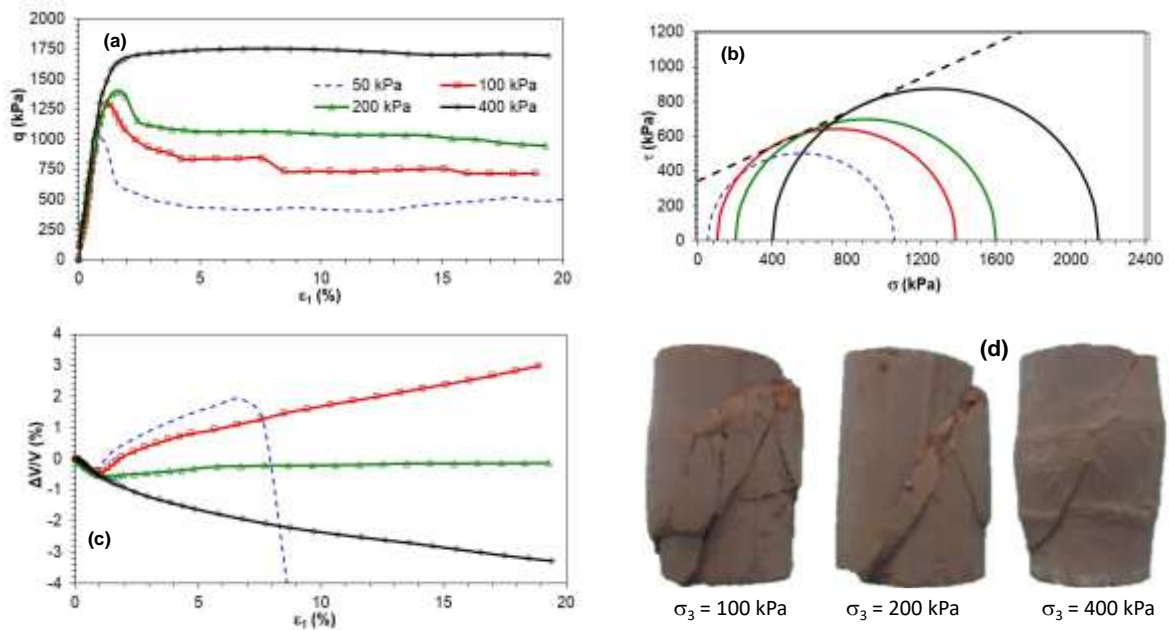


Figura 58. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado com 6% de cal e 28 dias de cura (SCAL_6_28): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura

Observando a curva de variação volumétrica x deformação axial solo-cal 6% da Figura 58.c e os corpos de provas rompidos (Figura 58.d), a tensão de 50 kPa, tem um comportamento inicial de contração, mas logo depois da ruptura ele muda para uma reação dilatante. Para a tensão de 100 kPa, há uma predisposição inicial de contração, mas logo depois da ruptura ele começa a tender a ficar dilatante, porém não forma uma angulação de dilatância. Com a tensão maior de 400 kPa, analisando o corpo de prova, percebe-se um plano de ruptura, mas sem ocorrência de uma destruição excessiva se comparada às outras tensões, isso ocorreu por causa da tensão confinante a que essa mistura foi submetida e o parâmetro de deformação para parar o ensaio foi menor que a deformação que poderia causar a ruptura brusca dessa mistura. Por isso, na curva de variação volumétrica x deformação axial observa-se um comportamento só de contração.

Geralmente, os solos compactados, quando submetidos ao cisalhamento, têm uma fase inicial de compressão, ao se plastificar segue uma fase dilatante devido ao pré-adensamento, gerado pela compactação. Quando a tensão é elevada a dilatância não ocorre e o solo dá continuidade à fase inicial apresentando compressão.

Os resultados das curvas de tensão desvio e variação volumétrica *versus* deformação axial, Círculo de Mohr-Coulomb e modo de ruptura para do ensaio CDnat, para o solo com adição de cimento de 6% aos 28 dias, com tensões confinantes de 50, 100, 200 e 400 kPa, está demonstrado na Figura 59. O modo de ruptura da tensão confinante de 50 kPa não está ilustrado porque rompeu da mesma forma da tensão de 100 kPa.

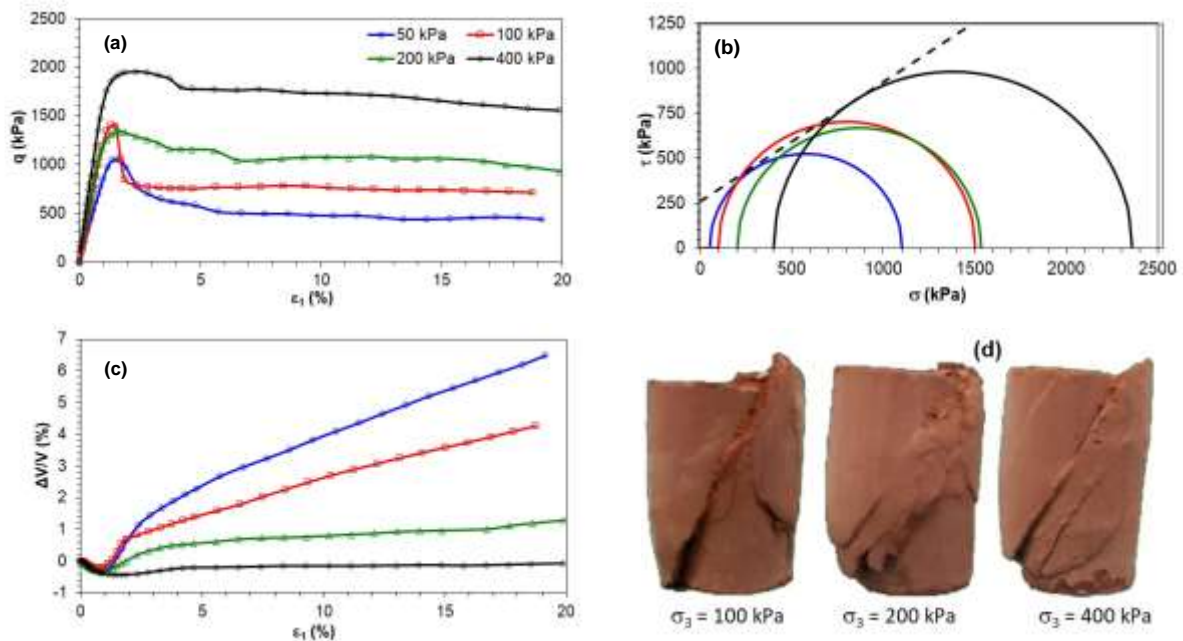


Figura 59. Resultados do ensaio triaxial CDnat do solo natural compactado com 6% de cimento e 28 dias de cura (SCIM_6_28): a) tensão desviadora (q) versus deformação axial (ϵ_1), b) Círculos de Mohr-Coulomb para a resistência de pico, c) deformação volumétrica ($\Delta V/V$) versus deformação axial (ϵ_1) e d) Modo de ruptura

Avaliando as curvas de variação volumétrica versus deformação axial do solo-cimento 6% da Figura 59 e os corpos de provas rompidos, verifica-se que nas três primeiras tensões (50, 100 e 200 kPa), no começo há uma tendência de contração, e imediatamente após a ruptura se comporta de maneira dilatante. A curva de tensão de 400 kPa tem o comportamento igual às outras tensões antes da ruptura, mas logo após a ruptura, tende a dilatar, mas a sua deformação não gera um ângulo de dilatância, porque o seu rompimento não gerou danos grave se comparada às outras tensões, como ocorreu na mistura de solo-cal 6% nessa mesma tensão. Com isso, conclui-se que quanto maior a tensão confinante a que as misturas estão submetidas, maior a sua rigidez e, conseqüentemente, menores deformações.

Analisando as curvas de tensão desvio e Deformação axial, observa-se que o solo e as misturas se comportam de formas distintas, nota-se que o solo se comporta como o solo

normalmente adensado (NA), a tensão máxima é mantida com a sua deformação, esse comportamento desse tipo de solo já é descrito na literatura.

A mistura solo-cal 6% demonstra uma ruptura de um solo pré-adensado (PA), nas duas primeiras em todas tensões de confinamento, que apresenta um pico e uma resistência residual.

A Tabela 10 expõe os parâmetros de resistência ao cisalhamento: de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ'), de pico e residuais, e os parâmetros: ângulo de dilatância (ψ°), carga de ruptura (q_f), deformação na ruptura (ϵ_f) e o módulo de rigidez E_{50} , calculado de acordo com equação 7, dos ensaios triaxiais nas tensões confinantes de 50,100, 200 e 400 kPa.

Tabela 10. Parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' , ϕ' e ψ), deformação e tensão desviadora na ruptura (ϵ_f e q_f) e módulo de rigidez secante (E_{50}) obtidos nos ensaios triaxiais CDnat

Material	σ_3 kPa	Resistência pico		Resistência residual		ψ °	ϵ_f %	q_f kPa	E_{50} MPa
		c' kPa	ϕ' °	c' kPa	ϕ' °				
SNAT	50					5	2,91	361	45,1
	100					0	11,52	544	47,7
	200	77	31	50	32	0	12,58	625	67,9
	400					0	14,88	1118	75,5
SCAL_6_28	50					---	---	---	---
	100					13	1,14	1284	56,3
	200	344	26	95	39	2	1,74	1396	139,6
	400					0	7,77	1749	174,9
SCIM_6_28	50					22	1,53	1050	92,1
	100					19	1,31	1403	134,9
	200	261	34	80	39	10	1,67	1336	142,1
	400					3	2,33	1959	178,1

$$E_{50} = \frac{q_f}{2} \frac{1}{\epsilon_{q_f/2}} \quad (7)$$

Na Figura 60 está o comparativo das envoltórias de pico do solo, e das misturas solo-cal 6% e solo-cimento 6% aos 28 dias de cura.

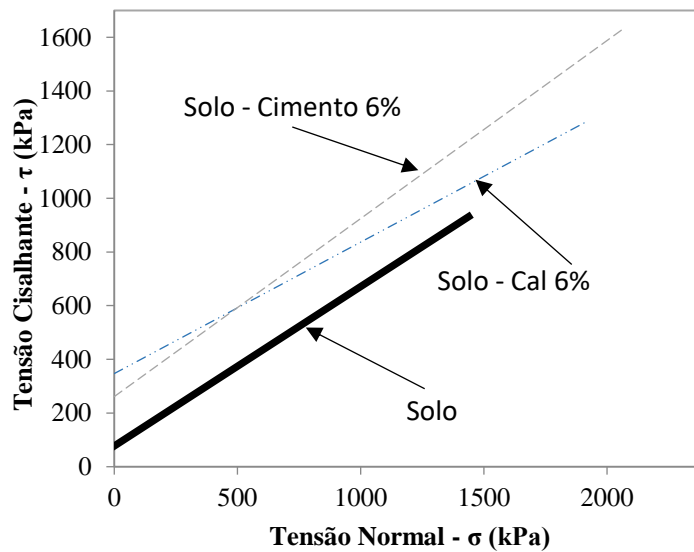


Figura 60. Comparação das Envoltórias de pico

Comparando as envoltórias dos materiais estudados e os resultados da Tabela 10, observa-se um ganho elevado nas duas misturas se comparadas ao solo. A adição de aglomerante ao solo obteve maiores ganhos no parâmetro de resistência de coesão efetiva, sendo que o solo-cal 6% foi o que teve maior ganho de coesão. No parâmetro de ângulo de atrito efetivo, nota-se um ganho na mistura solo-cimento 6% e uma perda no de solo-cal 6%.

Analisando os resultados das amostras estabilizadas, observa-se que o valor do ângulo de atrito teve um pequeno aumento para amostra com cal e uma perda na mistura com cimento, mas nota-se um aumento considerável nos valores de coesão comparando com o solo compactado sem aglomerante, fato que pode ser relacionado à ligação cimentícia, que possui uma grande parcela de contribuição nesse ganho.

De acordo com Heineck (2002), citado por Casagrande (2005), da maneira como os ensaios estão apresentados, observa-se a tendência dilatante dos ensaios com tensões efetivas médias iniciais baixas e o aumento da contração do material com o aumento das tensões efetivas médias iniciais, ou seja, conforme o estado inicial do solo move-se em direção neutra, o seu comportamento muda de dilatante para um comportamento de contração e tende a ficar neutro.

Na Tabela 11 estão demonstrados os valores calculados do ângulo β do cone de ruptura (Figura 11) comparado ao estudo do García (2021) em função do ângulo de atrito (ϕ') para a resistência residual.

Tabela 11. Valores do ângulo β do cone de ruptura, calculados em função do ângulo de atrito (ϕ') para a resistência residual.

Material	c' (kPa)	ϕ°	β°
SNAT	50	32	61
SNAT*	34	28	59
SCAL_6_28	95	39	64,5
SCIM_6_28	80	39	64,5
SCIM_6_7*	33	42	66

* García (2021)

Comparar os resultados com o trabalho do García (2021), dos parâmetros de resistência residual, nota-se os valores de β° para um solo submetido a saturação (García,2021) e o outro não submetido a saturação (esse trabalho) são valores bem próximos, quando o solo já foi rompido ele chega a ângulo de atrito próximos, mas valores de coesão diferente, ele tem uma perda das características friccionais entre as partículas de solo quando ele rompe, porque o solo ou mistura sofre cisalhamento no plano de ruptura.

O módulo de rigidez de um material é cálculo em cima E_{50} , em função da tensão confinante, quando maior a tensão, maior a rigidez. Para se comparar os módulos de rigidez, definiu-se usar a tensão confinante de referência de 100 kPa. Na figura 61, está ilustrada a variação de E_{50} versus tensão confinante (σ'_3) para uma tensão de referência de 100 kPa ($p^{ref} = 100\text{kPa}$), para os materiais ensaiados e os realizados por García (2021). Na Tabela 12, estão demonstrados os valores obtidos do ângulo E_{50}^{ref} comparado ao estudo do García (2021).

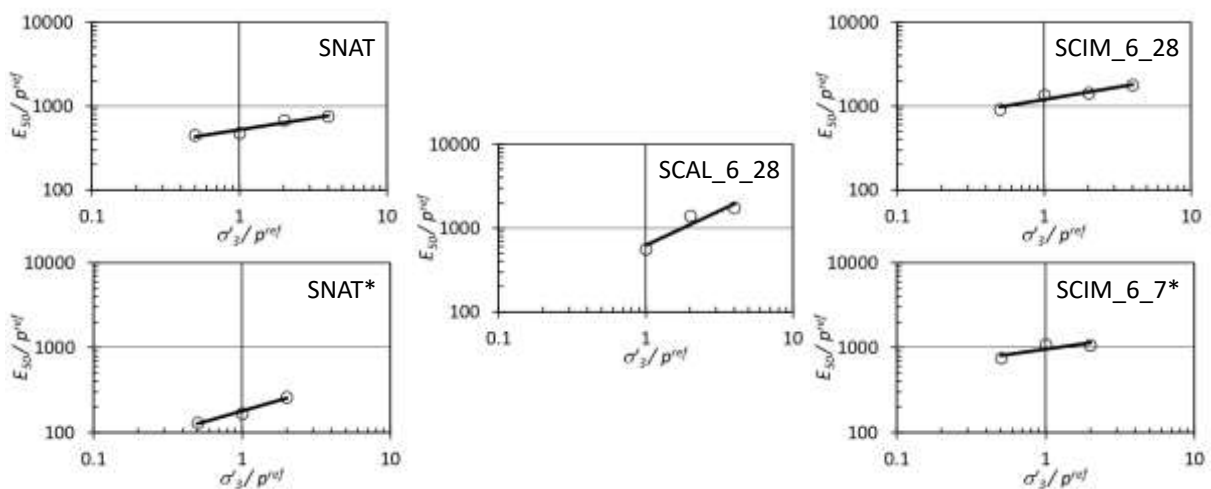


Figura 61. Variação de E_{50} versus tensão confinante (σ'_3) para uma tensão de referência de 100 kPa ($p^{ref} = 100\text{kPa}$), para os materiais ensaiados e os realizados por García (2021).

Tabela 12. Valores obtidos do módulo de rigidez secante de referência (E_{50}^{ref}) para os materiais ensaiados e os realizados por García (2021).

Material	E_{50}^{ref} MPa
SNAT	52,4
SNAT*	17,9
SCAL_6_28	63,1
SCIM_6_28	120,3
SCIM_6_7*	96,7

* García (2021), $p^{ref} = 100$ kPa

Nesse parâmetro, verificou-se a diferença de realizar um ensaio saturado e não saturado E_{50}^{ref} , se amostra não for saturada, tem-se uma rigidez, porque as cimentações que podem ser comprometidas pela água são mantidas, tanto no solo como nas misturas. E comparando as misturas analisadas neste trabalho, observa-se que o solo natural para o solo-cal 6% teve um pequeno ganho de resistência e para a mistura de cimento comparada ao solo, nota-se um ganho considerável, a rigidez inicial do solo é de 52,4 MPa e com incremento do cimento foi para 120,3 MPa a mistura SCIM_6_28, ensaio sem saturação, e para ensaio com saturação o solo tem uma rigidez de 17,9 MPa e com incremento do cimento foi para 96,7 MPa a mistura.

6 CONCLUSÕES

Ensaio mecânicos de cisalhamento direto e triaxiais foram realizados no solo e em misturas com adição de cal e cimento para avaliar as principais propriedades mecânicas das camadas de distribuição de um sistema de inclusão rígida. O solo utilizado foi uma argila arenosa do Distrito Federal, típica dessa região, e o solo tratado com cal e cimento nos teores de 4 e 6% com tempos de cura de 0,7, 14 e 28 dias para o ensaio de cisalhamento, e no teor de 6% aos 28 dias de cura para o ensaio triaxial CDnat. Apesar de a bibliografia de estabilização de solos para ser aplicados em fundações ser extensa, e os aglomerantes serem usados há muitos anos, este estudo tem o objetivo de validar a utilização de cal e cimento em estabilização de solo como camada de distribuição de uma inclusão rígida.

As principais conclusões da pesquisa estão a seguir:

O pH do solo foi apontado como moderadamente ácido, que demonstra o elevado grau de intemperismo. Verifica-se na estabilização de solos lateríticos que, quando se adiciona cal ou cimento, provoca-se um aumento do pH. O solo utilizado possui agregações de argila presentes na porcentagem de areia e silte, observadas no ensaio de sedimentação sem e com uso de defloculante, e que ocorrem por causa do grau de intemperismo do solo.

A incorporação de cimento ao solo com os teores de 4 e 6% apresentou alteração na umidade ótima do solo, que de 24,2% passou a 23,7% para a mistura solo-cimento 4% e para mistura solo-cimento 6% reduziu para 23%. Essa redução se deu porque o cimento tem o estado não hidratado, logo sua sucção é maior do que a do solo, o que leva a água a migrar do solo para o cimento e não do cimento pro solo. Quanto maior o incremento de cimento, maior foi a redução de umidade comparada ao solo, mas com pequenas alterações na massa específica seca máxima, porque a densidade relativa dos grãos do solo e das misturas com cimento apresentam valores próximos, o que se reflete na Massa específica seca máxima do ensaio de compactação.

Nas misturas com cal, observa-se uma diminuição na massa específica seca máxima, modificando-se de 1,61 g/cm³ do solo para 1,55 g/cm³ do solo-cal 4% e 1,58% da solo-cal 6%. Observa-se que a reação para cada teor de cal adicionado se dá de forma distinta, mas observa-se uma tendência na umidade ótima, quanto maior o incremento de cal, maior a umidade, porque a cal é um aglomerante de calcário que demanda água para hidratar. A densidade relativa dos grãos do solo é maior que a da cal, logo as misturas com cal tendem a ter a densidade diminuída.

Nos resultados do ensaio de cisalhamento direto o solo tem o comportamento de um material pseudo pré-adensado, por ser um solo laterítico colapsível, pois quando ocorreu a quebra da estrutura do solo, ele passou a entrar no processo de colapso. Nas misturas foi detectado menos processo de colapso da estrutura em relação à que existe no solo natural, porque nas misturas há a presença do aglomerante (cal ou cimento) que não permite o processo de colapso, tem-se a quebra da estrutura, mas sem o colapso.

Llanque (2020) afirma que a cal tem mudanças estruturais oriundas da ação desagregadora da cal sobre o próprio solo, ao longo do tempo. Com isso sobressai como sendo importante considerar tempos de cura maiores e seu acompanhamento periódico para verificar o grau de influência da cal em solos profundamente intemperizados.

O teor de cal e cimento determinado pelo o método Eades & Grim não se apresentou adequado para determinar o teor ótimo dos aglomerantes para a estabilização do solo estudado. O Método de pH de Eades e Grim foi um método indicativo para determinar qual o melhor aglomerante interage ao solo estudado. Pelo ensaio de reatividade, o indicado foi a cal, o que já é observado na literatura, e os resultados dos ensaio de cisalhamento direto o SCAL_6_28 tem coesão de 28,66 kPa e ângulo de atrito de 54,84°, no SCIM_6_28 coesão de 32,22 kPa e ângulo de atrito de 43,98°, do triaxial SCAL_6_28 tem uma coesão de 344 kPa e ângulo de atrito de 26°, no SCIM_6_28 coesão de 261 kPa e ângulo de atrito de 34°, de forma geral a cal é mais indicada por interagir melhor com o solo.

A diferença no resultado dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do ensaio de cisalhamento direto e do triaxial pode ser causada pelo fato de a energia aplicada de compactação ser diferente, com um maior grau de compactação, foi melhorada a interação do cimento e da cal no ensaio triaxial, os dois aglomerantes tiveram aumentos consideráveis na coesão se comparadas ao solo.

A sucção tem influência na resistência das misturas, sendo que quanto maior a sucção, maior resistência está associada a ela em um solo. Na mistura solo-cal 6% há menor influência da sucção, por causa do grau de saturação ser 93,27%; na mistura solo-cimento 6% há maior influência por ter um grau de saturação de 86,4°, então a resistência atrelada à mistura solo-cimento 6% no triaxial tem a influência da sucção, por se tratar de um ensaio realizado sem saturação.

Analisando os resultados do pH pelo método Embrapa, pode-se associar o comportamento das resistências das misturas ao longo do tempo, com esse método, se há uma redução do potencial hidrogeniônico, isso reflete também na diminuição da resistência da mistura. A diminuição do pH e dos parâmetros de resistência, ao longo do tempo das misturas com cal, está relacionado com o que Llanque (2020) concluiu que, ao longo tempo, a variação de pH das misturas com cal se dá claramente pela dissolução e lixiviação da Gipsita, Hematita e Goethita presente na cal. O inverso ocorreu com as misturas com cimento, que tiveram um pequeno aumento do pH e pouca resistência permanente desenvolvida ao longo do tempo, que pode ser associada a um processo lento de ganho de resistência ou pode ocorrer um processo de instabilidade igual a cal com o tempo.

De acordo com ensaio de cisalhamento, o parâmetro de resistência que tem mais influência é o ângulo de atrito, em função de tratar-se de um solo coesivo. A adição de aglomerante causa cimentações e reações pozolânicas, que interagem com minerais de argila e tendem a deixar o solo mais grosseiro. Nas misturas com cal há uma dispersão nos valores com o aumento das idades de cura, isso acontece por causa da dissolução da Gipsita presente na mistura com cal, no solo cimento a coesão permanece quase constante na mistura solo-cimento 6% e na mistura com o teor de 4% observa-se uma mudança na coesão nas idades 7 e 14 dias, mas com o aumento do ângulo de atrito.

As misturas com cal demonstram instabilidade ao longo do tempo, pelo efeito desagregador da cal, mas mesmo assim com ganhos até aos 28 dias, conforme estudado nesta pesquisa, mas observa-se uma piora no solo através do tempo. O teor de cal no solo provoca comportamentos diferentes de floculação: no teor de 4%, há o aumento no parâmetro coesivo do solo e no teor 6% no parâmetro friccional. Porém pelos resultados dos ensaios de cisalhamento direto ao longo do tempo observa-se uma estabilidade melhor nos parâmetros de resistência ao cisalhamento na mistura com cimento, então, com isso, acredita-se que a incorporação de cal ou cimento e os parâmetros adquiridos neste trabalho representam uma direção para melhorar o sistema de inclusões rígidas.

O tratamento com cal e cimento permite aumentar a coesão e o ângulo de atrito interno do solo. As melhores misturas estudadas que interagem com o solo (CL- argila arenosa) foram as solo-cal 6% e solo-cimento 6%, porque o teor menor está mais atrelado às trocas catiônicas e as cimentações requerem teores mais elevados, pois obtiveram parâmetros maiores de

resistência ao cisalhamento, no ensaio de cisalhamento direto, e porque independentemente de como essa camada reforçada com cal ou cimento esteja sendo submetida a esforço de tensão, o aglomerante promove uma capacidade de suporte maior ao solo.

Analisando os resultados das amostras estabilizadas no ensaio triaxial CD_{nat}, verifica-se que o valor do ângulo de atrito tem uma perda na resistência pico e um ganho na resistência residual na mistura solo-cal 6% e um ganho na mistura solo-cimento 6% tanto na resistência pico quanto na residual, mas é possível verificar um aumento considerável nos valores de coesão quando se analisam as amostras na condição sem estabilização, fato que pode ser relacionado à ligação cimentícia, que possui uma grande parcela de contribuição nesse ganho.

Cardoso (2002) afirma que o comportamento mecânico do solo depende principalmente das composições mineralógicas e da sua organização e que o colapso por carregamento ocorre predominantemente por quebra de agregados e pontes de argila, e o colapso por inundação, o fenômeno que ocorre é a dispersão das argilas. Essa análise de Cardoso (2002) pode explicar o motivo do ganho significativo no parâmetro ângulo de atrito no ensaio de cisalhamento direto, porque há uma dispersão do solo quando as misturas são submetidas a inundação. Outro fator é a não influência da sucção no ensaio de cisalhamento direto, já no ensaio Triaxial os corpos de provas foram submetidos a só carregamento CD_{nat} (Consolidado Drenado natural), sem saturação da amostra, e o parâmetro de coesão foi o que se obteve melhores resultados na resistência de pico, porque a sua ruptura só acontece quando há a quebra dos agregados.

Os parâmetros do ângulo externo do cone truncado da resistência residual, β° , calculado a partir da teoria de Coulomb para um mesmo tipo de solo submetido a saturação (García,2021) é 59° e o outro não submetido a saturação (calculado neste trabalho) é 61° , são valores bem próximos. Nota-se que quando o solo já foi rompido, não importa se está saturado ou não, ele chega a praticamente ao mesmo plano de ruptura.

A adição do aglomerante teve aumento da rigidez se comparado ao solo, como o solo estudado é indicado como uma argila arenosa, que é classificado como um solo de baixa plasticidade, isso é positivo, porque os recalques diminuem e conseqüentemente as manifestações patológicas da estrutura, como fissuras e trincas, que podem comprometer sua estabilidade. O módulo de rigidez de referência do solo é 52,4 MPa, com adição de cal 6% (SCAL_6_28) foi para 63,1 MPa e com adição de cimento (SCIM_6_28) foi para 120,3 MPa.

De acordo com as análises dos resultados e as conclusões acima, demonstra-se que as características mecânicas dos solos tratados são importantes devido ao fato de ser o local onde ocorrem os mecanismos de transferência de carga, aumento da resistência ao cisalhamento, o que acaba acarretando um aumento da capacidade de carga na cabeça da inclusão. A adição de cal e cimento mostrou-se favorável para diminuição de tensões nos solos reforçados, e controle de recalques com o aumento da rigidez, e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão, ângulo de atrito, ângulo de dilatância, módulo de rigidez (E_{50}^{ref} e E_{50}), ângulo externo do cone truncado (β°), adquiridos nesse estudo podem ser usados para projetos de um sistema de inclusões rígidas.

RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Realização de outros métodos para determinar o teor ótimo dos aglomerantes estudados.

Realizar ensaios de cisalhamento direto com as mesmas características sem inundação.

Realizar mais ensaios triaxiais (CDnat e CDSat) nas outras misturas e nos outros tempos de cura para obter mais parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Verificar a aplicabilidade dos parâmetros adquiridos neste trabalho em modelos constitutivos e em simulações numéricas.

Realizar provas de carga em fundações (em verdadeira grandeza) sobre um sistema de inclusões rígidas e a camada de tensão tratado com cal e cimento.

A alteração do pH foi um indício de que ocorrem alterações químicas do solo tratado, para verificar as composições químicas que são alteradas ou formadas ao longo do tempo, sugere-se a realização de outros métodos ou ensaio como MEV, para analisar a composição química.

Realização de mais ensaios, como: adensamento; triaxiais; (CDnat e CDSat), para obter mais parâmetros para implementação de solo tratado na camada de distribuição de tensões de um sistema inclusões rígidas para aperfeiçoar esse sistema.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, Larissa Andrade de. (2014). Análise do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados quimicamente para uso em barragens. Tese de Doutorado. Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Almeida, R. M. S. (2009) Estabilização de areias monogranulares para fins rodoviários – Estudo aplicado à região de Mira. Universidade de Aveiro – Dissertação de mestrado, Aveiro, Portugal.
- Alonso, E., Gens, A. & Hight, D.W. (1987). Special problems soils, proc. 9th ECSMFE – General Report, Vol.3, seção 5. P 5.1 – 5.6.
- American Society for Testing And Materials (ASTM). (2011). D 3080: standard test method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA.
- ASTM. (2011). D7181-11. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soil. West Conshohocken, PA.
- Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). (2004). Estudo Técnico 35 (ET-35): Dosagem das misturas de solo-cimento: Normas de dosagem. 3 ed., São Paulo, SP, 51 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). (2016). NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT. (2016). NBR 6458: grãos de /pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica da massa específica aparente e da absorção de água. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, 14 p.
- ABNT. (2016). NBR 6459: solo – determinação do limite de liquidez. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- ABNT. (1998). NBR 6471: cal virgem e cal hidratada - retirada e preparação de amostra - procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- ABNT. (2003). NBR 7175: cal hidratada para argamassa-requisitos. Rio de Janeiro, RJ, 4 p.
- ABNT. (2016). NBR 7180: solo – determinação do limite de plasticidade. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, 7 p.
- ABNT. (2016). NBR 7181: solo – análise granulométrica. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ 16 p.
- ABNT. (2016). NBR 7182: solo – ensaio de compactação. 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT. (1991). NBR 11578: Cimento Portland composto. Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- ABNT. (1991). NBR 5736: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- Akpokodje, E. G. (1985). The stabilization of some arid zone soils with cements and lime. *Quarterly Journal of Engineering Geology London*, 18(2): 173–180.
- Asghari, E., Toll, D. G., & Haeri, S. M. (2003). Triaxial behaviour of a cemented gravely sand, Tehran alluvium. *Geotechnical & Geological Engineering*, 21(1), 1-28.

- Azevedo, C. A., de Almeida Nogueira, J. V., Cardoso, L. C., & Rebolledo, J. F. R. (2019). *Melhoramento de Solos com Cimento Portland: uma revisão*. Geocentro. Brasília, DF.
- Aytekin, M. e Nas, E. (1998). Soils Stabilization With Lime and Cement. *Teknik Dergi*, Vol. 9, p. 1573-1585.
- Balbo, J. T.(2007) *Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração*. (1ª ed.). Oficina de Textos, São Paulo.
- Battagin, A. F. (2009). *Uma breve história do cimento Portland*. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo. Disponível em: < www.abcp.com.br > Acesso: 15 de junho de 2020.
- Bauer, M. (1898) Beiträge zur Geologie de Seychellen, insbensondere des laterits. *Neues Jb. Miner.*, 2:163-219.
- Behak, L. (2007). *Estabilização de um solo sedimentar arenoso do Uruguai com cinza de casca de arroz e cal*. Tese de Doutorado. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre
- Bento, P. F. (2006) *Uso de cal e fibras na melhoria de materiais para utilização em estruturas de pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology*, 42(4), 223–237.
- Bell, F.G. (1993). *Engineering Treatment Of Soils*, 1nd Ed., Taylor & Francis Group, p. 235-260.
- Bernuy, C., Hor, B., Kim, S., Song, M., & Alqoud, S. Y. (2018). LNG tanks on rigid inclusions: Kuwait. *Innovative Infrastructure Solutions*, 3(1), 80.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1), 65-78.
- Juran, I., & Riccobono, O. (1991). Reinforcing soft soils with artificially cemented compacted-sand columns. *Journal of geotechnical engineering*, 117(7), 1042-1060.
- Briançon, L. (2002). *Renforcement des sols par inclusions rigidez*. Etat de l' art. IREX, Paris, 185p.
- Briançon, L., Dias, D., & Simon, C. (2015). Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions–reinforced industrial building. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1592- 1604.
- Camapum de Carvalho, J. & Mortari, D. (1990). *Análise do comportamento do Solo-Cimento plástico para uso em fundações*, 6º CBGE/ IX COMBRAMSEF, ABGE/ABMS, Salvador, BA, 2: 403-408.
- Camapum de Carvalho, J.; Mortari, D.; Silva, P.R. & Paixão, M.M.O.M. (1993) *Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência da construção de um aterro*. 27ª Reunião Anual de Pavimentação, Belém, PA, 255-263.
- Camapum de Carvalho, J.; Guimarães, R.C.; Cardoso, F.B.F. & Pereira, J.H.F. (1996) *Proposta de uma nova terminologia para ensaios de sedimentação*. 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, BA, 2:521-531.

Camapum de Carvalho, J., Cordao Neto, M. & Andrade de Aguiar, L. (2009). Livro comemorativo dos vinte ano do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Editorial FT, Brasília, DF, 470 p.

Cardoso, F. B. da F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 p.

Cardoso, F. B. da F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.

Cardoso, M. R. D.; Marcuzzo, F. F. N., & Barros, J. R. (2014). Classificação climática de Köppen-Geiger para o Estado de Goiás e o Distrito Federal. *Acta Geográfica*, vol. 8, n. 16, 40-55.

Carmon Simon, Materiais de Construções. Cal- Cal Hidratada Massical 20 kg. Disponível em: <<https://carmosionmateriais.com.br/portfolio-posts/cal/>> Acesso em: 20 de maio de 2019.

Caro, S., Agudelo, J. P., Caicedo, B., Orozco, L. F., Patiño, F., & Rodado, N. (2018). Advanced characterisation of cement-stabilised lateritic soils to be used as road materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–10.

Carvalho, J. C. D., & Gitirana Jr, G. D. F. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soils and Rocks*, 44.

Casagrande, M. D. T. (2005). Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 243 p.

Chen, R. P., Y. M. Chen, J. Han, and Z. Z. Xu. (2008). A theoretical solution for pile-supported embankments on soft soils under one-dimensional compression. *Can. Geotech. vol. 45, n. 5, 611–623.*

CIA do cimento. #HB456789 – Cimento Montes Claros (CPR) CP II Z 32. Disponível em: <<http://www.ciadocimento.com.br/produto/1/>> Acesso em: 20 de maio de 2019.

Clough, Bachus R.C.; Rad, N.S. (1981). Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division, New York*, v.107, n.6, p.799-817.

Combarieu O. (1990) Foundations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. *Revue française de géotechnique*, n° 53, 33-44.

Consoli, N. C., Prietto, P. D., & Ulbrich, L. A. (1998). Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(12), 1211-1214.

Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., & Heineck, K. S. (2007). Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 197–205.

Coop, M. R.; Atkinson, J. H. (1993). The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique*, London, v. 43, n. 1, p. 53 – 67.

- Cruz, M. L.; Jalali, S. Melhoria do desempenho de misturas de solo com recurso a ativadores de baixo custo. In *Revista Geotecnia*, 2010, n. 120. p. 49-64.
- Cunha R. P. (2018). Campo Experimental de ensaios de campo e fundações da UnB e Campo experimental provisório do Centro de Conv. De Brasília. Disponível em: <<https://www.geotecnia.unb.br/gpfees/infraestrutura.php>> Acesso em: 20 de maio de 2019.
- Dano, C., Hicher, P. Y., & Varjabedian, M. (2002). Renforcement des sols alluvionnaires par injection de coulis de ciment ultrafin. *Revue française de géotechnique*, (100), 59-70.
- Das, B. M. (2011). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Tradução da 7ª ed. Norte americana, Ed. Cengage Learning, São Paulo, SP. Brasil.
- Daraei, A., Sherwani, A. F. H., Faraj, R. H., Mohammad, S., Kurdo, S., Zare, S., & Mahmoodzadeh, A. (2019). Stabilization of problematic soil by utilizing cementitious materials. *Innovative Infrastructure Solutions*.
- Diamond, S.; Kinter, E. B. (1965). Mechanisms of soil lime stabilization: na interpretive review. *Highway Research Record*, Washington, n. 92.
- Deb, K. (2010). A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported embankment resting on soft foundation soil. *Appl. Math. Modell.* Vol. 34, n. 12, 3871–3883.
- Departamento Nacional de Trânsito (DNIT). (2006). Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 3ª Edição. Editado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Ministério dos Transportes, Brasil,
- Duncan, J. M.; Bursey, A. (2007). Soil and Rock Modulus Correlations for Geotechnical Engineering: Virginia Tech. 71 p. Report
- Eades, J. L. & Grim, R. E., (1966). A Quick Test to Determine requirements for Lime Stabilization. *Highway Research Record*, Washington, D. C., 139:62-71.
- Eades, J. L., Nichols Jr, F. P. & Grim, R. E. (1962). Formation of New Minerals with Lime Stabilization as Proven by Field Experiments in Virginia-Highway Research Board- Bull 355. National Academy of Sciences, Washington.
- Eiten, G. (1993) Vegetação. Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectiva, Novaes Pinto, M. (ed.), 2ª edição, Ed. UnB, Brasília, DF, pp. 17-74.
- Embrapa (1978) Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Boletim Técnico, nº 53, SNLCS, Rio de Janeiro, RJ, 455 p.
- Embrapa (1997). Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária Serviço. Manual de Métodos de Análises de Solo. Centro Nacional de Pesquisa do Solo. 2ª edição. Rio de Janeiro, RJ, 212 p.
- Farias, M.M., Assis, A. P. (1994). Simulação Numérica de um Túnel em Solo Poroso e Colapsíveis. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas. ABMS/ABGE/CBT/CNPQ. PP. 263-275.
- Foppa, D. (2005). Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação de Mestrado da UFRGS.

- Garcia, J. A. B. (2018). Inclusões rígidas para controle de recalques: análise da interação grupo de inclusões – camada de repartição. Exame de qualificação de doutorado.
- García, J. A. B (2021). Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas. Tese de doutorado, Publicação G.TD-164/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.
- Gomez, R. (2012). Inclusiones Rígidas – Análise Comparativo de los Métodos Analíticos y los Métodos Numéricos. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Centro de Estudios y Experimentacion de Obras Públicas, UNED, Madrid - Espanha, 110 p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Head, K.H. (1982). Manual of soil laboratory testing. London: Pentech Press. Vol. 2, 412p.
- Head, K.H. (1986). Manual of soil laboratory testing. London: Pentech Press. Vol. 3. 496p.
- Huang, J. T. Airey, D. W. (1993). Effect of cemented and density on an artificially cemented sand. In : Int . Symp. On Geotechnical Engineering of hard soils Soft Rocks. Athens. 3v. v. 1, p. 553-560.
- Irex (2012). Asiri National Project. Recommendations for the design construction and control of rigid inclusion ground improvements. IREX's Soil Specialist Cluster, France.
- Jacinto, E.C. (2005). Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-132/05, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 160 p.
- Jan, O. Q., Mir, B. A. (2018). Strength Behaviour of Cement Stabilised Dredged Soil. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 4(2).
- Jenck, O., Dias, D., & Kastner, R. (2005). Melhoria do solo macio por meio de estacas rígidas verticais, modelagem física bidimensional e comparação com os métodos de projeto atuais. Solos e fundações, 45 (6), 15-30.
- Jucá, F. T. J. (1990). Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada. Universidad Politecnica de Madrid. Madrid. Tesis doctoral.
- Klinsky, L. M. (2013). Avaliação do Reaproveitamento de Areia de Fundação Residual em Camadas de Pavimentos. Tese de Doutorado (Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos -SP. 313 p.
- Kondner, R. L.; Zelasko, J. S. (1963). A hiperbolic stress- strain formulation for sands. In : Pan-American Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, 2. São Paulo. São Paulo: ISSMFE. v.1, p.289-314.
- Lade, P. V.; Overton, D. D. (1989). Cementation Effects in Frictional Materials. Journal of Geotechnical Engineering, New York: ASCE, v.115, n.10, p.1373-1387.
- Limprasert, T. (1995). Behaviour of soil, soil-cement and soil-cement-fiber under multiaxial test. Tese de Doutorado. Faculty of the Russ College of Engineering and Technology, Ohio University, Estados Unidos.

- Llanque Ayala, R.J. (2020). *Melhoria de Solos com Fibras Provenientes da Indústria Avícola*. Tese de Doutorado, Publicação GDT 159/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 300 p.
- Lorenzo, G. A., & Bergado, D. T. (2004). Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay—New Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 1042–1050.
- Lovato, R.S. (2004). *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado a Pavimentação*. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia-Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 164p.
- Maranha, J. R., & das Neves, E. M. (2009). The experimental determination of the angle of dilatancy in soils. In *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: The Academia and Practice of Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, 5-9 October 2009, Volume 1 (pp. 147-150). IOS Press.
- Martínez, G.S.S. (2003). *Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação Barreiras*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS. 266p.
- Marcon, L.P. (2005). *Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS. 155p.
- Mattson, N., Menoret, A., Simon, C., and Ray, M. (2013). Case study of a full-scale load test of a piled raft with an interposed layer for a nuclear storage facility. *Géotechnique*, 63: 965– 976.
- Mieussens, C. (1967). *La stabilisation chimique des sols*. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de L' Université de Grenoble, Grenoble, 187 p.
- O' Rourke, T.D.; Crespo, E. (1988) . Geotechnical properties of cemented volcanic soil. *Journal of Geotechnical Engineering*. New York, v. 114, n.10, p.1126- 1147.
- Okyay, U. S., & Dias, D. (2010). Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Engineering Geology*, 114(1-2), 34-44.
- National Cooperative Highway Research Program – NCHRP. (2009). *Recommended Practice for stabilization of subgrade soils and base materials*, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC, 67p.
- Nunez, M. A., L. Briançon, D. Dias. (2013). Analyses of a pilesupported embankment over soft clay: Full-scale experiment, analytical and numerical approaches. *Eng. Geol.* 153 (Feb): 53–67.
- Paniagua, W.I. (2013). *Inclusiones rígidas*. 1er Congreso Internacional de Fundaciones Profundas, CFPB, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.
- Pessoa, F.H.C. (2004). *Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário*. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM-117ª/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 151 p.

- Pérez, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.
- Pinto, C. S. (2002). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 355p.
- Pham, Hung V. *et al.* (2018). 3D Numerical Modeling of Foundation Solutions for Wind Turbines. *International Journal of Geomechanics*, vol. 18, n. 12, p. 04018164.
- Prietto, P. D. M. (1996). Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Dissertação de Mestrado da UFRGS. Rio Grande do Sul, Brasil.
- Prietto, P. D. M. (2004). Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental. Tese de Doutorado da UFRGS. Rio Grande do Sul, Brasil.
- Rebolledo, J.F.R; León, R.F.; Camapum De Carvalho, J. (2019). Performance Evaluation of Rigid Inclusion Foundations in the Reduction of Settlements. *Soils and Rocks*, 42(3):265- 279.
- Rezende, L.R; Camapum De Carvalho, J.; Cardoso, F.B.F. & Campello, C.S. Estudos laboratoriais de dois solos finos estabilizados com cal. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Brasília - DF, 2003, Vol. único, p.207- 217.
- Ribeiro, G. W. (1999). Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/ Estaca Solo-cimento. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-060A/99, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.
- Rodríguez, J.F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 154 p.
- Rodríguez, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis de Doctorado em Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.
- Rodríguez, J.F.; Auvinent G. & Martínez H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. *DYNA*, 82(192):211-220.
- Sanbonsuge, K; Vasconcelos, K.; Bernucci, L.; De Moura, E. (2017). Efeito da umidade inicial do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas Solo-Cimento. *Transportes*, 25 (4), 68-82. Disponível em: <<https://doi.org/10.14295/transportes.v25i4.1257>> Acesso em: 24 de Junho de 2020.
- Santos, J. (2004). Estabilização de uma Argila Laterítica do Distrito Federal para uso em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Brasília, Brasil: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.
- Santos, M., Lima, D., Bueno, B. (1995). Estabilização dos solos com cal e betume. In: 6º Reunião de pavimentação urbana, pp.74 – 97, Santos – São Paulo.
- Saxena, S.K.; Lastrico, R.M. (1978) . Static properties of lightly cemented sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York, v .104, n.12, p.1449-1465.
- Schellmann, W. (1982). Some remarks on the dating of laterites. *Newsletter I.G.C.P. Project 129: Lateritisation Processes*, (4):40-42.

Schnaid, F.; Prietto, P.D.M.; Consoli, N.C. Prediction of Cemented Sand Behavior in Triaxial Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York: ASCE, v.127, n.10, p.857-868, 2001.

Silva, M. T. (1994). Interação Solo-Estrutura de Fundação em Estacas de Solo-Cimento e Concreto. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-/94, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 101 p.

Silva, M.T.M.G. (2006). Estabilização de solos finos com cal para fins de pavimentação rodoviária – Efeito da Carbonatação. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 89p.

Silva, M. F. (2016). Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP.

Simon, B. & Scholsser, F. (2006). Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in france. *International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions*, ISSMGE TC36, Ciudad de México, Mexico, DF: 3–23.

Schumacher, B.A. Shines, K.C. Burton, J.V., Papp M.L. (1991). A comparison of soil sample homogenization techniques. M.S. Simmons (Ed.), *Hazardous Waste Measurements*, Lewis Publishers, Inc, Boca Raton, FL pp. 53-68

Thome, A. (1994). Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais. Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RGS, 168 p.

Teixeira, B.S. (2014), Resistência de solos moles orgânicos artificialmente cimentados, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 186p.

Teixeira, P. C., Donagemma, G. K., Fontana, A., & Teixeira, W. G. (2017). Manual de métodos de análise de solo. *Rio de Janeiro, Embrapa*. 573p.

Vargas, M. (1977). Introdução à Mecânica dos solos. McGraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

Vilar, O.M. e Ferreira, S.R.M (2015). Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 415-440.

Vitali, O. P. M. 2008 Efeito da Composição de Misturas de Solo-Cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Vizcarra, G. O. C. 2010. Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Base de Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil na Pontifca Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio. Rio de Janeiro, Brasil.

United States Army Corp Engineers – USACE (1984), Soil stabilization for pavements - Mobilization Construction, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 32p.

United States Army Corp Engineers – USACE (1994), Soil stabilization for pavements, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 57p.

Zheng, G., Jiang, Y., Han, J. & Liu, Y. F. (2011). Performance of cement-fly ash-gravel pilesupported high-speed railway embankments over soft marine clay. *Marine Georesources and Geotechnology*, 29, No. 2, 145–161.