

Katjusa Rabe Schroder

Determinação de Parâmetros Geotécnicos (c' e Φ) de Misturas de Solo Estabilizado por Meio de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial

Alegrete

2017

Katjusa Rabe Schroder

**Determinação de Parâmetros Geotécnicos (c' e Φ) de
Misturas de Solo Estabilizado por Meio de Cisalhamento
Direto e Compressão Triaxial**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universi-
dade Federal do Pampa, como requisito par-
cial para obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Universidade Federal do Pampa – Unipampa

Curso de Engenharia Civil

Orientador: Prof. Me. Jaelson Budny

Alegrete

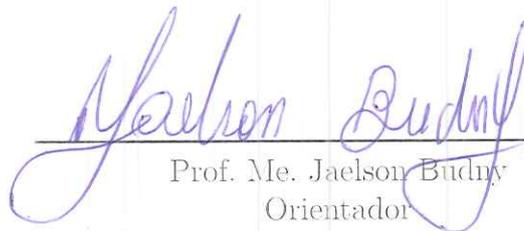
2017

Katjusa Rabe Schroder

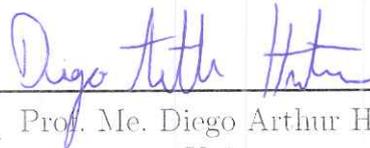
Determinação de Parâmetros Geotécnicos (c' e Φ) de Misturas de Solo Estabilizado por Meio de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial

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

Trabalho aprovado. Alegrete, junho de 2017:



Prof. Me. Jaelson Budny
Orientador



Prof. Me. Diego Arthur Hartmann
Unipampa



Prof. Dr. Wilber Feliciano Chambi
Tapalhuasco
Unipampa

Alegrete
2017

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus, pois é a razão da minha existência e merecedor de toda honra e glória em todo o sempre. Não sou capaz de me vangloriar por qualquer conquista ganha, apenas sou grata pela oportunidade de engrandecer o nome daquele que me fez chegar até aqui, Jesus Cristo.

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais Claci e Laercio, pelo apoio emocional e financeiro, por todos os sacrifícios necessário ao longo do caminho. Aos meus irmãos Kétlin e Lucas e ao meu noivo Henrique pelo carinho nos momentos difíceis e por poder dividir com eles os momentos felizes.

Aproveito a oportunidade para agradecer às minhas amigas pois não seria possível chegar ao fim desta caminhada sem seu apoio. Espero que a amizade iniciada aqui dure e que os momentos compartilhados possam ser lembrados sempre.

Agradeço ao meu orientador Prof. Me. Jaelson Budny por compartilhar os seus conhecimentos, pela força, incentivo, dedicação e paciência. O seu acompanhamento foi fundamental para que este trabalho fosse realizado.

“Tudo quanto fizerdes, fazei-o de todo o coração, como para o Senhor e não para homens”.
(Colossenses 3:23)

Resumo

Existe uma predominância da utilização de materiais pétreos no dimensionamento de pavimentos em âmbito nacional. Grande parte devido a consolidação das técnicas utilizadas, fundamentadas em normas internacionais. A utilização de solos locais em pavimentação é uma alternativa que já se provou eficiente em diferentes estudos, possibilitando diminuição do tempo de transporte em regiões sem disponibilidade de materiais pétreos e redução de custos. Os solos tropicais, comuns em climas úmidos como o Brasil, apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação à outros solos. Uma das peculiaridades dos solos tropicais é que quando compactados possuem capacidade de suporte elevada e não apresentam expansão na presença de água. Os solos lateríticos, uma classe dos solos tropicais, podem apresentar comportamento muito distinto dependendo do local onde é encontrado. Essa variação de comportamento torna necessário a realização de ensaios para melhor caracterização dos diferentes solos tropicais encontrados no país. Os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial são os principais métodos de obtenção dos parâmetros geotécnicos, coesão e ângulo de atrito, de resistência ao cisalhamento. O estudo objetivou analisar o comportamento mecânico de um solo laterítico para uso em pavimentação através de ensaios de cisalhamento direto, nas condições seca (umidade de moldagem) e saturada, e compressão triaxial. Foram verificados os parâmetros geotécnicos quando acrescentadas porcentagens de cal e cinza de casca de arroz no solo laterítico retirado de uma jazida na cidade de Cândido Godói - RS, e montadas as envoltórias de ruptura. Os corpos de prova foram moldados na umidade ótima de cada mistura e os ensaios foram realizados com 28 dias de cura em ambiente com temperatura controlada. Após a obtenção dos parâmetros geotécnicos foram realizadas análises para estabilidade de taludes através do software Slide e obtidos os fatores de segurança pelos métodos de Bishop, Janbu e Janbu Corrigido. Os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, umidade de moldagem, e compressão triaxial apresentaram resultados semelhantes, sendo possível uma maior confiabilidade dos resultados. A mistura estabilizada com cal + cinza de casca de arroz apresentou o resultado mais satisfatório em comparação com as demais. Os ensaios realizados na condição saturada resultaram em uma queda da resistência ao cisalhamento, com valores de coesão e ângulo de atrito inferiores aos ensaios na condição seca. Conclui-se que houve ganho de resistência ao cisalhamento com a estabilização feita com cal + cinza de casca de arroz. Além disso, os ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto se mostraram confiáveis, pois geraram resultados semelhantes.

Palavras-chave: Solo Laterítico, Ensaio de Compressão Triaxial, Ensaio de Cisalhamento Direto.

Abstract

There is a predominance of the use of stone materials in the design of pavements at the national level. This is largely due to the consolidation of the techniques used, based on international standards. The use of local soils in paving is an alternative that has already proved efficient in different studies, allowing a reduction of the transport time in regions without availability of stony material and cost reduction. Tropical soils, common in humid climates such as Brazil, have peculiarities of properties and behavior in relation to other soils. One of the peculiarities of tropical soils is that when compacted they have high bearing capacity and do not exhibit expansion in the presence of water. Lateritic soils, a class of tropical soils, may exhibit very distinct behavior depending on where they are found. This variation of behavior makes it necessary to perform tests to better characterize the different tropical soils found in the country. The tests of direct shear and triaxial compression are the main methods of obtaining the geotechnical parameters, cohesion and friction angle, of shear strength. The objective of this study was to analyze the mechanical behavior of a lateritic soil for paving use through direct shear tests in dry (molding) and saturated conditions, and triaxial compression. The geotechnical parameters were verified when percentage of lime and ash of rice hulls were added to lateritic soil taken from a mine in the city of Candido Godói - RS, and rupture sheaths were installed. The specimens were cast at the optimum moisture of each mixture and the tests were performed with 28 days of curing in a controlled temperature environment. After obtaining the geotechnical parameters, slope stability analyzes were performed using the Slide software and safety factors were obtained using Bishop, Janbu and Janbu Corrected methods. The results obtained by the direct shear tests in the dry condition, molding humidity, and triaxial compression presented similar results, being possible a greater reliability of the results. The stabilized mixture with lime + ash of rice husk presented the most satisfactory results in comparison with the others, it is believed in the viability of its use. The tests performed in the saturated condition resulted in a decrease in shear strength, with cohesion values and friction angle lower than the tests in the dry condition. It was concluded that there was a gain of shear strength with the stabilization made with lime + rice hull ash. In addition, triaxial compression and direct shear tests proved to be reliable because they generated similar results.

Keywords: Lateritic Soil, Triaxial Compression Test, Direct Shear Test.

Lista de ilustrações

Figura 1 – Perfil esquemático de ocorrência dos solos tropicais.	14
Figura 2 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor.	15
Figura 3 – Ensaio Mini-CBR.	16
Figura 4 – Ensaio de Expansão.	16
Figura 5 – Ensaio de Contração.	17
Figura 6 – Ensaio de Infiltrabilidade.	17
Figura 7 – Ensaio de Permeabilidade.	18
Figura 8 – Ensaio de Perda de Massa por Imersão.	18
Figura 9 – Gráfico da Classificação MCT.	19
Figura 10 – Critério de Coloumb.	22
Figura 11 – Critério de Mohr.	23
Figura 12 – Esquema de equipamento para ensaio de cisalhamento direto.	24
Figura 13 – Esquema câmara triaxial típica.	25
Figura 14 – Diagrama dos métodos de estabilização de solos.	26
Figura 15 – Perfil esquemático de um talude.	29
Figura 16 – Modos de ruptura de talude finito.	29
Figura 17 – Jazida de coleta de solo.	31
Figura 18 – Equipamentos utilizados para a moldagem.	33
Figura 19 – CPs durante o período de cura.	34
Figura 20 – Etapas de moldagem.	34
Figura 21 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.	35
Figura 22 – Peças da caixa bipartida.	36
Figura 23 – Saturação dos CPs.	36
Figura 24 – Equipamento para ensaio de compressão triaxial.	37
Figura 25 – Peças para ensaio de compressão triaxial.	38
Figura 26 – Modelos de perfis utilizados.	39
Figura 27 – Determinação da velocidade de ensaio através de ensaio de cisalhamento direto.	40
Figura 28 – Solo natural.	41
Figura 29 – Envoltória de ruptura - Solo natural.	42
Figura 30 – Mistura de solo (94%) + cal (6%).	42
Figura 31 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + Cal (6%).	43
Figura 32 – Mistura de solo + CCA.	44
Figura 33 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).	44
Figura 34 – Mistura de solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).	45
Figura 35 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).	45

Figura 36 – Solo natural - Saturado.	46
Figura 37 – Envoltória de ruptura - Solo natural.	47
Figura 38 – Solo (94%) + cal (6%) - Saturado.	47
Figura 39 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (6%).	48
Figura 40 – Solo (94%) + CCA (6%) - Saturado.	48
Figura 41 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).	49
Figura 42 – Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%) - Saturado.	49
Figura 43 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).	50
Figura 44 – Solo natural.	51
Figura 45 – Envoltória de ruptura - Solo natural.	51
Figura 46 – Solo (94%) + cal (6%).	52
Figura 47 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (6%).	53
Figura 48 – Solo (94%) + CCA (6%).	53
Figura 49 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).	54
Figura 50 – Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).	54
Figura 51 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).	55
Figura 52 – Diferentes rupturas após os ensaios.	57
Figura 53 – Influência da estabilização no intercepto coesivo.	58
Figura 54 – Influência da estabilização no ângulo de atrito.	58
Figura 55 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	60
Figura 56 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	61
Figura 57 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	62
Figura 58 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	63
Figura 59 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	64
Figura 60 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	65
Figura 61 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	66
Figura 62 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	67
Figura 63 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	68
Figura 64 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	69
Figura 65 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	70
Figura 66 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	71
Figura 67 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	72
Figura 68 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	73
Figura 69 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	74
Figura 70 – Planos de ruptura para o método de Bishop.	75
Figura 71 – Planos de ruptura para o método de Janbu.	76
Figura 72 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.	77

Lista de tabelas

Tabela 1 – Resultados de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para solos lateríticos e não lateríticos.	21
Tabela 2 – Resultados de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para solo laterítico. . .	21
Tabela 3 – Classificação do solo.	32
Tabela 4 – Dosagens Executadas.	33
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	55
Tabela 6 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial. .	57
Tabela 7 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto seco.	59
Tabela 8 – Fatores de segurança - Ensaio de compressão triaxial.	62
Tabela 9 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto saturado.	65
Tabela 10 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto seco.	68
Tabela 11 – Fatores de segurança - Ensaio de compressão triaxial.	71
Tabela 12 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto saturado.	74

Sumário

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	Contextualização do Tema	11
1.2	Objetivos	12
1.2.1	Objetivo geral	12
1.2.2	Objetivos específicos	12
1.3	Justificativa	13
1.4	Estrutura do Trabalho	13
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1	Solos Tropicais	14
2.1.1	Conceituação	14
2.1.2	Classificação Desenvolvida para Solos Tropicais	15
2.1.3	Comportamento de Solos Tropicais em Pavimentação	19
2.2	Resistência dos Solos	20
2.2.1	Atrito	20
2.2.2	Coesão	20
2.2.3	Valores de Coesão e Ângulo de Atrito para Solos Lateríticos	21
2.3	Crítérios de Ruptura	22
2.3.1	Crítério de Coulomb	22
2.3.2	Crítério de Mohr	23
2.3.3	Crítério de Mohr-Coulomb	23
2.4	Métodos de Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	23
2.4.1	Ensaio de Cisalhamento Direto	24
2.4.2	Ensaio de Compressão Triaxial	24
2.5	Estabilização de Solos	26
2.5.1	Estabilização com Cimento Portland	27
2.5.2	Estabilização com Cal	27
2.5.3	Estabilização com Cinza da Casca de Arroz	27
2.6	Estabilidade de Taludes	28
2.7	Software Slide	30
3	MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1	Considerações Iniciais	31
3.2	Materiais	31
3.2.1	Solo	31

3.2.2	Cal	32
3.2.3	Cinza da Casca de Arroz	32
3.2.4	Água	32
3.3	Métodos	32
3.3.1	Cura e Moldagem dos Corpos de Prova	33
3.3.2	Determinação da Velocidade de Ensaio	35
3.3.3	Ensaio de Cisalhamento Direto	35
3.3.4	Ensaio de Compressão Triaxial	37
3.3.5	Modelagem dos Perfis	38
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	40
4.1	Ensaio de Cisalhamento Direto Seco	41
4.2	Ensaio de Cisalhamento Direto Saturados	46
4.3	Ensaio de Compressão Triaxial	50
4.4	Comparação Entre as Diferentes Condições de Ensaio	55
4.5	Comparação Entre os Ensaio de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial	56
4.6	Comparação Entre as Diferentes Amostras Ensaçadas	57
4.7	Estabilidade dos Taludes em Estudo	59
4.7.1	Estabilidade dos Taludes com Declividade 1:2	59
4.7.2	Estabilidade dos Taludes com Declividade 1:3	68
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	78
5.1	Conclusões	78
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	79
	REFERÊNCIAS	80

1 Introdução

1.1 Contextualização do Tema

As metodologias adotadas para o dimensionamento de pavimentos por organizações rodoviárias nacionais são fundamentadas em normas internacionais, principalmente normas americanas como ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e AASHTO (*American Society for Testing and Materials; American Association of State Highway and Transportation Officials*).

As características climáticas de países norte americanos e europeus são extremamente diferentes do Brasil, bem como a disponibilidade de materiais para uso em pavimentação. Nesses locais, a utilização de materiais pétreos, naturais ou artificiais, é justificada pela necessidade de drenagem adequada do pavimento quando ocorre o degelo no inverno rigoroso (VILLIBOR, 2009).

O Brasil tem se beneficiado destas técnicas de dimensionamento por serem viáveis tecnicamente. Porém, é importante a realização de estudos técnicos que possibilitem a utilização de materiais abundantes no país, como os solos tropicais.

Devido à grande extensão territorial nacional, existem regiões em que não há disponibilidade de materiais pétreos, sendo necessário grandes distâncias de transporte, o que leva a custos muito elevados. O emprego de solos tropicais em pavimentação de baixo custo é uma solução eficiente nestes casos.

A utilização de solos locais em pavimentação urbana não tem sido significativa em âmbito nacional devido a diversas questões. Em municípios de médio e pequeno porte normalmente os pavimentos são construídos por pequenas empresas que possuem poucas condições de adaptação à inovações tecnológicas. Já em grandes centros urbanos, os recursos naturais disponíveis não são utilizados adequadamente devido à comodidade do uso de materiais pétreos, justificada pela garantia de bom desempenho por normas e recomendações internacionais (VILLIBOR, 2009).

Os primeiros estudos realizados sobre a utilização de solos tropicais em pavimentação foram feitos através de trechos experimentais, analisando o uso desses materiais como subleito, reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos. Entre eles podem-se citar os trabalhos de Villibor (1974), Correa (1975) e Barros (1978). Os estudos obtiveram resultados satisfatórios de suporte de carga dos solos tropicais para trechos com tráfego variando de médio a leve.

O melhor aproveitamento de solos locais em pavimentação aconteceu no estado

de São Paulo nos anos 50, quando foram constatados valores de capacidade de suporte (CBR - *California Bearing Ratio*) extremamente elevados para alguns solos argilo-arenosos e argilas. Estes pavimentos tiveram comportamento altamente satisfatórios, levando a adoção daqueles materiais para bases de pavimentos (VILLIBOR, 2009).

Comprovada a capacidade de suporte dos solos tropicais, surgiu a necessidade de maior estudo sobre o comportamento desses solos. Em 1981, Nogami e Villibor publicaram no I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia uma nova metodologia de estudo e classificação geotécnica para solos tropicais denominada MCT (Miniatura Compactada Tropical). De acordo com os autores, essa metodologia reproduz as condições reais de camadas de solos tropicais compactadas.

O ensaio de compressão simples é comumente utilizado na pavimentação, para a determinação do comportamento mecânico de solos e misturas estabilizadas. Com o advento das análises mecânicas, o ensaio triaxial cíclico tem se consolidado como a principal forma de obtenção do comportamento de tensão versus deformação de materiais geotécnicos. Entretanto, os ensaios triaxiais com carregamento estático permitem a simulação de condições de campo variadas e a determinação do comportamento mecânico dos solos segundo diferentes níveis de tensão.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste trabalho é analisar o comportamento mecânico de um solo laterítico para uso em pavimentação através de ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial. Pretende-se verificar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito e montar envoltórias de ruptura deste, quando acrescidas porcentagens de cal e cinza de casca de arroz.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar por meio de ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial o comportamento de misturas estabilizadas:
 - solo laterítico;
 - solo laterítico + cal;
 - solo laterítico + cinza de casca arroz;
 - solo laterítico + cal + cinza de casca de arroz.
- Realizar ensaios de cisalhamento direto em diferentes condições, saturado e seco (umidade de compactação);

- Correlacionar os resultados obtidos entre os ensaios de compressão triaxial e de cisalhamento direto;
- Simular o comportamento do solo em talude através do Software GeoSlide, determinando os fatores de segurança com os métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Janbu Corrigido.

1.3 Justificativa

O estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos se justifica pela grande importância econômica e financeira da utilização desses solos em pavimentação urbana. As características dos solos tropicais variam muito de acordo com as peculiaridades do local em que são encontrados, é necessário a realização de ensaios para melhor caracterização dos diversos solos existentes no país. Com maior conhecimento dos materiais disponíveis em abundância no país, é possível otimizar a construção de pavimentos urbanos e rodovias, diminuindo custos e aumentando sua durabilidade.

1.4 Estrutura do Trabalho

Este trabalho foi estruturado na forma de capítulos, conforme segue:

Capítulo 1 - Apresenta a contextualização do tema, define objetivos geral e específicos, justifica a realização deste estudo e expõe a estrutura em que o trabalho está organizado.

Capítulo 2 - É composto pela revisão da bibliografia referente ao tema em estudo. Apresenta propriedades dos solos tropicais, diferentes parâmetros dos solos e sua importância, bem como métodos de obtenção desses parâmetros e uma revisão sobre estabilização de solos.

Capítulo 3 - Descreve os materiais e métodos utilizados e os procedimentos adotados em laboratório.

Capítulo 4 - Apresenta os resultados obtidos e a análise dos mesmos.

Capítulo 5 - Contém as conclusões provenientes da pesquisa e apresenta sugestões para trabalhos futuros referentes ao tema estudado.

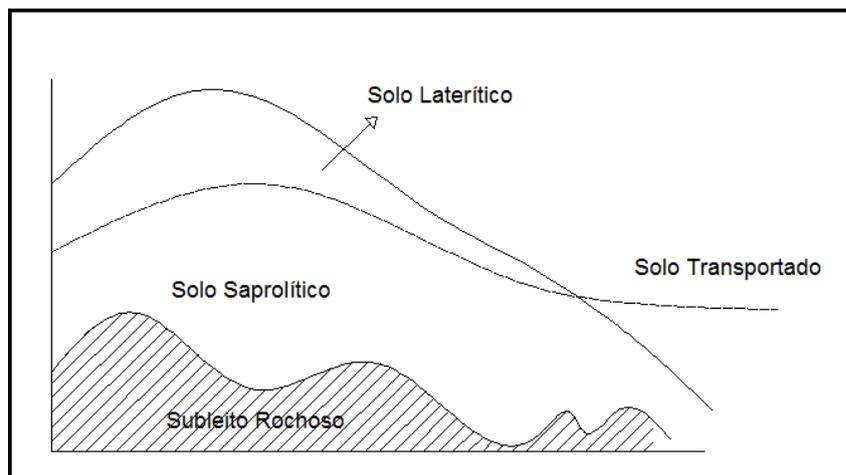
2 Fundamentação Teórica

2.1 Solos Tropicais

2.1.1 Conceituação

Os solos tropicais apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação à outros solos, decorrentes da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos em sua formação (CRUZ P.T. ; MAIOLINO, 1985). Estas condições são comuns em climas tropicais úmidos, porém, para que o solo seja considerado tropical é indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico.

Figura 1 – Perfil esquemático de ocorrência dos solos tropicais.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A figura 1 mostra um perfil esquemático da ocorrência dos diferentes tipos de solo encontrados em regiões tropicais. Dentre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes:

- Solos Lateríticos: São solos superficiais normalmente encontrados em partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas. Resultam de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo, por processo denominado laterização (VILLIBOR, 2009).
- Solos Saprólíticos: Resultam da decomposição ou desagregação *in situ* da rocha matriz pela ação das intempéries e mantém a estrutura da rocha que lhes deu origem. Conforme ilustrado na figura 1 os solos saprolíticos se encontram subjacentes à camada de solo superficial laterítico. São designados também de solos residuais jovens e apresentam comportamento não-laterítico (VILLIBOR, 2009).

2.1.2 Classificação Desenvolvida para Solos Tropicais

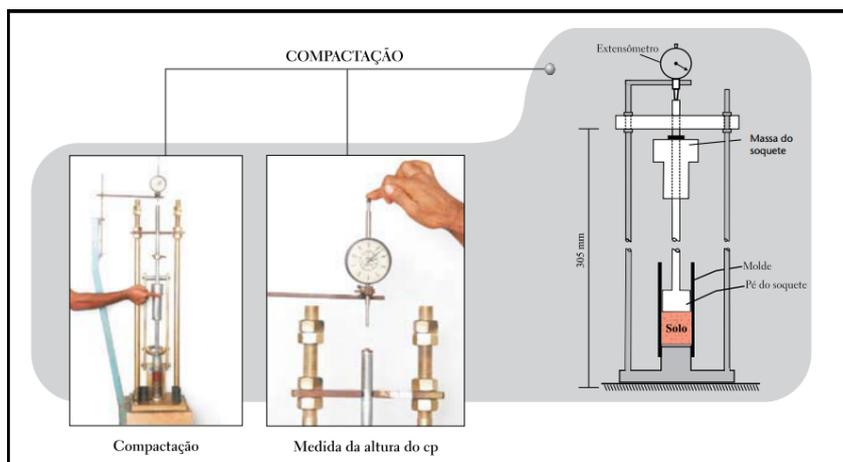
Segundo Braja (2007), os sistemas mais utilizados para classificar os solos do ponto de vista da engenharia são o sistema de classificação da ASSHTO e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos. Ambos os sistemas levam em consideração a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg.

Estes métodos tradicionais são ineficientes para classificar solos lateríticos devido às peculiaridades existentes. Quando compactados, os solos lateríticos possuem capacidade de suporte elevada e não apresentam expansão na presença de água, o que os torna muito eficientes para pavimentação (PINTO, 2006).

Nogami J.S. ; Villibor (1995) desenvolveram a metodologia MCT que utiliza corpos de prova miniatura, compactados mediante procedimento especial e destinados especialmente para solos tropicais. Esta metodologia surgiu como uma necessidade mediante as limitações dos métodos existentes de caracterização e classificação de solos e permite a identificação dos solos de comportamento laterítico, prevendo suas qualidades. Os principais ensaios que integram a metodologia MCT estão descritos a seguir:

1. **Ensaio de Compactação Mini-Proctor:** Através deste ensaio é feita a preparação de corpos de prova para diversos ensaios, são obtidos dados para classificação MCT, umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para a energia de compactação escolhida (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). O ensaio é normatizado pela DNER ME 228/94 (DNER, 1994a). A figura 2 apresenta os equipamentos utilizados para realização e croqui do ensaio.

Figura 2 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor.

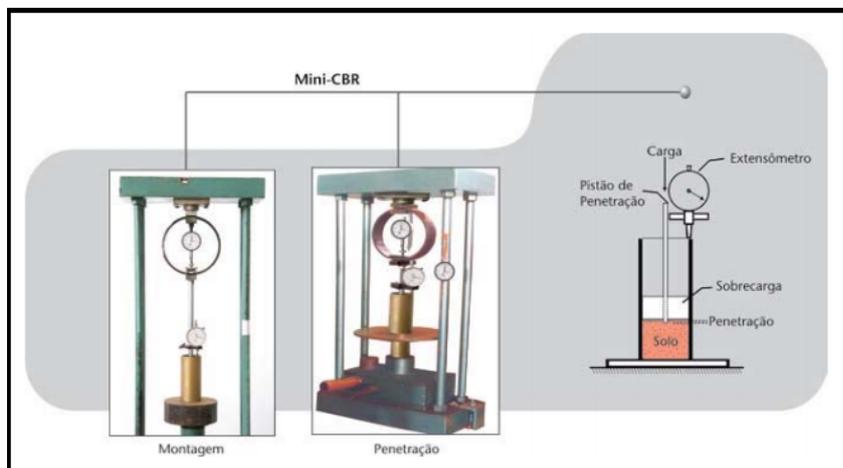


Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.43).

2. **Ensaio Mini-CBR e Expansão:** O ensaio é usado para a determinação da capacidade de suporte do solo. A aplicabilidade dos resultados se dá em dimensionamentos de pavimentos e escolha de solos para reforço do subleito, bases e acostamentos

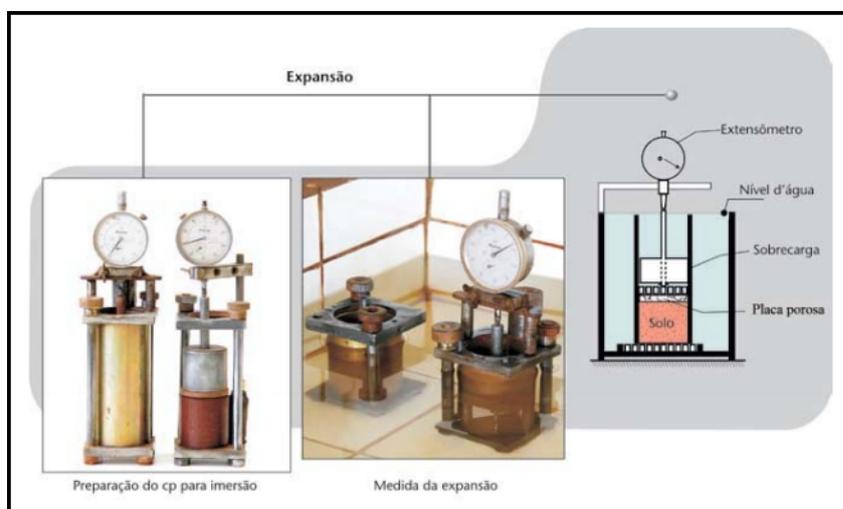
(NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). Este ensaio é normatizado pelo DNER ME 254/97 (DNER, 1997). Na figura 3 e 4 pode ser observado os equipamentos utilizados na realização do ensaio.

Figura 3 – Ensaio Mini-CBR.



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.47).

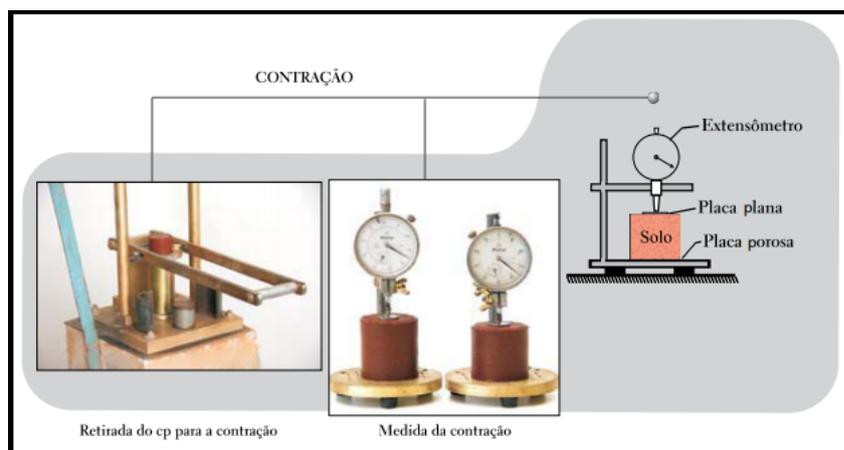
Figura 4 – Ensaio de Expansão.



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.47).

- 3. Ensaio de Contração:** Mede-se diretamente a variação do comprimento axial do corpo de prova compactado por secagem lenta ao ar, com auxílio do extensômetro. Os resultados são aplicados na escolha de solos para aterro, bases, reforços do subleito, acostamento, sobretudo quando sujeitos à secagem, intencional ou não, durante ou após a construção (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). A figura 5 apresenta os equipamentos e procedimentos de ensaio.
- 4. Ensaio de Infiltrabilidade e Permeabilidade:** Os resultados obtidos com o ensaio de infiltrabilidade são usados para avaliar o efeito da penetração da água na

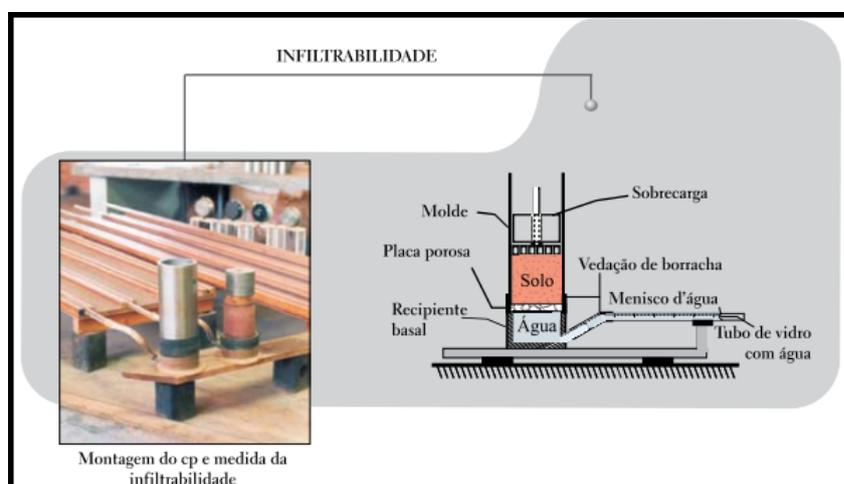
Figura 5 – Ensaio de Contração.



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.49).

camada compactada, pela sua superfície, na construção e após sua cobertura pelas camadas betuminosas (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). O ensaio de permeabilidade fornece informações para cálculos de escoamento de água em meio saturado. As figuras 6 e 7 ilustram os equipamentos e procedimentos de ensaio.

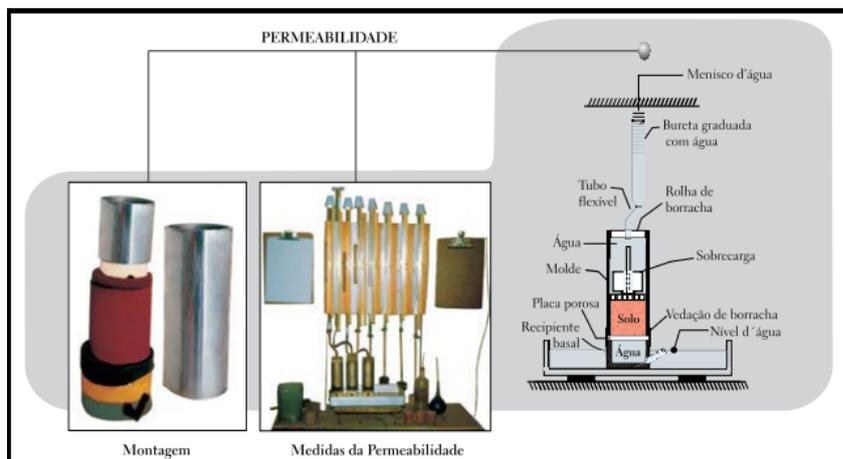
Figura 6 – Ensaio de Infiltrabilidade.



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.50).

5. **Ensaio de Compactação Mini-MCV:** Este ensaio consiste na compactação dos corpos de prova com várias energias. É realizado com o mesmo equipamento do ensaio de compactação mini-proctor, conforme ilustrado na figura 2. Esse procedimento permite obter diferentes curvas de compactação, possibilitando a determinação da energia de compactação mais apropriada para finalidades específicas e o controle geotécnico da compactação no campo (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). Este ensaio é normatizado pela DNER ME 258/94 (DNER, 1994b).
6. **Ensaio da Penetração da Imprimadura Betuminosa:** Permite prever a impri-

Figura 7 – Ensaio de Permeabilidade.

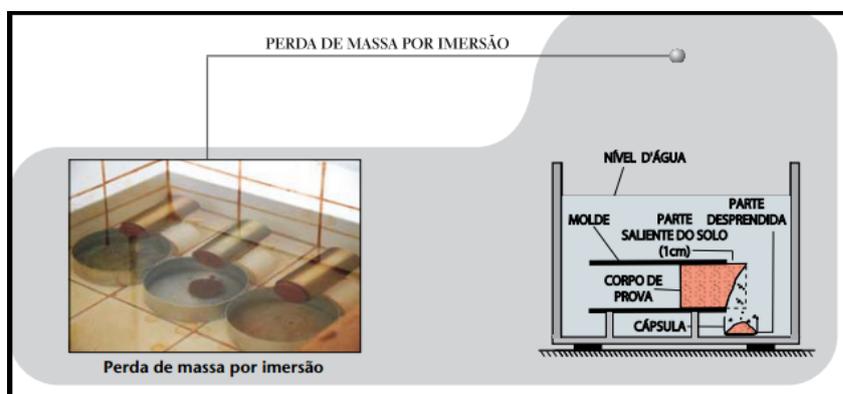


Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.50).

madura que será obtida na base correlacionando valores obtidos em laboratório com amostras compactadas (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009).

7. **Ensaio Mini-CBR de Campo:** Este ensaio pode ser realizado com facilidade devido à baixa necessidade de carga, cerca de 500 kgf para base e menos de 100 kgf para subleitos naturais não compactados, produzida por um golpe de soquete. O ensaio fornece a capacidade de suporte em campo.
8. **Ensaio de Perda de Massa por Imersão:** Este ensaio é normatizado pela DNER ME 256/94 (DNER, 1994c) e fornece uma das propriedades consideradas na classificação geotécnica dos solos tropicais (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009). Os procedimentos de ensaio são apresentados na figura 8.

Figura 8 – Ensaio de Perda de Massa por Imersão.

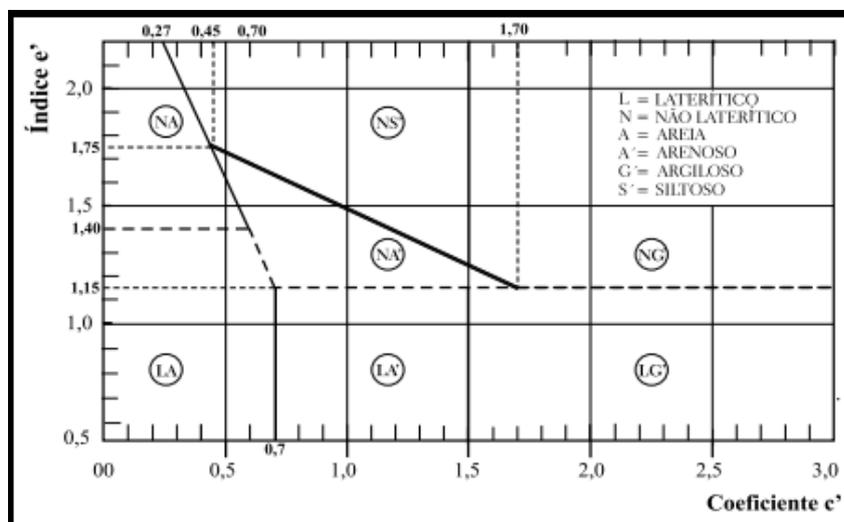


Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.53).

A classificação geotécnica MCT permite a verificação do comportamento laterítico, ou não, dos solos tropicais, avaliando suas características mecânica e hídricas. A classificação é feita a partir dos resultados obtidos pelos ensaio de Compactação Mini-MCV e Perda de

Massa por Imersão, através do gráfico apresentado na figura 9 (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009).

Figura 9 – Gráfico da Classificação MCT.



Fonte: Nogami e Villibor (2009, p.54).

2.1.3 Comportamento de Solos Tropicais em Pavimentação

O comportamento mecânico peculiar visto nos solos tropicais justifica a importância de um estudo mais aprofundado, em laboratório e no campo, com o objetivo de aumentar seu uso em pavimentação.

No estado de São Paulo o melhor aproveitamento dos solos lateríticos em camadas de base e sub-base de pavimentos ocorreu no fim da década de quarenta, logo após a introdução do uso do ensaio CBR. Essa utilização foi intensificada na década de cinquenta com o objetivo de eliminar frequentes deformações de pavimentos construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009).

No início da década de setenta, diante do bom desempenho de bases executadas com solos locais, foi desenvolvido um programa de estradas vicinais pelo DER/SP, executadas com Solos Arenosos Finos Lateríticos (SAFL). Este programa permitiu a observação in situ do desempenho destes pavimentos, fornecendo dados tecnológicos importantes para o desenvolvimento de uma tecnologia voltada para o emprego de solos tropicais (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 1995).

O comportamento dos pavimentos rodoviários com bases SAFL superou as expectativas. Os primeiros trechos pavimentados em estradas, projetados para uma vida útil de 3 anos, apresentaram, após 6 anos de utilização, comportamento altamente satisfatório, sem terem sofrido recapeamento ou maior recuperação (NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, 2009).

Devido ao excelente comportamento apresentado nos trechos experimentais, a base

de SAFL começou a ser empregada nas pavimentações de baixo custo, em substituição das bases convencionais, geralmente constituída de material britado. Os pavimentos têm atendido aos objetivos propostos, além de serem econômicos por utilizarem materiais locais de baixo custo.

2.2 Resistência dos Solos

A ruptura dos solos geralmente ocorre devido ao cisalhamento, rupturas por tensões de tração só ocorrem em condições especiais. Para analisar os problemas de estabilidade do solo é preciso entender a natureza da resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode resistir sem que ocorra a ruptura. Os parâmetros da resistência ao cisalhamento do solo são determinados a partir do ensaio de compressão triaxial que, segundo Braja, é um dos mais confiáveis métodos disponíveis ou ensaio de cisalhamento direto (BRAJA, 2007).

As parcelas contribuintes para a resistência são o atrito entre as partículas e a coesão entre elas. No caso de solos de granulometria maior a parcela de coesão é praticamente nula, podendo ser desconsiderada.

2.2.1 Atrito

A resistência por atrito depende do coeficiente de atrito entre dois materiais e pode ser definida como a força tangencial necessária para que ocorra deslizamento entre dois planos. A resistência ao deslizamento é proporcional à força normal aplicada e o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal é chamado ângulo de atrito (PINTO, 2006).

O ângulo de atrito interno do solo depende do tipo de material e de diversos fatores como rugosidade, densidade e forma. Como por exemplo, para uma mesma areia o ângulo de atrito no estado compacto é maior do que no estado fofo.

Valores típicos do ângulo de atrito drenado para solos granulares, como areias e siltes, variam entre 26° e 48°. Para solos moles saturados é aplicável o conceito de ϕ igual a zero, obtido a partir de ensaio triaxial não-drenado não-adensado (BRAJA, 2007).

2.2.2 Coesão

A resistência ao cisalhamento do solo é devida principalmente ao atrito entre as partículas, entretanto é preciso considerar a parcela referente à atração química entre essas partículas, coesão (c'), que provoca uma resistência independente da tensão normal atuante (PINTO, 2006).

A coesão é uma característica típica de materiais muito finos que pode ser originada da atração química entre as partículas argilosas, cimentação entre partículas, tensões superficiais, tensões residuais da rocha de origem, atração iônica decorrentes de cargas presentes na superfície dos argilominerais.

Os materiais granulares, como areia e silte inorgânico, possuem coesão igual a zero. Em argilas normalmente adensadas a coesão pode ser muito baixa, próxima de zero, já argilas sobreadensadas possuem valores de c' maiores que zero (BRAJA, 2007).

2.2.3 Valores de Coesão e Ângulo de Atrito para Solos Lateríticos

Um estudo realizado por Leao L. A.; Fortes (2011) mostra resultados de coesão e ângulo de atrito para solos classificados segundo a metodologia MCT, com valores apresentados na tabela 1. Nesse estudo, foram ensaiadas amostras com diferentes níveis de compactação, através de ensaios de Cisalhamento Direto. Ao aumentar o nível de compactação no solo classificado em LG' (argila laterítica), percebeu-se também um aumento na sua resistência ao cisalhamento, comportamento já esperado no caso de solos lateríticos.

Tabela 1 – Resultados de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para solos lateríticos e não lateríticos.

Amostras	Compactação	c' (kPa)	ϕ' (°)
NS'	Proctor Normal	9,00	23,41
NS'	Proctor Intermediário	22,20	27,28
LG'	Proctor Normal	95,60	24,40
LG'	Proctor Intermediário	118,40	20,81
NG'	Proctor Normal	51,00	23,18
NG'	Proctor Intermediário	43,20	19,51

Fonte: Leão (2011).

Aguiar (2014) em sua tese de doutorado analisou o comportamento mecânico de solos estabilizados quimicamente para uso em barragens. A tabela 2 apresenta os resultados obtidos por ele para um solo laterítico através de ensaios de Compressão Triaxial Consolidado Drenado Natural.

Tabela 2 – Resultados de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para solo laterítico.

Amostras	c' (kPa)	ϕ' (°)
Sem estabilização	65	37
2 % cal	173	30

Fonte: Aguiar (2014).

2.3 Critérios de Ruptura

Existem critérios de ruptura que estabelecem valores máximos para tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento, outros se baseiam em deformações máximas. Os critérios são formulações que refletem as condições de ruptura dos materiais (PINTO, 2006).

O estudo da resistência ao cisalhamento dos solos é uma análise do comportamento do mesmo no estado de tensões que provoca a ruptura. Dentre os diversos critérios os mais aplicados para os solos são os critérios de Mohr e de Coulomb.

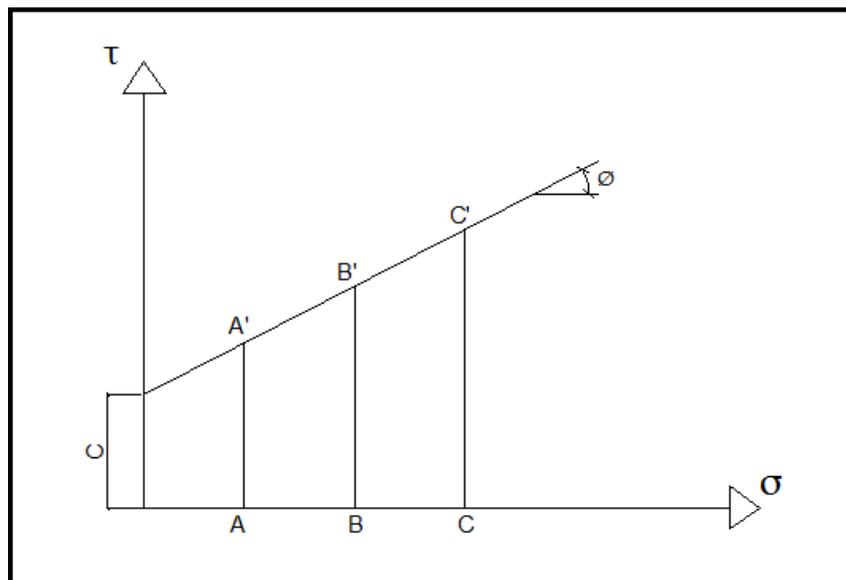
2.3.1 Critério de Coulomb

Segundo o critério de Coulomb, não ocorre ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar os valores dados por uma reta expressa pela equação 2.1 (PINTO, 2006).

$$\tau = c' + f \times \sigma \quad (2.1)$$

As constantes c' e f , denominadas respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno, são parâmetros do material determinados a partir de ensaios laboratoriais e σ corresponde à tensão normal existente no plano de ruptura. O coeficiente de atrito interno é expresso como a tangente do ângulo de atrito interno. A figura 10 representa a reta do critério de Coulomb expressa na equação 2.1.

Figura 10 – Critério de Coloumb.



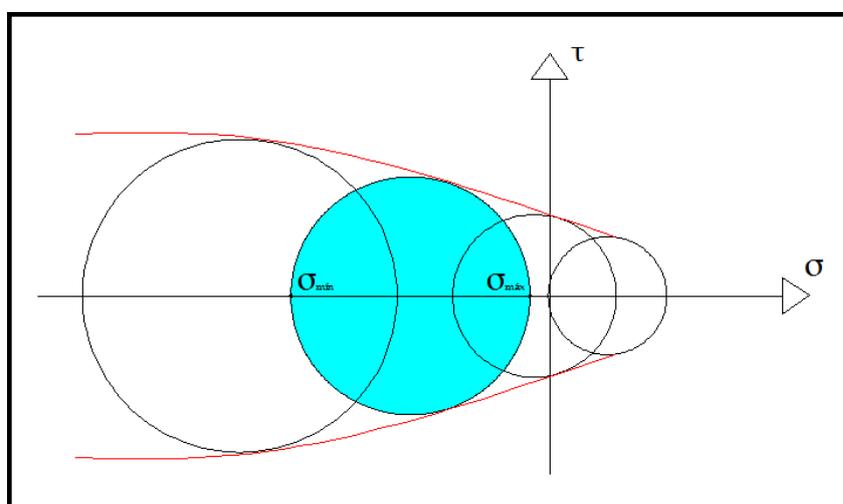
Fonte: Elaborado pelo autor.

2.3.2 Critério de Mohr

O estado de tensões atuantes no solo pode ser representado graficamente em um sistema de coordenadas, formando um círculo, denominado círculo de Mohr. O critério de Mohr tem como base uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura observados experimentalmente para o material.

Segundo o critério de Mohr não ocorre ruptura quando o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior da envoltória de ruptura, representado na figura 11.

Figura 11 – Critério de Mohr.



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.3.3 Critério de Mohr-Coulomb

Pela dificuldade de utilização de envoltórias curvas, as envoltórias de Mohr são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Neste caso, o critério de resistência fica análogo ao critério de Coulomb, podendo ser caracterizado como critério de Mohr-Coulomb.

2.4 Métodos de Determinação dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios de laboratório mais empregados para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são, o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial.

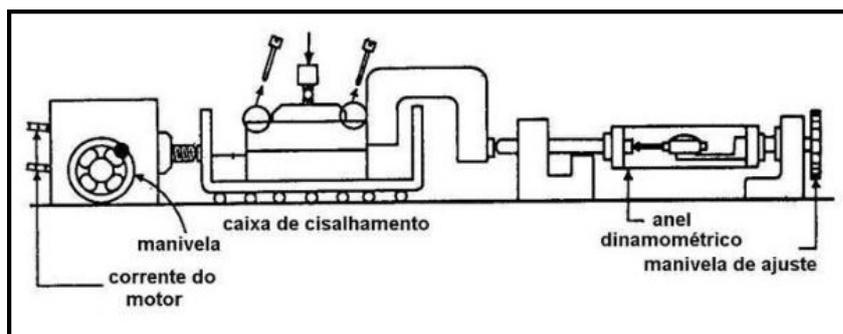
2.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto consiste em induzir um plano de ruptura linear em um corpo de prova quadrado. Aplicando uma tensão normal ao solo, é obtido o valor da tensão de cisalhamento no momento de ruptura. Com esses valores plotados em um gráfico é possível determinar os parâmetros da resistência ao cisalhamento do solo (BRAJA, 2007).

Este ensaio é de simples realização e econômico, entretanto possui algumas deficiências. A confiabilidade dos resultados pode ser questionada pelo fato de que o plano de ruptura do solo é forçado, não permitindo que o solo rompa ao longo do plano mais frágil. Além disso, a distribuição das tensões de cisalhamento não é uniforme no plano de ruptura.

A figura 12 apresenta um esquema do equipamento utilizado na realização do ensaio de cisalhamento direto, conforme norma americana ASTM D3082 - 79.

Figura 12 – Esquema de equipamento para ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: ASTM D3082-79.

2.4.2 Ensaio de Compressão Triaxial

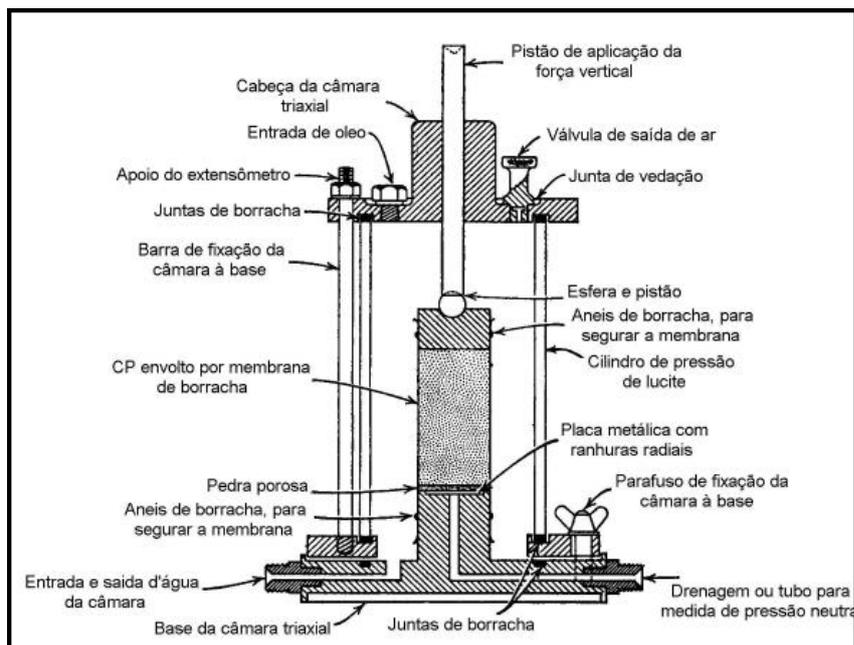
O ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis de se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento. A realização deste ensaio consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico a uma pressão de confinamento em uma câmara, normalmente preenchida de água, por compressão do fluido presente na câmara. Após é aplicada uma tensão desviadora que provocará a ruptura por cisalhamento no solo (BRAJA, 2007).

A figura 13 mostra um esquema da câmara triaxial típica utilizada nos ensaios triaxiais, segundo normativa americana ASTM D2850 - 70.

O equipamento de ensaio triaxial permite a realização de diversas condições de ensaio, em amostras saturadas ou não. É possível medir as tensões atuantes e deformações em diferentes condições de drenagem. Os principais tipos de ensaios triaxiais são:

1. **Ensaio Adensado Drenado (CD):** Neste ensaio, o corpo de prova é submetido primeiramente a uma pressão de confinamento em todas as direções, por compressão

Figura 13 – Esquema câmara triaxial típica.



Fonte: ASTM D2850-70.

do fluido da câmara, até que a pressão neutra se dissipe. A seguir é aumentada lentamente a tensão axial no solo, levando-o à ruptura. Desta forma, a pressão neutra durante todo o carregamento é praticamente nula, e as tensões totais aplicadas indicam as tensões efetivas ocorrendo.

A realização de ensaio triaxial adensado drenado em solo argiloso pode levar dias, visto que a tensão desviadora deve ser aplicada muito lentamente para garantir completa drenagem do corpo de prova. Por esta razão este ensaio é incomum.

2. **Ensaio Adensado Não-Drenado (CU):** É o tipo mais comum de ensaio triaxial, devida a velocidade de realização e por permitir a obtenção das tensões efetivas do solo ao se conhecer as pressões neutras atuantes. O corpo de prova é adensado devido à pressão confinante de forma semelhante ao ensaio CD e em seguida, carrega-se axialmente sem drenagem.

Como resultado é obtida a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Caso se deseje determinar a resistência em termos de tensões efetivas, basta medir as pressões neutras atuantes.

3. **Ensaio Não-Adensado Não-Drenado (UU):** Na realização de ensaios UU a drenagem do corpo de prova não é permitida durante a aplicação da pressão confinante. O solo é levado à ruptura através da aplicação da tensão desviadora e a drenagem é impedida. Neste ensaio a velocidade de carregamento pode ter influência significativa nos resultados.

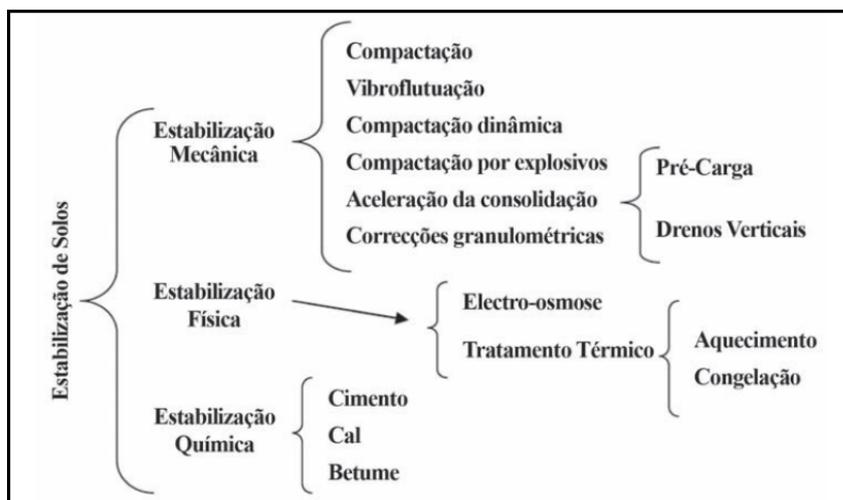
2.5 Estabilização de Solos

Quando os solos naturais não possuem as propriedades necessárias para cumprir adequadamente os requisitos à que são projetados, uma das soluções é a alteração das suas características de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas. Esta alteração é definida como estabilização de solos (CRUZ M. L. ; JALALI, 2010).

Segundo Teixeira (2010), os métodos de estabilização de solos mais frequentes são os listados abaixo. A figura 14 apresenta um diagrama com algumas alternativas existentes de estabilização de solos.

- Métodos de Estabilização Mecânica: pretende-se melhorar as características do solo através de um rearranjo de suas partículas constituintes e/ou correção de sua granulometria;
- Métodos de Estabilização Física: as propriedades do solo são alteradas através da ação do calor, da eletricidade, etc;
- Métodos de Estabilização Química: as propriedades são alteradas permanentemente através de aditivos.

Figura 14 – Diagrama dos métodos de estabilização de solos.



Fonte: Cruz (2010, p. 50).

Do ponto de vista ambiental, econômico e de segurança, os benefícios da estabilização são diversos. Conforme Cruz M. L. ; Jalali (2010), podem-se citar a minimização da perda de material ocasionada pela erosão ou pelo tráfego nas estradas de terra, redução dos custos de compra e transporte de agregados e minimização da agressão ambiental causada pela instalação de pedreiras e britagem.

2.5.1 Estabilização com Cimento Portland

O cimento frequentemente utilizado na estabilização de solos, é do tipo Portland, constituído pela combinação de óxidos de cálcio, silício, alumínio e ferro, provenientes do calcário, da argila e do gesso. A presença de sílica (SiO_2) e da alumina (Al_2O_3) tem uma importância fundamental na obtenção de produtos com elevadas resistências (TEIXEIRA, 2010).

Segundo Teixeira (2010), o principal objetivo na utilização de cimento como material estabilizante em solos é melhorar as características mecânicas da mistura e aumentar a estabilidade relativa à variação do teor de água.

A estabilização com cimento consiste em prepara uma mistura de solo finamente pulverizada com cimento e água, em proporções previamente calculadas. Em seguida a mistura é compactada e inicia o processo de hidratação do cimento, normalmente 7 dias, em condições adequadas de umidade (TEIXEIRA, 2010).

Nunes (2000) recomenda que a porcentagem de cimento a ser utilizada seja entre 5% a 7% nos siltes, 7% a 15% nas areias e em torno de 4% no cascalho.

2.5.2 Estabilização com Cal

A utilização da cal como material estabilizante é uma das mais antigas técnicas empregadas pelo homem para melhoria de solos instáveis. A cal é produzida a partir da calcinação, em temperaturas próximas a 1000 °C, de rochas carbonatadas cálcicas ou magnesianas (dolomíticas) existentes na superfície terrestre (GUIMARÃES, 2002).

Segundo Cristelo (2001), a principal responsável pela ação a longo prazo da cal na estabilização de solos é a ação da cimentação, também chamada de reação pozolânica. As reações pozolânicas formam produtos cimentícios que proporcionam aumento de resistência e durabilidade da mistura solo-cal.

O nível de alteração das propriedades varia de acordo com o tipo de solo, entretanto, praticamente todos os solos finos apresentam ganho de resistência após a mistura com a cal (CRISTELO, 2001).

Os fatores que influenciam significativamente na estabilização com a cal são o teor de cal, o tempo de cura e a temperatura durante o processo (TEIXEIRA, 2010).

2.5.3 Estabilização com Cinza da Casca de Arroz

As cinza originadas em diferentes processos industriais e agroindustriais têm sido muito utilizadas como aditivos para estabilização de solos. As cinzas volantes, geralmente produzidas em termoeletricas, são as pozolanas artificiais mais comumente empregadas

nos Estados Unidos e Europa. No Brasil o primeiro registro do emprego de cinza volante no concreto remota a 1964, na construção da hidrelétrica de Jupia (BEHAK, 2007).

A casca de arroz é o mais abundante subproduto resultante da produção agrícola e de grão e sua deposição final é um dos maiores problemas existentes nos países produtores de arroz. Segundo dados disponibilizados pelo Ministério da Agricultura, o Brasil é o nono maior produtor mundial e 11,96 milhões de toneladas de arroz na safra 2009/2010.

A queima da casca de arroz é uma das utilidades que se pode dar a este resíduo, sendo utilizada para geração de energia e com o intuito de diminuir seu volume. Entretanto, a queima da casca de arroz ainda gera resíduo, a cinza da casca de arroz (CCA).

A adição da CCA no solo permite melhorar as propriedades físicas e mecânicas dos solos e é uma solução de deposição final desse subproduto residual (BEHAK, 2007).

Behak (2007) diz que "a estabilização com CCA de solos de subleitos de rodovias vicinais nas mesmas regiões onde estas são geradas é uma alternativa muito atrativa, já que trás como resultado uma redução de custos de transporte e de manutenção ao prolongar a vida útil destas rodovias".

A cinza da casca de arroz, assim como a cinza volante, não possui cimentação quando adicionada de forma isolada. O poder cimentício é garantido pela reação química da sílica amorfa, presente na CCA, com a cal.

2.6 Estabilidade de Taludes

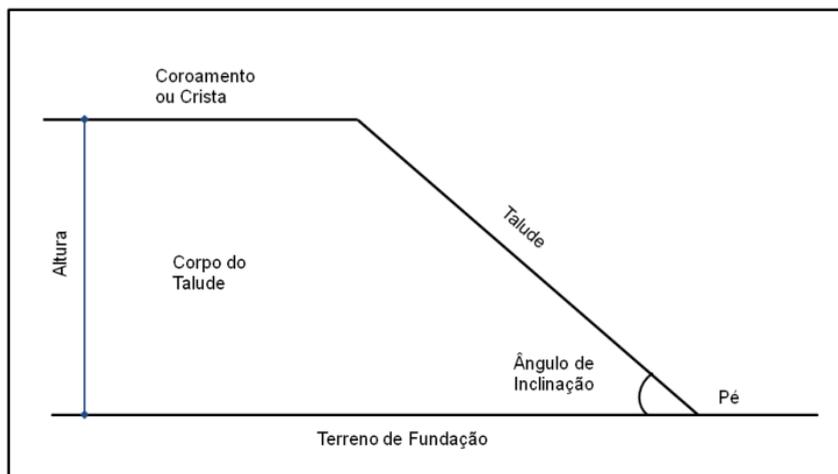
Segundo Braja (2007) qualquer superfície exposta de solo que forme um ângulo com a superfície horizontal é chamada de talude não restrito. Os taludes podem ser naturais ou artificiais, caso sejam formados naturalmente ou por interferência do homem como cortes e aterros de rodovias.

A figura 15, retirada de Caputo (2008), demonstra e denomina as partes de um talude. Fatores como a inclinação do talude, os materiais utilizados, saturação ou não dos materiais podem influenciar na estabilidade do talude.

O coeficiente de segurança de um talude é definido como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada, conforme equação 2.2 (MASSAD, 2010).

$$FS = \frac{\tau(\text{atuante})}{\tau(\text{mobilizada})} \quad (2.2)$$

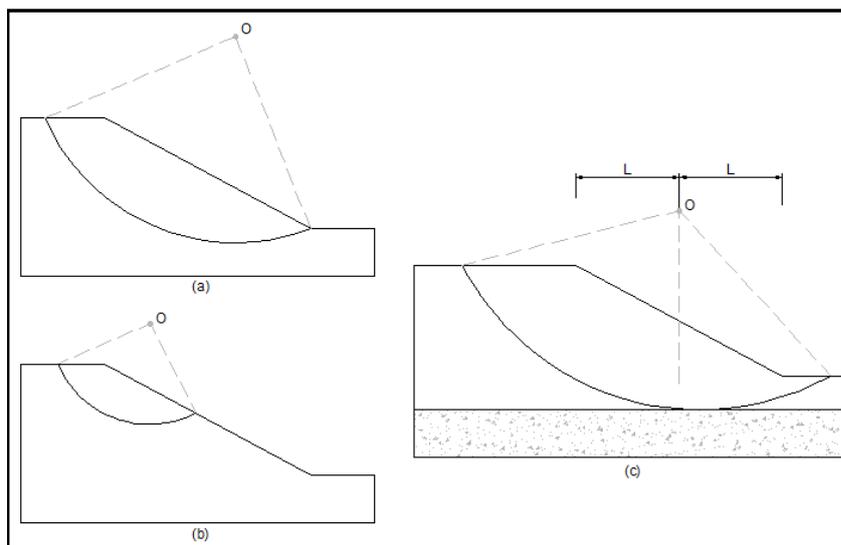
Figura 15 – Perfil esquemático de um talude.



Fonte: Caputo (2008, p. 379).

A ruptura do talude normalmente ocorre em um dos modos mostrados na figura 16. Quando a superfície de deslizamento intercepta a face do talude ou esteja acima de sua base, a ruptura é denominada de face (figura 16a). É possível ocorrer também uma ruptura superficial de face como mostrado na figura 16b. Quando a ruptura ocorre de tal forma que a superfície de deslizamento passa a certa distância abaixo do pé do talude, ela é chamada de ruptura de base (figura 16c).

Figura 16 – Modos de ruptura de talude finito.



Fonte: Adaptado de Braja (2007, p. 442).

Foram criados métodos para analisar a estabilidade de taludes. Estes métodos normalmente utilizam uma superfície de ruptura circular, como mostrado na figura 16. Dentre eles pode-se citar os métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Janbu Corrigido.

2.7 Software Slide

O software Slide permite realizar análise de estabilidade de encostas, oferecendo diversos métodos de cálculo, entre eles os métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Janbu Corrigido. Permite a análise do comportamento da água no maciço, sendo possível a utilização de diversos materiais.

Segundo o fabricante, Rocscience, o software Slide é o mais completo software de análise de estabilidade de encosta disponível no mercado.

É de fácil aplicação, sendo necessário informar a geometria do talude, as características dos materiais utilizados e o nível de água. Através do software são obtidos os fatores de segurança críticos do talude para os métodos desejados.

3 Materiais e Métodos

3.1 Considerações Iniciais

Os ensaios de caracterização dos materiais utilizados neste estudo foram realizados na pesquisa de Leon (2015). Os ensaios realizados foram a classificação granulométrica, massa específica dos materiais, limites de Atterberg, ensaio físico químico para determinação das dosagens e ensaios de compressão simples.

Serão utilizados os resultados obtidos pela pesquisa de Leon (2015), pelo fato de que o solo ensaiado é o mesmo, retirado nas mesmas condições e na mesma jazida. Os ensaios a serem realizados serão com as mesmas dosagens e materiais da pesquisa anterior, pretende-se dar continuidade ao estudo realizado, com ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.

3.2 Materiais

3.2.1 Solo

O solo a ser utilizado na pesquisa foi coletado em jazida localizada na BR 307 no Km 28, próxima a cidade de Cândido Godói no estado do Rio Grande do Sul. O solo é um latossolo roxo, classificado como argiloso laterítico (LG') segundo a metodologia MCT.

Para a coleta do solo foi feita a limpeza superficial do terreno e retiradas amostras deformadas com o uso de pá e enxada. O solo foi transportado até o Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa, destorroado e reservado para a realização de ensaios. A figura 17 mostra a jazida e o solo utilizados na pesquisa.

Figura 17 – Jazida de coleta de solo.



Fonte: Leon (2015).

Após análise granulométrica percebeu-se que se trata de um solo fino, com aproxi-

madamente 98 % passante na peneira 200. A porcentagem de argila no solo é de 82,9%, de silte 9,67%, de areia fina 6,76% e de areia média 0,67% (LEON, 2015).

Segundo Leon (2015), o solo é classificado de acordo com as três metodologias de classificação conforme a tabela 3. O resultado encontrado por Leon (2015) para a massa específica do solo foi de 2,7 g/cm³.

Tabela 3 – Classificação do solo.

Sistema Unificado de Classificação de Solos	MH
Sistema de Classificação Rodoviária	A 7-5
Sistema de Classificação MCT	LG'

Fonte: Leon (2015).

3.2.2 Cal

Será utilizada cal hidratada comercializada na cidade de Alegrete - RS, da classe CH-II Dolomítica, atendendo os requisitos da NBR 7175.

3.2.3 Cinza da Casca de Arroz

A cinza da casca de arroz é um resíduo proveniente da Usina Termoelétrica da empresa CAAL (Cooperativa Agroindustrial Alegrete Ltda.) do município de Alegrete - RS, sem controle da temperatura de queima. O material a ser utilizado será cedido pela empresa, visto que o mesmo está sendo depositado no meio ambiente de forma inadequada e não possui custo de aquisição.

3.2.4 Água

Será utilizada água proveniente do sistema de abastecimento urbano no município de Alegrete, que passará por processo de destilação no Laboratório de Solos e Pavimentação da Unipampa - Campus Alegrete.

3.3 Métodos

Os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial serão realizados para as dosagens mostradas na tabela 4, conforme Leon (2015), nas condições de ensaio saturado drenado e seco (umidade de compactação).

Tabela 4 – Dosagens Executadas.

	Solo	Solo+Cal	Solo+Cal+CCA	Solo+CCA
Massa Específica	1,98 g/cm ³	1,94 g/cm ³	1,95 g/cm ³	1,96 g/cm ³
Umidade Ótima	28%	29%	27%	28,8%
Solo	100%	94%	94%	94%
Cal	-	6%	2,4%	-
CCA	-	-	3,6%	6%

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3.1 Cura e Moldagem dos Corpos de Prova

Previamente à moldagem dos corpos de prova (CPs) foram corridos os teores de umidade do solo e das misturas, atingindo a umidade ótima em cada situação, conforme tabela 4. O tamanho de moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto é de 5cm x 5cm e 2cm de altura. A moldagem é feita com auxílio de macaco hidráulico e um molde desenvolvido pelo Laboratório de Engenharia Mecânica do Campus Alegrete, com as dimensões desejadas, através de compactação estática. A figura 18 mostra o molde desenvolvido e as peças utilizadas para a moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 18 – Equipamentos utilizados para a moldagem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os corpos de prova para realização dos ensaios triaxiais também foram moldados com auxílio de macaco hidráulico, de forma estática. O molde utilizado é cilíndrico, resultando em um corpo de prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Todos os corpos de prova foram envoltos por plástico filme e parafina, conforme mostrado na figura 19, para não ocorrer variação de umidade e seguiram para cura em

ambiente com temperatura controlada durante 28 dias. A figura 20 mostra as etapas de moldagem dos corpos de prova para ensaio de cisalhamento direto.

Figura 19 – CPs durante o período de cura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 20 – Etapas de moldagem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3.2 Determinação da Velocidade de Ensaio

Para determinar a velocidade de ensaio mais adequada para o solo utilizado, foram realizados primeiramente dois ensaios de cisalhamento direto com solo natural seco, nas velocidades de 0,1 mm/min e 0,2 mm/min. Caso não ocorra variação nos resultados será adotada a velocidade de 0,2 mm/min, no contrário será feito outro ensaio com velocidade de 0,05 mm/min.

3.3.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

A realização dos ensaios de cisalhamento direto foi feita com equipamento da empresa Conteco, mostrado na figura 21, seguindo as normativas da ASTM D3080. A coleta de dados é feita de forma automática pelo software da Pavitest.

Figura 21 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.



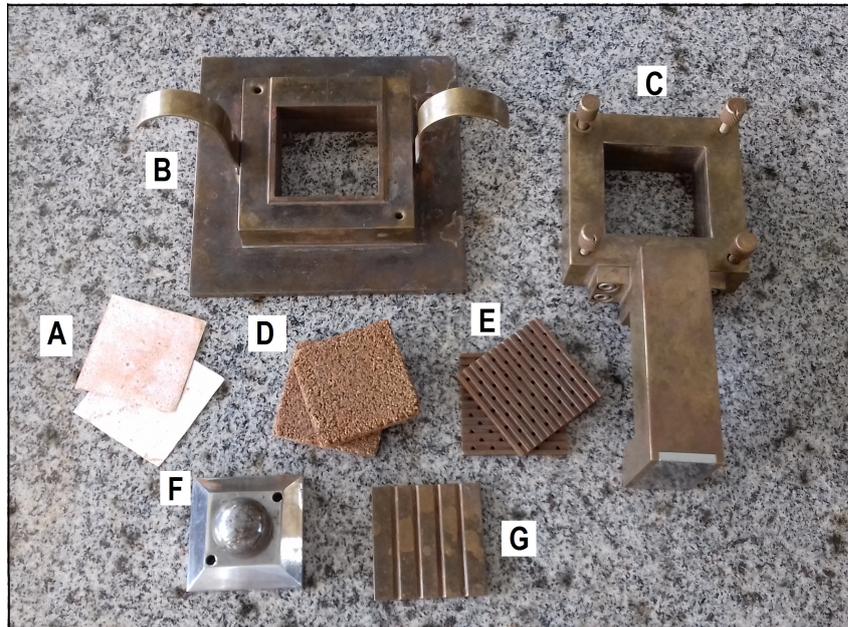
Fonte: Elaborado pelo autor.

A amostra é colocada na caixa bipartida, mostrada na figura 22, elementos B e C, juntamente com as peças utilizadas. A ordem de colocação das peças na caixa bipartida é, primeiramente a chapa de fundo (G) com os frisos no sentido de deslocamento do carro, seguida de uma das pedras porosas (D), papel filtro (A) e uma chapa furada (E) com os frisos no sentido contrário ao movimento do carro. Acima da chapa furada é colocado o corpo de prova, seguido de uma chapa furada, filtro, pedra porosa e a peça final com a esfera sobre ela (F).

O conjunto é pesado e em seguida colocado no carro para dar continuidade ao ensaio. Para os ensaios na condição saturada, o carro é preenchido de água antes de iniciar o ensaio.

A primeira etapa do ensaio consiste no adensamento do corpo de prova, até atingir deformação constante. Os ensaios foram realizados para 6 carregamentos diferentes, 25, 50, 75, 100, 200 e 400 KPa, para que haja maior confiabilidade na obtenção da envoltória de

Figura 22 – Peças da caixa bipartida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

ruptura dos materiais ensaiados. Os resultados obtidos pelo software permitem a plotagem das envoltórias de ruptura, sendo possível o cálculo dos parâmetros de ângulo de atrito e coesão. Para isso, foi utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, analisando as envoltórias de ruptura.

Para fazer a saturação dos CPs foi utilizada a bomba de vácuo acoplada a um equipamento em que permitia manter a caixa bipartida submersa, juntamente com o CP. A figura 23 mostra a forma como foram saturados os CPs antes da realização do ensaio de cisalhamento direto. O tempo de aplicação da bomba de vácuo foi de 30 min para todos os CPs para melhor padronização durante os ensaios.

Figura 23 – Saturação dos CPs.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3.4 Ensaio de Compressão Triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial adensado drenado, simulando as condições do ensaio de cisalhamento direto para que os resultados pudessem ser comparados. O equipamento utilizado é da empresa Modena, mostrado na figura 24. Foi feita a tentativa de captura de dados de forma automatizada, mas não sendo possível, optou-se pela filmagem dos dados durante a realização do ensaio e posterior captura manual.

Figura 24 – Equipamento para ensaio de compressão triaxial.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O corpo de prova é acomodado na câmara triaxial envolto por uma membrana impermeável, com pedra porosa e papel filtro em ambas extremidades. A câmara triaxial e as peças utilizadas na montagem do ensaio estão mostradas na figura 25.

Foi feita a tentativa de realização de ensaios na condição saturada, pelo curto tempo disponível não foi possível realizar a saturação, sendo feitos ensaios apenas na condição seca, unidade de compactação, para as mesmas pressões confinantes utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. Após o ensaio são obtidas as envoltórias de ruptura, juntamente com o ângulo de atrito e coesão do solo.

Figura 25 – Peças para ensaio de compressão triaxial.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3.5 Modelagem dos Perfis

Para a modelagem dos perfis a serem utilizados no software Slide, foram considerados fatores como carregamento, tipo de eixo e inclinação do talude.

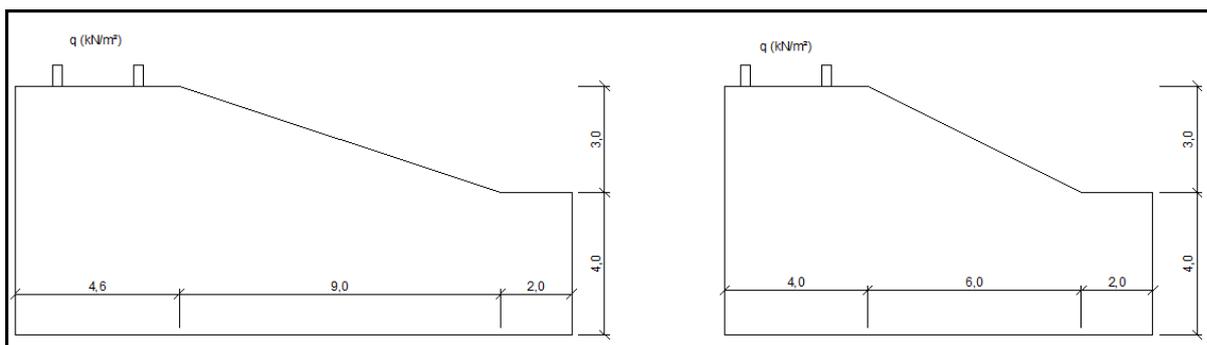
A geometria do talude foi feita de acordo com as recomendações do Manual de Conservação Rodoviária do DNIT. Segundo o DNIT, aterros sujeitos a inundação devem ter altura de 3m e inclinação do talude 1:3 (vertical : horizontal).

Para o carregamento foi adotado o eixo tandem triplo, que segundo os limites legais do DNIT possui carga de 25.500 kg. Para esse carregamento a pressão transmitida pela roda é de 809,05 kN/m².

A figura 26 apresenta a geometria dos taludes utilizado e a localização do carregamento. Foram feitas simulações para as inclinações de talude 1:3 e 1:2, com os materiais utilizados na pesquisa, considerando o nível da água para os ensaios de cisalhamento direto saturados.

Para as simulações foram utilizados os parâmetros obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial como dados de entrada no software, juntamente com os valores de massa específica obtidos pela pesquisa de Leon (2015).

Figura 26 – Modelos de perfis utilizados.

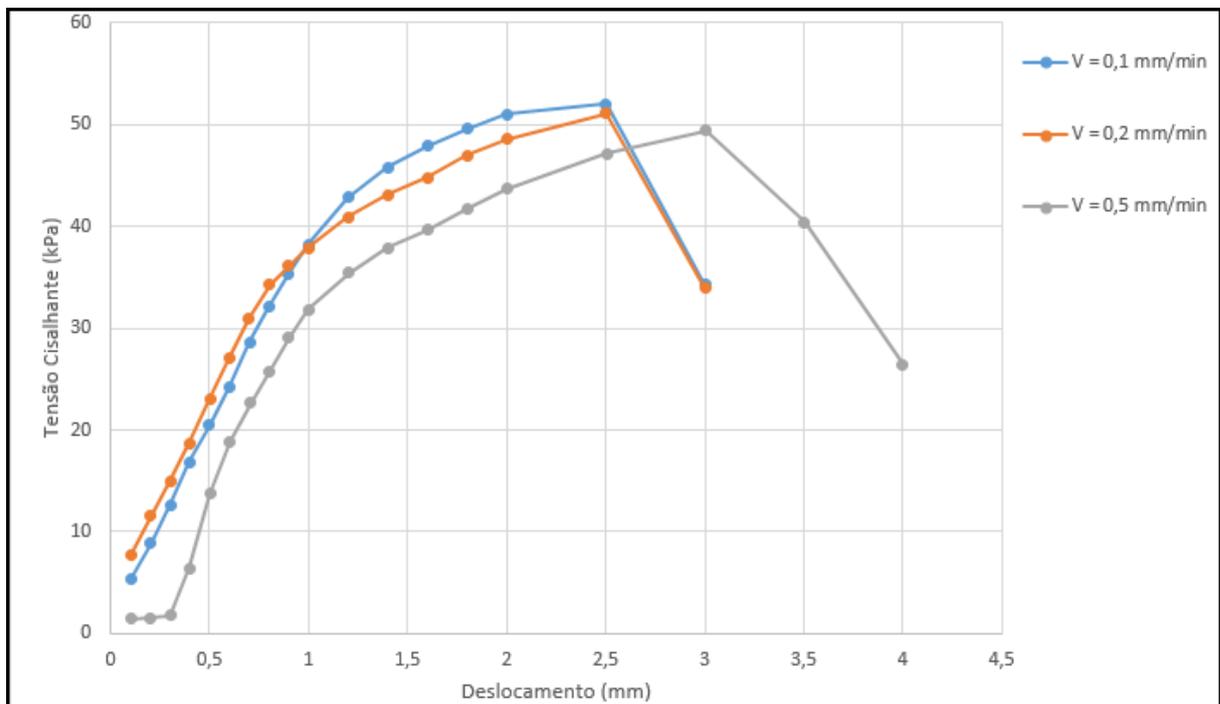


Fonte: Elaborado pelo autor.

4 Análise dos Resultados Obtidos

A velocidade utilizada nos ensaios foi determinada após análise do comportamento dos resultados de três ensaios com velocidades de 0,1 mm/min, 0,2 mm/min e 0,5 mm/min. Os resultados obtidos estão apresentados na figura 27. Como pode ser observado no gráfico, para as velocidades de 0,1 e 0,2 mm/min o comportamento do solo foi muito semelhante e varia significativamente da velocidade de 0,5 mm/min. Desta forma, foi optado pela utilização da velocidade de 0,2 mm/min, com a intenção de acelerar a realização dos ensaios sem interferir no comportamento do material.

Figura 27 – Determinação da velocidade de ensaio através de ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pelo autor.

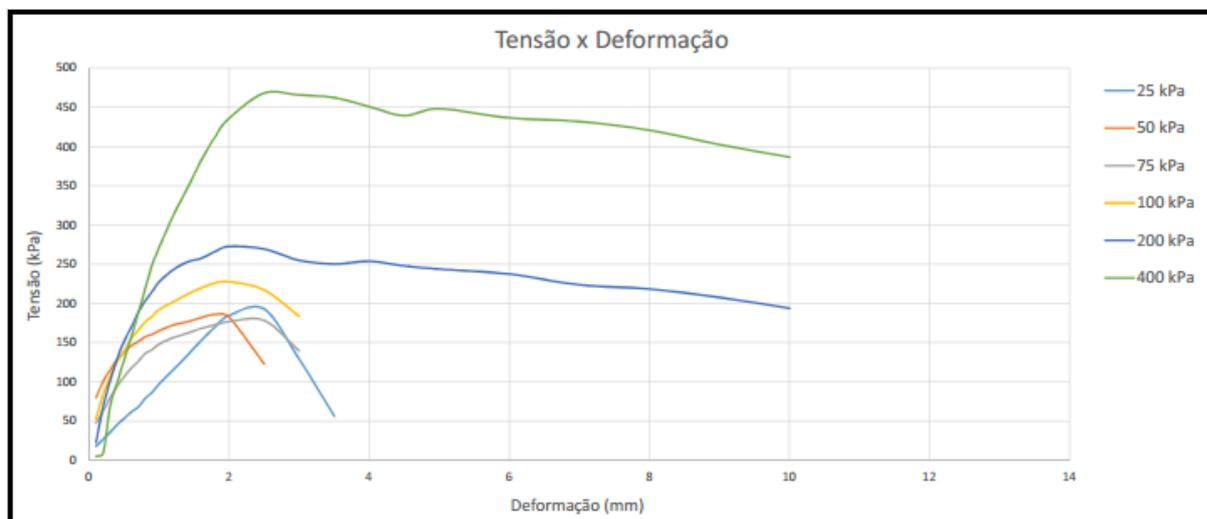
Após a aquisição dos dados pelos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, foram plotados os gráficos de tensão em função da deformação. Conhecendo as tensões confinante e máxima cisalhante nos ensaios de cisalhamento direto foram traçadas as envoltórias de ruptura, utilizando linhas de tendência entre os pontos. Para os ensaios de compressão triaxial foram feitos os Círculos de Mohr e as envoltórias de ruptura para cada amostra, utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, como citado anteriormente.

4.1 Ensaios de Cisalhamento Direto Seco

Os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, umidade ótima do material, para as amostras de solo natural, estão apresentados nas figuras 28 e 29. A figura 28 mostra o gráfico de tensão *versus* deformação para as diferentes tensões de adensamento utilizadas.

É possível perceber que, nas tensões confinantes de 25, 50, 75 e 100 kPa o comportamento do solo é característico de um solo no estado pré-adensado. Já nas tensões maiores, 200 e 400 kPa, o solo se comporta como normalmente adensado, não mostrando um pico de tensão no momento da ruptura.

Figura 28 – Solo natural.



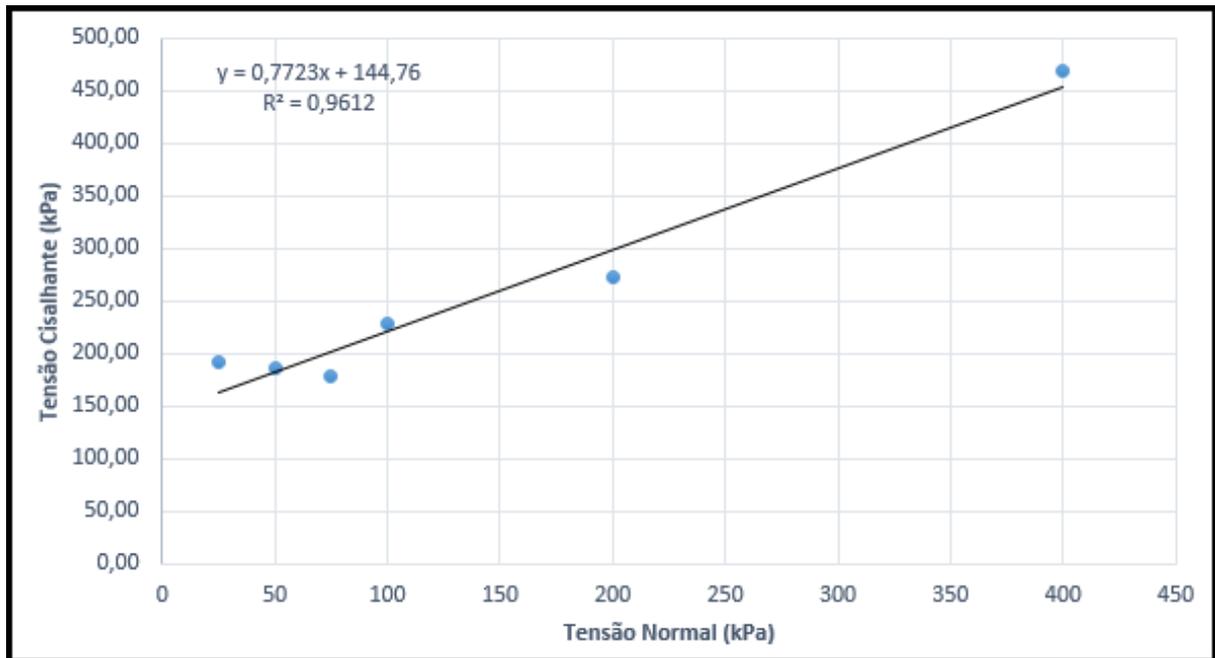
Fonte: Elaborado pelo autor.

A envoltória de ruptura gerada para os ensaios de solo natural é apresentada na figura 29. A inclinação da envoltória corresponde ao ângulo de atrito interno do solo, calculado através da equação 4.1. Em que τ é a resistência ao cisalhamento do solo e σ a tensão normal no corpo de prova.

$$\phi = \text{tg}^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma}\right) \quad (4.1)$$

Os parâmetros obtidos para as amostras de solo natural através dos ensaios de cisalhamento direto foram intercepto coesivo igual a 145 kPa e ângulo de atrito igual a 37,7°.

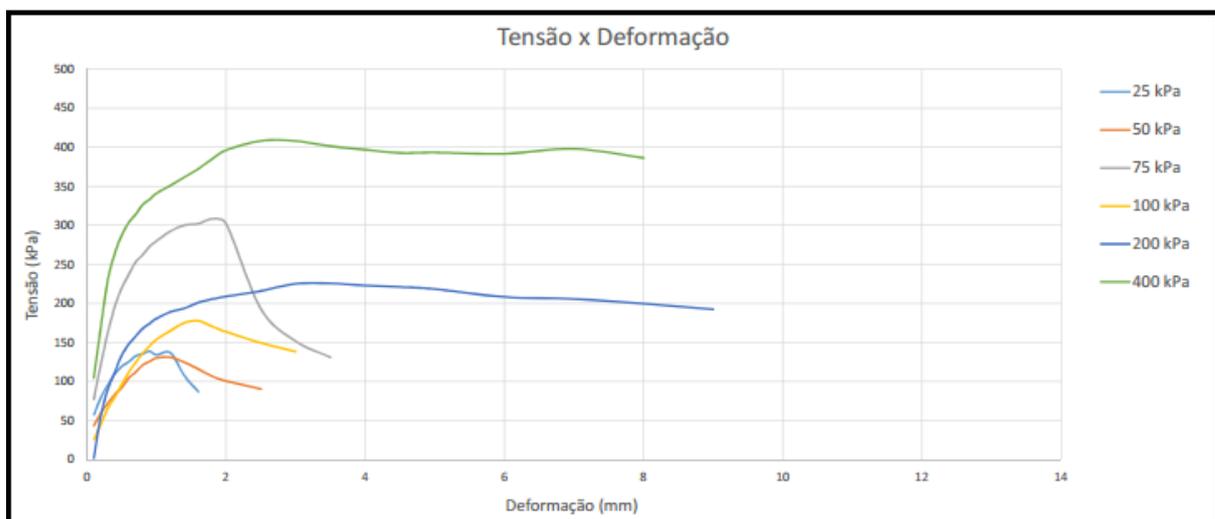
Figura 29 – Envoltória de ruptura - Solo natural.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As figuras 30 e 31 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal.

Figura 30 – Mistura de solo (94%) + cal (6%).

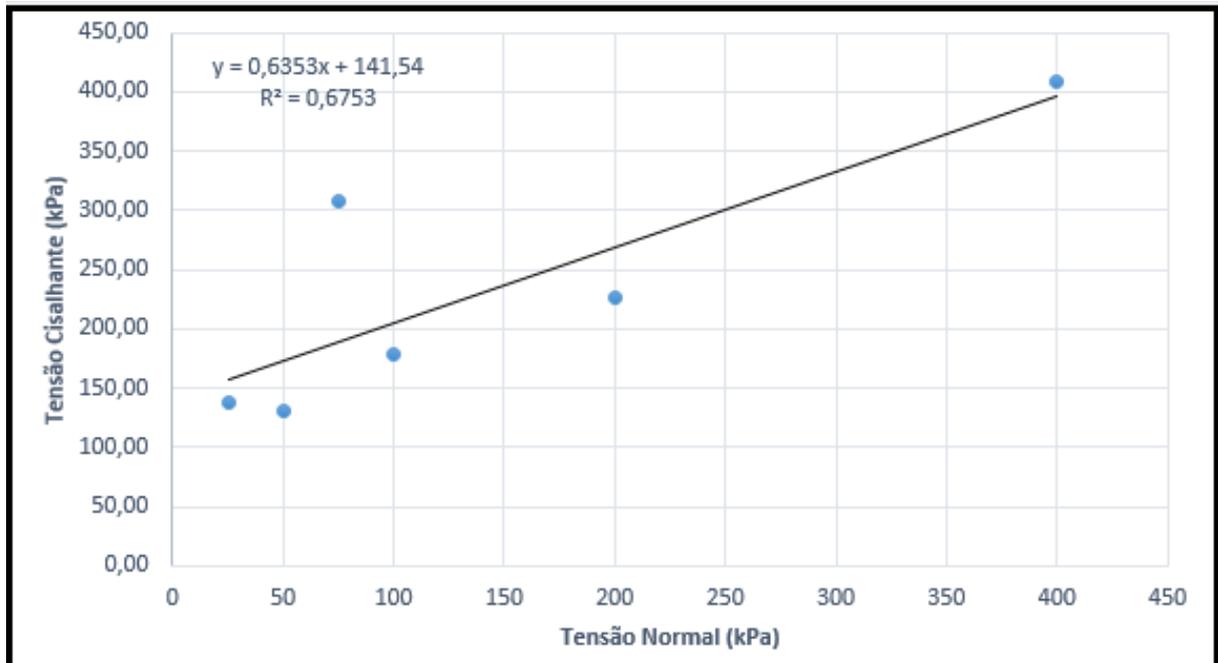


Fonte: Elaborado pelo autor.

Da mesma forma às amostras de solo natural, o gráfico de tensão *versus* deformação é característico de um solo na condição pré-adensada para as tensões até 100 kPa e normalmente adensado para as tensões de 200 e 400 kPa. O ângulo de atrito e o intercepto

coesivo são obtidos através da envoltória de ruptura mostrada na figura 31, intercepto coesivo igual a 142 kPa e ângulo de atrito de 32,4°.

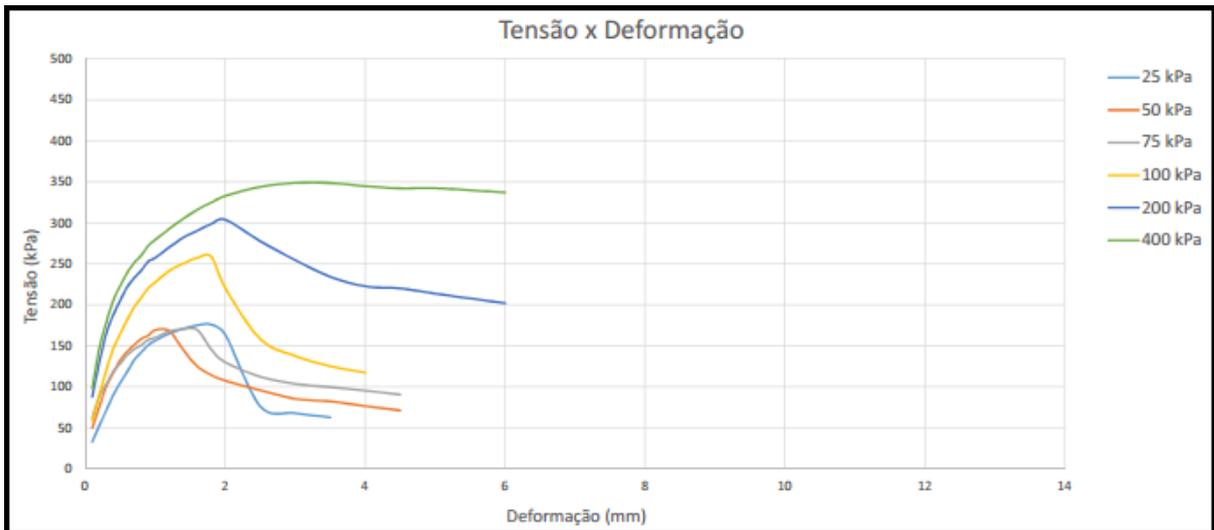
Figura 31 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + Cal (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

As figuras 32 e 33 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com CCA, na condição seca. O comportamento do solo é característico de um solo pré-adensado com exceção do CP ensaiado com confinante igual a 400 kPa que apresenta comportamento de um solo normalmente adensado.

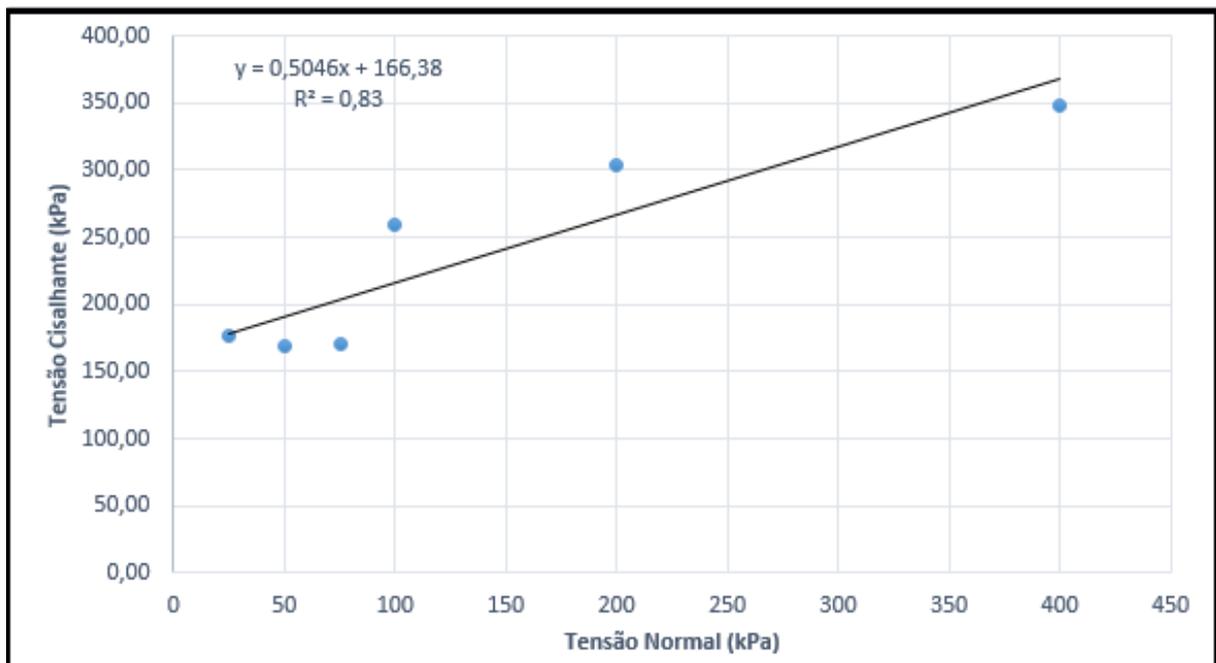
Figura 32 – Mistura de solo + CCA.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os parâmetros obtidos através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 33, são intercepto coesivo igual a 166 kPa e ângulo de atrito igual a 26,8°.

Figura 33 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).

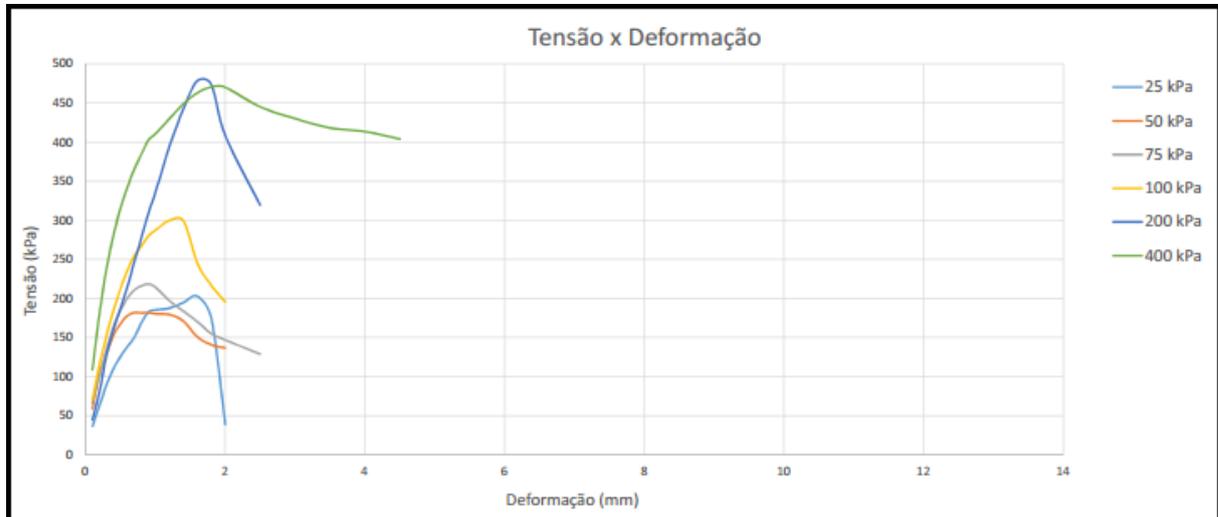


Fonte: Elaborado pelo autor.

As figuras 34 e 35 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal e CCA, na condição seca. O solo se comporta como pré-adensado,

exceto com confinante de 400 kPa que possui comportamento de um solo normalmente adensado.

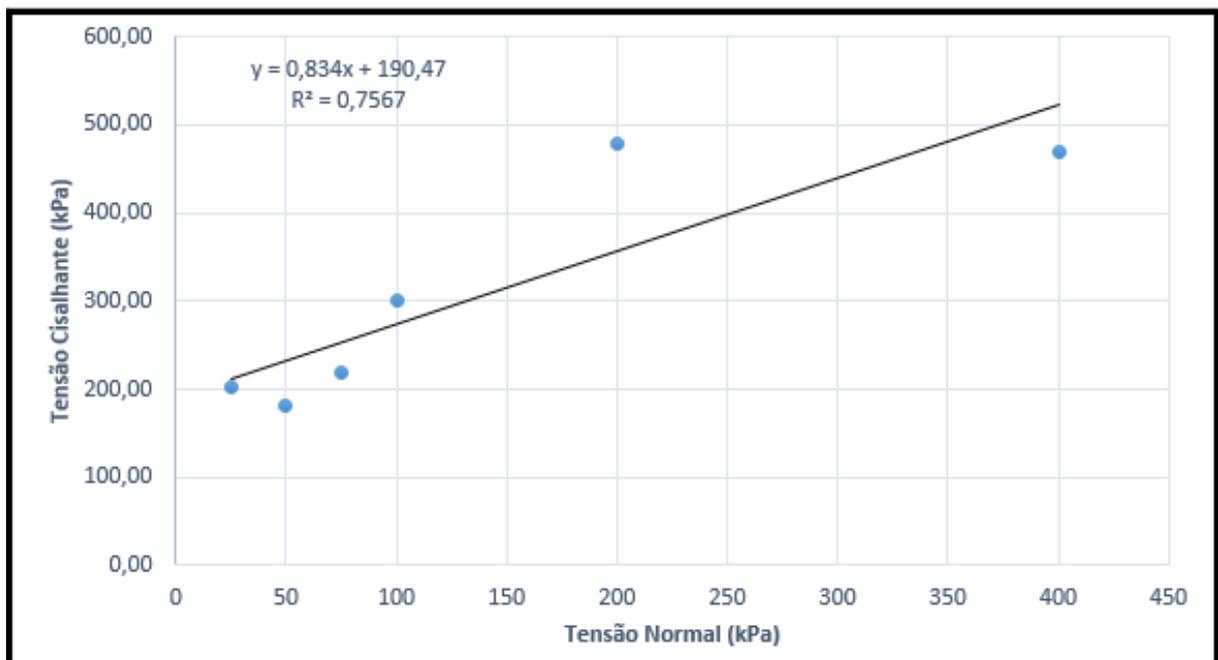
Figura 34 – Mistura de solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir da envoltória de ruptura, mostrada na figura 35, foram obtidos ângulo de atrito de 39,8° e intercepto coesivo igual a 190 kPa.

Figura 35 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).



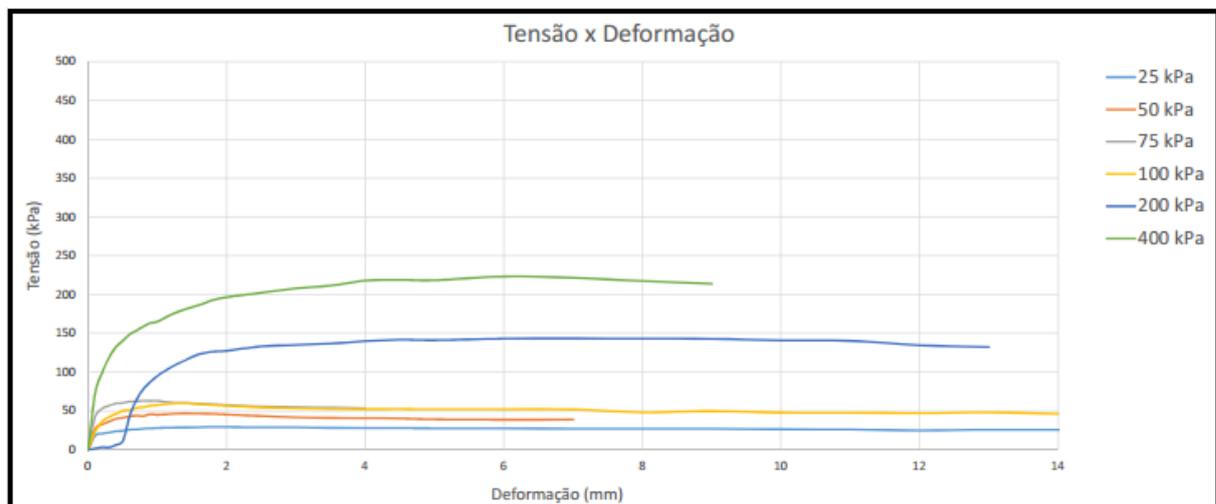
Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 Ensaio de Cisalhamento Direto Saturados

Os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto na condição saturada, para as amostras de solo natural, estão apresentados nas figuras 36 e 37. A obtenção dos parâmetros geotécnicos, c' e ϕ , é feita da mesma forma aos ensaios na condição seca, umidade de moldagem.

Como pode ser observado na figura 36, todos os CPs apresentam comportamento de solo normalmente adensado.

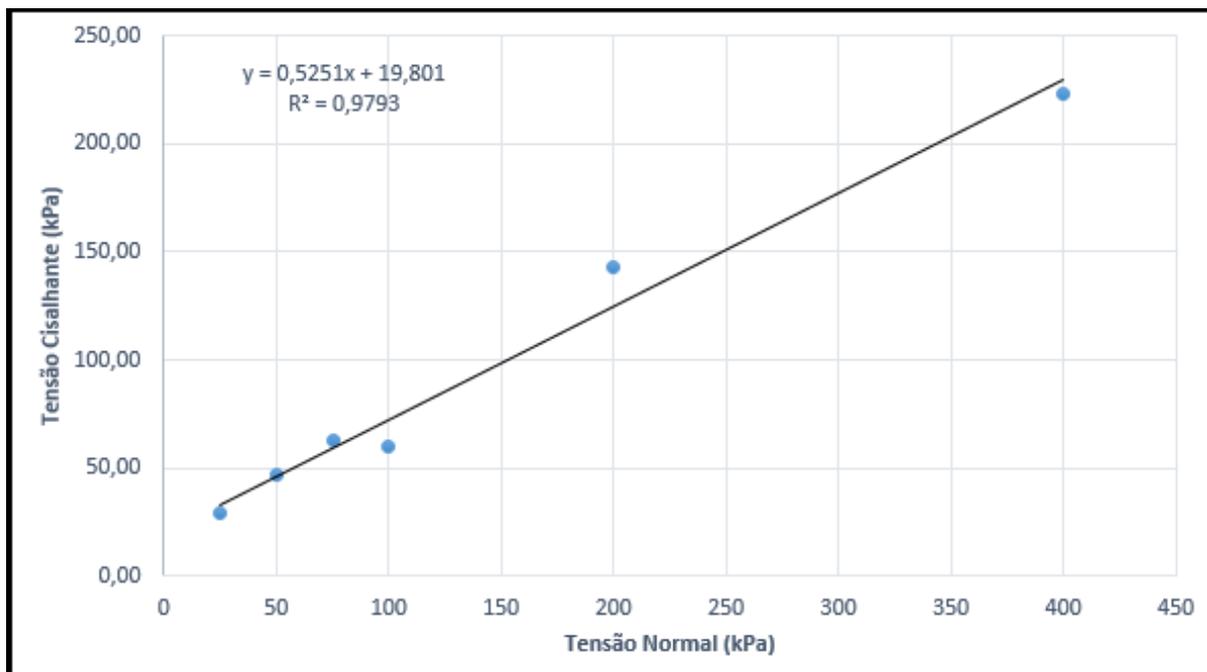
Figura 36 – Solo natural - Saturado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 37, o valor de intercepto coesivo obtido para estas amostras foi de 20 kPa e ângulo de atrito igual a 27,7°.

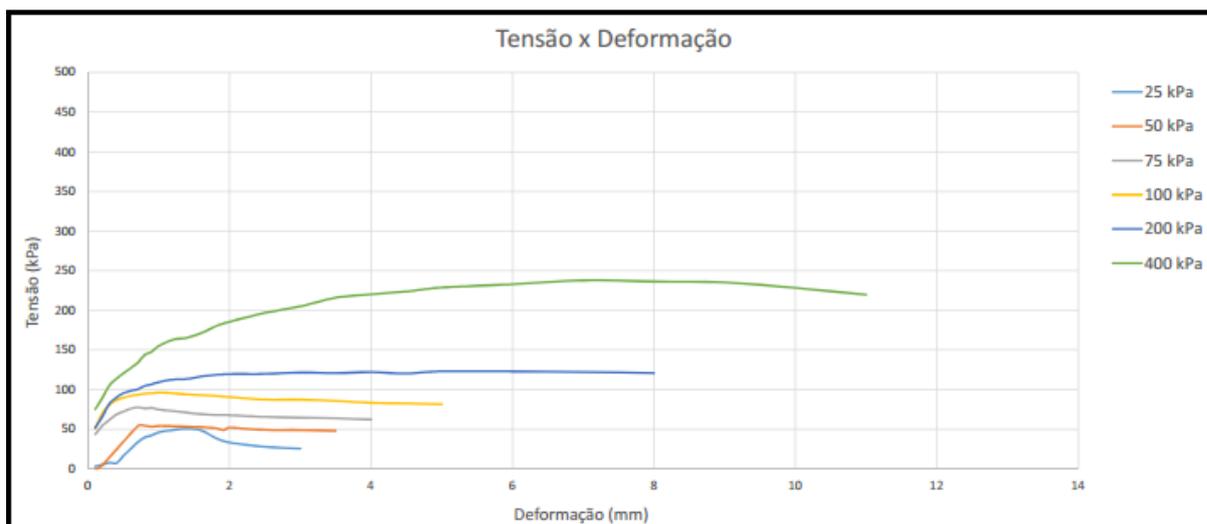
Figura 37 – Envoltória de ruptura - Solo natural.



Fonte: Elaborado pelo autor.

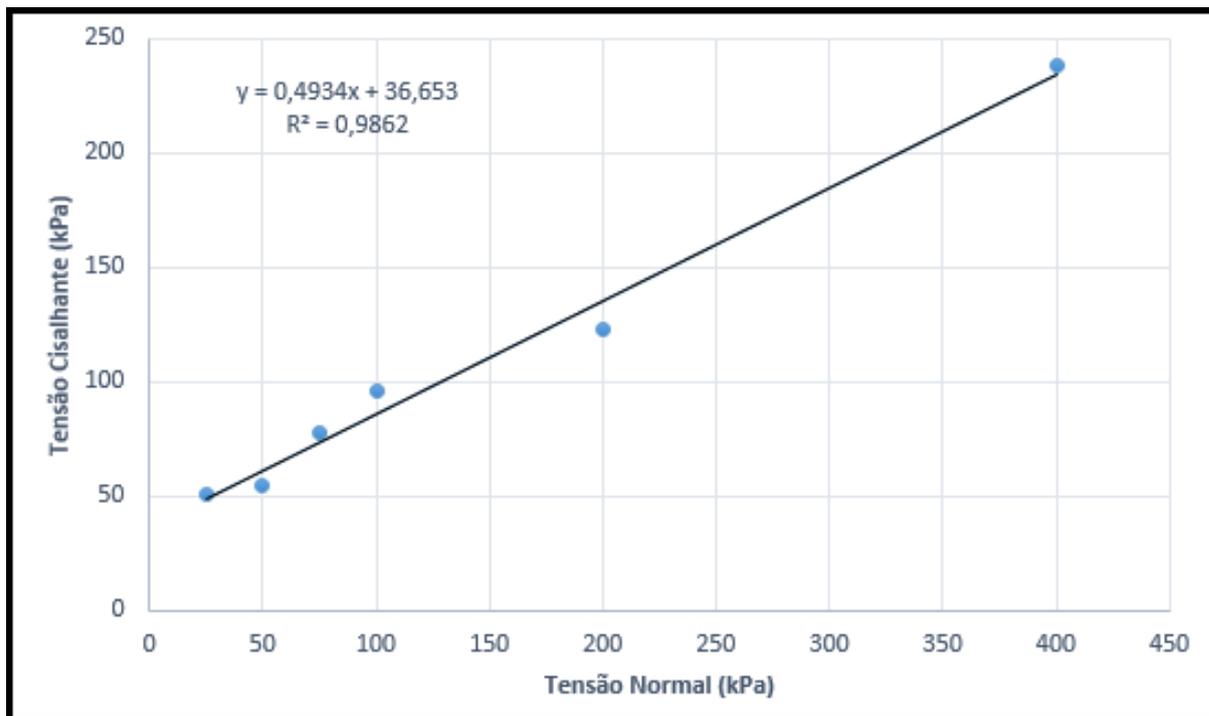
As figuras 38 e 39 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal. Os parâmetros obtidos através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 39, são intercepto coesivo de 37 kPa e ângulo de atrito igual a 26,3°. Todas as amostras apresentaram comportamento de solo normalmente adensado.

Figura 38 – Solo (94%) + cal (6%) - Saturado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

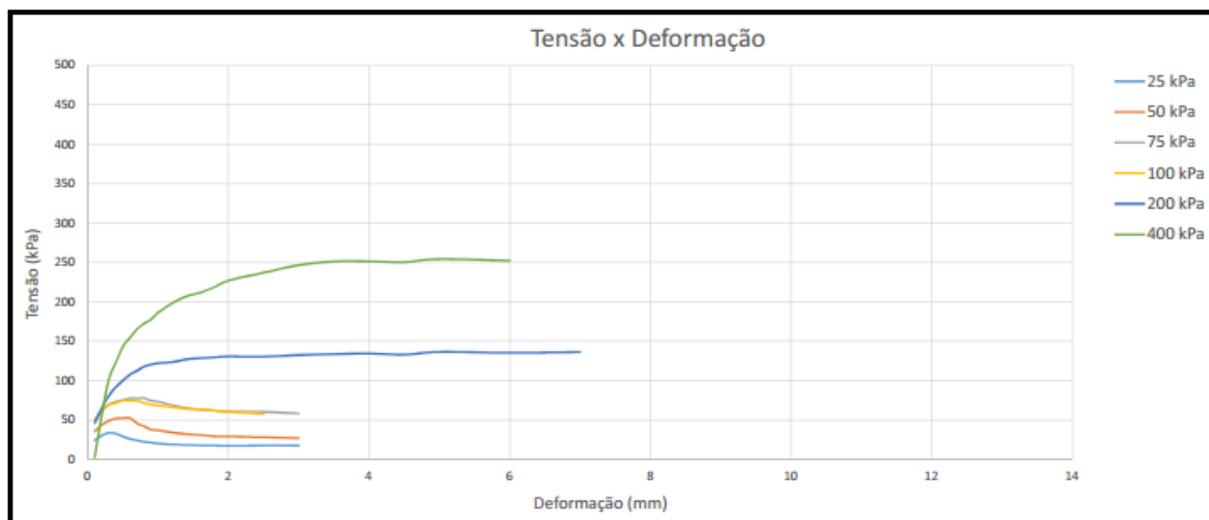
Figura 39 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

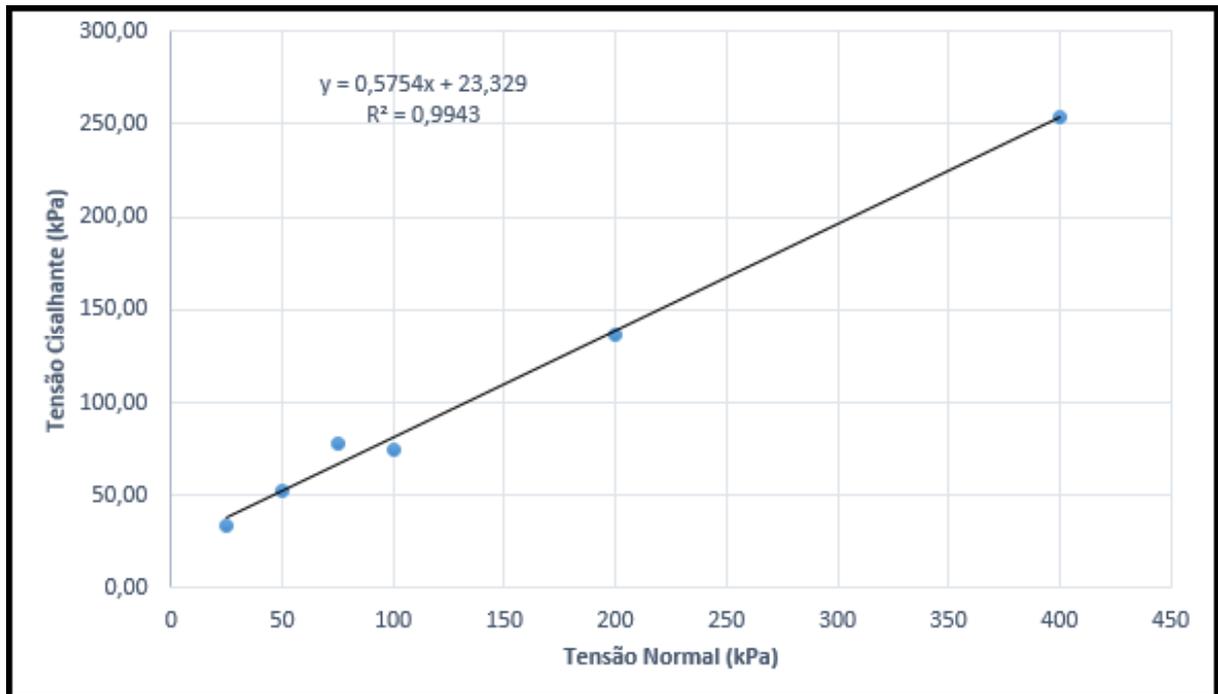
As figuras 40 e 41 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com CCA. As amostras apresentaram comportamento de um solo normalmente adensado. Através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 41, foram obtidos os valores de intercepto coesivo igual a 23 kPa e ângulo de atrito igual a 29,9°.

Figura 40 – Solo (94%) + CCA (6%) - Saturado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

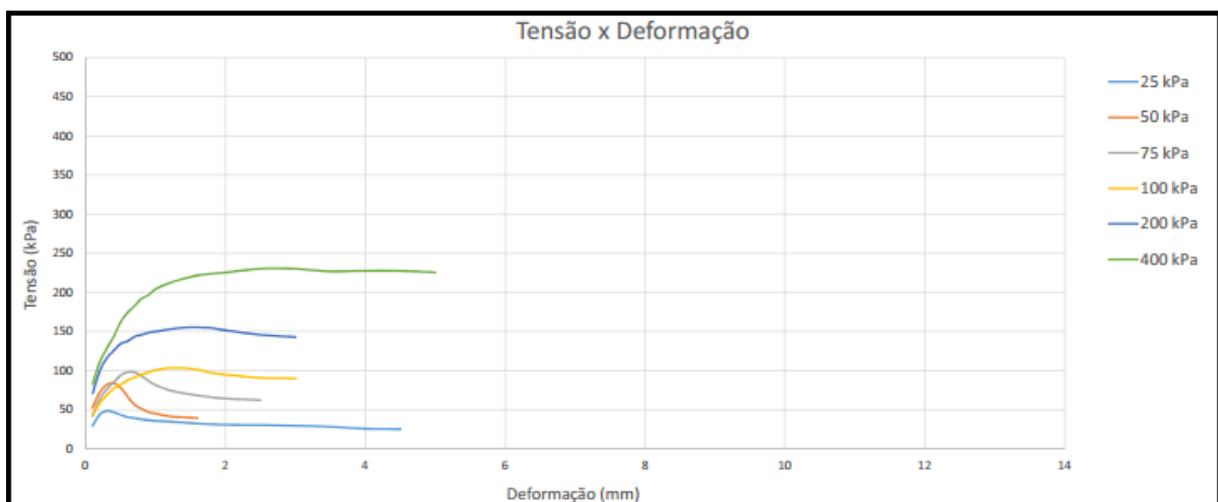
Figura 41 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

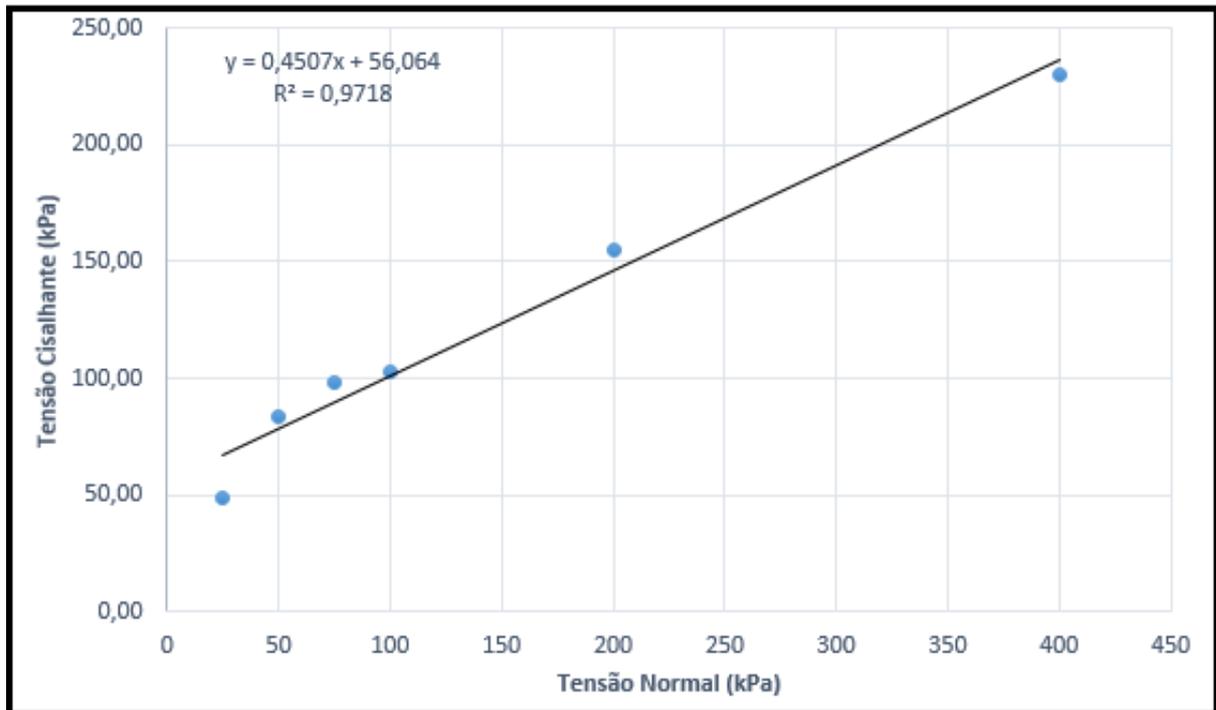
As figuras 42 e 43 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal e CCA. Através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 43, foram obtidos os valores de intercepto coesivo igual a 56 kPa e ângulo de atrito igual a 24,3°. Todas as amostras apresentaram comportamento característico de um solo normalmente adensado.

Figura 42 – Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%) - Saturado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 43 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).

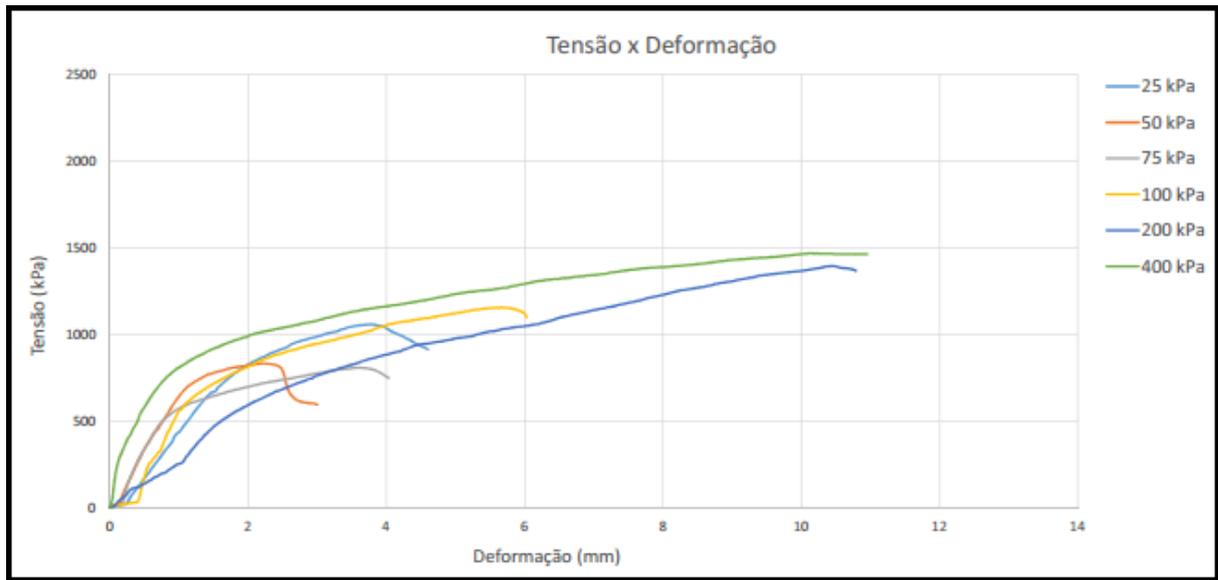


Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3 Ensaios de Compressão Triaxial

As figuras 44 e 45 apresentam os resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial para amostras de solo natural. O gráfico de tensão *versus* deformação, mostrado na figura 44, apresenta valores maiores de tensão em comparação aos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 44 – Solo natural.

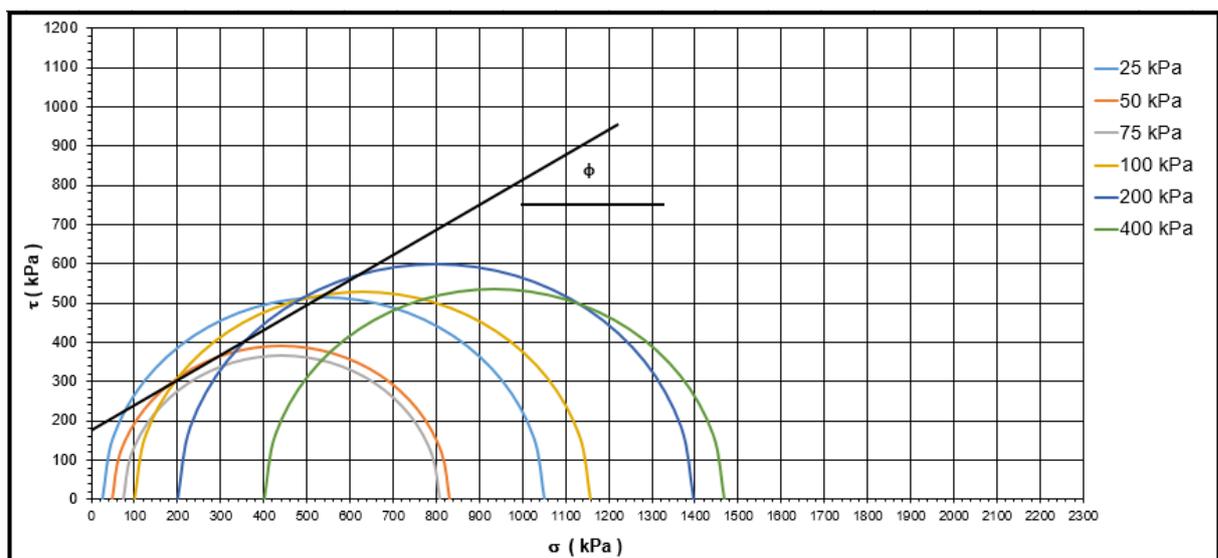


Fonte: Elaborado pelo autor.

O solo se comporta como pré-adensado nas tensões até 100 kPa e normalmente adensado nas demais. Feita a análise foi traçada a envoltória de ruptura, utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb conforme a figura 45, e obtidos os parâmetros para intercepto coesivo 180 kPa e ângulo de atrito igual a $31,0^\circ$.

O intercepto coesivo é dado pelo valor em que a envoltória de ruptura toca o eixo y , e o ângulo de atrito é calculado através da inclinação da envoltória.

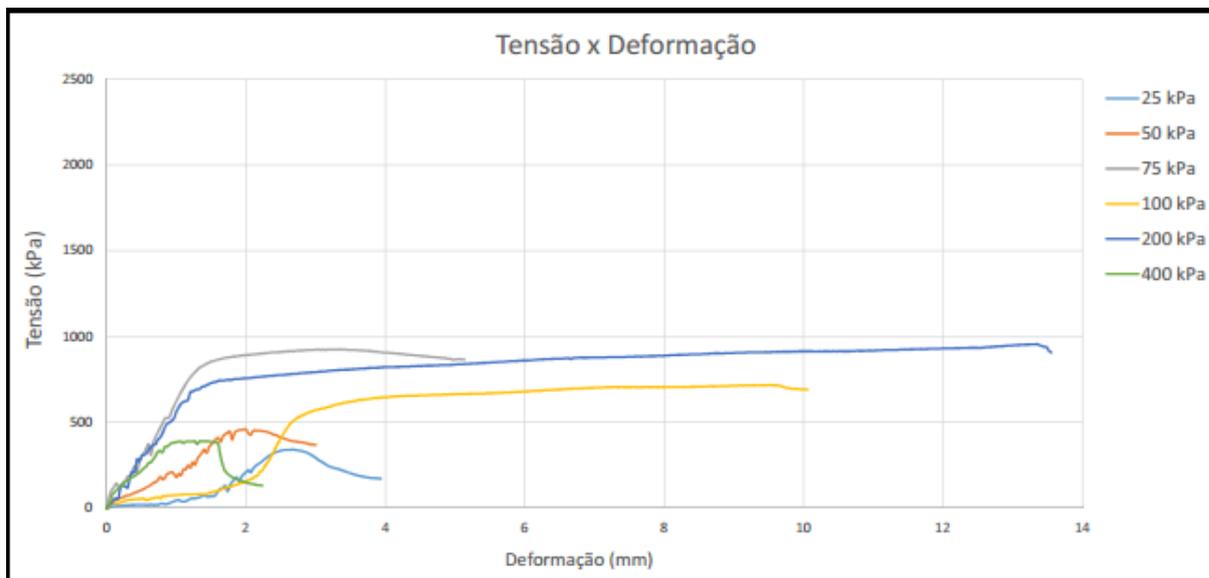
Figura 45 – Envoltória de ruptura - Solo natural.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As figuras 46 e 47 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal. Ao se observar o comportamento do solo no gráfico de tensão *versus* deformação, foi optado por ignorar o resultado referente à tensão confinante de 75 kPa, visto que sua resistência ao cisalhamento foi superior as demais.

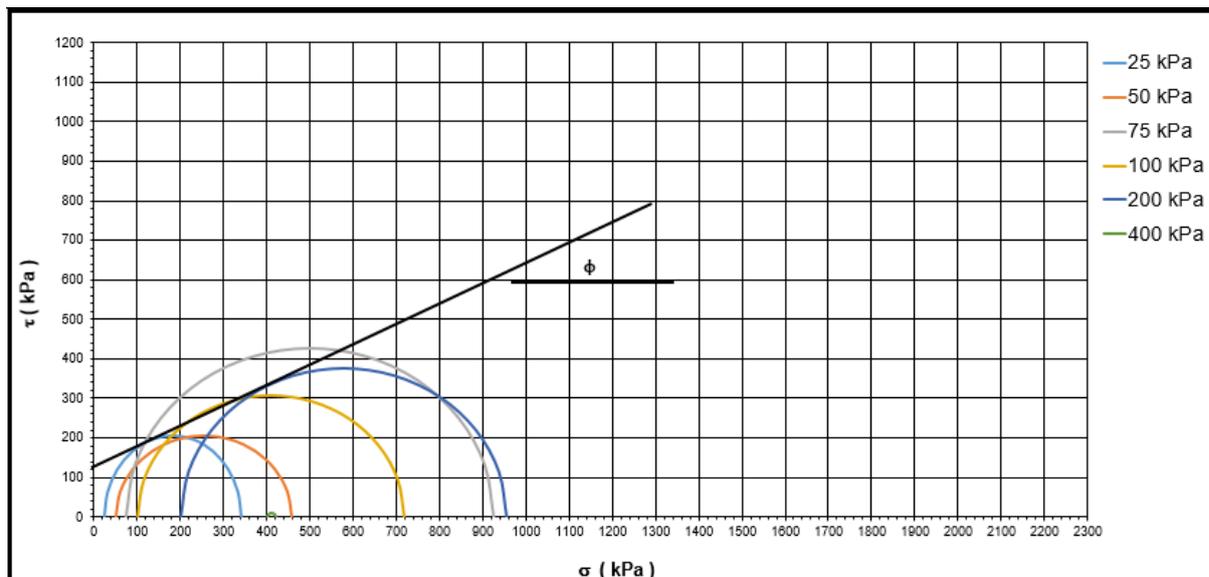
Figura 46 – Solo (94%) + cal (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

É possível perceber que o solo se comportou como normalmente adensado nas tensões confinantes de 75, 100 e 200 kPa. Através da envoltória de ruptura foram obtidos os valores de intercepto coesivo igual a 122 kPa e ângulo de atrito igual a 27,7°.

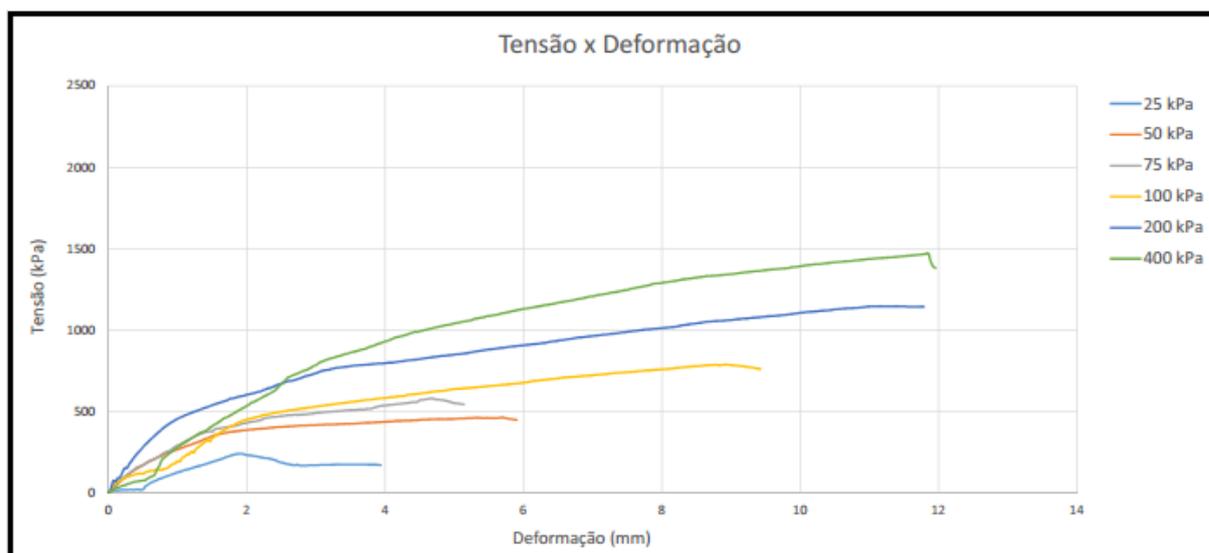
Figura 47 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

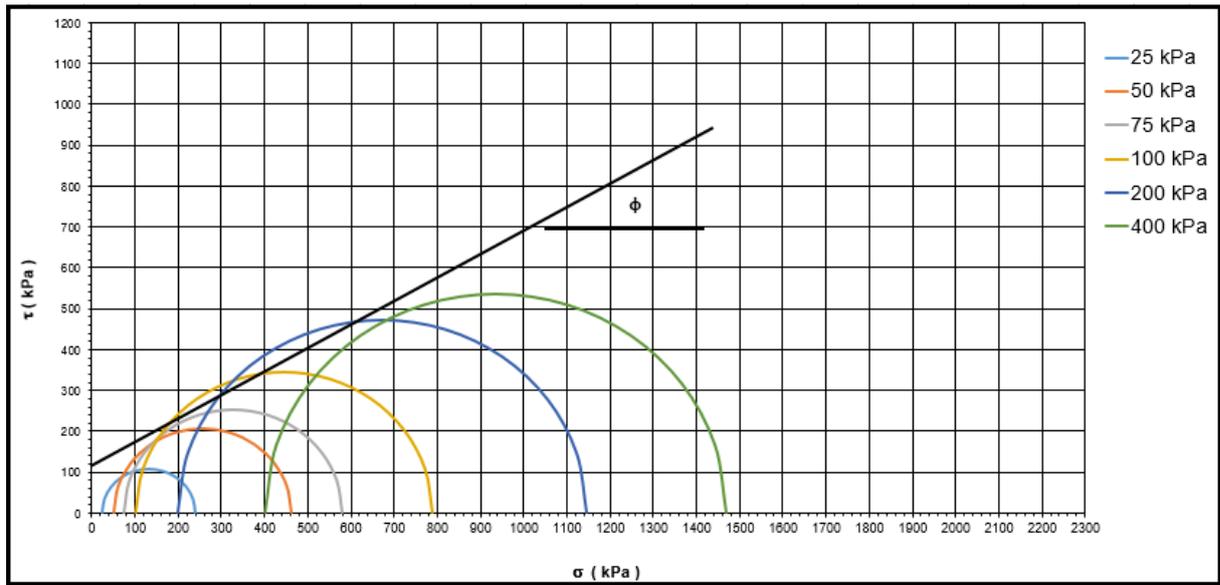
As figuras 48 e 49 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com CCA. O comportamento do solo é característico de um solo normalmente adensado. Foram obtidos os valores dos parâmetros, intercepto coesivo de 120 kPa e ângulo de atrito igual a 29,2°.

Figura 48 – Solo (94%) + CCA (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

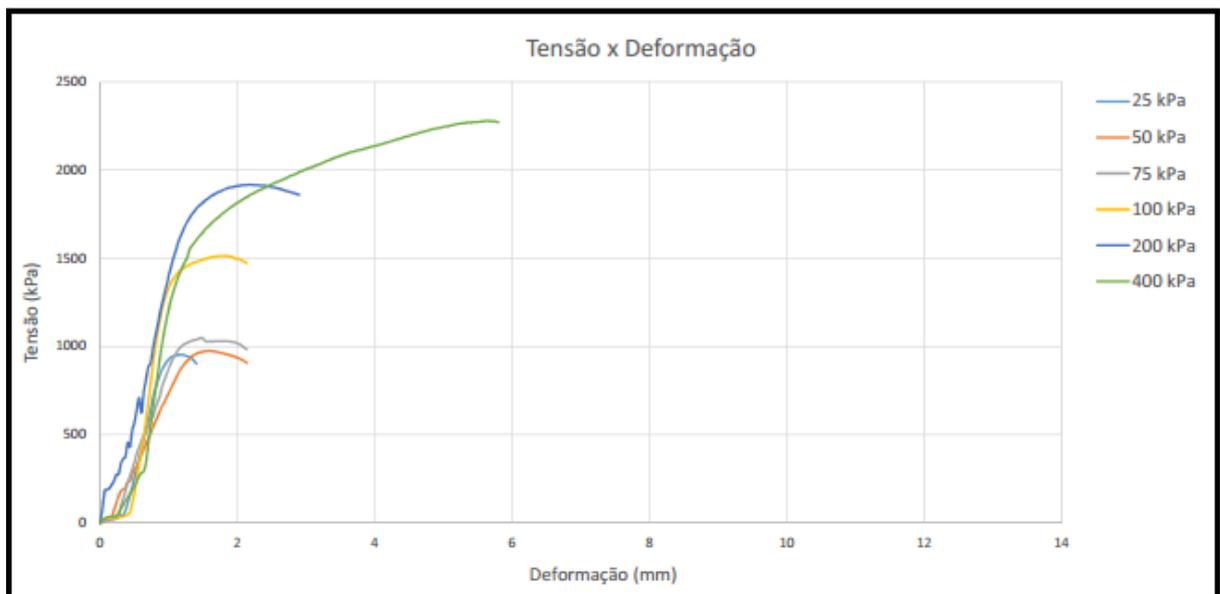
Figura 49 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + CCA (6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

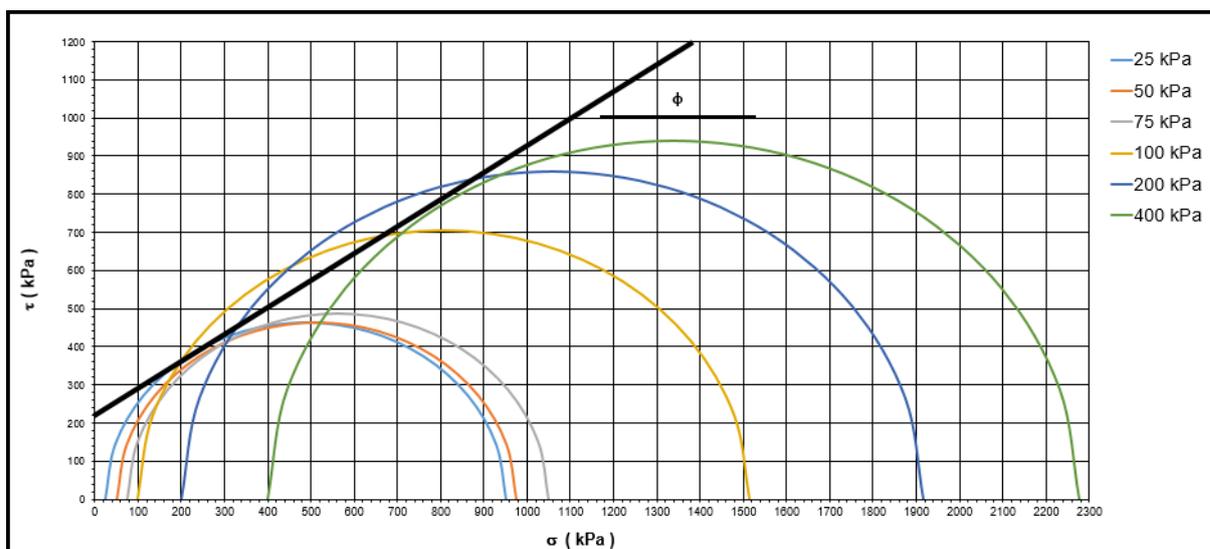
As figuras 50 e 51 mostram os gráficos plotados para as amostras de solo natural estabilizadas com cal e CCA. O comportamento é de um solo pré-adensado, exceto com confinante 400 kPa. Através da envoltória de ruptura, mostrada na figura 51, foram obtidos os valores de intercepto coesivo igual a 220 kPa e ângulo de atrito de $35,3^\circ$.

Figura 50 – Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 51 – Envoltória de ruptura - Solo (94%) + cal (2,4%) + CCA (3,6%).



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.4 Comparação Entre as Diferentes Condições de Ensaio

Após análise dos ensaios de cisalhamento direto nas condições saturada e seca foram determinados os parâmetros geotécnicos, c' e ϕ' , para as misturas estabilizadas e solo natural, mostrados na tabela 5.

Segundo os resultados apresentados na tabela 5 houve queda na resistência do solo com a presença de água. Nos ensaios em condição saturada a coesão, parcela da resistência ao cisalhamento proveniente da atração química entre as partículas, é muito inferior.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Amostras	Saturado		Seco	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Solo Natural	20	27,7	145	37,7
Solo + Cal	37	26,3	142	32,4
Solo + CCA	23	29,9	166	26,8
Solo + Cal + CCA	56	24,3	190	39,8

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observando os resultados apresentados na tabela 5, é possível afirmar que a mistura estabilizada com cal + CCA apresentou o melhor desempenho em ambas condições de ensaio, saturada e seca (umidade de moldagem), com ganho de resistência em comparação com as demais misturas.

No caso do solo natural, quando não é possível a obtenção dos parâmetros na condição saturada Terzaghi propõe uma redução de um terço dos valores obtidos na condição seca (CINTRA, 2011). Essa redução não é utilizada no caso de solos estabilizados. Os valores encontrados nesta pesquisa mostram uma redução muito maior, fato que questiona se a teoria de Terzaghi é suficiente para definir a capacidade de suporte de solos saturados.

Por mais que a presença de água nas camadas de base e sub-base dos pavimentos é evitada utilizando estruturas de drenagem, o dimensionamento dessas camadas deve sempre levar em consideração o pior caso possível, quando há percolação de água.

4.5 Comparação Entre os Ensaios de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial

Para que fosse possível a comparação entre os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial as condições de ensaio foram iguais, mesmas tensões confinantes, ensaios drenados e com a mesma velocidade de execução. Os corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão triaxial resistiram a tensões cisalhantes superiores em comparação aos do ensaio de cisalhamento direto, como pôde ser observados nos gráficos apresentados nos itens 4.1 e 4.3.

Uma das razões para esta discrepância de valores pode ser as áreas utilizadas no cálculo das tensões de cisalhamento. A tensão é calculada com a área da seção transversal do corpo de prova, 25cm^2 para os ensaios de cisalhamento direto e $19,63\text{cm}^2$ para os ensaios de compressão triaxial.

Como pode ser observado na figura 52 a superfície de ruptura do CP submetido ao ensaio de cisalhamento direto, foto 1, corresponde à área da seção transversal, com uma pequena variação ao longo do ensaio. Já os CPs submetidos ao ensaio de compressão triaxial, fotos 2 e 3, rompem de forma muito distinta, normalmente formando um ângulo de 45° em toda a sua altura, podendo variar entre os ensaios.

Figura 52 – Diferentes rupturas após os ensaios.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 6 apresenta os parâmetros geotécnicos, intercepto coesivo e ângulo de atrito, para os ensaios de cisalhamento direto na condição seca (umidade de moldagem) e compressão triaxial. Os valores obtidos foram muito semelhantes, levando a uma maior confiabilidade dos resultados.

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial.

Amostras	Cisalhamento Direto		Triaxial	
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Solo Natural	145	37,7	180	31,0
Solo + Cal	142	32,4	122	27,7
Solo + CCA	166	26,8	120	29,2
Solo + Cal + CCA	190	39,8	220	35,3

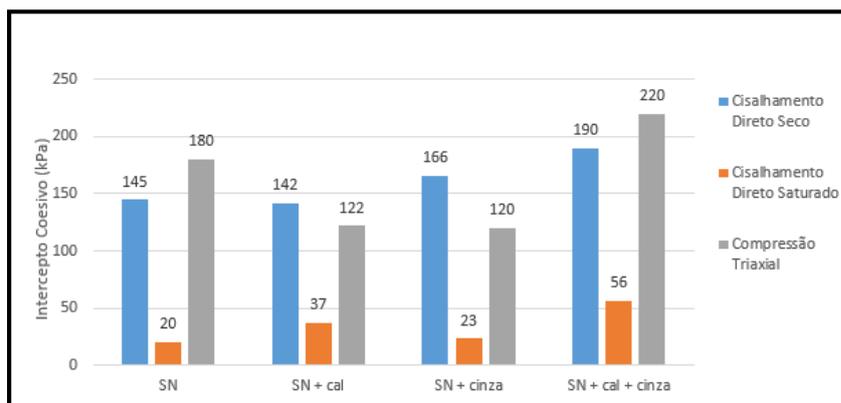
Fonte: Elaborado pelo autor.

Como mostrado na tabela 6, os resultados obtidos foram compatíveis com o esperado, com uma certa variabilidade que pode ser justificada pela falta de domínio dos equipamentos da execução dos ensaios e dificuldade de controle dos teores de umidade ao longo dos 28 dias de cura.

4.6 Comparação Entre as Diferentes Amostras Ensaadas

A figura 53 apresenta um gráfico com os valores de intercepto coesivo obtidos nos diferentes ensaios realizados. Houve uma grande variação nos valores de intercepto coesivo encontrados. Os ensaios de cisalhamento direto na condição saturada apresentaram os menores valores de coesão, como esperado, e os ensaios de compressão triaxial os maiores.

Figura 53 – Influência da estabilização no intercepto coesivo.

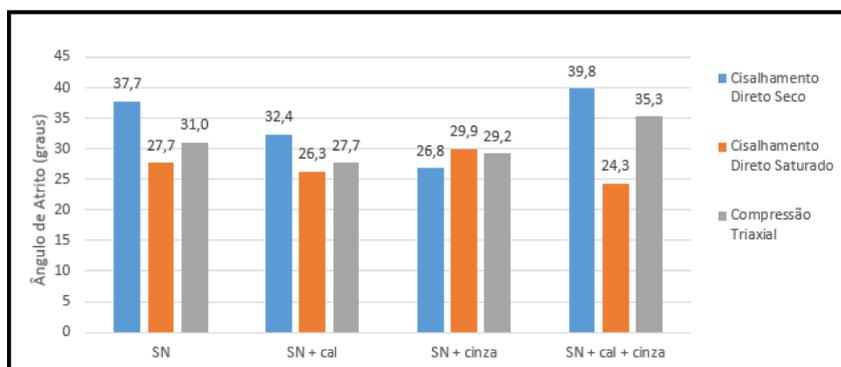


Fonte:Elaborado pelo autor.

A mistura que apresentou melhor comportamento, em relação à coesão, foi com adição cal + CCA, ultrapassando os valores de solo natural. A mistura estabilizada somente com CCA apresentou resultados inferiores de resistência ao cisalhamento, diminuição dos valores de coesão e ângulo de atrito.

Os valores de ângulo de atrito não obtiveram variação tão significativa, como mostrado na figura 54, levando a uma maior confiabilidade dos resultados.

Figura 54 – Influência da estabilização no ângulo de atrito.



Fonte:Elaborado pelo autor.

O solo natural estabilizado com cal apresentou comportamento superior ao solo natural, com ganho de resistência. A mistura com adição de cal + CCA obteve maior eficiência, em relação ao ângulo de atrito.

O comportamento apresentado pelas misturas estabilizadas com CCA é justificável pelo fato de que, a adição de CCA de forma isolada não possui poder cimentício, somente quando adicionada em conjunto com a cal ocorre a cimentação.

4.7 Estabilidade dos Taludes em Estudo

Com os resultados obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial foram verificadas as estabilidades dos taludes mostrados nos itens a seguir. Os taludes foram construídos com inclinações 1:2 e 1:3, a partir dos materiais estudados e analisados pelos métodos de Bishop Simplificado, Janbu e Janbu Corrigido.

4.7.1 Estabilidade dos Taludes com Declividade 1:2

A tabela 7 apresenta os fatores de segurança obtidos nas simulações feitas com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, com inclinação 1:2. Foram utilizados os métodos de Bishop Simplificado (BS), Janbu Simplificado (JS) e Janbu Corrigido (JB).

Tabela 7 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto seco.

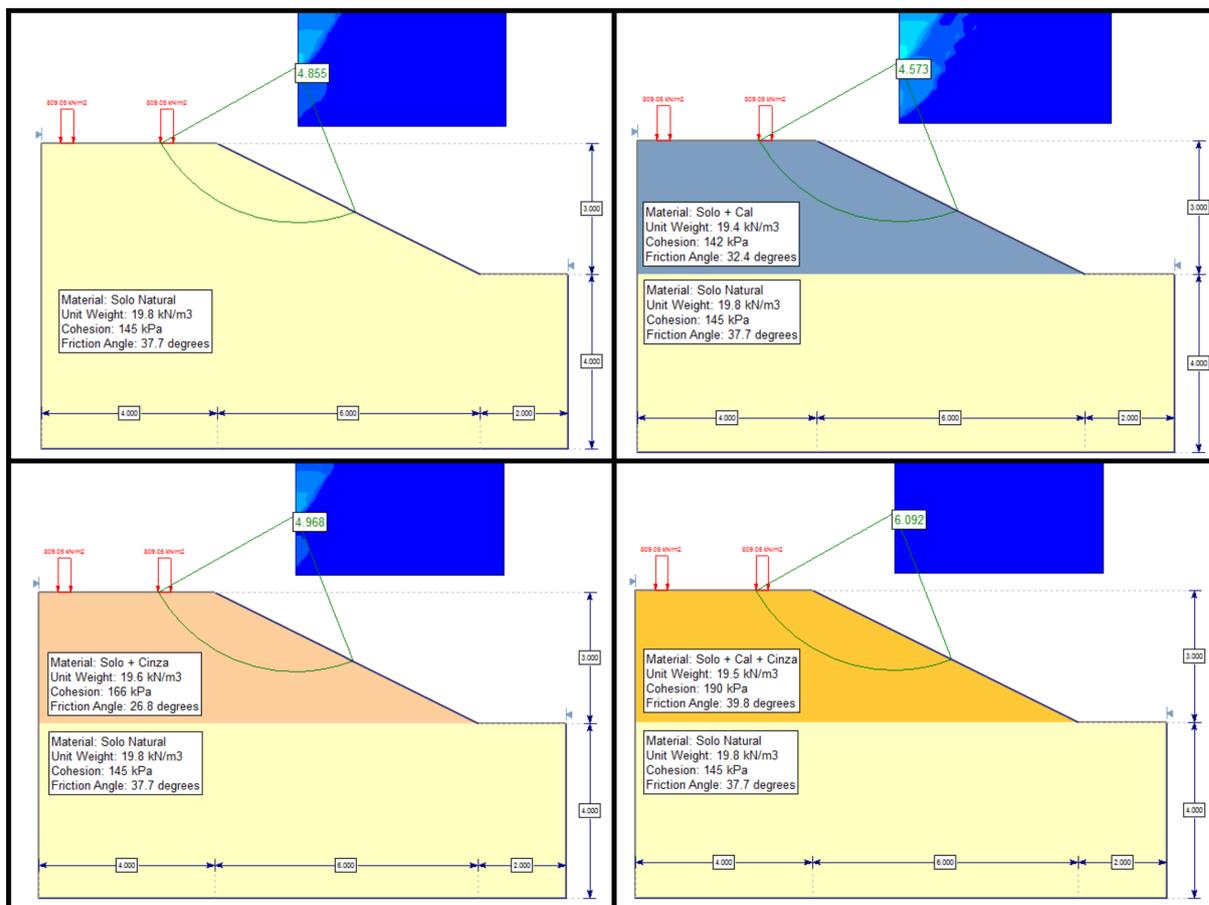
Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
4,85	3,45	3,74	4,57	3,21	3,48	4,97	3,40	3,69	6,09	4,27	4,63

Fonte: Elaborado pelo autor.

É possível perceber, através dos resultados apresentados na tabela 7, que o método de Janbu Simplificado é o mais conservador entre os três analisados. O fator de segurança mínimo que deve-se alcançar em taludes de corte em rodovias é 1,5. Nestas simulações todas as amostras obtiveram resultado satisfatório.

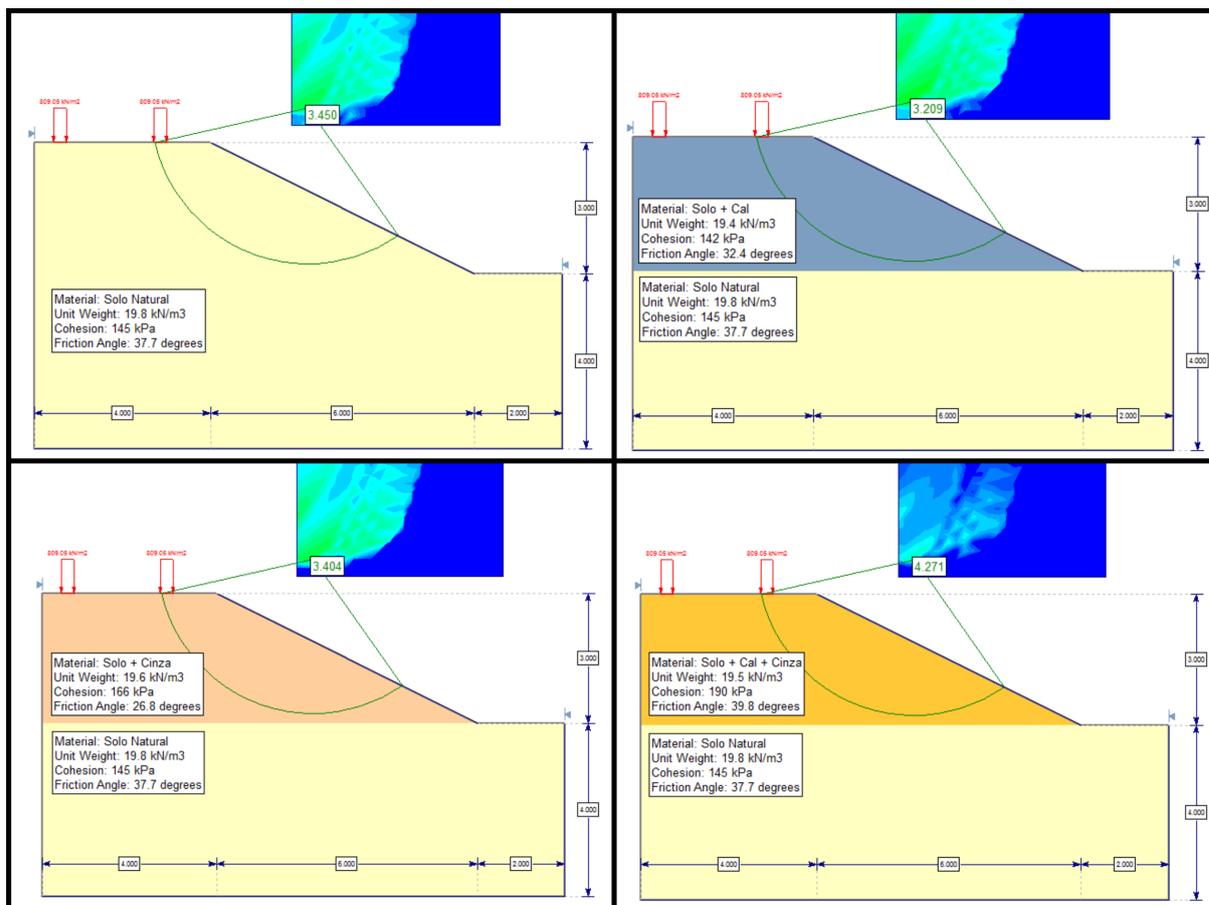
As figuras 55, 56 e 57 apresentam os taludes com inclinação 1:2, utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito dos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, para os métodos citados. Nessas simulações não foi considerado o nível da água, visto que os resultados utilizados referem aos ensaios de cisalhamento direto na condição seca.

Figura 55 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



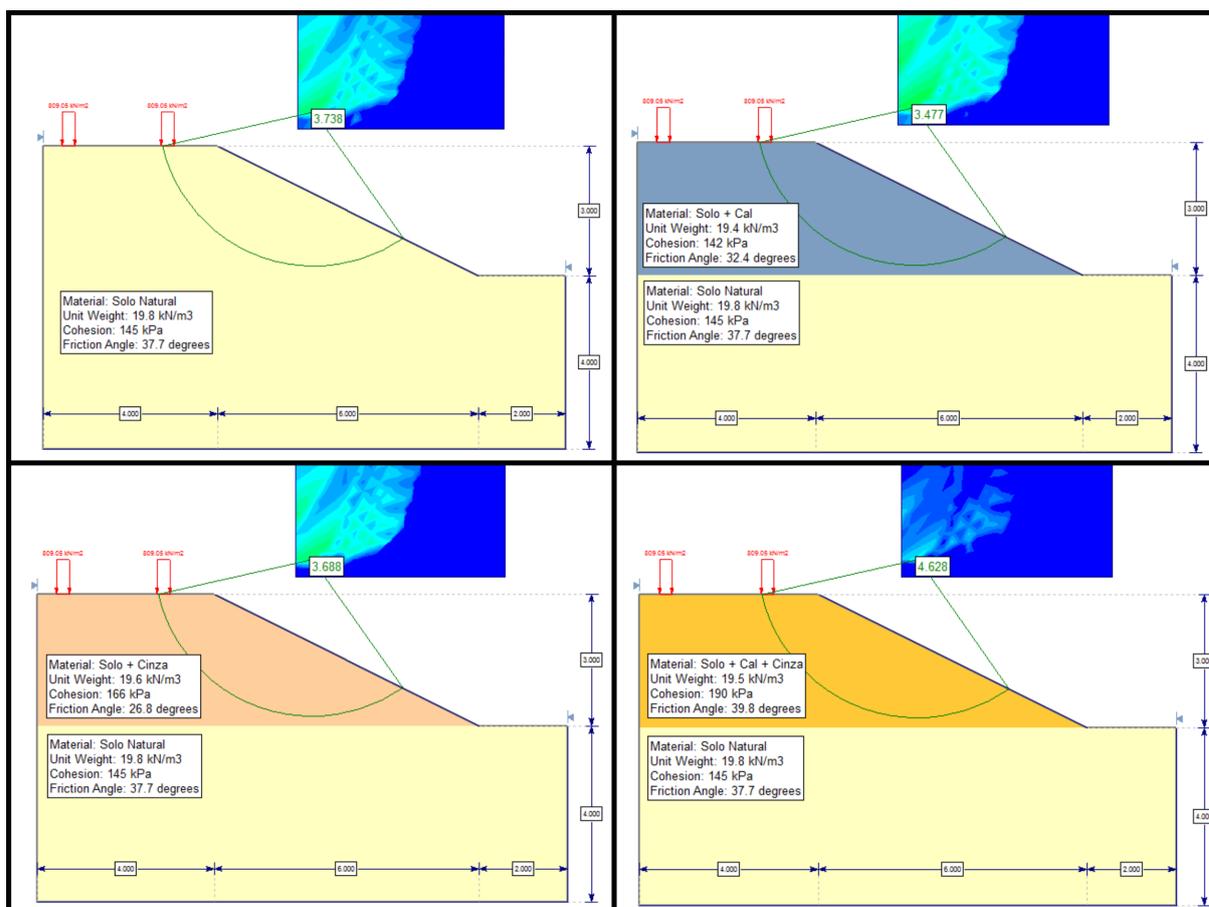
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 56 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 57 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 8 apresenta os fatores de segurança obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial. É possível perceber que os valores são superiores aos obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto. Nessas simulações todas as amostras apresentam fator de segurança satisfatório, acima de 1,5.

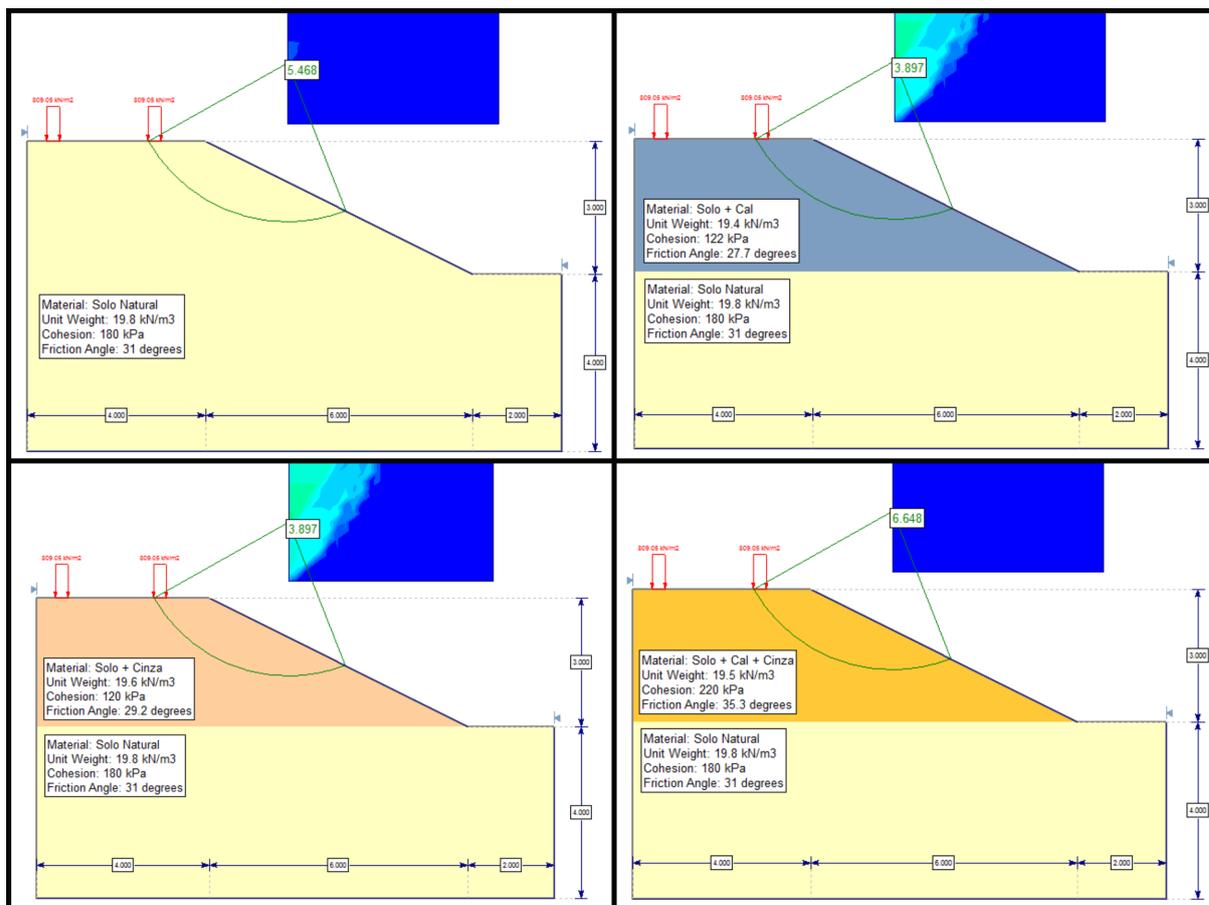
Tabela 8 – Fatores de segurança - Ensaio de compressão triaxial.

Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
5,47	3,77	4,08	3,90	2,73	2,96	3,90	2,75	2,98	6,65	4,57	4,95

Fonte: Elaborado pelo autor.

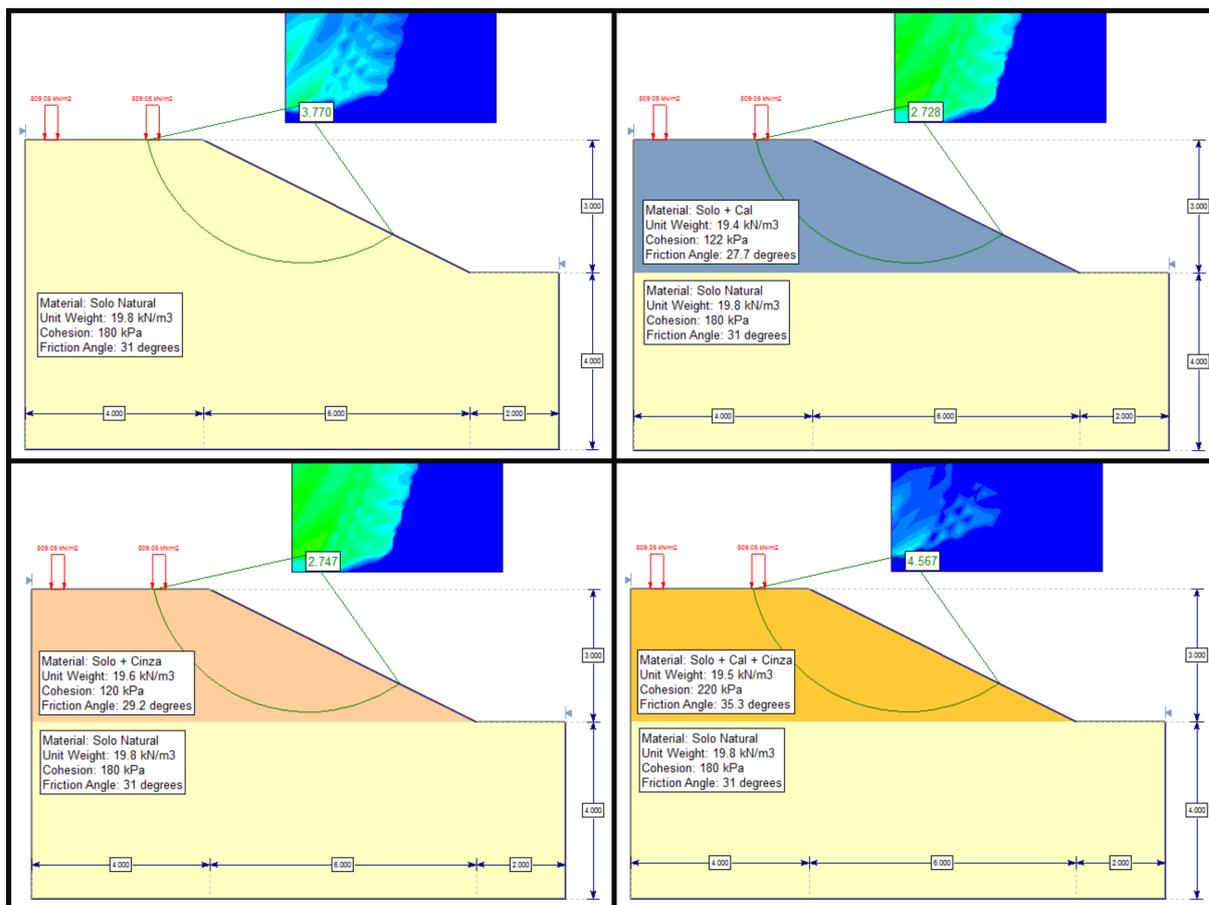
As figuras 58, 59 e 60 apresentam os taludes com inclinação 1:2, utilizando os resultados dos ensaios de compressão triaxial. Não foi utilizado nível de água nessas simulações pelo fato de que os ensaios de compressão triaxial foram feitos na condição seca, umidade de moldagem.

Figura 58 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



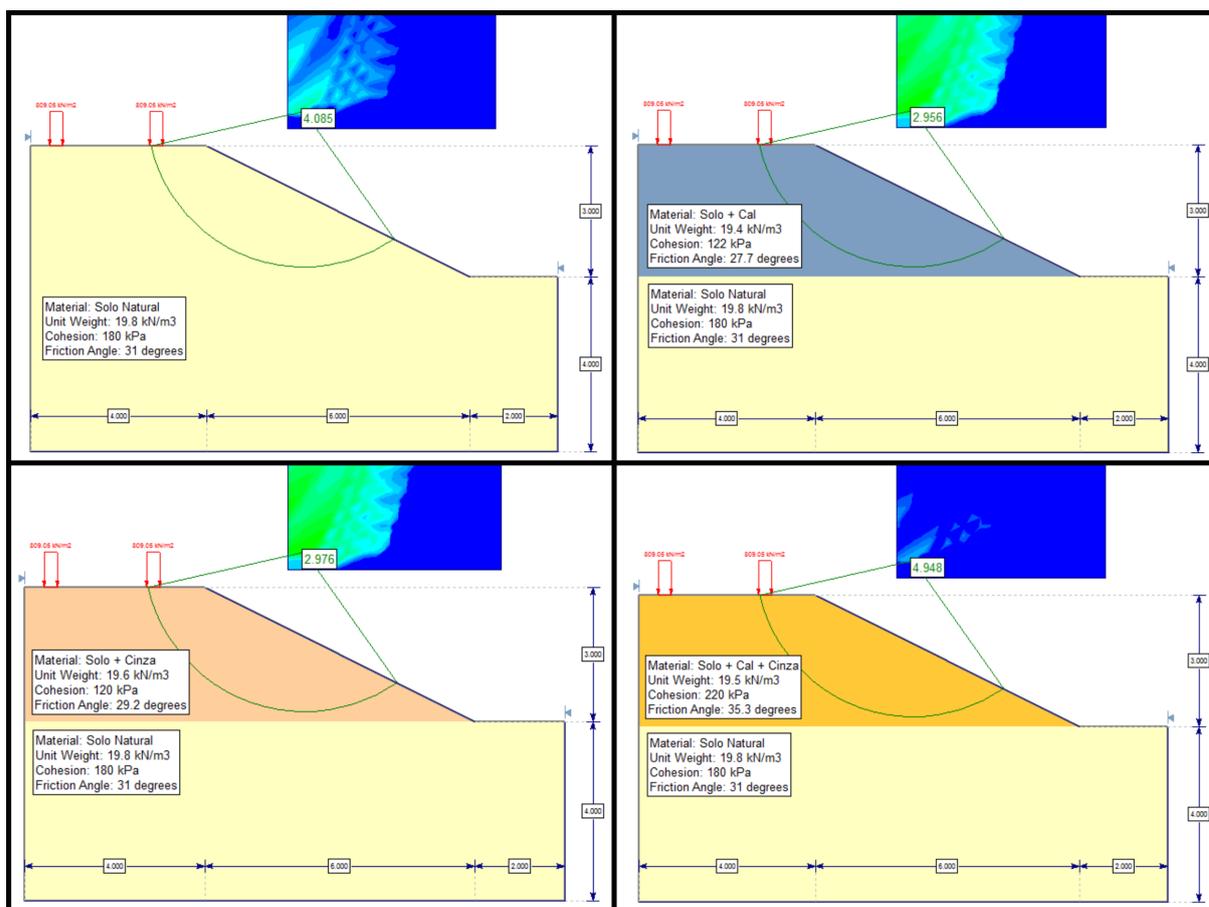
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 59 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 60 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 9 apresenta os fatores de segurança obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. Os valores obtidos na condição saturada são muito inferiores, apenas a amostra estabilizada com cal + CCA apresentou resultado satisfatório para o fator de segurança, acima de 1,5.

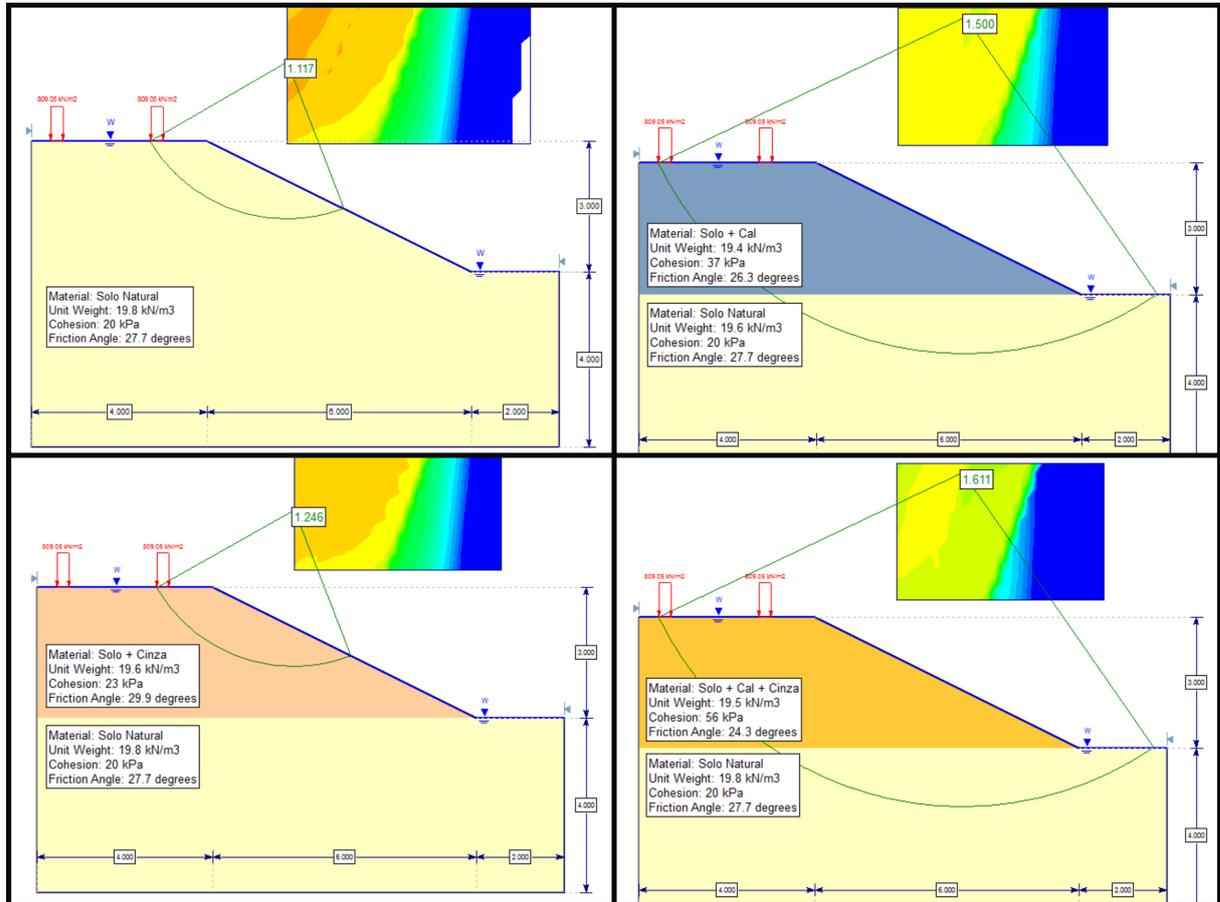
Tabela 9 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto saturado.

Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
1,12	0,84	0,91	1,50	1,04	1,13	1,25	0,94	1,02	1,61	1,19	1,29

Fonte: Elaborado pelo autor.

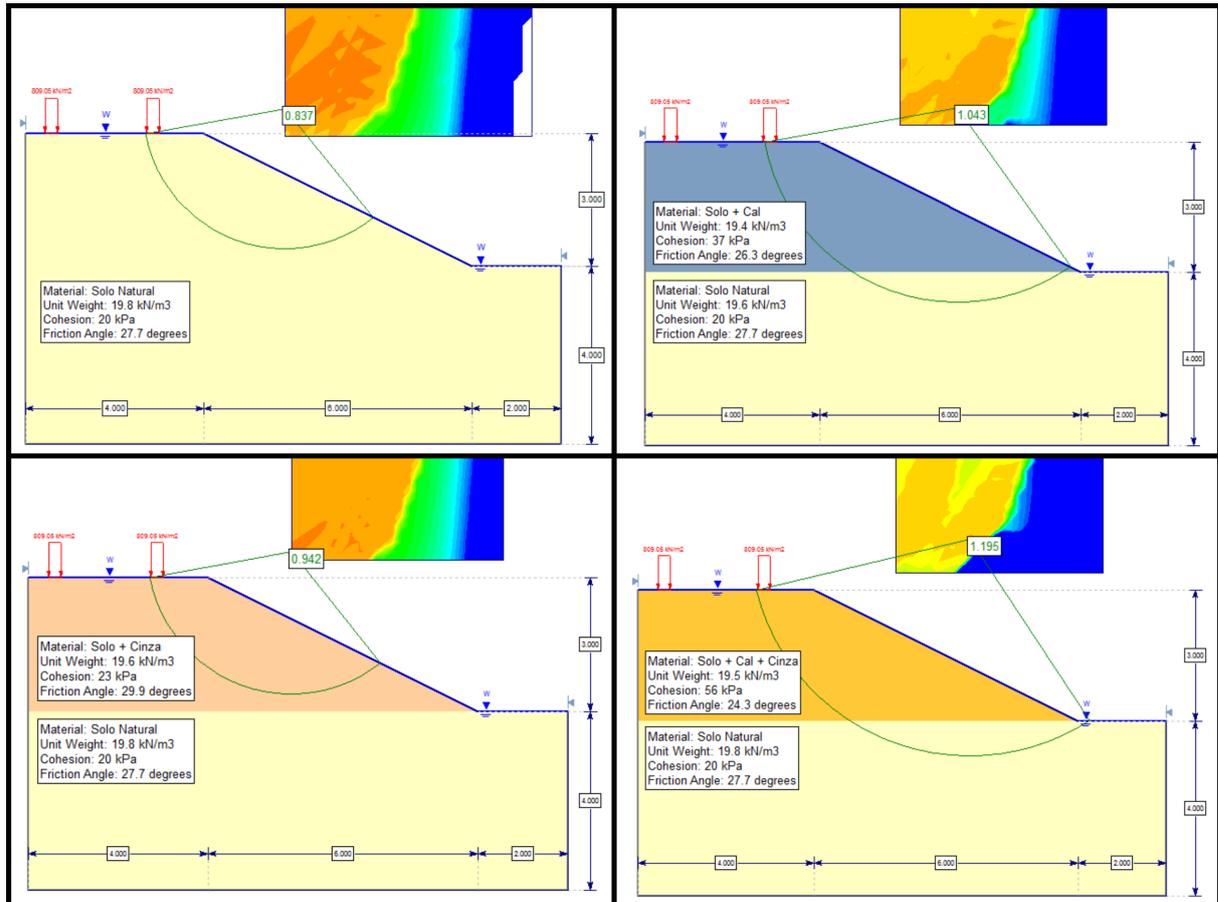
As figuras 61, 62 e 63 apresentam os taludes com inclinação 1:2, utilizando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. Nessas simulações foi considerado o nível de água saturando toda a área do talude, conforme mostrado nas figuras.

Figura 61 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



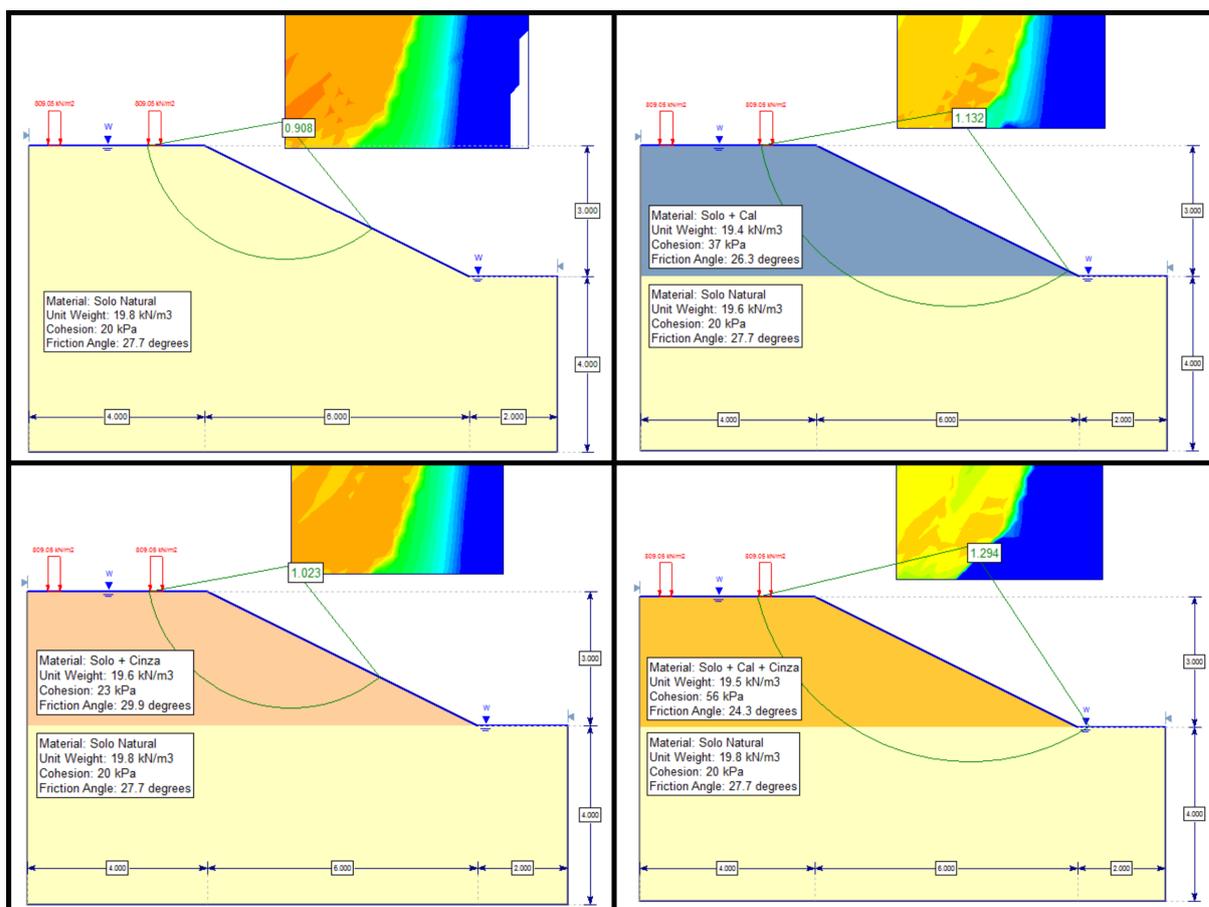
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 62 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 63 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.7.2 Estabilidade dos Taludes com Declividade 1:3

A tabela 10 apresenta os fatores de segurança obtidos nas simulações feitas com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, com inclinação 1:3. Foram utilizados os métodos de Bishop Simplificado (BS), Janbu Simplificado (JS) e Janbu Corrigido (JB).

Tabela 10 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto seco.

Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
6,55	4,25	4,61	6,19	4,00	4,34	6,41	4,18	4,54	7,25	5,11	5,54

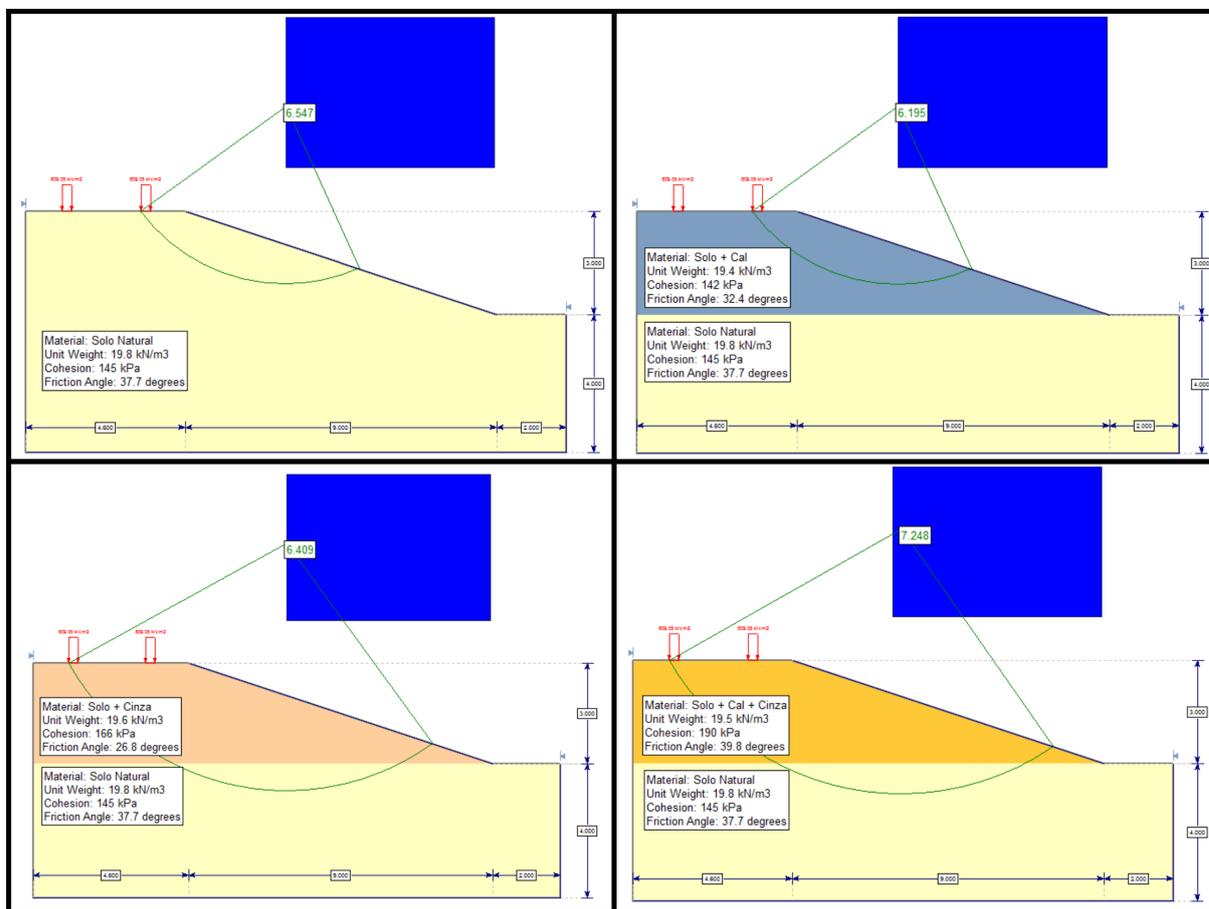
Fonte: Elaborado pelo autor.

É possível perceber, através dos resultados apresentados na tabela 10, que o método de Janbu Simplificado é o mais conservador entre os três analisados. Nestas simulações todas as amostras obtiveram resultado satisfatório para o fator de segurança.

Os valores obtidos para os taludes com declividade 1:3 são significativamente superiores aos com declividade 1:2. Esse fato ressalta para a importância da execução de cortes conforme as recomendações do DNIT.

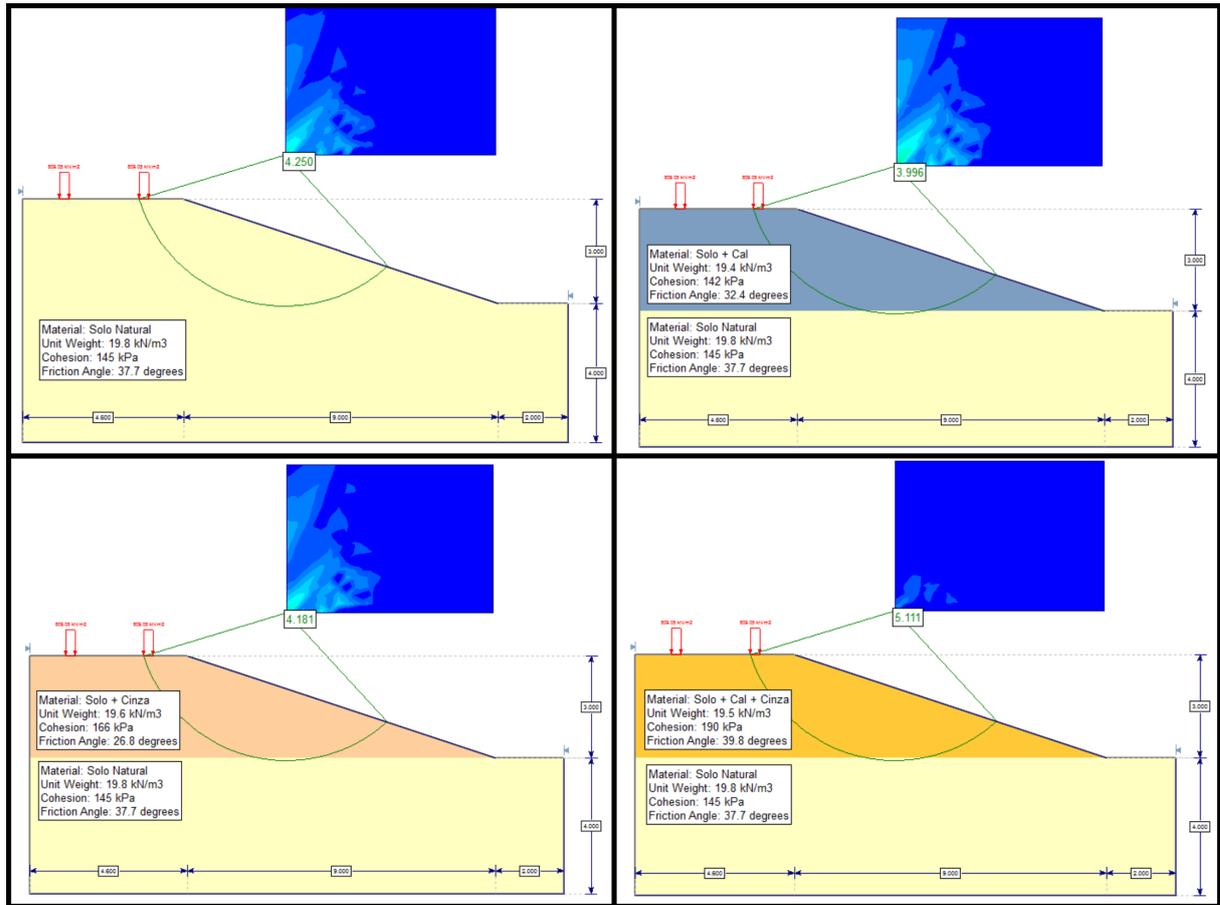
As figuras 64, 65 e 66 apresentam os taludes com inclinação 1:3, utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito dos ensaios de cisalhamento direto na condição seca, para os métodos citados. Nessas simulações não foi considerado o nível da água, visto que os resultados utilizados referem aos ensaios de cisalhamento direto na condição seca.

Figura 64 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



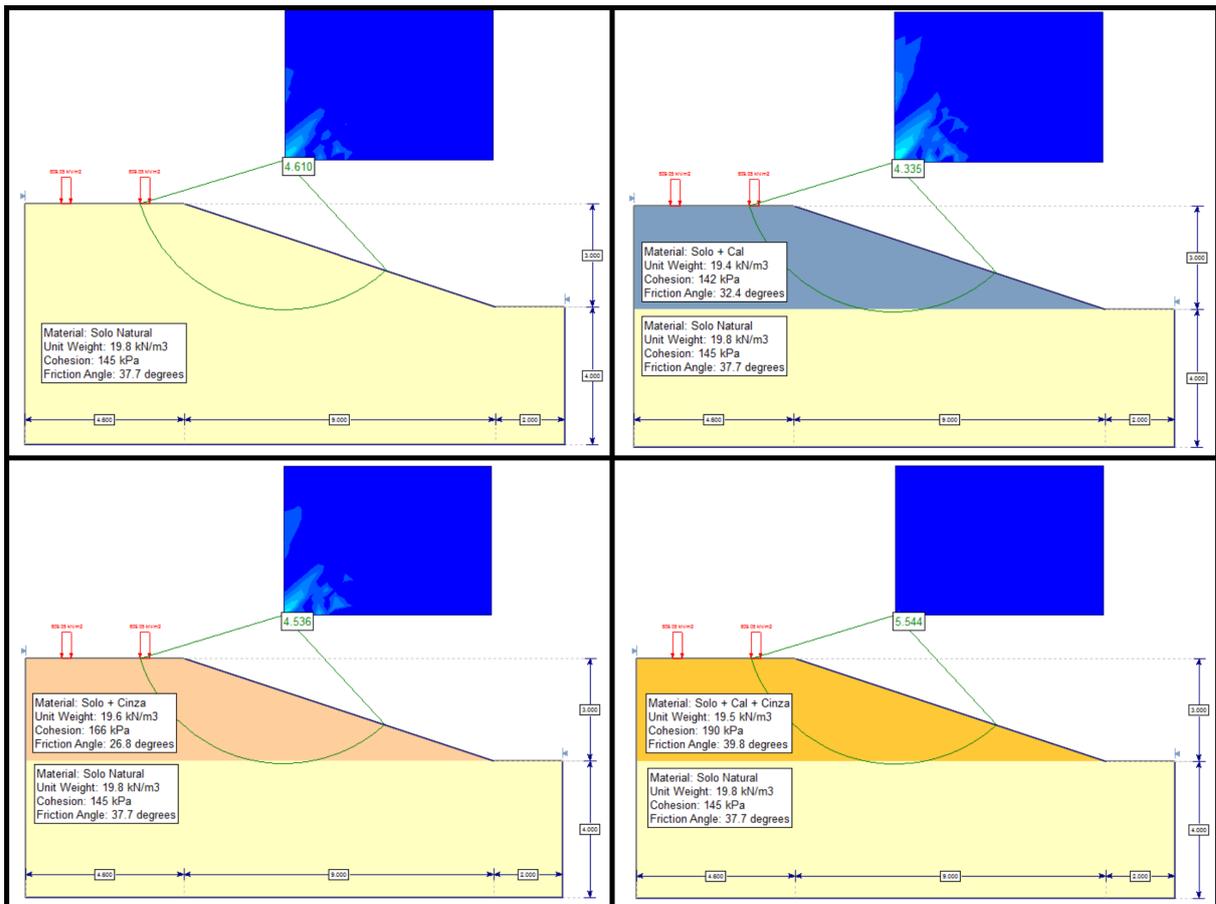
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 65 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 66 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 11 apresenta os fatores de segurança obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial. É possível perceber que os valores são superiores aos obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto. Nessas simulações todas as amostras apresentam fator de segurança satisfatório, acima de 1,5.

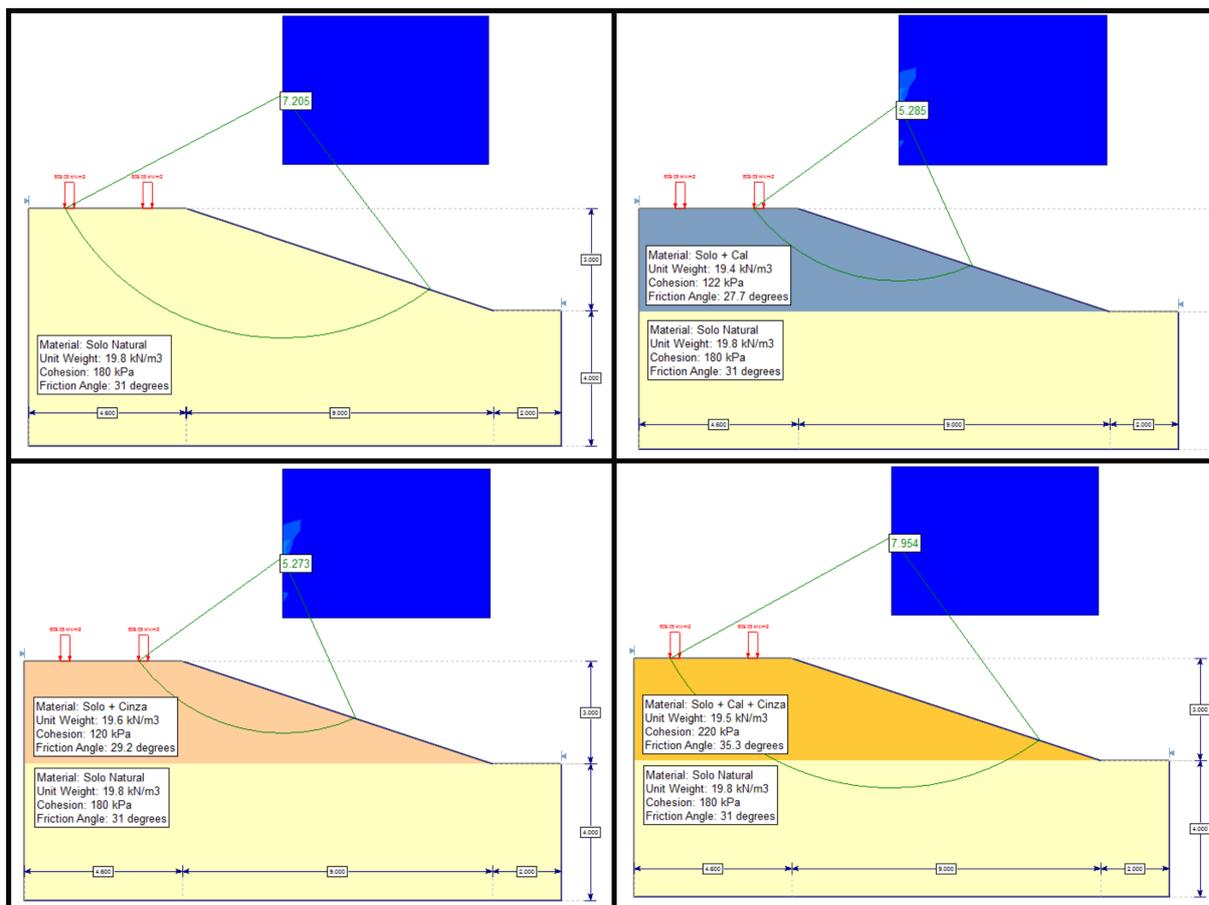
Tabela 11 – Fatores de segurança - Ensaio de compressão triaxial.

Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
7,21	4,82	5,23	6,29	3,59	3,89	5,27	3,61	3,91	7,95	5,50	5,97

Fonte: Elaborado pelo autor.

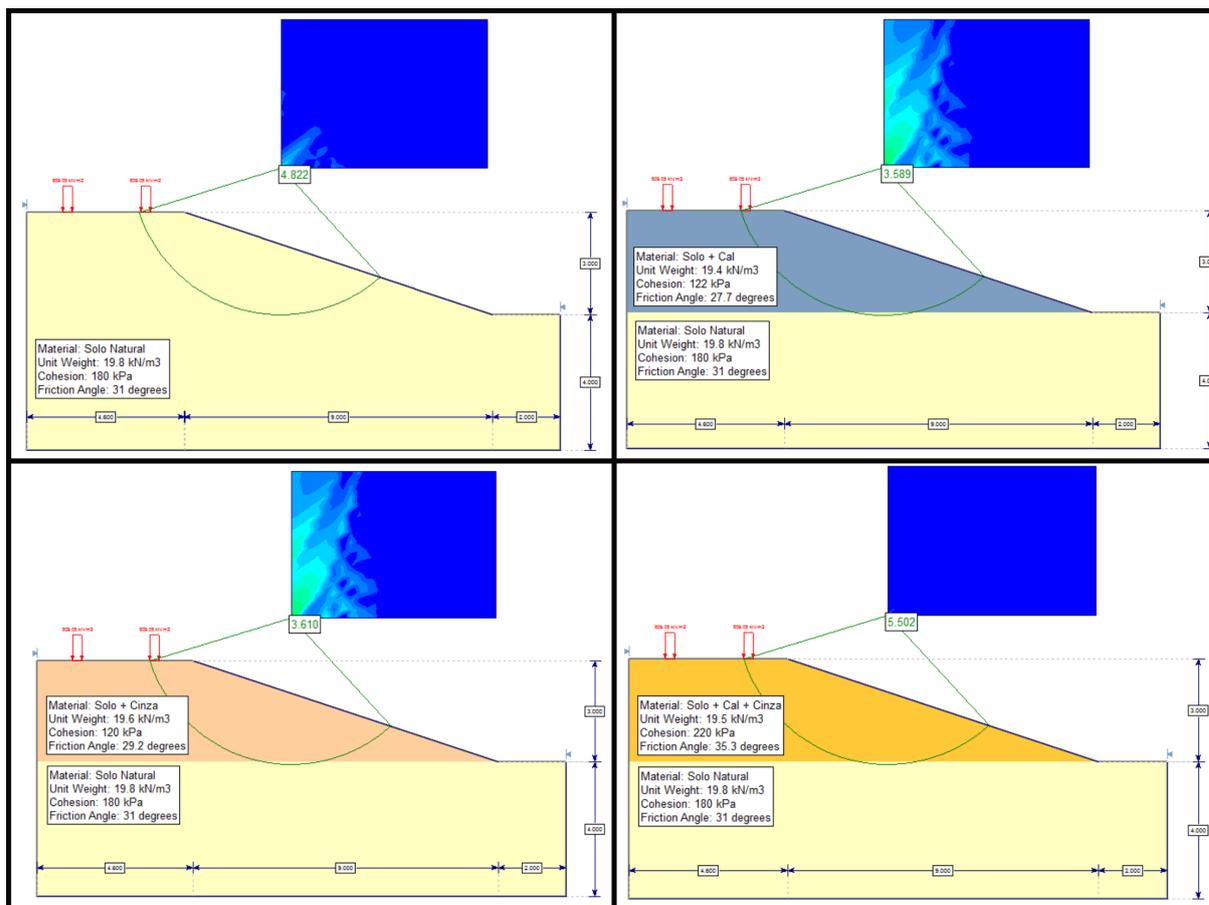
As figuras 67, 68 e 69 apresentam os taludes com inclinação 1:3, utilizando os resultados dos ensaios de compressão triaxial. Não foi utilizado nível de água nessas simulações pelo fato de que os ensaios de compressão triaxial foram feitos na condição seca, umidade de moldagem.

Figura 67 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



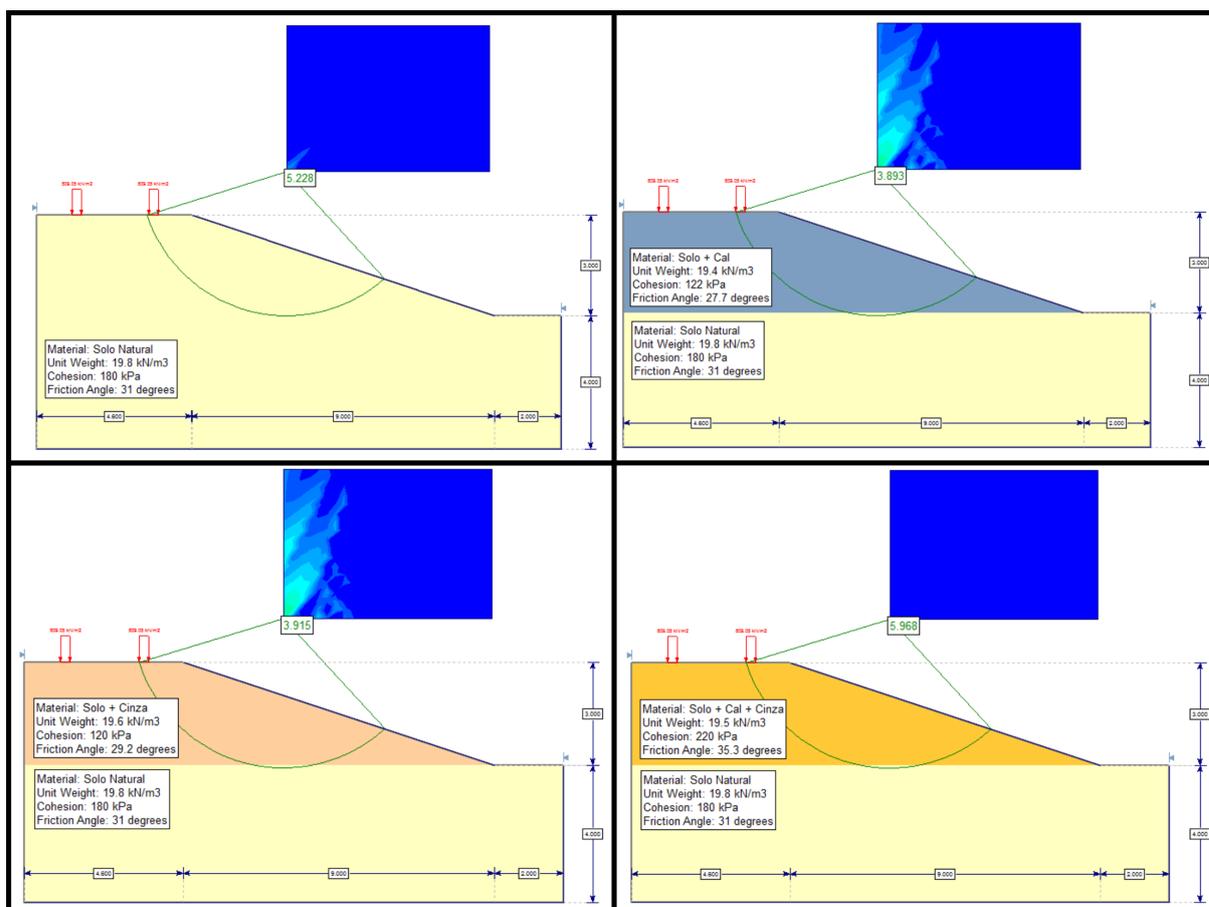
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 68 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 69 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A tabela 12 apresenta os fatores de segurança obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. Os valores obtidos na condição saturada são muito inferiores, apenas as amostras estabilizadas apresentaram resultado satisfatório para o fator de segurança, maior que 1,5.

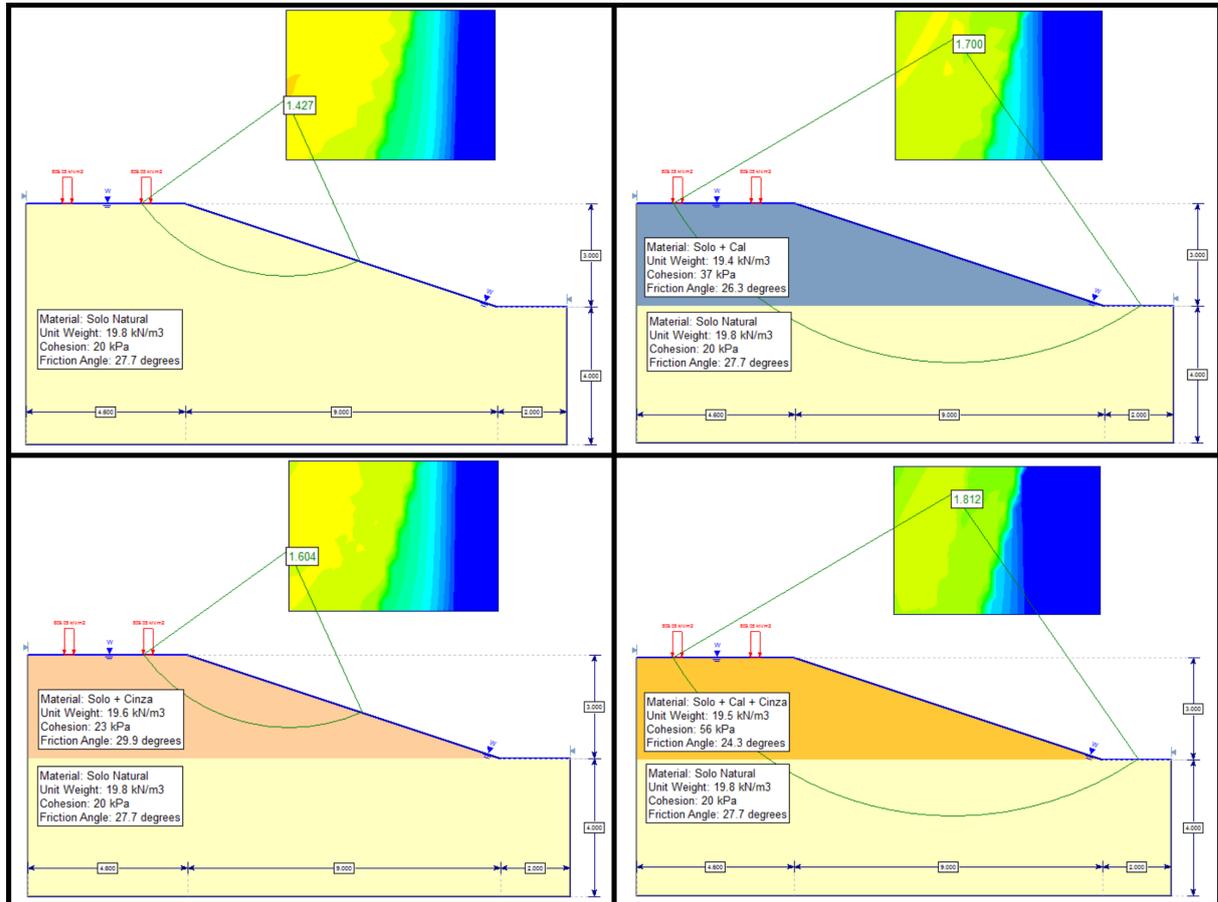
Tabela 12 – Fatores de segurança - Ensaio de cisalhamento direto saturado.

Solo Natural			Solo + Cal			Solo + Cinza			Solo + Cal + Cinza		
BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC
1,43	1,05	1,13	1,70	1,31	1,42	1,60	1,16	1,26	1,81	1,48	1,61

Fonte: Elaborado pelo autor.

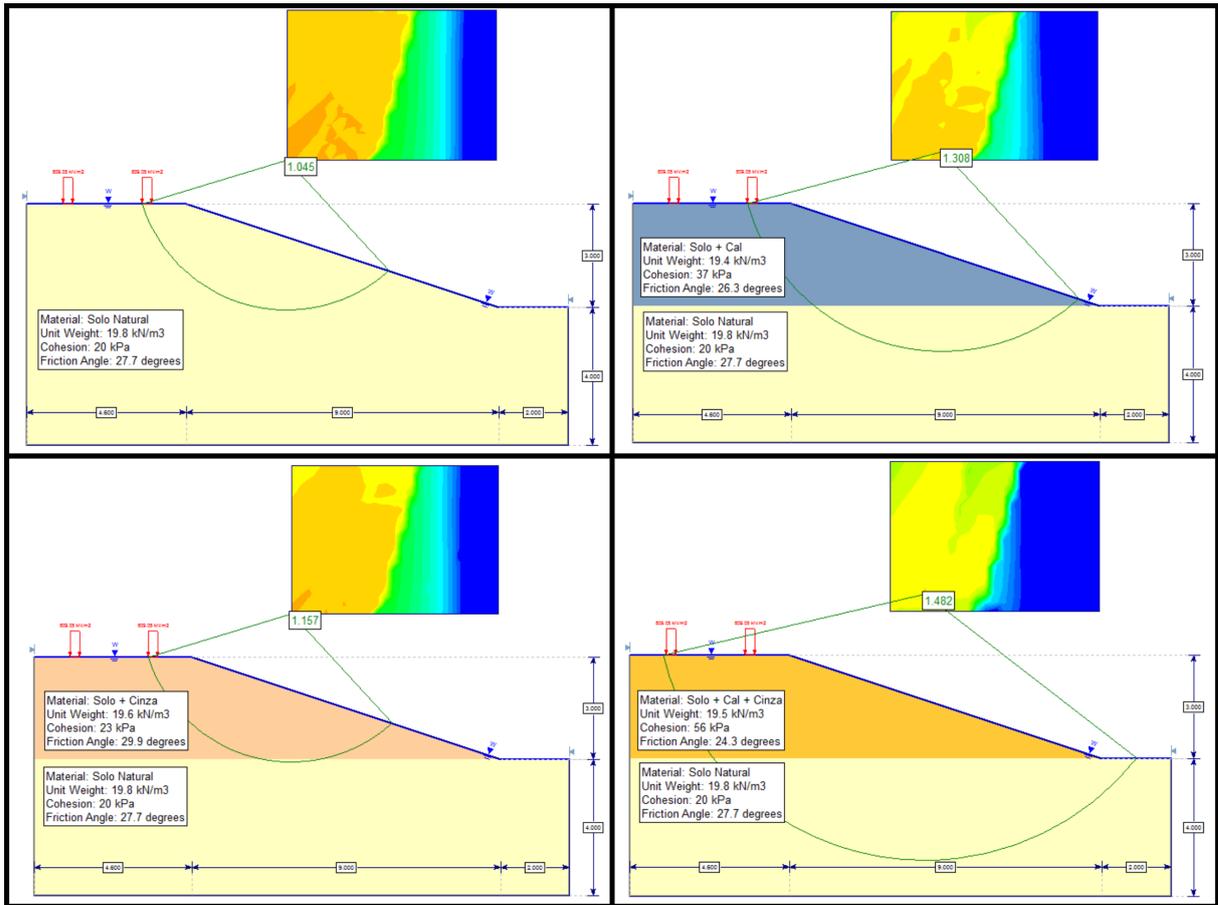
As figuras 70, 71 e 72 apresentam os taludes com inclinação 1:3, utilizando os resultados dos ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. Nessas simulações foi considerado o nível de água saturando toda a área do talude, conforme mostrado nas figuras.

Figura 70 – Planos de ruptura para o método de Bishop.



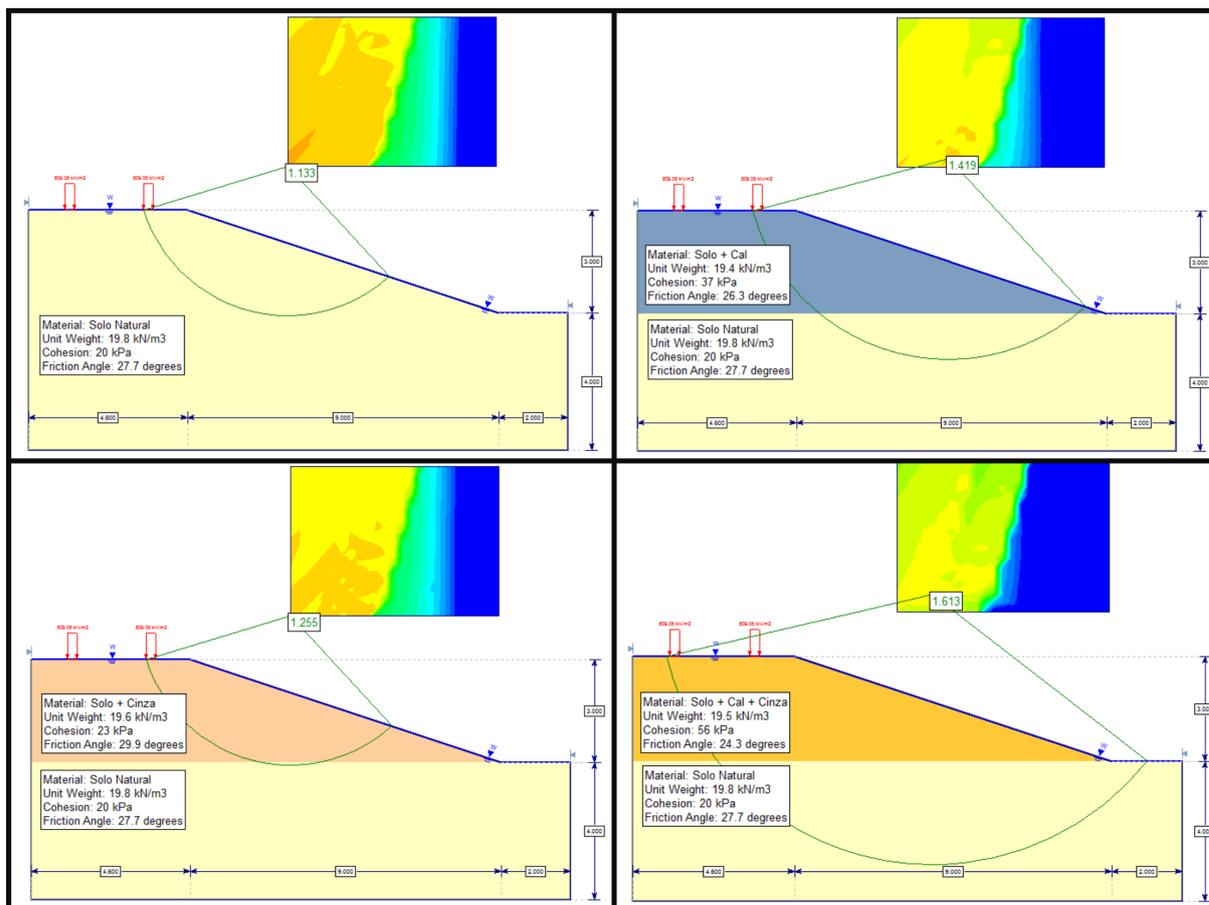
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 71 – Planos de ruptura para o método de Janbu.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 72 – Planos de ruptura para o método de Janbu Corrigido.



Fonte: Elaborado pelo autor.

5 Conclusões e Sugestões

5.1 Conclusões

Acredita-se na viabilidade de utilização da mistura de CCA + cal em camadas de pavimentos, visto que apresentou comportamento satisfatório, superior ao solo natural e às outras misturas. A mistura com adição de CCA apresentou perda de desempenho, com diminuição da resistência ao cisalhamento. Esse comportamento é esperado, visto que a CCA não possui poder de cimentação quando utilizada de forma isolada, sendo necessário o acréscimo juntamente com a cal.

A mistura estabilizada com cal não obteve acréscimo significativo de resistência, não sendo viável economicamente seu uso com estas porcentagens, para as condições e o solo estudado. Um fator significativo pode ter sido o tempo de cura usado na pesquisa, pois de mesma forma, no estudo realizado por Leon (2015), a mistura estabilizada com cal apresentou perda de resistência nos ensaios de compressão simples realizados aos 28 dias de cura, aumentando significativamente aos 56 dias de cura.

As amostras ensaiadas na condição saturada apresentaram perda significativa de resistência, com valores de coesão e ângulo de atrito inferiores aos ensaios realizados na condição seca. A presença de água no solo é um fator crucial que deve ser analisado cuidadosamente ao se projetar toda obra de engenharia, pois, como mostrados na análise dos resultados, influencia na resistência do solo. Os fatores de segurança obtidos através das simulações pelo software Slide reforçam a necessidade da realização de ensaios na condição saturada, visto que são os resultados mais críticos.

Após análise e comparação entre os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, verificou-se grande semelhança entre os dados, sendo possível uma maior confiabilidade dos resultados. Apesar da semelhança, os equipamentos dos ensaios são muito distintos, mesmo simulando as condições em ambos equipamentos os resultados não serão idênticos.

Os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaio de compressão triaxial foram superiores aos valores obtidos por cisalhamento direto. Esse fato pode ser justificado, pois no ensaio de cisalhamento direto a ruptura se dá de forma forçada, em um plano pré-estabelecido. Já no ensaio de compressão triaxial a ruptura ocorre de forma espontânea, em qualquer região do CP. É necessário considerar quais as tensões atuantes no solo e comparar com tensões de ensaio, pois como mencionado, no estudo foram consideradas as situações menos favoráveis para obtenção dos parâmetros.

As análises feitas através do software Slide apresentaram resultados satisfatórios

para taludes moldados a partir dos ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto na condição seca. Os planos de ruptura apresentados para todos os taludes condizem com uma ruptura de face.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

- Analisar o comportamento de misturas estabilizadas adicionando diferentes teores de material estabilizante;
- Realizar ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto para diferentes tempo de cura;
- Realizar ensaios de compressão triaxial na condição saturada;
- Realizar ensaios com solo estabilizado utilizando a cal cálcica.

Referências

- AGUIAR, L. A. Análise do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados quimicamente para uso de barragens. *Tese (doutorado) em Geotecnia. Universidade de Brasília.*, 2014. Citado na página 21.
- BARROS, C. Bases estabilizadas executadas com solos argilosos laterizados. dissertação de mestrado. *São Paulo. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.*, 1978. Citado na página 11.
- BEHAK, L. Estabilização de um solo sedimentar arenoso do uruguai com cinza de casca de arroz e cal. *Dissertação de Mestrado: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.*, 2007. Citado na página 28.
- BRAJA, M. D. *Fundamentos de engenharia geotécnica.* São Paulo: Thomson Learning, 2007. Citado 5 vezes nas páginas 15, 20, 21, 24 e 28.
- CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra.* 6.ed. v.2 Rio de Janeiro: LTC, 2008. Citado na página 28.
- CINTRA, J. C. A. *Fundações diretas.* São Paulo: Oficina de Textos, 2011. Citado na página 56.
- CORREA, F. Comportamento de trechos experimentais com bases de solos arenosos finos. dissertação de mestrado. *São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*, 1975. Citado na página 11.
- CRISTELO, N. Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal. *Dissertação de Mestrado: Universidade do Minho.*, 2001. Citado na página 27.
- CRUZ M. L. ; JALALI, S. Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a ativadores de baixo custo. *Revista Luso-Brasileira de Geotecnia.*, 2010. Citado na página 26.
- CRUZ P.T. ; MAIOLINO, A. Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils. *Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical. Lateritic and Saprolitic Soils. Progress Report (1982-1985). ABMS. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE*, 1985. Citado na página 14.
- DNER. Me 228/94: Solos - compactação em equipamento miniatura. *Rio de Janeiro: DNER*, 1994a. Citado na página 15.
- DNER. Me 258/94: Solos compactados em equipamento miniatura - mini mcv. *Rio de Janeiro: DNER*, 1994b. Citado na página 17.
- DNER. Me 256/94: Solos compactados em equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão. *Rio de Janeiro: DNER*, 1994c. Citado na página 18.
- DNER. Me 254/97: Solos compactados em equipamento miniatura - mini cbr e expansão. *Rio de Janeiro: DNER*, 1997. Citado na página 16.

GUIMARÃES, J. E. P. *A Cal: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil*. São Paulo: Pini., 2002. Citado na página 27.

LEAO L. A.; FORTES, R. M. Estudo da variabilidade da resistência ao cisalhamento de alguns solos classificados segundo a mct (miniatura, compactado, tropical) para dois níveis de energia: Normal e intermediária. *VII Jornada de Iniciação Científica. Universidade Presbiteriana Mackenzie*, 2011. Citado na página 21.

LEON, H. B. Estabilização de solos lateríticos: uma alternativa para os resíduos de cinza de casca de arroz. *Trabalho de Conclusão de Curso: Universidade Federal do Pampa.*, 2015. Citado 4 vezes nas páginas 31, 32, 38 e 78.

MASSAD, F. *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Citado na página 28.

NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, D. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. *São Paulo: Villibor*, p. 213, 1995. Citado 2 vezes nas páginas 15 e 19.

NOGAMI J.S. ; VILLIBOR, D. *Pavimentos econômicos*. São Paulo: Arte e Ciencia., 2009. Citado 5 vezes nas páginas 15, 16, 17, 18 e 19.

NUNES, F. e. a. Estudo da influencia do teor de cimento na resistencia mecanica de misturas em solo cimento aditivado. *Universidade de Brasilia.*, 2000. Citado na página 27.

PINTO, C. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de textos, 2006. Citado 3 vezes nas páginas 15, 20 e 22.

TEIXEIRA, C. C. R. Avaliação do potencial de ligantes a base de sodio e cinzas volantes na estabilização de solos - comparação com soluções tradicionais. *Dissertação de Mestrado: Escola de Ciências e Tecnologia da Universidade de Tras-os-Montes e Alto Douro.*, 2010. Citado 2 vezes nas páginas 26 e 27.

VILLIBOR, D. Utilização de solo arenoso fino na execução de bases para pavimentação de baixo custo. dissertação de mestrado. *São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*, 1974. Citado na página 11.

VILLIBOR, D. e. a. *Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas*. São Paulo: Arte e Ciencia., 2009. Citado 3 vezes nas páginas 11, 12 e 14.