

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Charles André Lasch Bugs

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NA RESISTÊNCIA
AO CISALHAMENTO DE SOLOS**

Santa Cruz do Sul

2015

Charles André Lasch Bugs

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NA RESISTÊNCIA
AO CISALHAMENTO DE SOLOS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul

2015

Charles André Lasch Bugs

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA UMIDADE NA RESISTÊNCIA
AO CISALHAMENTO DE SOLOS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.Sc. Leandro Olivio Nervis

M.Sc. Leandro Olivio Nervis
Professor Orientador – UNISC

Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Professor Examinador – UNISC

Dr. Cesar Alberto Ruver
Professor Examinador – UFRGS

Santa Cruz do Sul

2015

*À minha mãe, Lorena Leopoldina Lasch,
por todas as dificuldades que passou na
vida;*

*A meu pai, Valentin Carlos Bugs
(in memoriam).*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela saúde e força para superar todas as dificuldades impostas e estar concluindo esta importante etapa da minha vida;

À minha mãe, Lorena Leopoldina Lasch, por ser a maior responsável pela minha formação pessoal;

À minha família, por todo o incentivo;

Aos meus amigos Jonas Paixão Vaz, Gabriela Lasch da Silva, Bruna Gabriela da Silva, Ismael Lermen e Roberto de Oliveira Setti; que estiveram comigo em todos os momentos;

Aos professores do curso de Engenharia Civil, por todos os conhecimentos transmitidos;

Ao meu orientador, Prof. M.Sc. Leandro Olivio Nervis, por toda atenção disponibilizada para o desenvolvimento deste trabalho;

Ao Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver, por todo o auxílio prestado durante a elaboração deste trabalho;

Aos colegas de curso Leandro André Jacobsen, Matheus Luis Welter, Ismael Henrique Begrow, Julio Cezar Souza de Mello, Maurício Anton, Douglas da Rosa Silva, Camila Kern, Karina Ferreira de Andrade, Gabriel da Costa Braga e Vinícius Werner; pelo companheirismo e por toda a ajuda prestada.

Acredite em si próprio e chegará um dia em que os outros não terão outra escolha senão acreditar com você.

(Cynthia Kersey)

A ciência nunca resolve um problema sem criar pelo menos outros dez.

(George Bernard Shaw)

RESUMO

O presente trabalho foi desenvolvido na área de Geotecnia, contemplando o estudo de solos na condição não saturada, e teve como objetivo principal avaliar a influência da variação da umidade na resistência ao cisalhamento de solos. Foram realizados estudos em uma argila siltosa e em um saibro, empregados na implantação de um trecho experimental de uma via não pavimentada no município de São Gabriel-RS, e no material presente no subleito da via, constituído por um solo sedimentar arenoso. Para o entendimento completo do comportamento desses materiais, frente a diferentes teores de umidade, se fez necessária a determinação de suas curvas de retenção, empregando-se para isso a técnica do papel filtro. Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto para os solos na condição inundada e para dois teores de umidade distintos, permitindo a obtenção dos parâmetros de ruptura dos solos estudados para a condição não saturada. Por fim, a partir das envoltórias de ruptura obtidas, foi realizado um comparativo dos efeitos da sucção em aplicações práticas da engenharia geotécnica, empregando-se para isso exemplos fictícios e os parâmetros de resistência obtidos para os materiais estudados.

Palavras chave: umidade, solos não saturados, sucção, curvas de retenção, resistência ao cisalhamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	26
Figura 2 - Circulo de Mohr e envoltória de ruptura	26
Figura 3 - Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto	30
Figura 4 - Representação típica de um ensaio de cisalhamento direto	30
Figura 5 - Determinação de c e ϕ a partir do ensaio de cisalhamento direto...	31
Figura 6 - Esquema do equipamento de ensaio triaxial.....	32
Figura 7 - Curva de retenção unimodal	39
Figura 8 - Curva de retenção bimodal	40
Figura 9 - Envoltória de ruptura com uma superfície plana para solos não saturados	48
Figura 10 - Envoltória de ruptura com uma superfície curva para solos não saturados	49
Figura 11- Processo de compactação das amostras	51
Figura 12 - Corpos de prova moldados para a obtenção das curvas de retenção	52
Figura 13 - Conjuntos utilizados para obtenção das curvas de retenção	54
Figura 14 - Corpos de prova preparados para os ensaios de cisalhamento direto	56
Figura 15 - Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto	57
Figura 16 - Execução de ensaio de cisalhamento direto inundado	58
Figura 17 - Talude fictício	59
Figura 18 - Fundação superficial fictícia	61
Figura 19 - Estrada fictícia.....	62
Figura 20 - Localização do trecho experimental e áreas de empréstimo sobre o mapa geológico	65
Figura 21 - Projeção do trecho experimental e áreas de empréstimo sobre o mapa de solos	66
Figura 22 - Perfis geotécnicos dos solos em estudo.....	67
Figura 23 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 1 / verificação A.....	91
Figura 24 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 2 / verificação A.....	91

Figura 25 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 1 / verificação B.....	92
Figura 26 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 2 / verificação B.....	93

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curvas de distribuição granulométrica	69
Gráfico 2- Curvas de compactação do solo do subleito.....	73
Gráfico 3 - Curvas de compactação da argila.....	73
Gráfico 4 - Curva de compactação do saibro	74
Gráfico 5 - Curvas de retenção do solo do subleito.....	76
Gráfico 6 - Curvas de retenção da argila.....	77
Gráfico 7 - Curvas de retenção do saibro	77
Gráfico 8 - Envoltórias de ruptura para o solo do subleito	81
Gráfico 9 - Envoltórias de ruptura para a argila	81
Gráfico 10 - Envoltórias de ruptura para o saibro	82
Gráfico 11 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito	86
Gráfico 12 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b da argila	86
Gráfico 13 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b do saibro	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos de ϕ' para areias	27
Tabela 2 - Valores típicos de ϕ' para argilas	29
Tabela 3 - Curvas de calibração para o papel filtro Whatman N° 42.....	42
Tabela 4 - Tempos de equilíbrio adotados no método do papel filtro	43
Tabela 5 - Equações para o ajuste de curvas de retenção unimodais	44
Tabela 6 - Características geotécnicas dos materiais	70
Tabela 7 - Classificações SUCS e HRB dos solos estudados.....	71
Tabela 8 - Resultados dos ensaios de compactação	74
Tabela 9 - Resultados dos ensaios de ISC.....	74
Tabela 10 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo do subleito e do saibro	78
Tabela 11- Parâmetros de ajuste das curvas de retenção da argila	78
Tabela 12 - Índices físicos dos corpos de prova empregados para obtenção das curvas de retenção.....	80
Tabela 13 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	82
Tabela 14 - Parâmetros de ruptura ajustados.....	84
Tabela 15 - Comparativo entre os valores de sucção obtidos	84
Tabela 16 - Valores de ϕ^b	87
Tabela 17 - Parâmetros de ruptura	88
Tabela 18 - Índices físicos dos corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto	89
Tabela 19 - Parâmetros utilizados nas análises da estabilidade dos taludes conforme verificação A.....	90
Tabela 20 - Parâmetros utilizados nas análises da estabilidade dos taludes conforme verificação B.....	92
Tabela 21 - Resultados da análise de estabilidade dos taludes.....	93
Tabela 22 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação A.....	95
Tabela 23 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação B.....	95
Tabela 24 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação C.....	95

Tabela 25 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada conforme verificação A.....	97
Tabela 26 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada conforme verificação B.....	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCRA	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
ISC	Índice de Suporte Califórnia
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
NBR	Norma Brasileira
RS	Rio Grande do Sul
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UNISC	Universidade de Santa Cruz do Sul
VEA	Valor de entrada de ar

LISTA DE SÍMBOLOS

a	parâmetro de ajuste
c	intercepto coesivo
C_{t1}	coesão total 1, válida para o primeiro intervalo de sucção
C_{t2}	coesão total 2, válida para o segundo intervalo de sucção
c'	intercepto coesivo efetivo
e	índice de vazios
FS	fator de segurança
h	horas
K	constante sugerida em função da saturação do material
km	quilômetro
kPa	quilopascal
mm	milímetro
mm/min	milímetro por minuto
MPa	megapascal
N	número de repetições de carga, calculado com os fatores de equivalência da AASHTO
N_c, N_q e N_γ	fatores de carga
S_c, S_q e S_γ	fatores de forma
q'	pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação
S_b	saturação na entrada de ar
S_r	grau de saturação do solo
$S_{res.}$	saturação para $\Psi_{res.}$
$S_{res.1}$	saturação para $\Psi_{res.1}$
$S_{res.2}$	saturação para $\Psi_{res.2}$
u_a	poropressão do ar
u_w	poropressão da água
$(u_a - u_w)$	sucção mátrica
$(u_a - u_w)_{1.f}$	sucção mátrica no plano de ruptura, válidas para sucções no primeiro intervalo
$(u_a - u_w)_{2.f}$	sucção mátrica no plano de ruptura, válidas para sucções no segundo intervalo

$(u_a - u_w)_{1.lim. f}$	sucção mátrica limite do intervalo 1
$\beta_{máx.}$	ângulo máximo de inclinação do talude
γ	peso específico
γ_d	peso específico aparente seco
$\gamma_{d.máx.}$	peso específico aparente seco máximo
$\gamma_{sat.}$	peso específico aparente saturado
θ	teor de umidade volumétrico
π	sucção osmótica
σ	tensão normal total
σ_1	maior tensão normal atuante
σ_3	menor tensão normal atuante
$\sigma_{adm.}$	tensão admissível
$\sigma_{rup.}$	tensão de ruptura do solo ou resistência última
$(\sigma - u_a)$	tensão normal líquida
$(\sigma - u_w)$	tensão efetiva
τ_f	tensão de cisalhamento
$\tau_{máx.}$	tensão de cisalhamento máxima
$\tau_{res.}$	tensão de cisalhamento residual
\emptyset	ângulo de atrito interno
\emptyset^b	ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$
\emptyset^{b1}	ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$, válido para sucções no primeiro intervalo
\emptyset^{b2}	ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$, válido para sucções no segundo intervalo
\emptyset'	ângulo de atrito interno efetivo
\emptyset''	ângulo que quantifica a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_w)_f$
χ	parâmetro de Bishop
Ψ	sucção total
Ψ_b	sucção na entrada de ar

Ψ_{b1}	sucção na entrada de ar nos macroporos
Ψ_{b2}	sucção na entrada de ar nos microporos
$\Psi_{res.}$	sucção residual
$\Psi_{res.1}$	sucção residual nos macroporos
$\Psi_{res.2}$	sucção residual nos microporos
ω	teor de umidade gravimétrico
$\omega_{ótima}$	umidade ótima de compactação
$\omega_{sat.}$	teor de umidade de saturação
%	por cento
°	grau
°C	grau Celsius

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Área e limitação do projeto.....	19
1.2	Justificativa.....	20
1.3	Objetivos	20
1.3.1	Objetivo geral.....	20
1.3.2	Objetivos específicos.....	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	22
2.1	Geologia e formação dos solos	22
2.2	A resistência ao cisalhamento dos solos.....	24
2.2.1	Critérios de ruptura	24
2.2.2	Resistência ao cisalhamento de areias	27
2.2.3	Resistência ao cisalhamento de argilas.....	28
2.2.4	Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento	29
2.2.4.1	Ensaio de cisalhamento direto.....	29
2.2.4.2	Ensaio triaxial	31
2.3	Alguns empregos geotécnicos relacionados à resistência ao cisalhamento dos solos.....	33
2.3.1	Análise da estabilidade de taludes	33
2.3.2	Muros de arrimo	33
2.3.3	Fundações superficiais.....	34
2.3.4	Rodovias	34
2.4	O comportamento de solos não saturados.....	37
2.4.1	A sucção em solos	37
2.4.2	Sucções mátrica e osmótica	37
2.4.3	Curvas de retenção de um solo	38
2.4.3.1	Método do papel filtro para obtenção da curva de retenção.....	41

2.4.3.2	Equações para o ajuste de curvas de retenção.....	44
2.4.4	Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.....	46
3	METODOLOGIA	50
3.1	Consulta a mapas a geológicos e pedológicos do trecho experimental e áreas de empréstimo.....	50
3.2	Interpretação dos resultados dos ensaios de caracterização, compactação e ISC dos materiais.....	50
3.3	Realização de ensaios para obtenção da curva de retenção	50
3.3.1	Preparação dos corpos de prova.....	51
3.3.2	Determinação da curva de retenção	52
3.4	Ensaio de cisalhamento direto.....	55
3.4.1	Preparação dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto	55
3.4.2	Realização do ensaio	56
3.5	Avaliação dos efeitos da sucção em aplicações práticas de engenharia geotécnica.....	58
3.5.1	Avaliação dos efeitos da sucção na geometria de taludes de aterro ..	58
3.5.2	Avaliação dos efeitos da sucção na capacidade de suporte de fundações superficiais.....	60
3.5.3	Avaliação dos efeitos da sucção no desempenho de estradas	62
3.6	Conclusões	63
4	DESCRIÇÃO DO LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS.....	64
4.1	Descrição Física	64
4.2	Enquadramento geológico	64
4.3	Classificação pedológica.....	65
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS PREVIAMENTE A ESTE TRABALHO	69
5.1	Ensaio de caracterização.....	69

5.2	Ensaio de compactação e Índice de Suporte Califórnia	72
6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO PRESENTE TRABALHO.....	76
6.1	Curvas de retenção	76
6.2	Cisalhamento direto	80
7	EFEITOS DA SUCCÃO EM APLICAÇÕES PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	90
7.1	Efeitos da sucção na geometria de taludes de aterro	90
7.2	Efeitos da sucção na capacidade de carga de fundações superficiais...	94
7.3	Efeitos da sucção no desempenho de estradas	96
8	CONCLUSÕES	99
	REFERENCIAL	100
	ANEXO A - Índices físicos	105
	ANEXO B - Fatores necessários para uso na equação de Terzaghi ..	106
	ANEXO C - Gráficos deformação horizontal <i>versus</i> tensões cisalhantes obtidos para o solo do subleito	107
	ANEXO D - Gráficos deformação horizontal <i>versus</i> tensões cisalhantes obtidos para a argila	109
	ANEXO E - Gráficos deformação horizontal <i>versus</i> tensões cisalhantes obtidos para o saibro.....	111

1 INTRODUÇÃO

O estudo das propriedades mecânicas dos solos não saturados vem ganhando destaque nos últimos anos nos cenários nacional e internacional. As teorias desenvolvidas pela Mecânica dos Solos Clássica tiveram como base o comportamento de solos na condição saturada e não descrevem com sucesso o comportamento de solos não saturados.

A Mecânica dos Solos Não Saturados descreve o comportamento de uma grande variedade de solos, frequentemente encontrados na prática de engenharia. Países como o Brasil possuem vastas áreas de solos não saturados de diversas origens geológicas.

O comportamento mecânico dos solos não saturados é significativamente influenciado por uma variável de pressão negativa da sua água intersticial, denominada sucção. A determinação desta variável serve como base para a solução de grande parte dos problemas geotécnicos que envolvem solos nestas condições.

Dentro desse contexto, o presente trabalho visa avaliar a influência da variação da umidade na resistência ao cisalhamento de solos, através dos modelos teóricos propostos na literatura, possibilitando o entendimento do comportamento dos mesmos na condição não saturada.

1.1 Área e limitação do projeto

O presente trabalho foi desenvolvido na área de Geotecnia. O tema abordado é o comportamento mecânico de solos não saturados, sendo avaliada a influência da variação da umidade na resistência ao cisalhamento dos mesmos.

Foram avaliados o comportamento de três tipos de solos: uma argila siltosa e um saibro, utilizados na implantação de um trecho experimental de uma via rural não pavimentada; e o material presente no subleito da via, constituído por um solo sedimentar arenoso. A argila e o saibro em estudo foram empregados, respectivamente, como primeira e segunda camadas do revestimento primário da via.

O trecho experimental e as áreas de empréstimo estão situados no município de São Gabriel – RS, localizado a 320 km da capital do Estado, no Projeto de Assentamento denominado Conquista do Caiboaté, de jurisdição do Instituto

Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA. O Projeto de Assentamento fica localizado a aproximadamente 20 km da sede do município, próximo a localidade de Vacacaí.

1.2 Justificativa

Os princípios da Mecânica dos Solos Clássica foram desenvolvidos tendo como base o comportamento dos solos saturados, que compõem um sistema bifásico constituído por uma fase sólida (grãos do solo) e por uma fase fluída (ar ou água). Os solos não saturados, no entanto, constituem sistemas multifásicos, compostos pelos grãos, ar e água. Logo, as teorias clássicas não descrevem com sucesso o comportamento mecânico dos mesmos.

O estudo das propriedades dos solos não saturados vem ganhando destaque no âmbito nacional e internacional, principalmente pelo fato de que a grande maioria das obras de engenharia são executadas em solos nestas condições (MENDES, 2008).

No Brasil, assim como em outros países tropicais, existem vastas áreas de solos não saturados, das mais variadas origens geológicas. Logo, o conhecimento desse estado pode levar a soluções mais eficientes tanto nos aspectos técnicos, quanto nos aspectos econômicos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é verificar a influência da variação da umidade na resistência ao cisalhamento de solos, possibilitando assim o entendimento do comportamento mecânico dos mesmos na condição não saturada.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Determinar as curvas de retenção dos três solos estudados, empregando-se para

isso o método do papel filtro;

- Obter os parâmetros de resistência c' , ϕ' e ϕ^b dos solos estudados, através do ensaio de cisalhamento direto, o que permitirá obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os solos estudados para a condição não saturada;
- Verificar a influência dos efeitos da sucção na geometria de um talude de aterro, na capacidade de carga de uma fundação superficial e no desempenho de uma estrada, empregando-se para isso modelos fictícios.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Geologia e formação dos solos

As rochas que compõem a crosta terrestre são divididas em três grandes grupos: ígneas ou magmáticas, sedimentares e metamórficas. As rochas ígneas são resultados da solidificação do material rochoso fundido, gerado no interior da crosta terrestre, denominado magma. São classificadas em plutônicas ou intrusivas, quando formadas em profundidade, através de lentos processos de resfriamento e solidificação do magma, resultando em um material geralmente de granulação grossa e de formas definidas; e em vulcânicas ou extrusivas, quando formado na superfície terrestre ou em suas proximidades, resultando em um material vítreo ou cristalino, de granulação fina. As rochas sedimentares são resultado da consolidação de sedimentos provenientes da desagregação e transporte de outras rochas, da precipitação química ou, ainda, de ação biogênica. As rochas metamórficas, por sua vez, são resultado de mudanças mineralógicas, químicas e estruturais de outras rochas como resposta à alterações físicas (temperatura e pressão) ou químicas (FRASCÁ e SARTORI, 1998).

Os solos são resultado da deterioração das rochas através do intemperismo. O intemperismo pode ser classificado em dois grandes grupos: o químico, que está relacionado com processos químicos que modificam, solubilizam e depositam os minerais da rocha, transformando em solo; e o mecânico, que é proveniente da ação de transporte da água, do vento e variação de temperatura. A transformação da rocha em solo ocorre muitas vezes através da ação conjunta de vários agentes de intemperismo (ORTIGÃO, 2007).

Os solos que permanecem próximos à rocha que os originou são conhecidos como residuais, tendo como uma importante característica a graduação do tamanho das suas partículas. Na superfície destes solos são encontrados grãos mais refinados e na medida que a profundidade avança o tamanho das partículas aumenta, sendo possível encontrar em locais mais profundos fragmentos de rocha angulares (DAS, 2011).

Os produtos do intemperismo podem ainda ser deslocados através da ação da água, do gelo, do vento e da ação da gravidade, sendo esses conhecidos como solos transportados. Dependendo do modo de transporte e sedimentação, os solos

transportados podem ser classificados em: glaciais, formados pelo transporte e sedimentação de geleiras; aluviâres, transportados pela água dos rios e depositados ao longo do seu percurso; lacustres, formados pela sedimentação em lagos (água parada); marinhos, formados pela sedimentação nos oceanos; eólicos, formados pela ação dos ventos; e colúviais, formados pelo deslocamento do solo de seu local de origem através da ação da gravidade (DAS, 2011).

Estudos demonstram que a origem e evolução dos solos sofrem influência de cinco fatores: o clima, que condiciona principalmente a ação da água e da temperatura; os materiais de origem, que condicionam a circulação interna da água e a composição do conteúdo mineral; os organismos vegetais e animais, que interferem no microclima, formando elementos orgânicos e minerais, e modificam as características físicas e químicas; o relevo que interfere na dinâmica da água, no microclima e nos processos de erosão e sedimentação; e, por fim, o tempo transcorrido sob a ação dos outros fatores (SALOMÃO e ANTUNES, 1998)

À medida que os processos intempéricos vão atuando, a camada de detritos se torna mais espessa e se diferencia em subcamadas morfologicamente distintas, denominadas de horizontes (SALOMÃO e ANTUNES, 1998). Segundo Streck *et al.* (2008), os principais horizontes de um solo são:

- A: apresenta geralmente uma coloração mais escura, com matéria orgânica decomposta intimamente misturada com a fração mineral. Fica situado na superfície ou abaixo dos horizontes "O" ou "H";
- E: apresenta cores mais claras, com uma maior concentração residual de areia. Ocorre, geralmente, abaixo dos horizontes "A" ou "O";
- B: possui cores mais "vivas", com presença de agregados estruturais bem desenvolvidos, podendo apresentar uma maior acumulação de argila que os horizontes superiores. Fica situado abaixo de um horizonte "E", "A" ou "H";
- C: em geral, representa o material de origem do solo, constituído por rochas alteradas, pouco afetadas por processos pedogênicos. Fica situado abaixo de um horizonte "B", ou, na ausência desse, abaixo de um horizonte "A";
- R: camada mineral de material consolidado, constitui o substrato rochoso;
- O: horizonte ou camada orgânica superficial, formado por restos orgânicos pouco ou não decompostos, originado em ambientes bem drenados ou ocasionalmente saturados;

- H: é um horizonte ou camada orgânica, formado por restos orgânicos pouco ou não decompostos, acumulados pela estagnação da água em áreas de várzea;
- Horizontes de transição: formados entre dois horizontes principais, havendo a mistura de características dos horizontes principais. Por exemplo, horizontes “AB”, “AC”, “BA”, etc.

2.2 A resistência ao cisalhamento dos solos

A ruptura dos solos é quase sempre originada por um fenômeno de cisalhamento. Somente em ocasiões especiais ocorrem rupturas devidas a tensões de tração. A resistência de cisalhamento de um solo corresponde à máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem que ocorra a sua ruptura (PINTO, 2006). Segundo Das (2011), a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo corresponde à resistência interna que a mesma pode oferecer para suportar rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior.

Para entender a resistência ao cisalhamento de um solo é importante o conhecimento de dois conceitos: o de ângulo de atrito e o de coesão.

O ângulo de atrito corresponde ao ângulo máximo que a força transmitida à superfície pode fazer com a normal sem que haja o deslizamento. Embora a resistência ao cisalhamento dos solos se deva essencialmente ao atrito existente entre as partículas, a atração química entre as mesmas pode provocar uma resistência que independe da tensão normal que atua no plano, constituindo uma coesão real. Existe ainda a coesão aparente, que corresponde a uma parcela de resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre as partículas. Na realidade, a coesão aparente é um fenômeno de atrito onde a tensão normal que a determina é resultado da pressão capilar. Saturando-se o solo, esta parcela desaparece, daí o nome de coesão aparente (PINTO, 2006).

2.2.1 Critérios de ruptura

Segundo Pinto (2006), os critérios de ruptura são formulações que buscam refletir as condições em que ocorrem a ruptura dos materiais, sendo considerado satisfatório quando reflete o comportamento do material considerado. Segundo o autor, o critério que melhor representa o comportamento dos solos é o de Mohr-

Coulomb.

O critério de Mohr supõe que a tensão de cisalhamento correspondente à ruptura de um material ou ao início de seu comportamento inelástico, é função de uma combinação crítica de tensões normais e tangenciais (CAPUTO, 2015).

A relação funcional entre a tensão normal (σ) e a de cisalhamento (τ) em um plano de ruptura pode ser expressa através da Equação 1, cuja envoltória de ruptura é uma linha curva (DAS, 2011).

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

Onde:

τ_f : tensão de cisalhamento; σ : tensão normal total.

No entanto, para a maioria dos problemas é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal (Eq. 2) (COULOMB, 1776 *apud* DAS, 2011).

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg}\emptyset \quad (2)$$

Onde:

τ_f : tensão de cisalhamento; c : intercepto coesivo;
 σ : tensão normal total; \emptyset : ângulo de atrito interno.

Expressando a teoria em forma de tensões efetivas (Eq. 3):

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg}\emptyset' \quad (3)$$

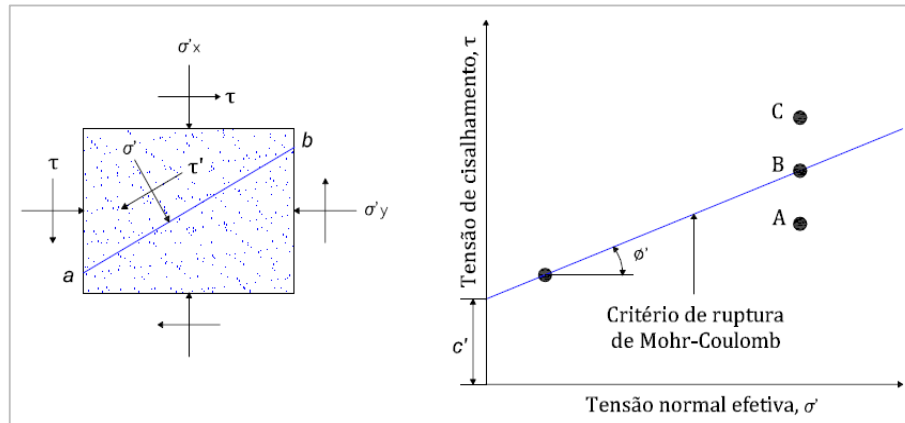
Onde:

τ_f : tensão de cisalhamento; c' : intercepto coesivo efetivo;
 σ' : tensão normal efetiva; \emptyset' : ângulo de atrito interno efetivo.

A Figura 1 demonstra o Gráfico de envoltória de ruptura definida pela Equação 3. Caso as magnitudes de σ' e τ no plano ab sejam representados graficamente

como o ponto A, a ruptura por cisalhamento não ocorrerá longo do plano. Se as tensões σ' e τ no plano ab forem representadas graficamente pelo ponto B, a ruptura por cisalhamento ocorrerá ao longo do plano. Não pode existir um estado de tensão representado pelo ponto C, pois este está acima da linha da envoltória e, portanto, a ruptura por cisalhamento já teria ocorrido (DAS, 2011).

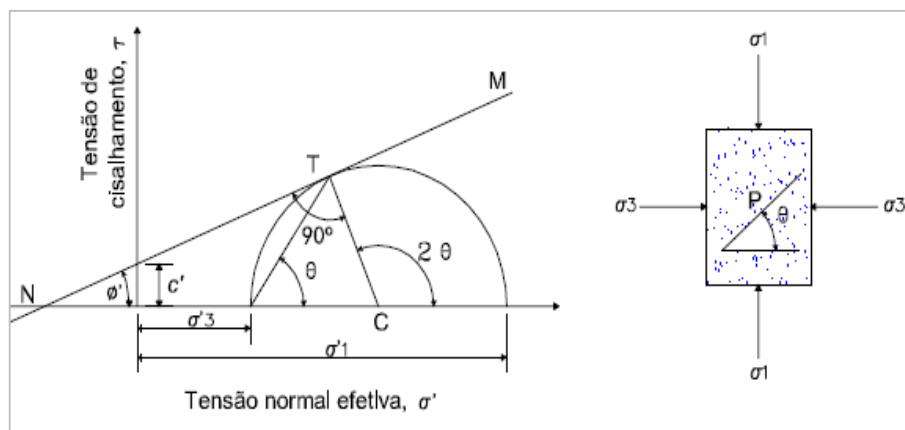
Figura 1 - Critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: baseado em DAS, 2011

Observando-se a Figura 2, a reta NM representa graficamente a equação de Coulomb. A reta NM tangencia o círculo de Mohr de centro C, que caracteriza as condições de tensões em torno de um ponto P do maciço. Sendo T o ponto de tangência, isto indica que no plano que forma o ângulo θ com o plano principal, a tensão de cisalhamento atingiu a resistência ao cisalhamento, assim a ruptura está iminente em P, e segundo o plano que forma o ângulo θ (CAPUTO, 2015).

Figura 2 - Círculo de Mohr e envoltória de ruptura



Fonte: baseado em CAPUTO, 2015 e DAS, 2011

Através da análise da Figura 2, descrita detalhadamente por Caputo (2015) e Das (2011), conclui-se que o plano de ruptura forma um ângulo de $45^\circ + \phi'/2$ com o plano principal maior, ou de $45^\circ - \phi'/2$ com o plano menor, uma vez que estes são perpendiculares entre si.

2.2.2 Resistência ao cisalhamento de areias

Para a maioria dos problemas de engenharia, as tensões são suficientemente pequenas, sendo razoável a utilização da Equação 4 para determinação da tensão de cisalhamento de solos não coesivos. Contudo, deve ser destacado que o uso dessa equação é uma aproximação precisa apenas para valores de tensão relativamente pequenos, sendo necessário o uso do intercepto coesivo para grandes faixas de tensões. Existem muitos problemas, tais como barragens de terra em que o comportamento de um material granular seco pode ser descrito, satisfatoriamente, somente com o uso da envoltória de Mohr curva, descrita pela Equação 1, ou da aproximação linear da mesma, descrita pela Equação 2 (LAMBE e WHITMAN, 1969).

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (4)$$

Onde:

τ_f : tensão de cisalhamento; σ' : tensão normal efetiva;

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo.

Outro dado importante para a determinação da resistência ao cisalhamento das areias é o seu ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). A Tabela 1 apresenta os valores típicos de ϕ' para areias.

Tabela 1 - Valores típicos de ϕ' para areias

Tipo de areia		ϕ' (°)
Grãos arredondados	Fofa	27-30
	Média	30-35
	Compacta	35-38
Grãos angulares	Fofa	30-35
	Média	35-40
	Compacta	40-45

Fonte: DAS, 2011 (adaptada)

Para a mesma tensão confinante, o ângulo de atrito depende da compactidade da areia, pois essa governa o entrosamento entre as partículas. Experimentos demonstram que o ângulo de atrito de uma areia no estado compacto é de 7° a 10° maior que no estado fofo (PINTO, 2006).

Ao submeter uma amostra de areia a um ensaio de cisalhamento, verifica-se que essa aumenta ou diminui de volume, dependendo do seu grau de compactidade. As areias mais densas aumentam de volume, enquanto as mais fofas diminuem o seu volume. O limite entre os graus de compactidade é denominado como índice de vazios crítico, neste caso, não há aumento nem diminuição do volume antes de atingir a ruptura (CAPUTO, 2015). Caso a areia esteja com um índice de vazios menor que o crítico, ela precisará se dilatar para romper, caso contrário a areia romperá se comprimindo (PINTO, 2006).

Outro fenômeno a ser considerado durante o cisalhamento de areias fofas saturadas é o seu escoamento fluído (liquefação). Esse fenômeno é provocado pelo aumento da pressão neutra e conseqüente decréscimo da resistência ao cisalhamento desse tipo de solo (CAPUTO, 2015).

2.2.3 Resistência ao cisalhamento de argilas

Ao contrário do que ocorre com as areias, o estudo da resistência ao cisalhamento de argilas não apresenta a mesma simplicidade, em função do número de fatores interferentes. Os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de solos coesivos são: o seu estado de adensamento, a sensibilidade da sua estrutura, as suas condições de drenagem e a velocidade com que as cargas são aplicadas (CAPUTO, 2015).

Segundo Das (2011), a coesão efetiva (c') para argilas normalmente adensadas pode ser aproximadamente igual a zero e, para o caso argilas sobreadensadas, os valores de c' são maiores que zero.

A resistência de uma argila depende da sua estrutura e do índice de vazios que ela apresenta, que, por sua vez, está relacionado ao histórico de tensões do solo. A resistência ao cisalhamento das argilas, acima da tensão de pré-adensamento é caracterizada pelo ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). O valor desse ângulo é variável conforme a constituição do solo. De maneira geral, quanto mais argiloso menor o ângulo (PINTO, 2006).

A Tabela 2 apresenta valores típicos de ângulos de atrito interno efetivo (ϕ') obtidos em ensaios de argilas de diversas procedências em função do índice de plasticidade (IP), para tensões acima das de pré-adensamento.

Tabela 2 - Valores típicos de ϕ' para argilas

IP	ϕ' (°) *
10	30 a 38
20	26 a 34
40	20 a 29
60	18 a 25

*Para tensões acima das de pré-adensamento.

Fonte: PINTO, 2006 (adaptada)

2.2.4 Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento

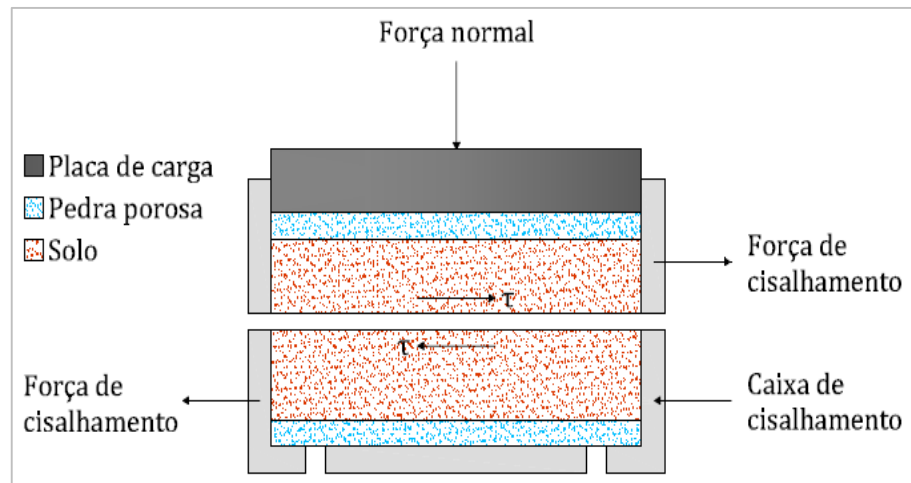
Atualmente existem diversos métodos de laboratório para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo (c , ϕ , c' e ϕ'). Entre eles estão o ensaio de cisalhamento direto, o triaxial, o de cisalhamento simples, o triaxial de deformação plana e o de cisalhamento anular ou *ring shear*. Normalmente, são utilizados para a determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento os ensaios de cisalhamento direto e o triaxial (DAS, 2011).

2.2.4.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o pioneiro dos ensaios de solo, tendo sido utilizado por Coulomb no ano de 1776 (ORTIGÃO, 2007).

O equipamento de ensaio consiste em uma caixa metálica dividida horizontalmente em duas metades em que o corpo de prova de solo é colocado. Os corpos de prova possuem geralmente o tamanho de 51 mm x 51 mm ou 102 mm x 102 mm de extensão e aproximadamente 25 mm de altura. A força normal é aplicada a partir do topo da caixa de cisalhamento. A força de cisalhamento é obtida ao mover uma metade da caixa sobre a outra, provocando a ruptura do corpo de prova (DAS, 2011). A Figura 3 esquematiza o equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto.

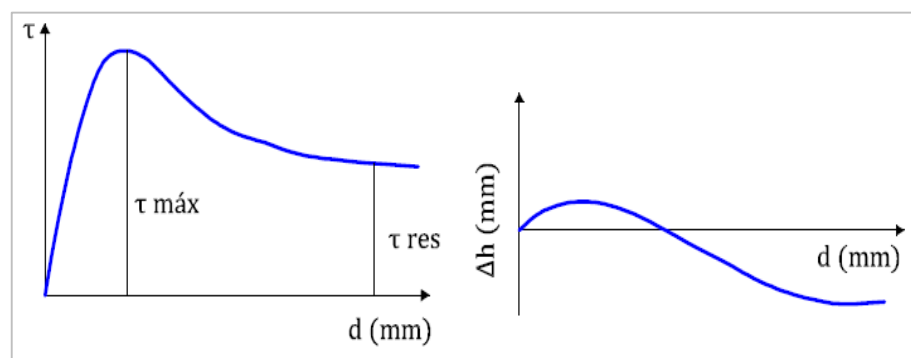
Figura 3 - Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: baseado em DAS, 2011

A Figura 4 ilustra o resultado típico de um ensaio de cisalhamento direto. A tensão de cisalhamento (τ) pode ser representada em função do deslocamento do sentido do cisalhamento. A tensão de ruptura corresponde a uma tensão máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) registrada durante o ensaio. Após ser ultrapassada a tensão de ruptura, o corpo de prova ainda sustenta uma tensão residual (τ_{res}). O deslocamento vertical também é registrado ao longo do ensaio, indicando se ocorreu uma diminuição ou aumento de volume (PINTO, 2006).

Figura 4 - Representação típica de um ensaio de cisalhamento direto

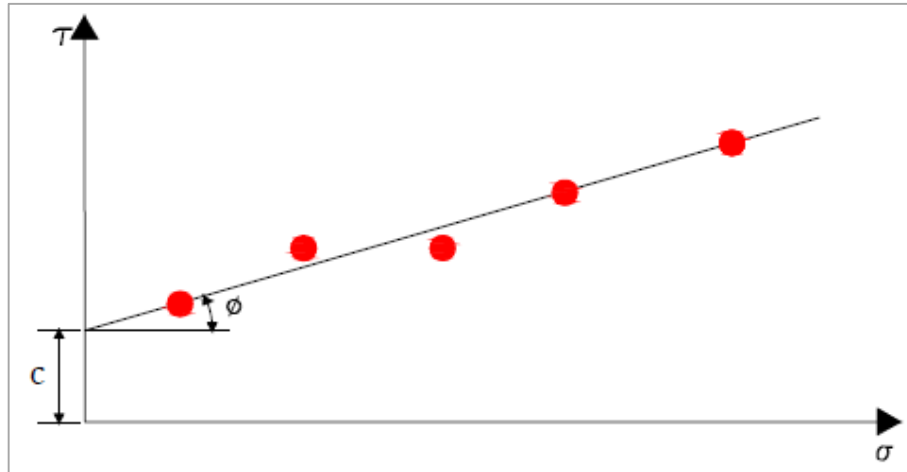


Fonte: baseado em PINTO, 2006

Realizando-se ensaios com outros valores de tensões (σ) obtém-se um conjunto de pares de tensão normal e de cisalhamento (σ , $\tau_{m\acute{a}x}$), que quando marcados em um sistema cartesiano σ o τ (Figura 5) permitem o traçado de uma reta, ajustada entre os pares de valores obtidos nos ensaios, permitindo assim a

determinação dos parâmetros intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito interno (ϕ) (CAPUTO, 2015).

Figura 5 - Determinação de c e ϕ a partir do ensaio de cisalhamento direto



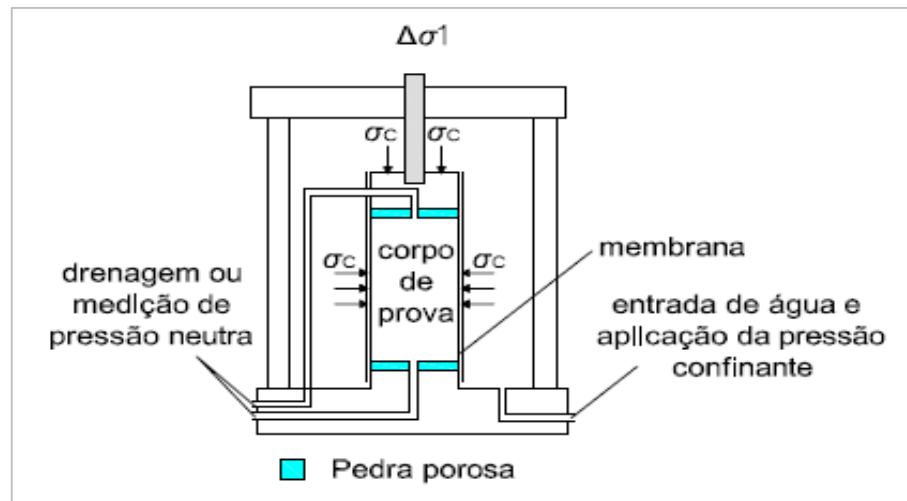
Fonte: baseado em CAPUTO, 2015

O ensaio de cisalhamento direto pode ser de tensão controlada ou de deformação controlada. Nos ensaios de tensão controlada, a força de cisalhamento é aplicada em incrementos iguais até a ruptura do corpo de prova. A cada incremento de carga é medido, através de um extensômetro horizontal, o deslocamento de cisalhamento da metade superior da caixa. A variação da altura do corpo de prova e, conseqüentemente, do seu volume é medida através de um extensômetro vertical. Nos ensaios de deformação controlada é aplicada uma taxa constante de deslocamento cisalhante, medida por meio de um extensômetro horizontal, a uma metade da caixa através de um motor que atua por meio de engrenagens. A força cisalhante do solo corresponde a qualquer deslocamento cisalhante, podendo ser medida através de um anel dinamométrico. A variação de volume é obtida de maneira similar ao ensaio de tensão controlada (DAS, 2011).

2.2.4.2 Ensaio triaxial

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico (PINTO, 2006). A Figura 6 esquematiza o equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial.

Figura 6 - Esquema do equipamento de ensaio triaxial



Fonte: baseado em PINTO, 2006

No ensaio de compressão triaxial, o corpo de prova é colocado dentro da câmara de ensaio e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água a qual se aplica uma pressão (pressão de confinamento), que atua em todas as direções, inclusive na vertical. Com isso, o corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões. O carregamento é feito por meio da aplicação de forças através do pistão que penetra na câmara (ensaio de carga controlada), ou colocando a câmara em uma prensa que desloca o conjunto para cima pressionando o pistão (ensaio de deformação controlada). A carga aplicada pela haste corresponde a uma deformação axial e é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada na haste. A vantagem desse procedimento é a medição da carga efetivamente aplicada ao corpo de prova, eliminando o efeito do atrito do pistão (PINTO, 2006).

Durante o processo de carregamento são medidos, em diversos intervalos de tempo, o acréscimo da tensão axial atuante e a deformação vertical do corpo de prova. Essa deformação é dividida pela altura inicial do corpo de prova e assim é obtida a deformação vertical específica, em função da qual se expressam as tensões desvidoras, as quais permitem o traçado dos círculos de Mohr correspondentes (PINTO, 2006).

Segundo Das (2011), são utilizados, geralmente, três tipos de ensaios triaxiais padrão: ensaio adensado drenado ou ensaio drenado (CD), ensaio adensado não drenado (CU) e ensaio não adensado não drenado ou ensaio não drenado (UU). Os procedimentos gerais dos ensaios, bem como as implicações de cada um, são descritas detalhadamente por Das (2011).

2.3 Alguns empregos geotécnicos relacionados à resistência ao cisalhamento dos solos

O conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo é crucial para a concepção de alguns projetos geotécnicos. Neste item, serão tratados resumidamente alguns dos empregos geotécnicos relacionados à resistência ao cisalhamento de solos.

2.3.1 Análise da estabilidade de taludes

Os métodos analíticos que empregam o equilíbrio limite expressam a estabilidade de um talude ou encosta através de um fator de segurança (FS), calculado pelo quociente entre a resistência do terreno e as forças motoras ao longo da superfície de movimentação (AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998).

Os métodos de equilíbrio limite são amplamente utilizados para a análise da estabilidade de taludes devido à facilidade de aplicação e a experiência adquirida ao longo dos anos. Esses métodos se baseiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tomada como um corpo rígido, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Existem diversos métodos de equilíbrio limite, que se diferem quanto à consideração da forma da superfície de ruptura e quanto às hipóteses adotadas para a solução do problema (TONUS, 2009).

Dentre os vários métodos de equilíbrio limite desenvolvidos para a análise de estabilidade de taludes podem ser citados o de Fellenius (1936), que considera uma superfície de ruptura circular e satisfaz, para o cálculo do fator de segurança, o equilíbrio de momentos; Bishop simplificado (1955), que considera uma superfície de ruptura circular e, além do equilíbrio de momentos, satisfaz o equilíbrio das forças verticais; e Spencer (1967), que pode ser adaptado a uma superfície não circular e atende todas as condições de equilíbrio. Esses e outros métodos de equilíbrio limite, utilizados para a análise da estabilidade de taludes, são descritos detalhadamente por Pereira (2013) e Tonus (2009).

2.3.2 Muros de arrimo

A intensidade do empuxo de terra é fundamental para a elaboração de um

projeto de muros de arrimo. Dentre as teorias estão as de Coulomb (1773) e Rankine (1856) que, embora antigas, ainda têm dado resultados satisfatórios para o caso de muros de peso, construídos em alvenaria ou concreto ciclópico (MOLITERNO, 1994).

Segundo Das (2011), Rankine investigou as tensões no solo em um estado de equilíbrio plástico, que se refere à condição em que cada ponto de uma massa de solo está no limite de ruptura.

A teoria de Coulomb é baseada na hipótese de que o esforço exercido no paramento é resultado da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza devido à perda de resistência ao cisalhamento ou atrito (MOLITERNO, 1994).

2.3.3 Fundações superficiais

Segundo Abrahão e Velloso (1998), uma fundação deve satisfazer três requisitos: ter segurança estrutural, oferecer segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento de solo e evitar recalques que a edificação não possa suportar sem a ocorrência de inconvenientes. Os autores expõem que, para o cumprimento dos dois últimos requisitos, devem ser considerados a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade, que definem a capacidade de carga do solo em que a fundação se apoia.

Os métodos racionais ou teóricos utilizados para a determinação da capacidade de carga de fundações utilizam soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros como ângulo de atrito e coesão do solo, parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (LOBO, 2005).

Em relação à capacidade de carga de fundações superficiais, Velloso e Lopes (2011) expõem, entre outras soluções, os modelos teóricos de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951, 1963), e as contribuições de Hansen (1961) e Vesic (1975).

2.3.4 Rodovias

Dentre os modelos existentes para o dimensionamento de pavimentos destacam-se os propostos pelo Método Mecanístico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul-Africana (NERVIS, 2010).

A República Sul-Africana é um dos países mais avançados em termos de tecnologia de pavimentação. Os modelos propostos pelo Método Mecanístico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul-Africana foram obtidos em ensaios laboratoriais, calibrados através do monitoramento e ensaios acelerados de pavimentos, e já foram aplicados com sucesso em projetos de recuperação estrutural e ampliação de pavimentos no Brasil (PERAÇA, 2007).

O Método, descrito detalhadamente por Theyse, Beer e Rust (1996) e exposto através da Equação 5, prevê que as tensões cisalhantes devem ser limitadas. O fator de segurança (FS) contra ruptura por cisalhamento de materiais granulares foi desenvolvido a partir da teoria de Mohr-Coulomb para cargas estáticas e representa a razão entre a resistência ao cisalhamento do material pela tensão de cisalhamento atuante. A tensão cisalhante admissível calculada a partir da máxima resistência a um carregamento simples, expressos em termos da coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ').

$$FS = \frac{\sigma_3 \left[K \left(\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right) \right] + 2Kc' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (5)$$

Onde:

FS: fator de segurança contra a ruptura por cisalhamento de materiais granulares;

σ_1 e σ_3 : tensões maior e menor, respectivamente, atuantes na camada;

c' e ϕ' : parâmetros de intercepto coesivo efetivo e ângulo de atrito interno efetivo do material, respectivamente;

K: constante sugerida em função da saturação do material, sendo igual a 0,65 para a condição saturada; 0,80 para condição de umidade moderada e 0,95 para umidade natural.

Segundo os autores, o fator de segurança (FS) varia de acordo com a categoria da rodovia e tráfego do projeto. Para estradas rurais de tráfego leve, o número de repetições de carga que a camada suporta antes que ocorra a ruptura por cisalhamento pode ser determinada através da Equação 6.

$$N = 10^{(2,605122FS + 4,510819)} \quad (6)$$

Onde:

N: número de repetições de carga, calculado com os fatores de equivalência da AASHTO;

FS: fator de segurança contra a ruptura por cisalhamento de materiais granulares.

Segundo Medina e Motta (2005), para a avaliação da condição limite de suporte quanto à ruptura plástica, pode ser adotada uma expressão de capacidade de suporte de fundações sobre camadas estratificadas e entrar com os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Para isso, pode ser adotado o modelo proposto por Vesic (1975), exposto a seguir através da Equação 7, válida para um carregamento retangular (B x L).

$$q_0 = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{k} \right) c_1' \cot g(\phi_1') \right] e^{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K \tan(\phi_1') \left(\frac{H}{B} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot g(\phi_1') \quad (7)$$

Onde:

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi_1'}{1 + \sin^2 \phi_1'} \quad q_0'' = c' N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi') \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot g(\phi') \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad S_q = 1 + \tan(\phi') \quad S_\gamma = 0,60$$

q_0 : capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada superior;

q_0'' : capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada inferior;

c_1' : intercepto coesivo efetivo da camada superior;

ϕ_1' : ângulo de atrito efetivo da camada superior;

c' : intercepto coesivo efetivo da camada inferior;

ϕ' : ângulo de atrito efetivo da camada inferior;

B : menor dimensão da área de carregamento;

L : maior dimensão da área de carregamento;

H : espessura da camada superior;

N_c , N_q e N_γ : fatores de carga;

S_c , S_q e S_γ : fatores de forma da fundação;

q : tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação.

2.4 O comportamento de solos não saturados

Diferentemente dos solos saturados, que são constituídos por uma fase sólida e uma líquida, formando assim um sistema bifásico, os solos não saturados são formados por um sistema multifásico, composto por uma fase sólida, uma líquida e uma gasosa. Alguns autores ainda admitem a existência de uma quarta fase, denominada membrana contrátil, formada entre a fase líquida e a gasosa (VIVIAN, 2008). Com isso, as teorias da Mecânica dos Solos Clássica não descrevem com sucesso o comportamento dos solos não saturados.

2.4.1 A sucção em solos

A sucção (ψ) é uma variável de tensão indispensável para a definição do comportamento de um solo não saturado. Em parte, a resistência desses solos é governada pela pressão negativa de sua água intersticial (MENDES, 2008).

Basicamente, a sucção de um solo corresponde à quantidade energética que avalia a capacidade do solo reter água. Quando a água livre migra no interior de um solo não saturado, será adsorvida ou retida pelo mesmo. Para o desprendimento desta água é necessária a aplicação de uma força externa. A sucção corresponde ao valor da energia aplicada por unidade de volume de água (LEE e WRAY, 1995 *apud* FEUERHARMEL, 2007).

A sucção apresentada por um solo, em um determinado momento, não depende somente do grau de saturação, mas também do estado inicial do solo e da história de umedecimento e secagem sofrida pelo mesmo (FEUERHARMEL, 2003).

2.4.2 Sucções mátrica e osmótica

Segundo Marinho (1994), a sucção (ψ) é dividida em duas componentes: a sucção mátrica ($u_a - u_w$), que está relacionada à matriz do solo, e a sucção osmótica (π), que está relacionada à concentração de sais na água do solo.

A sucção mátrica ou matricial de um solo está relacionada ao tipo de partícula e ao arranjo estrutural (matriz do solo). O seu valor é representado pela diferença de poropressão do ar e da água ($u_a - u_w$). A sucção matricial faz com que surjam meniscos no interior dos solos, semelhantes aos formados pela interface água-ar no interior de um tubo capilar. Os meniscos atraem uma partícula de solo de encontro à outra e, desta maneira, ocorre o aumento da componente normal das forças que atuam entre essas partículas, proporcionando o aumento da resistência ao cisalhamento do solo (OLIVEIRA, 2004).

A sucção osmótica (π) é a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, em função dos sais dissolvidos na fase água (RIDLEY, 1995 *apud* VIVIAN, 2008). Quanto maior for a concentração de sais na água, maior será a dificuldade da molécula de água deixar o solo (MARINHO, 1994).

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993) *apud* Feurharmel (2003), o efeito da sucção osmótica sobre o comportamento mecânico do solo não é tão significativo quanto o produzido por uma variação na sucção mátrica.

2.4.3 Curvas de retenção de um solo

A curva de retenção de um solo, também chamada de curva característica, é uma das relações mais importantes para a compreensão do comportamento de solo não saturado. Essa curva representa uma correlação entre a água existente dentro dos poros e a energia necessária para a sua retirada (sucção). A quantidade de água pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico (ω), pelo teor de umidade volumétrico (θ) ou ainda pelo grau de saturação do solo (S_r) (VIVIAN, 2008).

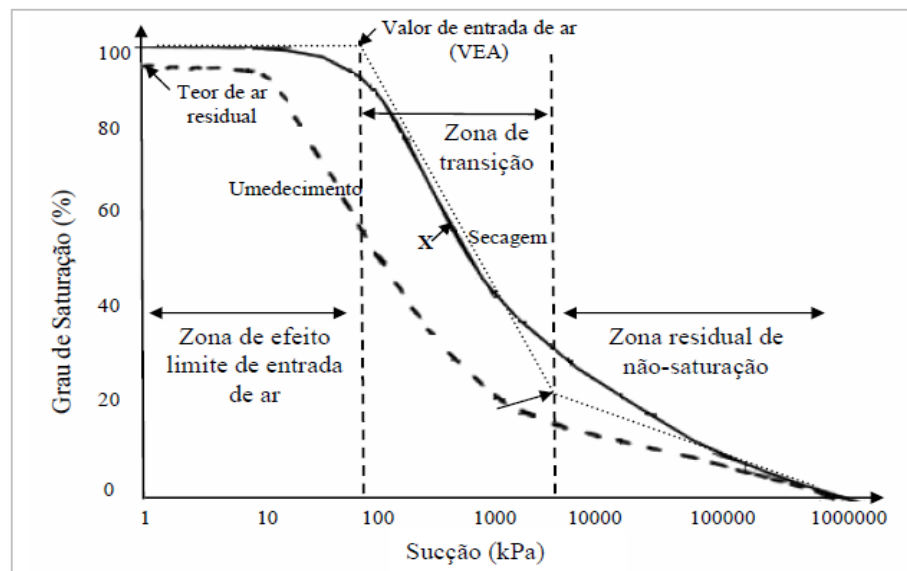
A curva de retenção pode apresentar uma trajetória diferente nos processos de umedecimento e secagem. Assim, nas trajetórias de umedecimento e secagem podem não coincidir para um mesmo valor de sucção, fenômeno esse, denominado de histerese (SOTO, 2004).

Segundo Poulouvassillis (1962), Davidson *et al.* (1966) e Hillel (1980) citados por Soto (2004), a histerese afeta diretamente as condições do fluxo em solos não saturados. Conforme os autores, a natureza desse comportamento pode ser atribuída a diferentes causas:

- O efeito do ângulo de contato do menisco de água, que é maior durante o umedecimento e menor durante a secagem;
- As irregularidades geométricas dos poros interconectados, que atingem o equilíbrio em posições diferentes com diferentes quantidades de água;
- As bolhas de ar capturadas no processo de umedecimento;
- Alterações da estrutura do solo produzida pela expansão ou contração em solos argilosos durante os processos de umedecimento e secagem, respectivamente.

Dependendo do tipo de solo e disposição da estrutura, a curva de retenção pode apresentar diferentes formas, podendo ser unimodal ou bimodal. A curva unimodal ou curva em formato de “S” constitui o formato mais comum de curva de retenção, sendo amplamente estudada pela Mecânica dos Solos Não Saturados (VIVIAN, 2008). Segundo Feuerharmel (2007), a curva unimodal exibe três estágios de dessaturação: o de efeito limite da entrada de ar, o de transição e o residual de não saturação. A Figura 7 ilustra uma curva retenção unimodal com os três estágios de dessaturação.

Figura 7 - Curva de retenção unimodal



Fonte: VANAPALLI *et al.*, 1999 (adaptada por FEUERHARMEL, 2007)

O estágio de efeito limite da entrada de ar se inicia em um valor de sucção próximo a zero e se estende até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar no solo (VEA). Todos os poros nesse trecho estão saturados, porém, devido à ação

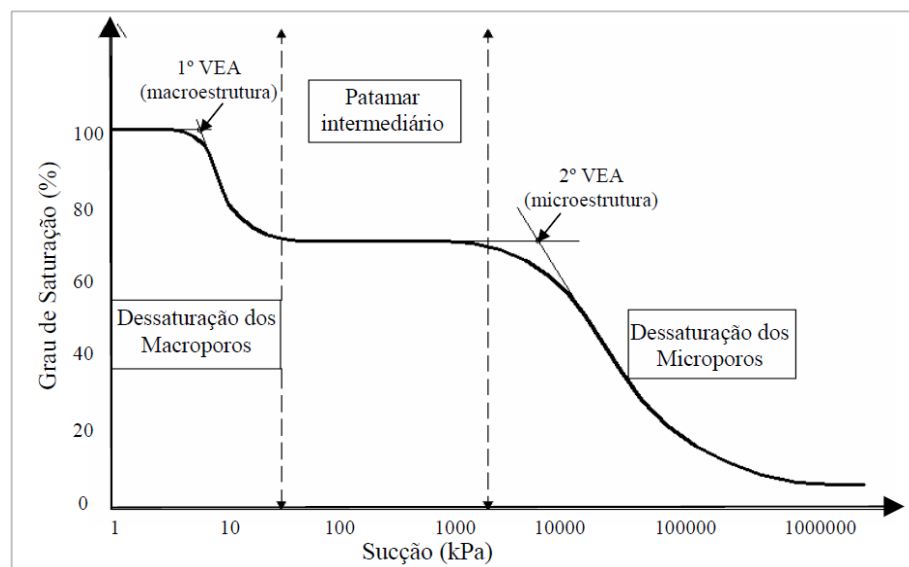
das forças capilares, o poro-água está sob pressão. O comportamento do solo nesse estágio pode ser descrito pela Mecânica dos Solos Clássica. No estágio de transição inicia-se a dessaturação do solo e o grau de saturação diminui progressivamente com o aumento da sucção. Nesse estágio são necessárias teorias da Mecânica dos Solos Não Saturados para descrever o comportamento do solo. No estágio residual de não saturação, grandes aumentos de sucção correspondem a pequenas variações no teor de umidade (FEUERHARMEL, 2007).

As curvas bimodais são curvas em formato de “sela” existentes em alguns tipos de solos, em especial os de regiões tropicais e subtropicais (VIVIAN, 2008).

Embora a maioria dos solos apresentados na literatura apresentem curvas unimodais, essas não representam o comportamento de dessaturação de muitos solos de origem residual e sedimentar encontrados em regiões de clima tropical ou subtropical (FEUERHARMEL *et al.* 2006, *apud* FEUERHARMEL, 2007). Esses solos apresentam, frequentemente, macroestrutura e microestrutura bem definidas e são compostos por partículas de argila agregadas de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte ou areia. A forma da curva de retenção destes solos sugere uma distribuição bimodal no tamanho dos poros: macroporos, entre os grãos de argila, e microporos, no interior desses (FEUERHARMEL, 2007).

A Figura 8 representa uma curva de retenção bimodal onde são propostos três estágios de dessaturação: estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos.

Figura 8 - Curva de retenção bimodal



Fonte: FEUERHARMEL *et al.*, 2005 *apud* FEUERHARMEL, 2007

O estágio de dessaturação dos macroporos começa com um valor de sucção próximo a zero, onde os macroporos e microporos estão saturados. O solo permanece saturado até atingir o primeiro valor de entrada de ar (1º VEA), após isso o grau de saturação se reduz com o aumento da sucção. Ao final desse estágio, a água remanescente encontra-se dentro dos agregados de argila. No patamar intermediário, o grau de saturação permanece aproximadamente constante com o aumento da sucção. Esse estágio termina quando a sucção excede a capacidade de retenção de água dos microporos. O estágio de dessaturação dos microporos se inicia em uma sucção próxima ao segundo valor de entrada de ar (2º VEA), que está relacionado à entrada de ar nos microporos (FEUERHARMEL, 2007).

2.4.3.1 Método do papel filtro para obtenção da curva de retenção

A curva de retenção pode ser obtida de diversas maneiras, em campo ou em laboratório, através de métodos diretos ou indiretos. Os métodos diretos medem a sucção do solo sem a necessidade de fazer a sua correlação com outros parâmetros. Os métodos indiretos, por sua vez, permitem a determinação da sucção através da sua relação com propriedades de outros materiais. A escolha do melhor método para determinação da sucção de um solo depende do tempo e equipamentos disponíveis para a realização dos ensaios, dos custos envolvidos, da precisão necessária, entre outros fatores (VIVIAN, 2008).

O método do papel filtro constitui uma técnica para medição indireta da sucção dos solos. Segundo Feuerharmel (2003), a simplicidade, o baixo custo e a possibilidade de medir um grande intervalo de sucção (total ou mátrica) em amplos limites são as principais vantagens do método. Dentre as desvantagens do método a autora destaca a necessidade de extremo cuidado na execução dos ensaios e na interpretação dos resultados, e de não haver uma padronização para o mesmo.

O princípio do método é o equilíbrio energético, isto é, quando dois materiais são colocados em contato em um ambiente fechado eles trocarão água entre si até atingirem o equilíbrio. Quando o papel filtro seco é colocado em contato com o solo úmido absorve água até que haja o equilíbrio de sucção, nesse momento o fluxo de água é cessado e o valor de sucção é suposto como igual para ambos os materiais, embora apresentem valores de umidade distintos. Com isso, a água absorvida pelo papel filtro serve como indicador de sucção do sistema (FEUERHARMEL, 2007).

A troca de água no sistema pode ocorrer através do fluxo de vapor, quando existe uma camada de ar entre o papel filtro e o solo, ou fluxo capilar, quando o papel filtro está em contato com a água do poro. No caso do fluxo por vapor será obtida a sucção total, pois as moléculas de água se separam e saem do solo, vencendo as forças capilares e osmóticas. Na ocorrência de fluxo capilar será obtida a sucção mátrica, pois o componente osmótico não atua como uma força que impede o fluxo da água para o papel filtro (MARINHO, 1994).

O estado de equilíbrio permite a determinação da sucção do papel através de uma curva de calibração conhecida. A calibração consiste em fazer com que o papel filtro atinja o equilíbrio com um valor de sucção conhecida mediante a utilização de diferentes métodos como placa de sucção, câmara de pressão, dessecador de vazios com soluções, entre outros (SOTO, 2004).

A curva de calibração é condicionada ao tipo de papel utilizado. Diversas equações foram propostas para a calibração, principalmente para os papéis filtro Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589 (FEUHERHARMEL, 2007). Sibley e Willians (1990) *apud* VIVIAN (2008) concluíram que o papel Whatman N° 42 é o mais apropriado para sucções entre 0 e 200 MPa. A Tabela 3 reúne algumas curvas de calibração para papel Whatman N° 42.

Tabela 3 - Curvas de calibração para o papel filtro Whatman N° 42

Referência	Sucção Medida	Curva de calibração
Van Genuchten (1980)	Mátrica	$\psi = 0,051 \left[\left(\frac{248}{w} \right)^{9,615} - 1 \right]^{0,473}$
	Total	$\psi = 56180 \left[\left(\frac{37}{w} \right)^{0,44} - 1 \right]^{2,361}$
Hambilin (1981)	Mátrica	$\psi = 10^{(8,022 - 3,683 \log w)}$
Chandler <i>et al.</i> (1992)	Mátrica	$\psi = 10^{(4,84 - 0,0622w)}$ para $w \leq 47\%$
		$\psi = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$ para $w > 47\%$

ψ : sucção (kPa); w : teor de umidade do papel filtro (%).

Fonte: VIVIAN, 2008 (adaptada)

Conforme exposto anteriormente, durante a execução dos ensaios é necessário extremo cuidado na execução e interpretação dos resultados. Segundo Houston *et al.* (1994) *apud* Vivian (2008), a obtenção de medidas confiáveis dependem de fatores como: tipo de contato, tempo de equilíbrio, histerese do papel, determinação correta do teor de umidade do papel filtro, número de papéis utilizados e oscilação de temperatura.

O tipo de contato define o tipo de sucção que está sendo avaliada: mátrica, que ocorre em contato, ou total, que ocorre sem contato. No caso de sucções mais altas a continuidade da fase água é quebrada e assim, mesmo que o papel filtro esteja em contato com o solo, a migração da água ocorrerá por fluxo de vapor e, nesse estágio as curvas de sucção mátrica e total tendem a coincidir (FEUHERHARMEL, 2007). Os estudos de Marinho (1994) constataram que o grau de contato tem pouco influência sobre o valor da sucção, desde que o tempo de equilíbrio adotado seja adequado.

O tempo de equilíbrio corresponde ao período necessário para que o conjunto solo-papel atinja o equilíbrio energético. A Tabela 4 reúne os tempos de equilíbrio adotados por diferentes pesquisadores.

Tabela 4 - Tempos de equilíbrio adotados no método do papel filtro

Referência	Tempo de equilíbrio	Tipo de contato
Fawcett e Collins-George (1967)	6-7 dias	Contato
McQueen e Miller (1968)	7 dias	Contato
Al-Khafaf e Hanks (1974)	2 dias	Contato e contato incerto
Hamblin(1981)	Minutos-36 dias	Contato
Chandler e Gutierrez (1986)	5 dias	Contato
Duran (1986)	7 dias	Sem contato
Greacen <i>et al.</i> (1987)	7 dias	Contato
Sibley e Williams (1990)	3 dias	Contato
	10 dias	Sem contato
Lee e Wray (1982)	14 dias	Contato/sem contato
Houston <i>et al.</i> (1994)	7 dias	Contato/sem contato

Fonte: LEONG E RAHARDJO 2002b, *apud* FEUHERHARMEL 2007 (adaptada)

O papel filtro sofre histerese, ou seja, o teor de umidade final do papel depende da direção em que a água flui. Quando o papel filtro está úmido o fluxo ocorre do papel para o solo, com exceção de valores de sucção muito baixos, caso contrário o fluxo ocorrerá do solo para o papel filtro (FEUERHARMEL, 2003). Marinho (1995) *apud* Feuerharmel (2003) sugere que o papel filtro seja utilizado diretamente da caixa, no estado de seco ao ar.

Segundo Marinho (1995a) *apud* Feuerharmel (2007) a evaporação pode reduzir o teor de umidade do papel filtro em 1,5% por minuto, para um teor na faixa de 35%. Por esse motivo se torna importante a pesagem do papel filtro logo após a sua retirada da amostra.

Visando evitar a contaminação do papel filtro com as partículas do solo, alguns autores recomendam a instalação de um papel filtro entre o solo e o papel filtro que será utilizado para determinação do valor da sucção (Houston *et al.* 1994, *apud*

Feuerharmel, 2007). No entanto, isso ocasiona a elevação do tempo necessário para a transferência da água entre o solo e o papel sensor (FEUERHARMEL, 2007).

Houston *et al.* (1994) *apud* Vivian (2008) reforça a necessidade de não ocorrer flutuação de temperatura durante o período de equilíbrio dos materiais visando evitar a ocorrência de condensação e vaporização do fluido no interior do compartimento onde está a amostra.

2.4.3.2 Equações para o ajuste de curvas de retenção

Os valores experimentais da curva de retenção podem ser ajustados e representados através de equações matemáticas. Diversas equações empíricas foram propostas para representar a curva de retenção de um solo. A Tabela 5 reúne algumas equações para o ajuste de curvas unimodais.

Tabela 5 - Equações para o ajuste de curvas de retenção unimodais

Referência	Equação	Variáveis
Gardner (1958)	$\theta = \frac{1}{1 + q \cdot \psi^n}$ <p>Sendo: $\theta = \frac{(\theta - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)}$</p>	θ : teor de umidade normalizado; $\theta, \theta_r, \theta_s$: teores de umidade volumétrico, residual e saturado; ψ : sucção; n e q : parâmetros de ajuste
Brooks e Corey (1964)	$\theta = \left(\frac{\psi b}{\psi} \right)^\lambda$ <p>Sendo: $\theta = \frac{(\theta - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)}$</p>	θ : teor de umidade normalizado; $\theta, \theta_r, \theta_s$: teores de umidade volumétrico, residual e saturado; ψ : sucção; λ : índice de distribuição de diâmetro de vazios; ψ_b : sucção correspondente ao valor de entrada de ar;
Van Genuchten (1980)	$\theta = \left(\frac{1}{1 + (p \cdot \psi)^n} \right)^m$	θ : teor de umidade normalizado; ψ : sucção; p, m e n : parâmetros de ajuste;
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_\psi \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m}$ <p>Sendo: $C_\psi = \frac{-\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}$ + 1</p>	θ : teor de umidade normalizado; $\psi_0 = 10^6$ kpa; ψ_r : sucção no ponto de saturação residual; $e = 2,718$; $a = \psi_i$ $m = 3,67 \cdot \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right)$ $n = \frac{1,31^{m+1}}{m \cdot \theta_s} \cdot 3,72 \cdot s \cdot \psi_i$ $s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i}$

Fonte: FREDLUND E XING, 1994

Gerscovich e Sayão (2002) realizaram estudos da curva de retenção de 11 tipos de solos do Brasil e verificaram que as equações propostas por Gardner (1958), Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994) apresentam uma boa estimativa dos valores experimentais.

Em relação as curvas de retenção bimodais, foram propostas poucas equações na literatura. Burger e Shackelford (2001) sugerem o ajuste através de funções unimodais distintas, devendo-se tomar o ponto de inflexão da curva no seu patamar intermediário, separando-a em dois trechos. Assim, equações de ajuste de curvas unimodais podem ser utilizadas para o ajuste de cada um dos trechos.

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) propuseram equações capazes de modelar qualquer tipo de curva de retenção: as unimodais, com um ou dois pontos de quebra, e a bimodais com quatro pontos de quebra. As Equações 8 e 9 representam, respectivamente, uma curva unimodal com dois pontos de inflexão e uma curva bimodal com quatro pontos de inflexão.

$$S = \frac{s_1 - s_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b \cdot \psi_{res.}}} \right)^{d_1}} + S_2 \quad (8)$$

$$S = \frac{s_1 - s_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b1} \cdot \psi_{res.1}}} \right)^{d_1}} + \frac{s_2 - s_3}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{res.1} \cdot \psi_{b2}}} \right)^{d_2}} + \frac{s_1 - s_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b2} \cdot \psi_{res.2}}} \right)^{d_3}} + S_4 \quad (9)$$

Onde:

$$d_j = 2 \exp \left[1 / \ln \left(\frac{\psi_{j+1}^a}{\psi_j^a} \right) \right]$$

$$\psi_1^a = \psi_{b1} \quad \psi_2^a = \psi_{res.1} \quad \psi_3^a = \psi_{b2} \quad \psi_4^a = \psi_{res.2} \quad \psi_5^a = 10^6 \quad j=1, 2, 3.$$

S : saturação na curva de ajuste;

ψ : sucção;

ψ_b : sucção na entrada de ar;

ψ_{b1} : sucção na entrada de ar nos macroporos;

ψ_{b2} : sucção na entrada de ar nos microporos;

$\psi_{res.}$: sucção residual;

$\psi_{res.1}$: sucção residual nos macroporos;

$\psi_{res.2}$: sucção residual nos microporos.

Os parâmetros S_1 , S_2 , S_3 e S_4 podem ser obtidos através da Equação 10.

$$S_i = \frac{\tan\theta_i(1+r_i^2)\ln\left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a}\right)}{(1-r_i^2 \tan^2\theta_i)} + (-1)^i \frac{(1+\tan^2\theta_i)}{(1-r_i^2 \tan^2\theta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2\left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a}\right) + \frac{a^2(1-r_i^2 \tan^2\theta_i)}{(1+\tan^2\theta_i)}} + S_i^a \quad (10)$$

Onde:

$$\theta_i = -(\lambda_{i-1} + \lambda_i)/2$$

$$r_i = \tan[(\lambda_{i-1} - \lambda_i)/2]$$

$$\lambda_i = \arctan\left\{(S_i^a - S_{i+1}^a) / \left[\ln\left(\frac{\Psi_{i+1}^a}{\Psi_i^a}\right)\right]\right\} \quad \lambda_0 = 0$$

$$S_1^a = 1 \quad S_2^a = S_{res.1} \quad S_3^a = S_b \quad S_4^a = S_{res.2} \quad S_5^a = 0 \quad i=1, 2, 3, 4.$$

$S_{res.}$: saturação para $\Psi_{res.}$;

$S_{res.1}$: saturação para $\Psi_{res.1}$;

$S_{res.2}$: saturação para $\Psi_{res.2}$;

S_b : saturação na entrada de ar.

2.4.4 Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Conforme foi exposto no item 2.4.1, parte da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados está diretamente relacionada à sucção.

Os primeiros estudos da resistência ao cisalhamento de solos não saturados utilizavam, de modo geral, algum parâmetro ou propriedade do solo, através de uma ou mais variáveis de tensão para representar a contribuição da tensão total e da sucção na tensão efetiva dos solos. (FREDLUND, 1979).

Segundo Weber (2013), a primeira equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados (Eq. 11), acolhida pelo meio geotécnico, foi proposta por Bishop (1959).

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \operatorname{tg}\emptyset'] \quad (11)$$

Onde:

τ_f : tensão de cisalhamento;

c' : intercepto coesivo efetivo;

χ : parâmetro de Bishop;

$(\sigma - u_a)$: tensão normal líquida;

$(u_w - u_a)$: sucção mátrica;

\emptyset' : ângulo de atrito interno.

No entanto, devido ao caráter empírico e a presença do parâmetro χ (relação com o grau de saturação) surgiram diversas críticas à equação (WEBER, 2013). Assim, uma teoria geral para o comportamento de solos não saturados foi apresentada por Fredlund e Morgenstern (1977). O solo não saturado foi considerado composto por quatro fases: partículas sólidas, ar, água e membrana contráctil (interface ar-água). Análises teóricas e experimentais demonstraram que o comportamento mecânico de um solo não saturado pode ser descrito através do emprego de qualquer par das seguintes variáveis de tensão: tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), tensão efetiva ($\sigma - u_w$) e sucção matricial ($u_a - u_w$).

O par de variáveis mais utilizado no estudo de solos não saturados é o ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$), que representam, respectivamente, a tensão normal líquida e a sucção matricial. A sucção matricial contribui para a resistência ao cisalhamento como uma parcela de coesão aparente (FREDLUND E RAHARDJO, 1993 *apud* WEBER, 2013).

A Equação 12 representa a resistência ao cisalhamento proposta por Fredlund *et al.* (1978) *apud* Feurharmel (2007) em termos das variáveis ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$), enquanto a Equação 13 utiliza o par de variáveis ($\sigma - u_w$) e ($u_a - u_w$). A Equação 14 corresponde a uma relação entre os ângulos \emptyset' , \emptyset^b e \emptyset'' , obtida igualando-se as Equações 12 e 13.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_a)_f \text{tg}\emptyset' + (u_a - u_w)_f \text{tg}\emptyset^b \quad (12)$$

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_w)_f \text{tg}\emptyset' + (u_a - u_w)_f \text{tg}\emptyset'' \quad (13)$$

$$\text{tg}\emptyset'' = \text{tg}\emptyset^b - \text{tg}\emptyset' \quad (14)$$

Onde:

τ_{ff} : resistência ao cisalhamento no plano de ruptura na ruptura;

c' : intercepto coesivo efetivo;

\emptyset' : ângulo de atrito interno efetivo;

$(\sigma - u_a)_f$: tensão normal líquida atuante no plano de ruptura na ruptura;

$(\sigma - u_w)_f$: tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura na ruptura;

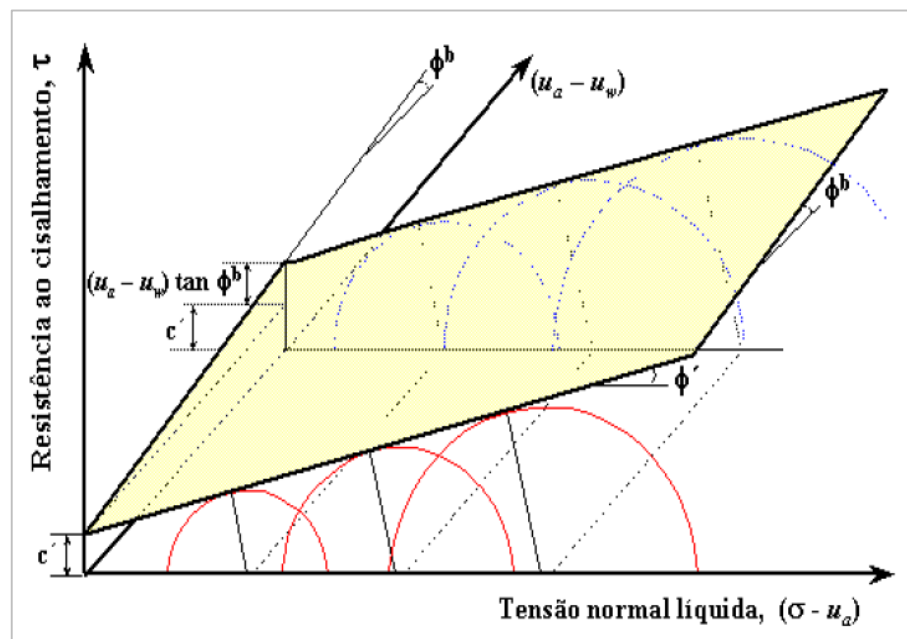
$(u_a - u_w)_f$: sucção mátrica no plano de ruptura;

\emptyset^b e \emptyset'' : ângulos que quantificam a contribuição da sucção na resistência ao

cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$ ou $(\sigma - u_w)_f$, respectivamente.

A Figura 9 representa de forma gráfica tridimensional a resistência ao cisalhamento dada pela Equação 12. Nos eixos horizontais estão os valores da tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e da sucção matricial $(u_a - u_w)$. A superfície tangente aos círculos de Mohr define um plano, considerando que os ângulos ϕ' e ϕ^b não variam com o acréscimo de sucção (MENDES, 2008).

Figura 9 - Envoltória de ruptura com uma superfície plana para solos não saturados

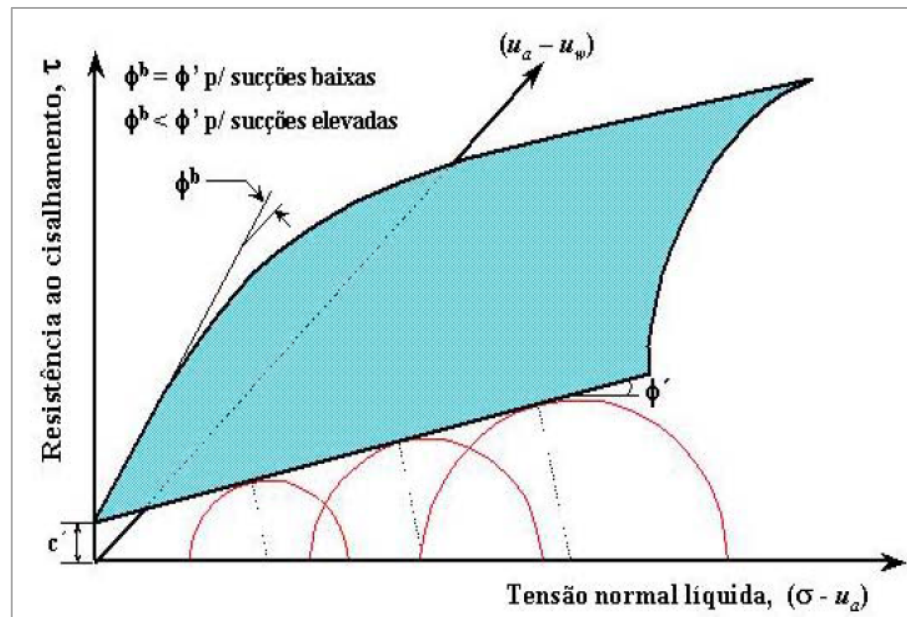


Fonte: MENDES, 2008

Resultados experimentais indicam que o parâmetro c' é constante, enquanto os parâmetros ϕ' e ϕ^b podem sofrer variações em função do nível de sucção aplicado (ESCARIO E SAEZ, 1986; GAN E FREDLUND, 1988; ESCARIO E JUCA, 1989; ABRAMENTO e CARVALHO, 1989; WHEELER E SIVAKUMAR, 1982, DE CAMPOS e CARRILLO, 1995; ROHM E VILAR, 1995; BRESSANI *et al.*, 1997, FUTAI *et al.*, 2004, REIS e VILAR, 2004; LOPES *et al.*, 2007 citados por MENDES, 2008).

A Figura 10 apresenta a proposta de variação não linear do parâmetro ϕ^b em função dos níveis de sucção. Quando a sucção for menor que a entrada de ar (solo na condição saturada) os valores dos parâmetros ϕ^b e ϕ' serão iguais. Quando ocorre o aumento da sucção o solo começa a dessaturar o valor de ϕ^b começa a diminuir de forma não linear até que, a partir de um determinado valor de sucção, começa a se estabilizar (MENDES, 2008).

Figura 10 - Envoltória de ruptura com uma superfície curva para solos não saturados



Fonte: MENDES, 2008

Outras equações para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados foram apresentadas. No entanto, as equações propostas por Bishop (1959) e Fredlund *et al.* (1978) são as mais conhecidas e utilizadas (FEUERHARMEL, 2007).

3 METODOLOGIA

Conforme exposto no item 1.1, foram avaliados os comportamentos de três tipos de solos: uma argila siltosa e um saibro, empregados, respectivamente, como primeira e segunda camadas do revestimento primário de uma via rural não pavimentada; e o material presente no subleito da via, constituído por um solo sedimentar arenoso.

As amostras dos três solos estudados já haviam sido coletadas previamente e também já se dispunha dos resultados dos ensaios de caracterização, compactação e Índice de Suporte Califórnia - ISC, os quais se encontram disponíveis em Nervis (2014). Com isso, a metodologia do trabalho consistiu na consulta a mapas geológicos e pedológicos; na análise dos resultados experimentais obtidos previamente a este trabalho; na determinação das curvas de retenção; na execução dos ensaios de cisalhamento direto; na avaliação prática da consideração dos efeitos da sucção em obras de engenharia geotécnica, através de exemplos fictícios; e na análise de todos os resultados obtidos neste trabalho.

3.1 Consulta a mapas a geológicos e pedológicos do trecho experimental e áreas de empréstimo.

Foram realizadas consultas em mapas geológicos e pedológicos com intuito de realizar um prognóstico da natureza dos solos estudados.

3.2 Interpretação dos resultados dos ensaios de caracterização, compactação e ISC dos materiais.

Foi realizada a interpretação dos ensaios de caracterização, compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC) realizados previamente a este trabalho.

3.3 Realização de ensaios para obtenção da curva de retenção

Os ensaios para obtenção das curvas de retenção dos três solos foram realizados utilizando-se o método do papel filtro, conforme exposto a seguir.

3.3.1 Preparação dos corpos de prova

As amostras de solo foram preparadas de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6457 (1986). Na sequência, foram moldados corpos de prova buscando-se atingir o grau de compactação de 100% do Proctor normal e a umidade ótima, simulando com isso situações de campo de camadas compactadas próximas a essas condições. Para isso, foram tomados como referência os dados obtidos nos ensaios de compactação. As amostras foram moldadas em um cilindro padrão de 100 mm de diâmetro e altura de 125 mm. A compactação foi realizada em três camadas, empregando-se a energia normal do ensaio Proctor e foi controlada através do peso de material necessário (no teor de umidade ótimo) para preenchimento de um terço do cilindro, quando compactado. A Figura 11 demonstra o processo de compactação das amostras.

Figura 11- Processo de compactação das amostras



Fonte: arquivo pessoal do autor

Posteriormente, a partir dos corpos de prova moldados no cilindro padrão, foram talhados seis corpos de prova menores para cada um dos materiais estudados. Para obtenção dos corpos de prova do solo do subleito, empregaram-se anéis metálicos com dimensões aproximadas de 60 mm de diâmetro interno e 20 mm de altura, sendo os corpos de prova cuidadosamente talhados a partir do corpo de prova maior e acondicionados nesses anéis. Tentou-se realizar o mesmo procedimento para os outros solos analisados (saibro e argila). No entanto, a

presença de materiais de granulação mais grosseira (pedregulhos) impediu o avanço dos anéis. Com isso, optou-se por tomar como corpos de prova frações dos corpos de prova maiores moldados no cilindro padrão, partindo-os transversalmente em alturas de aproximadamente um terço da total, resultando em corpos de prova com o diâmetro de aproximadamente 100 mm e alturas variáveis. A Figura 12 demonstra um corpo de prova moldado para o solo do subleito (Figura 12-a), um para a argila (Figura 12-b) e um para o saibro (Figura 12-c).

Figura 12 - Corpos de prova moldados para a obtenção das curvas de retenção



Fonte: arquivo pessoal do autor

3.3.2 Determinação da curva de retenção

Após a moldagem dos corpos de prova de cada um dos solos analisados, foi realizada a variação do teor de umidade ao longo do tempo, obtendo-se assim as curvas de secagem e de umedecimento dos solos. Os ensaios para obtenção da curva de retenção foram iniciados com as curvas de secagem, partindo-se da umidade de moldagem dos corpos de prova.

Nos ensaios da argila e do saibro foram utilizados dois corpos de prova para cada teor de umidade nas primeiras curvas de secagem e de umedecimento, possibilitando assim a variação do teor de umidade do solo em cerca de 3% por semana. Após a obtenção das primeiras curvas desses solos, foram utilizados os seis corpos de prova individualmente, visando agilizar a execução dos ensaios, possibilitando a variação do teor de umidade em cerca de 6% por semana. No solo do subleito foram mantidos dois corpos de prova para cada teor de umidade ao longo de todos os ensaios, pois o solo não apresentou curvas bem definidas para o primeiro ciclo de secagem, conforme será exposto no decorrer deste trabalho.

Para o controle da umidade dos solos, foi levado em consideração o fato de que o peso das partículas sólidas não se altera e, portanto, a variação da umidade

pode ser controlada através do ganho ou perda de massa de água no corpo de prova. Durante a curva de secagem a variação da umidade foi acelerada com a colocação dos corpos de prova em uma estufa com temperatura de aproximadamente 100 °C. Durante o processo de umedecimento, foi utilizado um conta gotas para a adição de água nos corpos de prova. A adição ou retirada de água foi controlada através de pesagens. O teor de umidade (ω) foi controlado através da Equação 15, deduzida a partir dos índices físicos do solo, disponíveis no ANEXO A.

$$\omega_f = \omega_i - \frac{(P_i - P_f) \times (1 + \omega_i)}{P_i} \quad (15)$$

Onde:

ω_i : teor de umidade inicial do solo;

ω_f : teor de umidade final do solo;

P_i : peso inicial do corpo de prova;

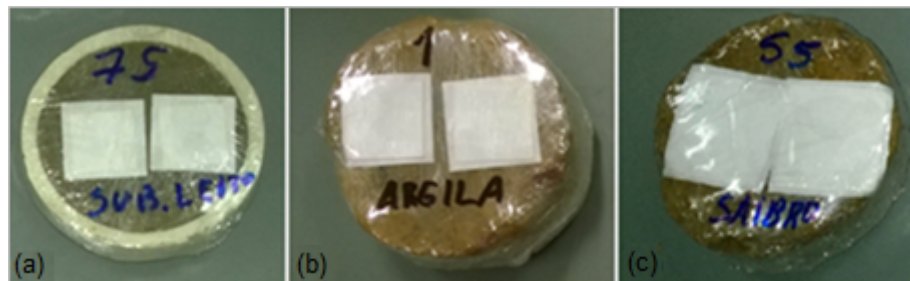
P_f : peso final do corpo de prova.

Para a execução dos ensaios, foram utilizados papéis filtro Whatman N° 42. Cada corpo de prova recebia dois pedaços de papel para o controle da sucção (papel sensor) e dois pedaços de papel para evitar o contato direto do papel filtro sensor com o solo (papel separador). Como papéis sensores, foram utilizados para o solo do subleito, para a argila e para o saibro, respectivamente, papéis filtro recortados nos tamanhos de 2 cm x 2 cm, 3 cm x 3 cm e 3,5 cm x 3,5 cm. Como papéis separadores foram empregados papéis filtro com tamanhos de 2,5 cm x 2,5 cm para o solo do subleito, 3 cm x 3 cm para a argila e 4,5 cm x 4,5 cm para o saibro. A opção por diferentes tamanhos se deu de acordo com a presença da fração pedregulho no solo, adotando-se dimensões maiores à medida que a mesma era mais forte, buscando-se com isso obter valores mais representativos e, conseqüentemente, minimizar a dispersão dos resultados.

Os papéis filtro foram instalados em contato com o solo, obtendo-se dessa forma a medição da sucção mátrica. Cada um dos corpos de prova foi isolado do ambiente através de filme plástico, com o objetivo de manter a umidade do solo ao longo do período de equilíbrio energético, que variou de seis a sete dias. Na Figura

13 são apresentados conjuntos utilizados para a obtenção das curvas de retenção do solo do subleito (Figura 13-a), da argila (Figura 13-b) e do saibro (Figura 13-c).

Figura 13 - Conjuntos utilizados para obtenção das curvas de retenção



Fonte: arquivo pessoal do autor

Após o fechamento de cada corpo de prova, era tomado o peso inicial do conjunto e, na sequência, o mesmo era armazenado dentro de uma caixa térmica, visando manter a temperatura constante ao longo do tempo de equilíbrio energético. Após esse período, cada conjunto era pesado novamente para o cálculo do teor de umidade final e posteriormente aberto para retirada dos papéis filtro sensores.

Os papéis filtro sensores eram retirados das amostras com o auxílio de uma pinça e imediatamente acondicionados em cápsulas, devidamente identificadas, e pesados no estado úmido em balança com precisão de 0,0001 g. Posteriormente, eram levados para estufa, em temperatura controlada (60 °C), onde permaneciam por aproximadamente 24 h para secagem. Após esse período, os mesmos eram pesados novamente, possibilitando assim o cálculo do teor de umidade do papel filtro. Para que não houvesse influência da umidade de outros materiais, a estufa era utilizada exclusivamente para esse procedimento.

Através do teor de umidade do papel filtro, era determinada a sucção matricial para os respectivos graus de saturação do solo, empregando-se as equações propostas por Chandler *et al.* (1992) *apud* Vivian (2008), apresentadas na Tabela 3.

O processo foi repetido a cada semana, obtendo-se assim as curvas de retenção do solo. Quando havia perdas de material do corpo de prova, por ocorrer esfarelamentos ou por alguns grãos aderirem ao filme plástico de isolamento, que era descartado em cada etapa, eram realizados os cálculos do teor de umidade considerando-se para as pesagens o material que havia se despreendido do conjunto. De posse desse valor, o material solto era descartado, fixando-se o teor de umidade para o material remanescente.

Ao final de cada ciclo de secagem, os corpos de prova eram colocados em estufa com temperatura controlada de 100° C, por um período de 24 h para secagem total e correção de eventuais perdas de material, não contabilizadas no processo descrito anteriormente.

A partir dos dados obtidos, foram introduzidas curvas de ajuste definidas pelos modelos contidos nas Equações 8 e 9, propostos por Gitirana Jr. e Fredlund (2004), apresentadas no item 2.4.3.2, obtendo-se assim as curvas de retenção dos solos estudados.

Todos os dados obtidos nos ensaios para obtenção da curva de retenção dos solos analisados alimentaram uma planilha eletrônica (Microsoft® Excel), programada para o cálculo de dados relativos às condições de compactação, teores de umidade, valores de sucção, elaboração de gráficos, correção das curvas características, entre outros dados necessários durante os procedimentos de ensaio.

3.4 Ensaio de cisalhamento direto

Com a finalidade de obter os parâmetros de resistência c' , ϕ' , e ϕ^b dos materiais, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, conforme será exposto a seguir.

3.4.1 Preparação dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto

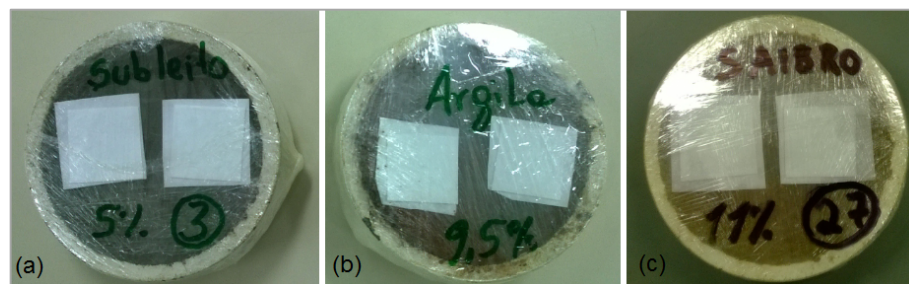
Primeiramente, as amostras de solo foram preparadas de acordo com as recomendações ABNT NBR 6457 (1986). Na sequência, os corpos de prova foram moldados diretamente em anéis metálicos com dimensões aproximadas de 60 mm de diâmetro interno e 20 mm de altura, empregando-se para isso um soquete metálico. A moldagem de cada um dos corpos de prova foi realizada tomando como referência os dados obtidos nos ensaios de compactação e foi controlada através do peso de material necessário (no teor de umidade ótimo) para preenchimento do molde de modo que fosse obtido um grau de compactação de 100% com relação à energia normal do ensaio Proctor, visando simular uma situação de campo em que as camadas sejam compactadas nessas condições.

No total, foram obtidos nove corpos de prova para cada um dos materiais estudados, sendo três destinados a ensaios na condição inundada e os demais,

preparados para ensaios em dois teores de umidade de interesse. Para o solo do subleito, buscou-se preparar os corpos de prova com umidades de 5% e 11%; para a argila, com teores de umidade de 9,5% e 18,5%; e para o saibro, com teores de umidade de 4% e 11,0%. Tais umidades correspondem a graus de saturação de aproximadamente 30% e 70%, respectivamente. Com isso, a intenção dos ensaios, considerando também aqueles conduzidos em corpos de prova inundados, seria cobrir níveis de grau de saturação desde aproximadamente 30% até o mais próximo possível de 100%.

Os corpos de prova destinados aos ensaios não inundados iam para a estufa por um período de 24 h para secagem e, na sequência, recebiam água, com o auxílio de um conta gotas, para que fossem levados até a umidade de interesse. Por fim, os mesmos eram preparados para medição da sucção mátrica da mesma maneira com que foram preparados os corpos de prova utilizados para obtenção das curvas de retenção dos solos, conforme apresentado no item 3.3.2. A única diferenciação em relação à metodologia referida se deu pelo fato de todos os corpos de prova, independentemente do solo, terem recebido papéis filtro sensores com tamanho de 2 cm x 2 cm e papéis separadores de 2,5 cm x 2,5 cm. Essa diferenciação se fez necessária em função dos diâmetros dos corpos de prova (cerca de 60 mm). A Figura 14 demonstra um dos corpos de prova preparados para os ensaios de cisalhamento direto do solo do subleito (Figura 14-a), um da argila (Figura 14-b) e um do saibro (Figura 14-c).

Figura 14 - Corpos de prova preparados para os ensaios de cisalhamento direto



Fonte: arquivo pessoal do autor

3.4.2 Realização do ensaio

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, foi utilizada uma prensa de cisalhamento convencional, manual, do tipo deformação controlada (Figura 15).

Cada um dos corpos de prova era cuidadosamente retirado do anel metálico e instalado na caixa de cisalhamento. A coleta de dados de força cisalhante e deslocamentos foi realizada através de leituras de relógios comparadores, alimentando uma planilha eletrônica de dados (Microsoft® Excel). As velocidades de execução dos ensaios foram definidas de acordo com as recomendações da ASTM D3080 (2011). Para todos os ensaios, a velocidade adotada foi de 0,055 mm/min.

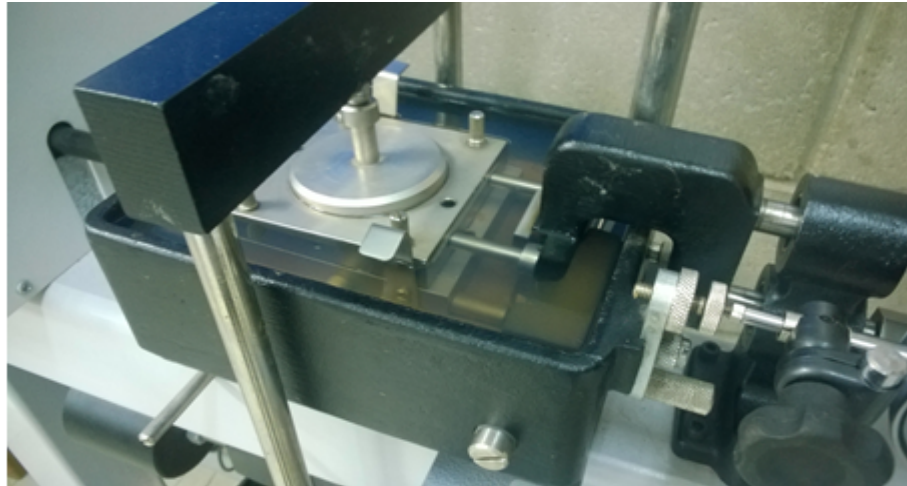
Figura 15 - Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto



Fonte: arquivo pessoal do autor

Em cada um dos ensaios inundados (Figura 16), os corpos de prova permaneciam submersos pelo período mínimo de 24 horas e, na sequência, eram cisalhados. Os corpos de prova ensaiados nas umidades de interesse eram abertos no momento do ensaio para retirada dos papéis filtro e determinação da sucção. Esse procedimento teve como objetivo comparar a sucção no momento da ruptura com a sucção obtida nas curvas de retenção dos solos. A metodologia utilizada para a determinação da sucção foi a mesma empregada para determinação da sucção nas curvas de retenção dos solos estudados, apresentada no item 3.3.2. As tensões normais aplicadas durante os ensaios de cisalhamento direto foram de 30 kPa, 50 kPa e 100 kPa para o solo do subleito; 30 kPa, 100 kPa e 200 kPa para a argila; e 100 kPa, 200 kPa e 500 kPa para o saibro. Essas tensões foram escolhidas de modo a cobrir as faixas de níveis de tensão dos problemas geotécnicos fictícios simulados no presente trabalho.

Figura 16 - Execução de ensaio de cisalhamento direto inundado



Fonte: arquivo pessoal do autor

Utilizando-se dos dados obtidos durante os ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos os valores de c' , ϕ' , e ϕ^b dos solos estudados. Tendo em vista que foram realizados ensaios em três teores de umidade distintos (ensaio inundado e nas duas umidades de interesse), foi possível estabelecer dois valores para ϕ^b , denominados ϕ^{b1} e ϕ^{b2} , válidos para o primeiro e segundo intervalo de sucção, respectivamente.

3.5 Avaliação dos efeitos da sucção em aplicações práticas de engenharia geotécnica

Foi realizada a avaliação prática da consideração dos efeitos da sucção em aplicações práticas de engenharia geotécnica, empregando-se para isso exemplos fictícios, conforme exposto a seguir.

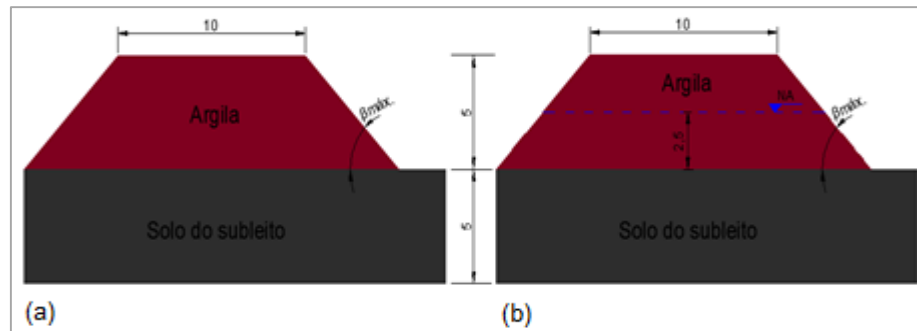
3.5.1 Avaliação dos efeitos da sucção na geometria de taludes de aterro

Foi avaliada a influência dos efeitos da sucção na geometria de um talude de aterro fictício, constituído, hipoteticamente, da argila empregada na primeira camada do revestimento primário assente sobre o solo do subleito.

Para fins deste trabalho, foram levadas em consideração duas situações distintas:

- Situação 1: considerando-se um talude sem a presença de lençol freático (Figura 17-a);
- Situação 2: considerando-se a elevação do nível de água até a metade da altura do talude (Figura 17-b).

Figura 17 - Talude fictício



Fonte: elaborada pelo autor

Para cada uma das situações foram efetuadas duas verificações distintas:

- Verificação A: considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos dos solos (c' e ϕ'), conforme Mecânica dos Solos Clássica;
- Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção, conforme Mecânica dos Solos Não Saturados, para os materiais na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor).

Para a verificação B da situação 2, foram empregados os parâmetros efetivos abaixo da linha piezométrica (Nível de água) e acima dessa, os parâmetros obtidos considerando-se os efeitos da sucção.

A análise consistiu em fazer modificações na inclinação do talude arbitrariamente, para cada uma das circunstâncias, até a obtenção de uma inclinação máxima ($\beta_{máx.}$) que respeitasse o fator de segurança (FS) de 1,5, recomendado pela ABNT NBR 11682 (2009) para um grau de segurança alto, aplicável para locais com intensa movimentação e permanência de pessoas.

O método adotado para a avaliação dos taludes foi o de Bishop simplificado (1955), citado no item 2.3.1. Os cálculos foram realizados através do aplicativo *SLOPE/W* do software *Geostudio 2012*, desenvolvido pela *Geo-Slope International*

Ltd. Para as análises que levaram em conta os efeitos da sucção fez-se uso da Equação 12, apresentada no item 2.4.4.

Tendo em vista que a sucção matricial contribui para a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo como uma parcela de coesão aparente e que o *software* utilizado leva em consideração para o cálculo do FS os parâmetros de coesão e ângulo de atrito (c e \emptyset), a parcela $[(u_a - u_w)_f \text{tg} \emptyset^b]$ da Equação 12, referente à contribuição da sucção, foi adicionada à parcela do intercepto coesivo (c'). Com isso, o parâmetro de “coesão total” (C_t), utilizado para alimentar o *software*, foi definido através das Equações 16 e 17, válidas, respectivamente, para o primeiro e segundo intervalos de sucção.

$$C_{t1} = c' + (u_a - u_w)_{1,f} \text{tg} \emptyset^{b1} \quad (16)$$

$$C_{t2} = c' + (u_a - u_w)_{1,\text{lim},f} \text{tg} \emptyset^{b1} + [(u_a - u_w)_{2,f} - (u_a - u_w)_{1,\text{lim},f}] \text{tg} \emptyset^{b2} \quad (17)$$

Onde:

C_{t1} e C_{t2} : coesão total 1 e 2, válidas para sucções no primeiro e segundo intervalos, respectivamente;

c' : intercepto coesivo efetivo;

$(u_a - u_w)_{1,f}$ e $(u_a - u_w)_{2,f}$: sucção mátrica no plano de ruptura, válidas para contribuições de sucção no primeiro e segundo intervalos, respectivamente;

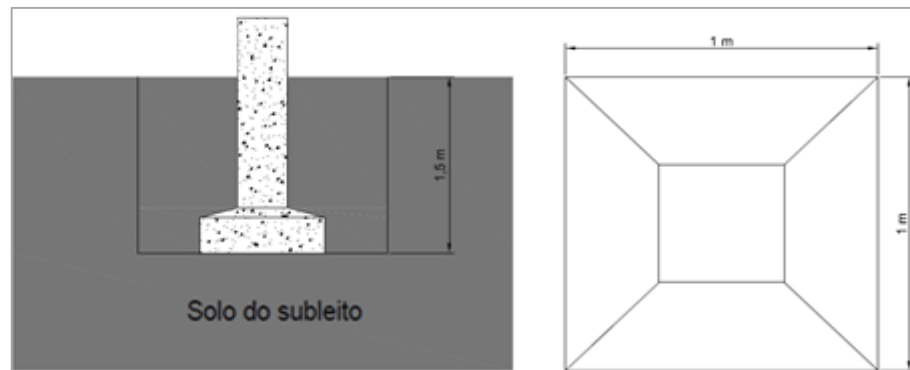
$(u_a - u_w)_{1,\text{lim},f}$: sucção mátrica limite do intervalo 1;

\emptyset^{b1} e \emptyset^{b2} : ângulos que quantificam a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$, válidos para sucções no primeiro e segundo intervalos, respectivamente.

3.5.2 Avaliação dos efeitos da sucção na capacidade de suporte de fundações superficiais

Foi avaliada a influência dos efeitos da sucção na capacidade de carga de uma fundação superficial fictícia (Figura 18), executada hipoteticamente no solo do subleito estudado.

Figura 18 - Fundação superficial fictícia



Fonte: elaborada pelo autor

A análise consistiu em realizar um comparativo entre as tensões admissíveis ($\sigma_{adm.}$) obtidas mediante três verificações distintas:

- Verificação A: considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos do solo, conforme Mecânica dos Solos Clássica;
- Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção, conforme Mecânica dos Solos Não Saturados, para o material na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor);
- Verificação C: considerando-se os efeitos da sucção, conforme Mecânica dos Solos Não Saturados, para o material na umidade verificada em campo (cerca de 10%).

O modelo adotado para o cálculo foi o proposto por Terzaghi (1943) *apud* Velloso e Lopes (2011), citado no item 2.3.3 e expresso através da Equação 18.

$$\sigma_{rup.} = cN_cS_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma + q'N_qS_q \quad (18)$$

Onde:

$\sigma_{rup.}$: tensão de ruptura do solo ou resistência última;

c : intercepto coesivo;

N_c , N_γ e N_q : fatores de carga (disponíveis no ANEXO B);

S_c , S_γ e S_q : fatores de forma (disponíveis no ANEXO B);

q' : pressão efetiva do solo na cota de apoio da fundação;

γ : peso específico do solo na cota de apoio da fundação;

B : largura do elemento de fundação.

As tensões admissíveis ($\sigma_{adm.}$) foram calculadas através da Equação 19, empregando-se um fator de segurança igual a três, proposto pela ABNT NBR 6122 (2010) para elementos de fundações dimensionados a partir de métodos teóricos.

$$\sigma_{adm.} = \frac{\sigma_{rup.}}{FS} \quad (19)$$

Onde:

$\sigma_{adm.}$: tensão admissível;

$\sigma_{rup.}$: tensão de ruptura do solo ou resistência última;

FS : fator de segurança.

Para consideração dos efeitos da sucção na capacidade de carga da fundação foi necessário o uso das Equações 16 e 17, apresentada no item 3.5.1, tendo em vista que o modelo utilizado para o cálculo não leva em consideração esse parâmetro.

3.5.3 Avaliação dos efeitos da sucção no desempenho de estradas

Foi avaliado os efeitos da sucção no desempenho de uma estrada, fictícia executada hipoteticamente com os solos da argila e do saibro, assente sobre o solo do subleito, conforme Figura 19.

Figura 19 - Estrada fictícia



Fonte: elaborada pelo autor

Para fins deste trabalho foram realizadas duas verificações distintas:

-Verificação A: considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos dos solos,

conforme Mecânica dos Solos Clássica;

-Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção, conforme Mecânica dos solos Não Saturados, para os materiais na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor).

A avaliação dos efeitos da sucção no desempenho de estradas foi realizada através do emprego do Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul-Africana, exposto no item 2.3.4. As tensões máximas (σ_1) e mínimas (σ_3) atuantes nas camadas, consideradas para efeitos de cálculo, foram 150 kPa e 50 kPa para o solo do subleito, 250 kPa e 50 kPa para a argila e, 550 kPa e 140 kPa para o saibro, as quais correspondem a valores localizados dentro de uma ordem de grandeza típica.

A análise consistiu na comparação dos valores obtidos para o fator de segurança (FS) e para o número de repetições de carga que a camada suporta antes que ocorra a ruptura por cisalhamento (N) para cada uma das verificações. Para fins deste trabalho o coeficiente K, que varia de acordo com a condição de umidade, foi mantido o mesmo para as duas situações, tendo em vista que sua alteração dificultaria a quantificação dos efeitos da sucção nos FS e N obtidos.

3.6 Conclusões

Ao final do trabalho foi realizada uma análise geral de todos os resultados obtidos nos ensaios, verificando a real influência da variação da umidade na tensão de cisalhamento dos solos estudados e os efeitos da sucção nos exemplos fictícios de obras geotécnicas.

4 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS

4.1 Descrição Física

As amostras dos materiais estudados foram coletadas de um trecho experimental de uma via não pavimentada no município de São Gabriel, localizado na fronteira oeste do Rio Grande do Sul, a 320 km da capital do Estado. O trecho experimental e as áreas de empréstimo estão situados no projeto de assentamento Conquista do Caiboaté, de jurisdição do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA, e fica localizado a cerca de 20 km da sede do município, próximo da localidade de Vacacaí.

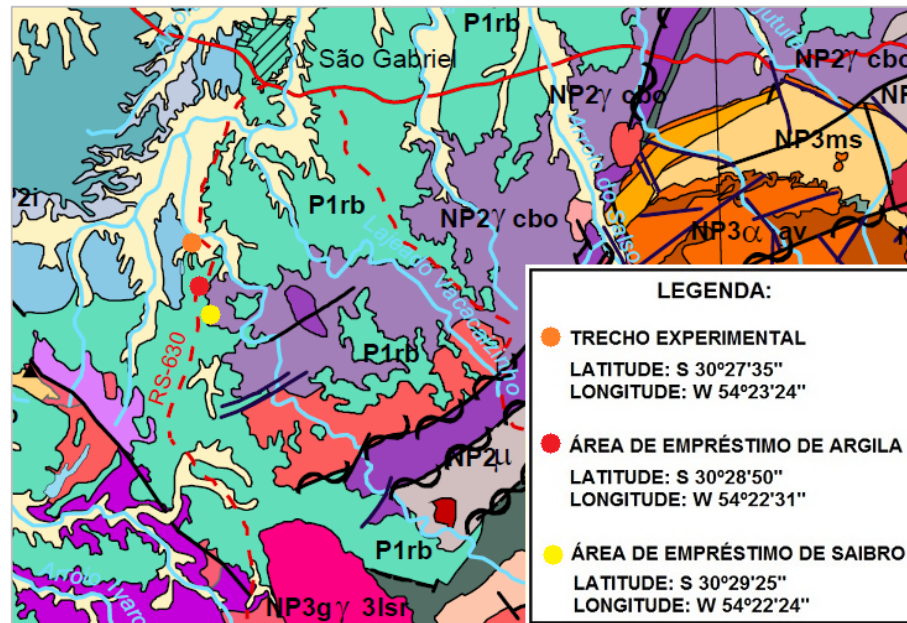
Através da consulta ao Mapa de Climas, disponibilizado pelo IBGE (2002), verifica-se que o clima do Rio Grande do Sul é classificado como Temperado, Mesotérmico Brando, super úmido, com temperaturas médias anuais entre 10°C e 15°C. Segundo informações disponibilizadas pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2014), a intensidade pluviométrica para a região onde estão inseridos o trecho experimental e as áreas de empréstimo está na faixa de 1500 mm/ano a 2000 mm/ano.

4.2 Enquadramento geológico

Analisando o mapa geológico (Figura 20), elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2006), verifica-se que o trecho experimental está inserido na região designada pelo código Q4a e representada pela cor amarela, cuja formação geológica é constituída por depósitos aluviais de areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-argiloso, em calhas de rios e planícies de inundação. Em relação à área de empréstimo de argila, verifica-se que a mesma está situada na região designada pelo código P1rb e representada pela cor verde, correspondente à Formação Rio Bonito, cuja formação geológica é composta por arcóseo, siltito, siltito carbonoso e quartzo-arenito, folhelho carbonoso e carvão, tonstein, diamictito com matriz carbonosa e marga, ambiente flúvio-deltaico, litorâneo e marinho plataformal. A área de empréstimo de saibro fica na região designada pelo código NP2γ cbo e representada no mapa pela cor violeta, correspondente ao Complexo Cambaí – Domínio de Ortognaisses, onde predominam gnaisses monzogranítico,

granodiorítico, tonalítico e trondhjemítico, contendo enclaves de anfibolitos, metaultramafitos e metagrabos.

Figura 20 - Localização do trecho experimental e áreas de empréstimo sobre o mapa geológico



Fonte: Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2006 (adaptada)

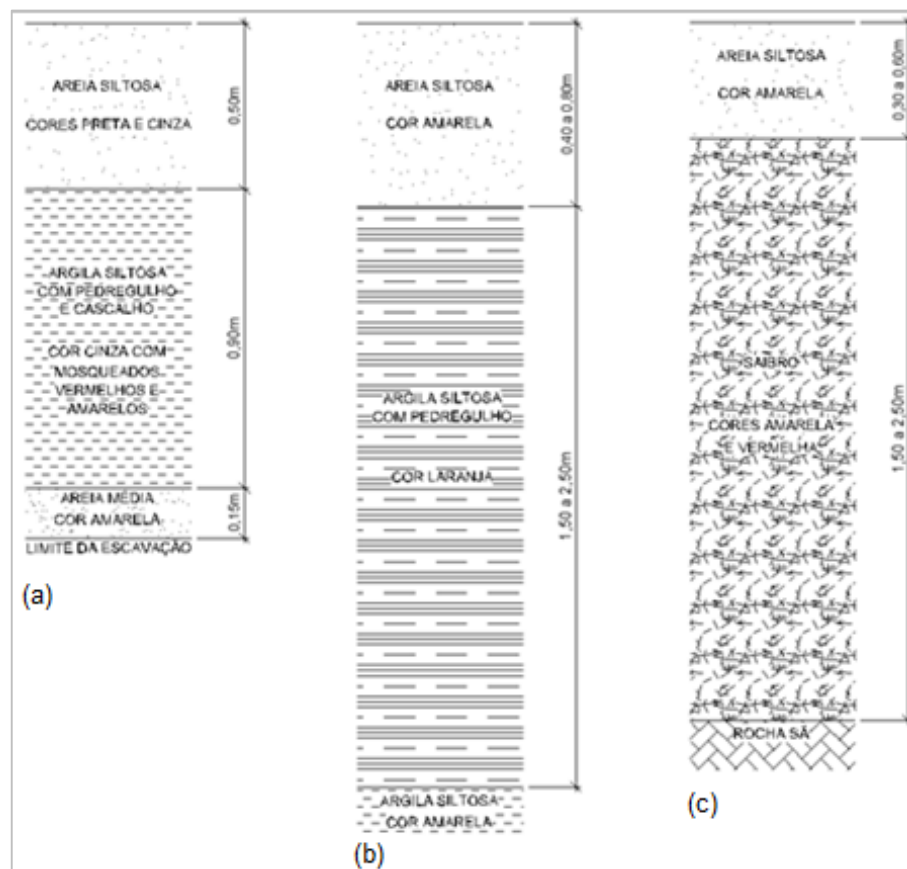
4.3 Classificação pedológica

Através de consultas ao mapa de solos (Figura 21) apresentado por Streck *et al.* (2008), verifica-se que o trecho experimental está inserido na região de ocorrência de Planossolo Háplico Eutrófico arênico (Unidade Vacacaí), representado no mapa pela cor verde e pelo código SXe4. As áreas de empréstimo estão situadas sobre uma região com uma unidade de mapeamento combinada, formada pela associação de Planossolo Háplico Eutrófico vertissólico (Unidade São Gabriel), representado no mapa pela cor verde e pelo código SXe1, com Argissolo Vermelho-Amarelo Distrófico úmbrico (Unidade Alto das Canas), representado pela cor rosa e pelo código PVAd8. Analisando a natureza dos perfis dos referidos locais, apresentados por Nervis (2014), conclui-se que as áreas de empréstimo estão situadas em zonas de inclusão de solos, cujas áreas não possuem o tamanho mínimo para serem representadas na escala do mapa. Desta forma, foram incluídas na unidade circundante que ocupa uma maior extensão. Assim, tem-se que a área de empréstimo de argila é pertencente à Unidade Alto das Canas e o da área de

condições de relevo e drenagem. Podem ser rasos ou profundos e apresentam uma sequência de horizontes “A-R, A-C, A-C-R”, “A-Cr-R, O-R” ou “H-C” (STRECK *et al.*, 2008).

A Figura 22 apresenta os perfis geotécnicos obtidos a partir das observações dos perfis da escavação das áreas de empréstimo e através de sondagem a trado executada ao lado do trecho experimental.

Figura 22 - Perfis geotécnicos dos solos em estudo



Fonte: NERVIS, 2014 (adaptada)

Analisando-se a Figura 22, verifica-se que o subleito (Figura 22-a) predominante do trecho experimental é composto de uma camada de areia siltosa, a qual possui coloração preta alternando para a cinza. A espessura dessa camada no ponto onde foi executado o furo de sondagem foi de 0,50 m. Na sequência, foi encontrada uma camada de 0,90 m de argila siltosa, contendo quantidade considerável de pedregulho e cascalho, possuindo cor cinza com mosqueados vermelhos e amarelos. Por fim, verifica-se a presença de areia média, de cor amarela, a qual se estende por 15 cm, sendo atingida a cota final da perfuração. A

primeira camada corresponde aos horizontes “A+E”, ambos de textura arenosa, com passagem abrupta para o horizonte “Bt”, mais argiloso (argila siltosa). Na área de empréstimo de argila (Figura 22-b) verifica-se um perfil com uma sequência de horizontes “A-Bt-C”, sendo observada uma camada superficial de areia siltosa de cor amarela, com espessuras variando entre 0,40 m a 0,80 m e na sequência uma camada com espessura variando de 1,50 m a 2,50 m de argila siltosa com pedregulho, cor laranja, assente sobre um solo constituído por argila siltosa, cor amarela. Na área de empréstimo do saibro (Figura 22-c) apresenta-se uma sequência de horizontes “A-Cr-R”. O material se constitui num saprólito e, de acordo com Nervis (2014), foi extraído da camada subsuperficial da sua respectiva área de empréstimo, com espessura variando entre 1,50 m a 2,50 m, sobreposta por uma camada de 0,30 m a 0,60 m de areia siltosa cor amarela e assente sobre rocha sã.

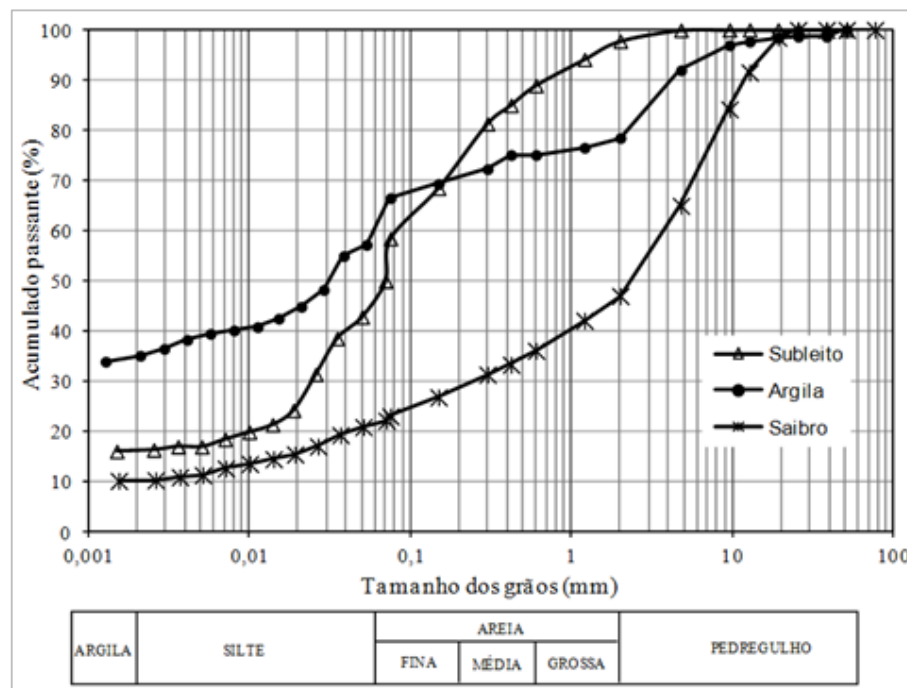
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS PREVIAMENTE A ESTE TRABALHO

Conforme exposto no item 3, os estudos foram desenvolvidos partindo-se de amostras de solos já coletadas e com os ensaios de caracterização, compactação e Índice de Suporte Califórnia já realizados e apresentados por Nervis (2014). Neste item, serão apresentados e analisados os resultados desses ensaios.

5.1 Ensaios de caracterização

Os solos do subleito do trecho experimental, assim como o saibro e argila, utilizados nas camadas de revestimento primário, foram submetidos a ensaios de caracterização (granulometria, plasticidade, entre outros) com intuito de se conhecer as propriedades geotécnicas dos materiais. Os resultados obtidos durante os ensaios são expressos no Gráfico 1 e na Tabela 6.

Gráfico 1 - Curvas de distribuição granulométrica



Fonte: NERVIS, 2014

Tabela 6 - Características geotécnicas dos materiais

Propriedades		Solo do subleito	Argila	Saibro
Granulometria	Pedregulho ($2 \text{ mm} < \varnothing \leq 60 \text{ mm}$)	2%	22%	54%
	Areia ($0,06 \text{ mm} < \varnothing \leq 2 \text{ mm}$)	52%	17%	24%
	Silte ($0,002 \text{ mm} < \varnothing \leq 0,06 \text{ mm}$)	30%	26%	12%
	Argila ($\varnothing \leq 0,002 \text{ mm}$)	16%	35%	10%
	Classificação	Areia siltosa	Argila siltosa	Pedregulho arenoso
	Diâmetro efetivo (D_{10})	<0,001 mm	<0,001 mm	0,0035 mm
	Coeficiente de uniformidade (C_u)	> 80	> 60	1143
	Coeficiente de curvatura (C_c)	> 8	< 1	2,86
Tipo de granulometria		Solo mal graduado	Granulometria descontínua	Solo bem graduado
Peso específico dos grãos (γ_s)		25,92 kN/m ³	27,55 kN/m ³	25,16 kN/m ³
Plasticidade	Limite de liquidez – LL	NL	44	35
	Limite de plasticidade – LP	NP	28	26
	Índice de plasticidade – IP	-	16	9
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das (2011)	Não plástico	Plasticidade média	Plasticidade baixa
	Classificação SUCS	ML	CL	SM
Classificação HRB	A-4	A-7-6	A-2-4	
Classificação MCT	NA'	LG'	NA' *	

* Fração passante na peneira 2 mm.

Fonte: NERVIS, 2014 (adaptada)

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios de granulometria, conclui-se que material presente no subleito da via é um solo mal graduado constituído de areia siltosa com uma pequena quantidade de argila, havendo na fração areia o predomínio das parcelas de areia fina e média. Em relação à argila, constituinte da primeira camada de revestimento primário, verifica-se uma granulometria descontínua e que se trata de uma argila siltosa com presença de pedregulho. Por fim, o saibro, constituinte da camada final do revestimento primário, se trata de um pedregulho arenoso bem graduado, com pequenas quantidades de silte e argila.

Em relação aos pesos específicos dos grãos (γ_s), verifica-se para o solo do subleito um valor de 25,92 kN/m³, para a argila um valor de 27,55 kN/m³ e para o saibro um valor de 25,16 kN/m³. Segundo Pinto (2006), o peso específico dos grãos varia pouco para os diferentes tipos de solo, situando-se em torno de 27 kN/m³. O autor ainda expõe que grãos de quartzo (areia) costumam apresentar pesos específicos na ordem de 26,5 kN/m³ e que em argilas lateríticas esse valor pode chegar a 30 kN/m³. Analisando-se os resultados, verifica-se que para o solo do subleito e para o saibro os valores são ligeiramente inferiores aos 26,5 kN/m³ referenciados pelo autor. Essas variações se justificam pela presença de outros minerais nos solos estudados, com diferentes pesos específicos. Em relação à

argila, o valor encontrado está ligeiramente superior à média, dentro da faixa prevista para argilas lateríticas.

Os ensaios revelam índices de plasticidade compatíveis com a natureza dos solos. O solo do subleito e o saibro, predominantemente granulares, apresentaram, respectivamente, características de não plástico e de plasticidade baixa. A argila, com predominância de frações finas (silte e argila) na sua composição, apresentou plasticidade média.

Em relação às classificações geotécnicas convencionais, os solos do subleito, argila e saibro se enquadram, respectivamente, nos grupos ML, CL e SM do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e nos grupos A-4, A-7-6 e A-2-4 do sistema rodoviário de classificação (HRB- *Highway Research Board*). A descrição de cada um dos grupos é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificações SUCS e HRB dos solos estudados

Materiais	Classificação SUCS		Classificação HRB	
	Grupo	Descrição	Grupo	Descrição
Solo do subleito	ML	Siltes, siltes arenosos e pedregulhosos com capacidade de suporte moderada a insatisfatória, compressibilidade e expansão escassa a média e características de drenagem moderadas a insatisfatórias	A-4	Silte não plástico ou moderadamente plástico, podendo conter uma mistura de silte, areia e pedregulho. Capacidade de suporte fraca a pobre
Argila	CL	Argilas, argilas arenosas ou pedregulhosas de compressibilidade e expansão média e baixíssima permeabilidade	A-7-6	Argilas, podendo conter uma mistura de solo argiloso, areia e pedregulho, altos valores de LL e IP, sendo plástico e sofrendo grande variação volumétrica. Capacidade de suporte fraca a pobre
Saibro	SM	Areia siltosa ou areia pedregulhosa siltosa, com boa capacidade de suporte, compressibilidade e expansão muito escassas e características de drenagem moderadas a insatisfatórias	A-2-4	Solos com grande variedade de materiais granulares, no limite entre os grupos A1 e A3 e materiais dos grupos A4, A5, A6 e A7. Inclui também pedregulho com percentual de silte ou IP maior que dos solos do grupo A1, e areia fina com silte não plástico com percentual acima ao dos solo do grupo A3. Capacidade de suporte excelente a boa.

Fonte: baseado em VARGAS, 1977

Analisando-se a Tabela 7, evidenciam-se algumas incoerências entre as descrições apresentadas pelas classificações convencionais e as características geotécnicas dos solos estudados. As classificações descrevem o solo do subleito como um silte ou silte arenoso e pedregulhoso, sendo que, na verdade, trata-se de uma areia siltosa. Em relação à argila, as classificações não preveem a presença da fração silte em sua composição e é prescrita segundo a classificação HRB como um solo de alta plasticidade, quando na realidade o mesmo apresenta plasticidade média. Segundo a classificação SUCS, o saibro é descrito como uma areia siltosa ou uma areia pedregulhosa siltosa, quando na verdade se trata de um pedregulho arenoso. As incoerências verificadas para os solos estudados se justificam pelo fato de que as classificações tradicionais podem apresentar problemas ao se tratar de solos tropicais. Segundo Nogami e Villibor (1995), essas classificações apresentam limitações na previsão das propriedades e comportamento de solos tropicais compactados, decorrentes do uso do gráfico de plasticidade e do percentual que passa na peneira 0,075 mm.

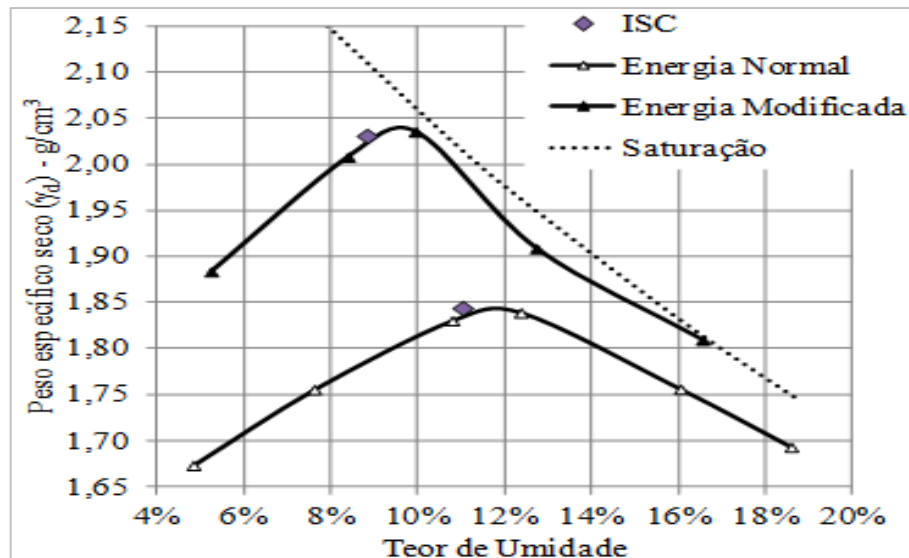
Em relação à classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), observa-se que o solo do subleito e a fração passante na peneira 2 mm do saibro pertencem ao grupo NA', enquanto a argila é pertencente ao grupo LG'. Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos do grupo NA' são solos de comportamento não laterítico constituídos de misturas de areias quartzosas ou de minerais com propriedades similares, com finos passando na peneira 0,075 mm. Segundo os autores, os tipos mais representativos desse grupo são solos saprolíticos originados de rochas ricas em quartzo. Em relação ao grupo LG', os autores expõem que os solos desse grupo apresentam comportamento laterítico e que os integrantes mais frequentes do grupo tem sido argilas e argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos latossolos, solos podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e terras rochas estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos).

5.2 Ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia

Os resultados obtidos nos ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC) do solo do subleito, da argila empregada na primeira camada do revestimento primário e do saibro empregado na segunda camada do revestimento

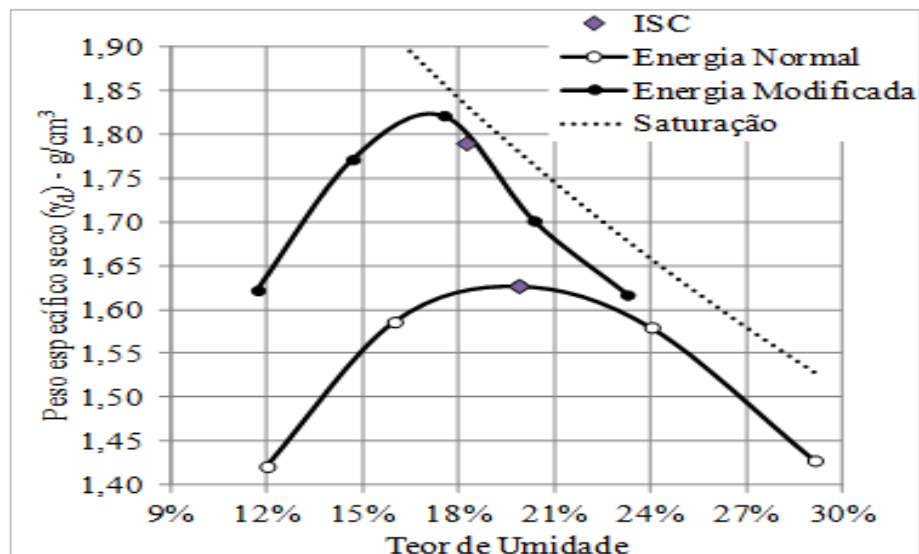
primário são expressos, respectivamente, através das curvas apresentadas nos Gráficos 2, 3 e 4, e através dos dados apresentados nas Tabelas 8 e 9. Para o solo do subleito e para a argila tem-se resultados correspondentes às energias normal e modificada do ensaio Proctor. Para o saibro tem-se somente o resultado correspondente à energia normal. Também encontram-se plotados nos gráficos os pontos correspondentes aos ensaios de ISC, permitindo a visualização da energia de compactação e da umidade em que ocorreu a compactação de cada corpo de prova.

Gráfico 2- Curvas de compactação do solo do subleito



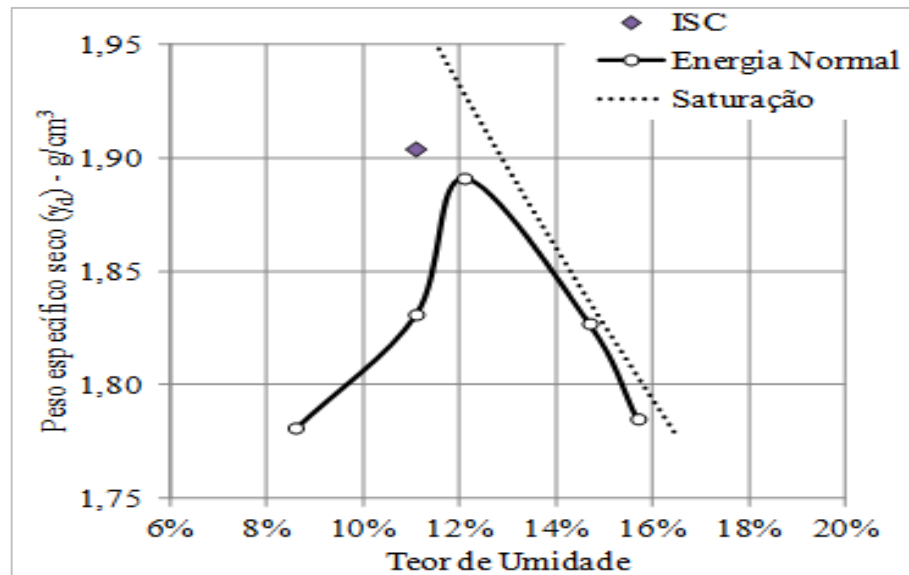
Fonte: NERVIS, 2014

Gráfico 3 - Curvas de compactação da argila



Fonte: NERVIS, 2014

Gráfico 4 - Curva de compactação do saibro



Fonte: NERVIS, 2014

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de compactação

Ensaio de compactação		Solo do subleito	Argila	Saibro
Energia normal	$\gamma_{d,máx.}$ (gf/cm ³)	1,84	1,63	1,89
	$\omega_{ótima}$ (%)	11,8	19,5	12,1
	e^*	0,41	0,69	0,33
Energia modificada	$\gamma_{d,máx.}$ (gf/cm ³)	2,04	1,83	-
	$\omega_{ótima}$ (%)	9,6	17,2	-
	e^*	0,27	0,51	-

* Obtido a partir das correlações entre os índices físicos (disponíveis no anexo A)

Fonte: NERVIS, 2014 (adaptada)

Tabela 9 - Resultados dos ensaios de ISC

Energia	Ensaio de Suporte Califórnia	Solo do subleito	Argila	Saibro
Normal	ISC (%)	19,00	14,00	8,00
	γ_d (gf/cm ³)	1,84	1,63	1,90
	$\omega_{inicial}$ (%)	11,00	19,90	11,10
	ω_{final} (%)	13,10	23,70	13,20
	Absorção (%)	19,00	19,20	18,90
	Expansão (%)	0,08	0,15	0,13
Modificada	ISC (%)	77,00	33,00	-
	γ_d (gf/cm ³)	2,03	1,79	-
	$\omega_{inicial}$ (%)	8,80	18,20	-
	ω_{final} (%)	8,90	19,10	-
	Absorção (%)	0,80	4,50	-
	Expansão (%)	0,04	0,10	-

Fonte: NERVIS, 2014 (adaptada)

Através da análise das curvas de compactação (Gráficos 2, 3 e 4) e dos dados disponíveis na Tabela 8, verifica-se que a argila, que possui predomínio das frações

finas, apresenta valores maiores de umidade ótima ($w_{ótima}$) para menores valores de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d,máx.}$) do que o solo do subleito e o saibro, nos quais predominam as frações granulares. Nos materiais em que foram realizados ensaios com energia modificada, foram atingidos, conforme esperado, maiores valores máximos de peso específico aparente seco com menores umidades ótimas quando comparados com os ensaios com o emprego da energia normal.

Em relação às capacidades de suporte expressas através do ISC e apresentadas na Tabela 9, verifica-se que o valor é razoavelmente maior para o solo do subleito do que para a argila (em torno de 36%), considerando-se corpos de prova produzidos com o emprego da energia normal. Considerando-se os corpos de prova produzidos com o emprego da energia modificada, verifica-se que essa diferença se torna mais expressiva (em torno de 133%). O saibro foi ensaiado considerando-se somente a energia normal. Para esse solo foi obtido um valor de 8%, o que fornece um indicativo inicial de um solo com baixa capacidade de suporte. A situação exposta anteriormente aponta uma incoerência ao se optar pela execução das camadas de revestimento primário com valores do ISC decrescentes em relação ao subleito. Contudo, existem outras questões a serem levadas em consideração. Segundo Nervis (2010), o ISC pode não representar a capacidade de suporte e a deformabilidade de um determinado material, pois não existe a garantia de correlação do seu valor com parâmetros como resistência e módulo de resiliência.

Analisando-se os dados expostos na Tabela 9, verifica-se que os materiais em estudo são pouco expansivos. Entretanto, os ensaios de absorção apresentam uma importante alteração na umidade dos corpos de prova compactados na energia normal, o que indica uma potencial absorção de água das chuvas pelas camadas constituintes do trecho experimental e, por consequência disso, podem ser afetadas as propriedades mecânicas dos solos.

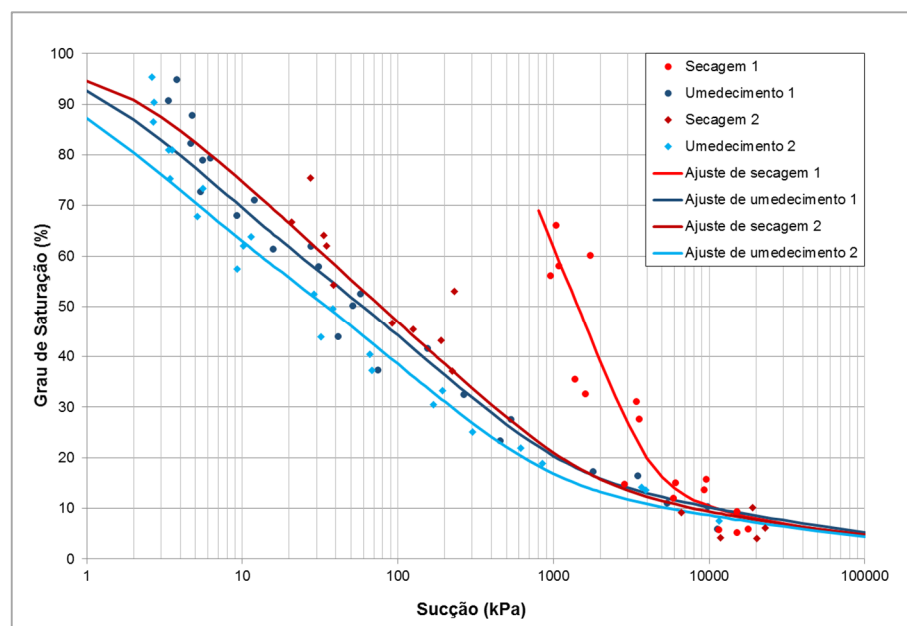
6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO PRESENTE TRABALHO

Neste item, será feita a apresentação e análise dos resultados obtidos durante os ensaios para obtenção da curva de retenção e cisalhamento direto dos solos estudados. Os dados apresentados foram obtidos seguindo a metodologia apresentada nos itens 3.3 e 3.4.

6.1 Curvas de retenção

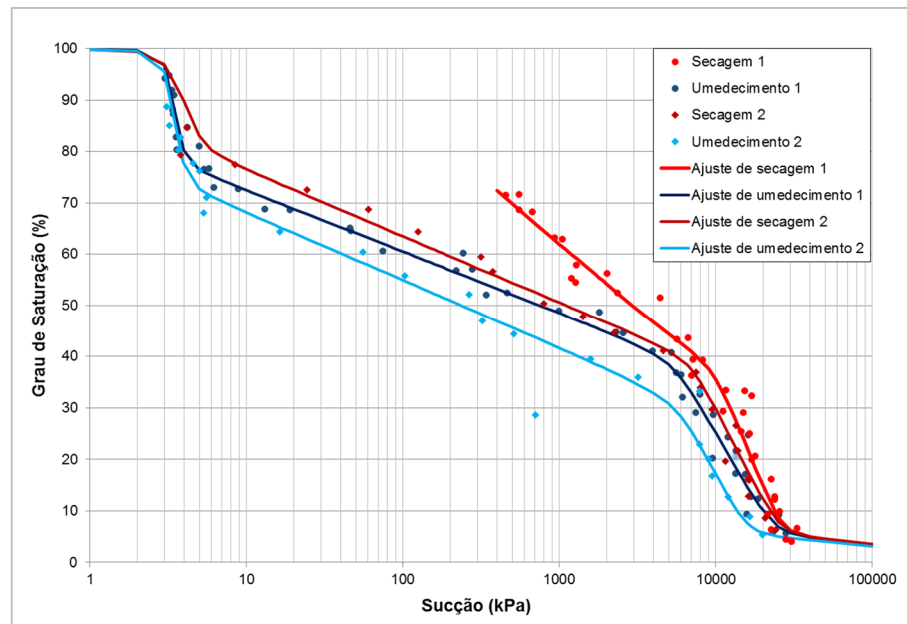
Os Gráficos 5, 6 e 7 apresentam, respectivamente, as curvas de retenção obtidas para o solo do subleito, para a argila empregada na primeira camada do revestimento primário e para o saibro empregado na segunda camada do revestimento primário.

Gráfico 5 - Curvas de retenção do solo do subleito



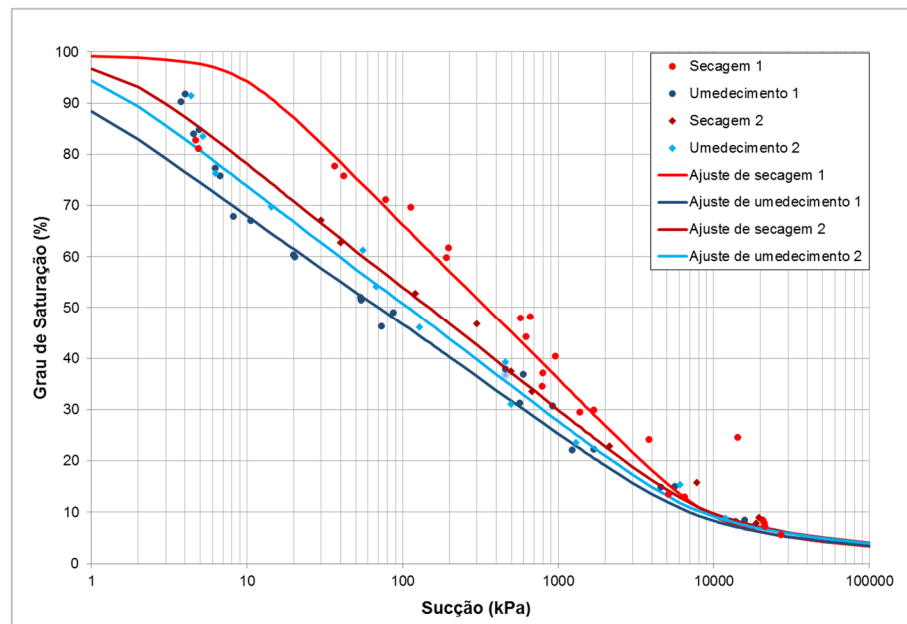
Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de sucção

Gráfico 6 - Curvas de retenção da argila



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de sucção

Gráfico 7 - Curvas de retenção do saibro



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de sucção

Os parâmetros utilizados para o ajuste matemático das curvas de retenção do solo do subleito e do saibro estão disponíveis na Tabela 10. A Tabela 11 apresenta os parâmetros empregados para o ajuste matemático das curvas da argila.

Tabela 10 - Parâmetros de ajuste das curvas de retenção do solo do subleito e do saibro

Solo	Curva	Ψ_b (kPa)	$\Psi_{res.}$ (kPa)	$S_{res.}$ (%)	a
Subleito	Ajuste de secagem 1	-	4.000,00	8,00	0,12
	Ajuste de umedecimento 1	0,95*	1.200,00	12,00	0,07
	Ajuste de secagem 2	0,90*	1.500,00	9,00	0,09
	Ajuste de umedecimento 2	0,50*	900,00	10,00	0,08
Saibro	Ajuste de secagem 1	9,00*	9.000,00	5,00	0,05
	Ajuste de umedecimento 1	0,40*	7.000,00	5,00	0,05
	Ajuste de secagem 2	1,50*	8.000,00	6,00	0,05
	Ajuste de umedecimento 2	0,90*	7.000,00	6,00	0,05

*Pontos estimados através da tendência dos demais.

Fonte: elaborada pelo autor através dos parâmetros utilizados para o ajuste das curvas de retenção do solo do subleito e do saibro

Tabela 11- Parâmetros de ajuste das curvas de retenção da argila

Curva	Ψ_{b1} (kPa)	$\Psi_{res.1}$ (kPa)	$S_{res.1}$ (%)	Ψ_{b2} (kPa)	S_b (%)	$\Psi_{res.2}$ (kPa)	$S_{res.2}$ (%)	a
Ajuste de secagem 1	-	-	-	10.500,00	36,00	26.000,00	5,00	0,03
Ajuste de umedecimento 1	3,00	4,00	77,00	5.500,00	40,00	23.000,00	5,00	0,03
Ajuste de secagem 2	3,00	5,00	80,00	7.000,00	40,00	25.000,00	5,00	0,03
Ajuste de umedecimento 2	3,00	4,00	73,00	6.000,00	32,00	15.500,00	5,00	0,04

Fonte: elaborada pelo autor através dos parâmetros utilizados para o ajuste das curvas de retenção da argila

Conforme pode ser observado nos Gráficos 5, 6 e 7, os solos do subleito e saibro apresentaram curvas de retenção unimodais, enquanto a argila empregada apresentou curvas de retenção bimodais. É possível observar a histerese entre as curvas de retenção apresentadas, confirmando-se que a sucção observada para um solo, em um determinado grau de saturação, depende, entre outros fatores, de toda a trajetória de umedecimento e secagem sofrido pelo mesmo. Segundo Vanapalli *et al.* (2004) *apud* Feuerharmel (2007), pode existir um número infinito de curvas características intermediárias entre as curvas limites de umedecimento e secagem. Verifica-se ainda que o valor da histerese, para os solos estudados, diminuiu significativamente do primeiro ciclo de secagem para o segundo. Conforme exposto no item 2.4.3, a histerese pode ser atribuída a diferentes causas, sendo assim, é difícil estabelecer de forma precisa o que provocou tal comportamento.

Embora a escala dos gráficos não permita uma visualização precisa de valores, verifica-se que a diferença observada entre os valores de sucções mais elevados, nas diferentes trajetórias, para um mesmo grau de saturação, é bastante significativa, o que dificulta na escolha de curvas que descrevam o comportamento

real dos solos. No entanto, evidencia-se que as curvas de retenção obtidas durante os ciclos de umedecimento dos solos estudados apresentaram valores de sucção menores quando comparadas aos ciclos de secagem. Estudos envolvendo a análise de estabilidade de taludes apontam para utilização das trajetórias de umedecimento, pois estas conduzem a fatores de segurança mais baixos, quando comparados aos obtidos com o uso das trajetórias de secagem (NG E PANG, 2000a *apud* FEUERHARMEL, 2007).

Analisando-se os dados obtidos nos ensaios do solo do subleito e do saibro, verifica-se uma tendência de coexistir uma inflexão nas curvas de retenção para valores de sucção inferiores a 10 kPa. Na verdade, essa suposta inflexão é resultante de um vício de ensaio, recorrente para graus de saturação mais elevados. Nessa situação, a amostra não conseguia reter toda a água e parte da mesma encontrava-se despreendida no interior do conjunto, logo a sucção medida era na verdade referente a um teor de umidade inferior. Frente a essa situação, os valores de entrada de ar das curvas de retenção foram estimados seguindo a tendência dos pontos obtidos para menores graus de saturação.

O problema exposto acima não foi observado na curva de retenção da argila, no entanto, o solo não apresentou um patamar intermediário bem definido, podendo ser observada uma inclinação do mesmo, descaracterizando o comportamento bimodal e indicando uma tendência ao comportamento unimodal. Outros autores obtiveram em seus trabalhos curvas de retenção bimodais com comportamentos semelhantes ao observado para as curvas de retenção da argila em estudo (*e.g.* MENDES, 2008; FEUERHARMEL, 2007).

A técnica do papel filtro para medição de sucção se mostrou eficaz para determinação das curvas de retenção dos solos estudados. Entretanto, verificou-se que o uso da técnica pode apresentar problemas para valores menores de sucção. Em geral, os resultados obtidos apresentaram uma pequena dispersão de valores, com exceção da primeira curva de secagem do solo do subleito. Também foi observada uma certa dificuldade para uma definição precisa dos parâmetros utilizados para o ajuste das curvas de retenção.

As Equações 8 e 9, apresentadas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) e expostas no item 2.4.3.2, se mostraram eficazes para o ajuste matemático das curvas de retenção dos solos, permitindo uma melhor visualização do comportamento dos mesmos.

Os índices físicos dos corpos de prova empregados para determinação das curvas de retenção dos solos estudados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Índices físicos dos corpos de prova empregados para obtenção das curvas de retenção

Solo	Identificação do corpo de prova	$\gamma_{d.máx}$ (gf/cm ³)	Grau de compactação ⁽¹⁾ (%)	<i>e</i>
Solo do subleito	1	1,84	99,75	0,41
	2 ⁽²⁾	1,97	106,80	0,32
	3	1,84	99,80	0,41
	4	1,86	101,31	0,39
	5	1,84	100,18	0,41
	6	1,88	102,46	0,37
Argila	1	1,63	100,20	0,69
	2	1,63	100,20	0,69
	3	1,64	100,38	0,68
	4	1,64	100,38	0,68
	5	1,63	100,28	0,69
	6	1,63	100,28	0,69
Saibro	1	1,89	100,14	0,33
	2	1,89	100,14	0,33
	3	1,89	100,07	0,33
	4	1,89	100,07	0,33
	5	1,90	100,29	0,33
	6	1,90	100,29	0,33

⁽¹⁾ Em relação à energia normal do ensaio Proctor; ⁽²⁾ Corpo de prova descartado.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos dados de compactação dos corpos de prova empregados para obtenção das curvas de retenção dos solos estudados

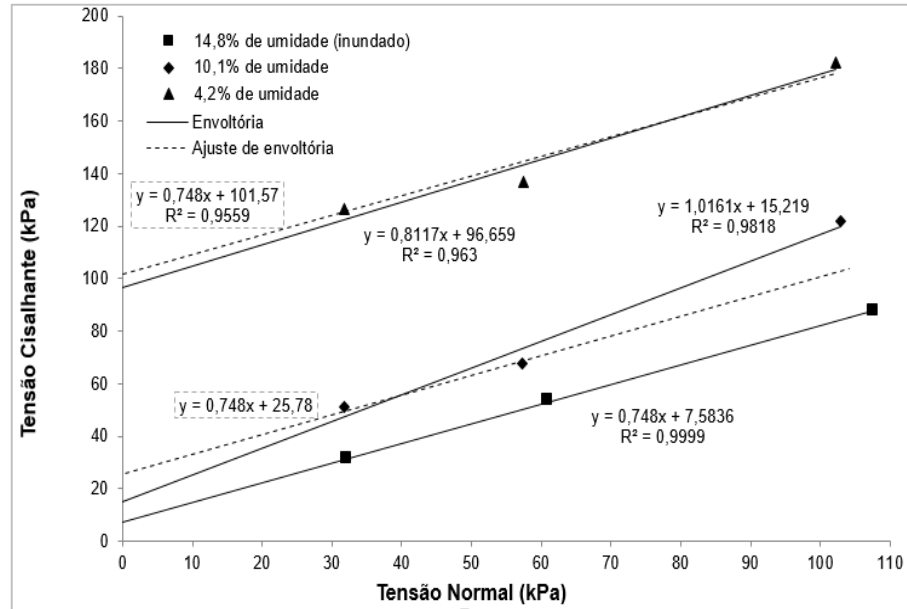
Analisando-se os dados constantes na Tabela 12, verifica-se que os índices físicos apresentados pelos corpos de prova moldados para obtenção das curvas de retenção dos solos estudados estão coerentes com os apresentados nas curvas de compactação dos solos, expostas no item 5.2. As maiores variações foram verificadas no segundo corpo de prova do solo do subleito, que teve seus resultados desconsiderados.

6.2 Cisalhamento direto

Os Gráficos 8, 9 e 10 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto do solo do subleito, da argila empregada na primeira camada do revestimento primário e do saibro empregado na segunda camada do revestimento primário. Os teores de umidade apresentados nos gráficos correspondem aos valores médios verificados ao final dos ensaios para cada uma

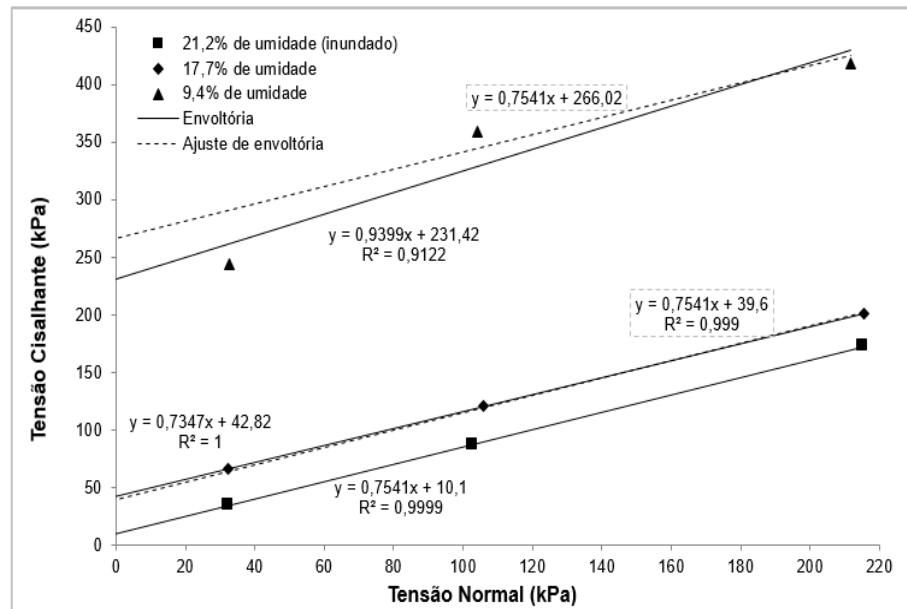
das envoltórias de ruptura. A Tabela 13 resume e complementa os resultados apresentados graficamente.

Gráfico 8 - Envoltórias de ruptura para o solo do subleito



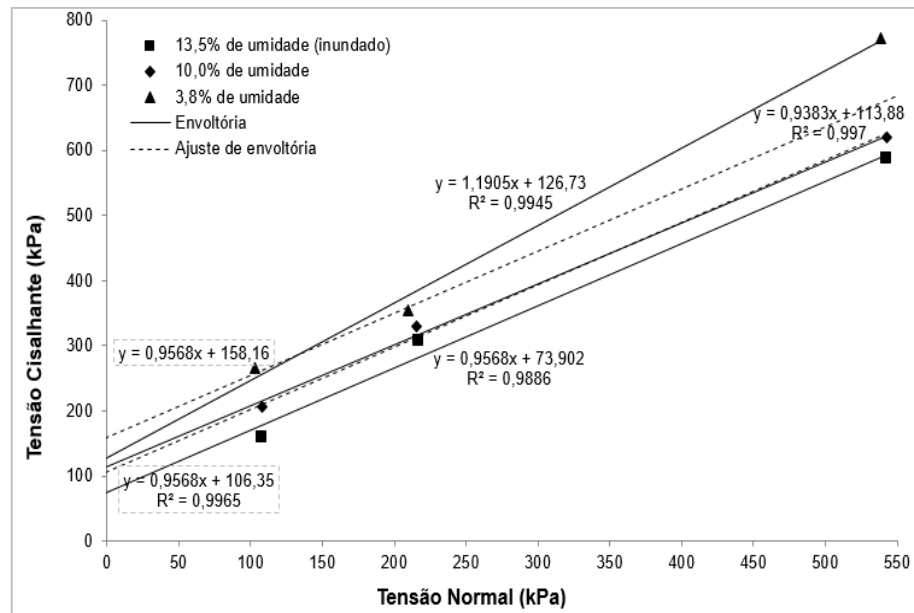
Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Gráfico 9 - Envoltórias de ruptura para a argila



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Gráfico 10 - Envoltórias de ruptura para o saibro



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Tabela 13 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Solo	Condição de ensaio ⁽¹⁾	$(u_a - u_w)$ (kPa) ⁽¹⁾	σ (kPa)	$\tau_{\text{máx.}}$ (kPa)	Critério de ruptura	c (kPa) ⁽³⁾	ϕ (°) ⁽³⁾
Solo do subleito	Inundado $\omega=14,8\%$ $S_r=90,5\%$	0 (teórico)	32,19	31,46	Pico	7,6	36,8
			60,99	53,54	Deformação ⁽²⁾		
			107,55	87,90	Deformação ⁽²⁾		
	$\omega=10,1\%$ $S_r=64,8\%$	9,2	31,82	51,20	Pico	15,2	45,5
			57,22	67,68	Pico		
			102,88	121,79	Pico		
$\omega=4,2\%$ $S_r=26,5\%$	108,2	31,69	126,48	Pico	96,7	39,1	
		57,52	136,87	Pico			
		102,25	182,02	Pico			
Argila	Inundado $\omega=21,2\%$ $S_r=85,2\%$	0 (teórico)	32,37	35,00	Pico	10,1	37,0
			102,82	86,84	Pico		
			215,35	172,80	Deformação ⁽²⁾		
	$\omega=17,7\%$ $S_r=72,3\%$	35,1	32,34	66,30	Pico	42,8	36,3
			105,90	121,09	Pico		
			215,71	201,11	Deformação ⁽²⁾		
$\omega=9,4\%$ $S_r=38,3\%$	1611,1	32,60	243,97	Pico	231,4	43,2	
		104,20	359,49	Pico			
		211,62	418,26	Pico			
Saibro	Inundado $\omega=13,5\%$ $S_r=101,4\%$	0 (teórico)	108,04	157,94	Deformação ⁽²⁾	73,9	43,7
			216,97	307,31	Deformação ⁽²⁾		
			542,45	586,46	Deformação ⁽²⁾		
	$\omega=10,0\%$ $S_r=72,9\%$	6,00	107,92	205,44	Deformação ⁽²⁾	113,9	43,2
			215,88	329,33	Deformação ⁽²⁾		
			542,68	619,86	Deformação ⁽²⁾		
$\omega=3,8\%$ $S_r=29,7\%$	433,9	103,31	266,49	Pico	126,7	50,0	
		209,37	353,81	Pico			
			538,44	773,13	Deformação ⁽²⁾		

⁽¹⁾ Valores médios verificados para cada uma das envoltórias; ⁽²⁾ Deformação horizontal de 10% (conforme ANEXOS C, D e E); ⁽³⁾ Valores arredondados para uma casa decimal.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Analisando-se os Gráficos 8, 9 e 10 e os dados disponíveis na Tabela 13, observa-se um aumento da tensão cisalhante máxima com a diminuição do teor de umidade do solo. Verifica-se uma tendência de que o ângulo de atrito se mantenha constante para os diferentes teores de umidade, havendo um paralelismo entre diferentes envoltórias de ruptura. Isso é um indicativo de que o aumento das tensões cisalhantes foram ocasionadas, de maneira geral, pela elevação da coesão dos solos, o que é coerente com o que foi apresentado no item 2.4.4, onde expõe-se que a sucção contribui na resistência ao cisalhamento como uma parcela de coesão aparente.

No entanto, cada um dos solos estudados apresentou uma envoltória de ruptura que conduziu a um ângulo de atrito divergente das demais. Ao analisar essas envoltórias, é possível observar que ao menos dois dos pontos obtidos indicam a tendência de um ângulo de atrito semelhante aos obtidos nas demais envoltórias, o que reforça a análise feita anteriormente. As alterações mais significativas verificadas nos ângulos de atrito podem ser explicadas pela complexidade presente na análise de solos. Pequenas variações na estrutura interna das amostras, como presença de pedregulhos ou de pontos fragilizados podem ter ocasionado mudanças nas resistências ao cisalhamento verificadas.

O paralelismo observado entre diferentes envoltórias permite fazer uma simplificação dos dados (ajuste de envoltória), fazendo com que os ângulos de atrito obtidos coincidam. Para efeitos deste trabalho, os ângulos de atrito adotados como referência foram os obtidos nos ensaios inundados (ϕ'), tendo em vista que esse é o menor ângulo verificado para o solo do subleito e praticamente coincide com os menores ângulos verificados para a argila e para o saibro.

Para a realização dos ajustes dos ângulos de atrito das envoltórias de 10,1% de umidade para o solo do subleito, 9,4% de umidade para argila e 3,8% de umidade do saibro (envoltórias que apresentaram os ângulos de atrito divergentes das demais) foram considerados os dois pontos mais significativos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, isto é, os dois pontos que quando interligados indicavam a tendência de inclinação das demais envoltórias. Os parâmetros de ruptura ajustados, para as diferentes envoltórias obtidas, são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros de ruptura ajustados

Solo	ω (%)	S_r (%)	c (kPa)	ϕ (°)
Solo do subleito	14,8 (inundado)	90,5	7,6	36,8
	10,1	64,8	25,8*	
	4,2	26,5	101,6*	
Argila	21,2 (inundado)	85,2	10,1	37,0
	17,7	72,3	39,6*	
	9,4	38,3	266,0*	
Saibro	13,5 (inundado)	101,4	73,9	43,7
	10,0	72,9	106,4*	
	3,8	29,7	158,2*	

* Valores obtidos nos ajustes de envoltórias.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

A Tabela 15 faz um comparativo com os valores de sucção medidos durante os ensaios de cisalhamento direto e os valores obtidos durante os ensaios para obtenção das curvas de retenção, levando-se em consideração o teor de umidade e, conseqüentemente, o grau de saturação.

Tabela 15 - Comparativo entre os valores de sucção obtidos

Solo	ω (%)	S_r (%)	$(u_a - u_w)$ (kPa)				
			Cisalhamento direto	Ajuste			
				Secag. 1	Umed. 1	Secag. 2	Umed. 2
Solo do subleito	10,1	64,8	9,2	-	15,0	23,0	8,5
	4,2	26,5	108,2	3.030,0	500,0	575,0	310,0
Argila	17,7	72,3	35,1	-	10,0	21,0	5,0
	9,4	38,3	1.611,1	7.750,0	5.000,0	6.500,0	1.750,0
Saibro	10,0	72,9	6,0	60,0	6,0	16,5	11,0
	3,8	29,7	433,9	1.625,0	625,0	1.025,0	825,0

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e sucção

Analisando os dados expostos na Tabela 15, verifica-se algumas incoerências entre os valores de sucção obtidos através do ajuste das curvas de retenção dos solos e dos valores obtidos durante os ensaios de cisalhamento direto. Os maiores valores de sucção obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (108,2 kPa para o solo do subleito; 1.611,1 kPa para a argila e 433,9 kPa para o saibro) não encontram-se inseridos em nenhuma das curvas de ajuste obtidas. Os menores valores de sucção obtidos nos ensaios de cisalhamento direto dos solos do subleito (9,2 kPa) e do saibro (6,0 kPa) estão coerentes aos encontrados nos ajustes das curvas de retenção. Em relação ao menor valor de sucção encontrado para a argila (35,1 kPa), verifica-se que os dados são inconclusivos, tendo em vista que a primeira curva de retenção não está completa e, assim, o valor poderia estar inserido

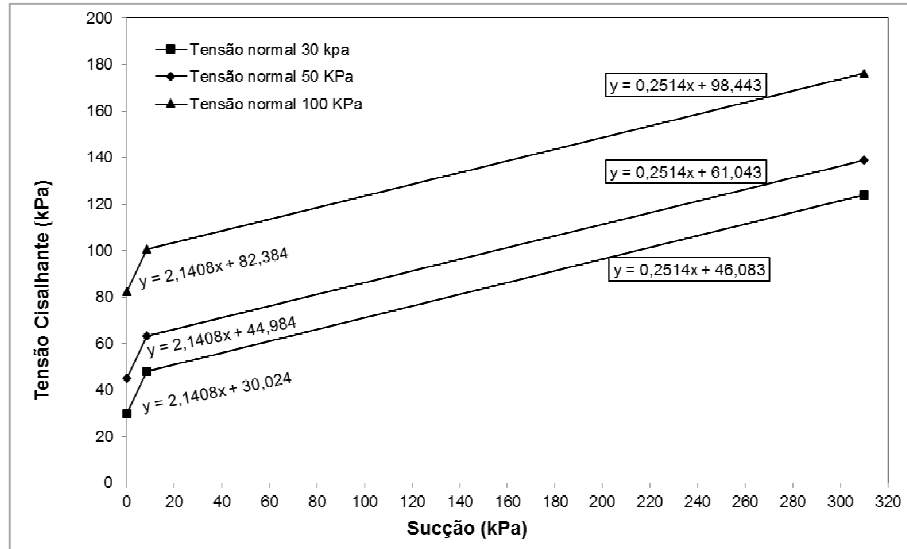
abaixo dessa curva. As diferenças verificadas para os valores máximos podem ser justificadas pelo fato de que para graus de saturação mais baixos pequenas variações em teores de umidade colaboram com significativas variações no valores de sucção. Além disso, deve-se levar em consideração que a metodologia adotada para a moldagem dos corpos de prova utilizados no ensaio de cisalhamento direto foi diferente da adotada para os corpos de prova empregados na obtenção das curvas de retenção, o que pode ter afetado os resultados.

Para efeitos deste trabalho, optou-se pela determinação dos valores de ϕ^b a partir dos valores obtidos a partir das curvas de retenção, tendo em vista que os valores de sucção apresentados nessas curvas foram obtidos através de corpos de prova moldados através de uma metodologia padronizada de compactação e que esses valores apresentam uma maior representatividade de dados, uma vez que seguem a tendência de uma curva obtida a partir de diferentes teores de umidade.

O uso dos valores de sucção a partir da curva de retenção parece ser mais apropriado, pois a partir delas é possível fazer uma análise mais aprofundada do comportamento do solo, permitindo o trabalho com diferentes teores de umidade. As curvas de retenção escolhidas para determinação do ângulo ϕ^b foram as que apresentaram os menores valores de sucção para os mesmos graus de saturação, em geral, curvas de umedecimento. Conforme exposto no item 6.1, trabalhos anteriores sugerem o uso destas curvas, pois as mesmas apresentam soluções em favor da segurança.

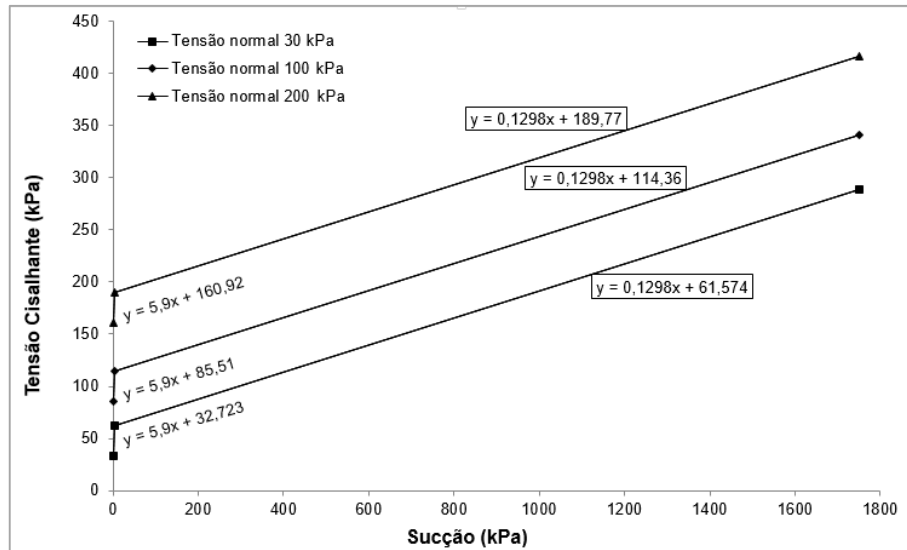
Os Gráficos 11, 12 e 13 apresentam, respectivamente, as envoltórias utilizadas para determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito, da argila e do saibro. Os valores das tensões de cisalhamento utilizadas para a elaboração dos gráficos correspondem a tensões cisalhantes obtidas a partir dos ajustes das envoltórias de ruptura. Os valores de sucção empregados para obtenção das envoltórias correspondem aos valores verificados nos Ajustes de Umedecimento 2 do solo do subleito e da argila, e no Ajuste de Umedecimento 1 do saibro (curvas que apresentaram os menores valores de sucção para os mesmos graus de saturação).

Gráfico 11 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito



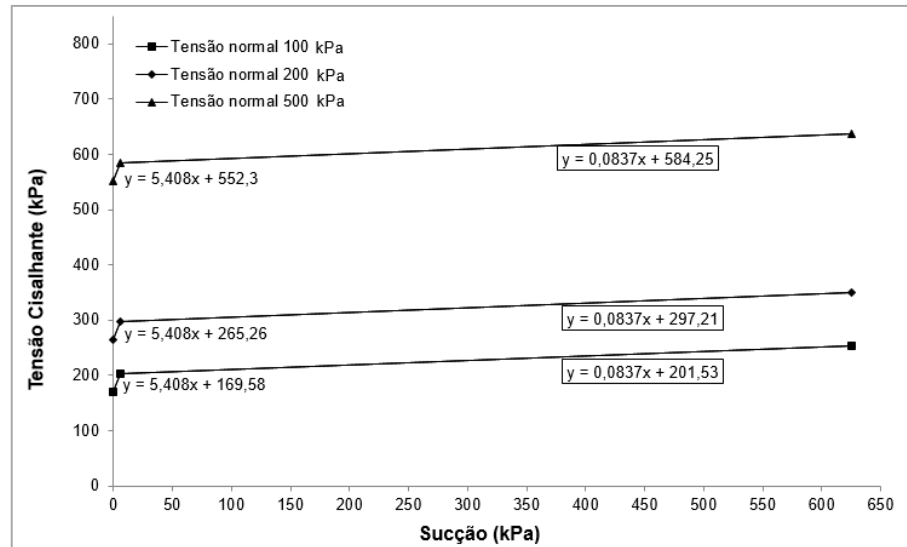
Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto e sucção

Gráfico 12 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b da argila



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto e sucção

Gráfico 13 - Envoltórias empregadas para determinação do ângulo ϕ^b do saibro



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto e sucção

Analisando os Gráficos 11,12 e 13 é possível visualizar que o valor do ângulo ϕ^b dos solos analisados varia de acordo com o nível de sucção aplicado, o que é coerente com o exposto no item 2.4.4. Com isso, é possível fazer um ajuste bilinear, obtendo-se dessa forma dois valores de ϕ^b , válidos para os respectivos intervalos de sucção. A Tabela 16 apresenta os valores dos ângulos ϕ^b obtidos a partir das envoltórias apresentadas graficamente.

Tabela 16 - Valores de ϕ^b

Solo	Curva utilizada	ϕ^{b1} (°)	Intervalo de sucção (kPa)	ϕ^{b2} (°)	Intervalo de sucção (kPa)
Subleito	Ajuste de umedecimento 2	65,0	0-8,5	14,1	8,5-310,0
Argila	Ajuste de umedecimento 2	80,4	0-5,0	7,4	5,0-1750,0
Saibro	Ajuste de umedecimento 1	79,5	0-6,0	4,8	6,0-625,0

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto e de sucção

Através da análise dos resultados apresentados na Tabela 16, verifica-se valores de ϕ^{b1} bastante elevados. Constata-se que o valor de ϕ^b dependerá diretamente do intervalo de sucção analisado e da diferença verificada entre as tensões cisalhantes máximas obtidas para mesma tensão normal e diferentes níveis de sucção. Para os solos em estudo, foram verificadas para o primeiro intervalo analisado significativos ganhos nas tensões cisalhantes para pequenos aumentos

nos valores de sucção, num mesmo nível de tensão normal, o que justifica os valores elevados de ϕ^{b1} .

Mediante às variações verificadas para os valores de ϕ^b dos materiais estudados, conclui-se que para a análise de solos na condição não saturada é coerente a adoção de intervalos menores de sucção, possibilitando a obtenção de envoltórias de ruptura mais condizentes com o comportamento mecânico do material a ser estudado.

Através da análise dos dados expostos nas Tabelas 14 e 16, podem ser retirados todos os parâmetros necessários para uso da Equação 12, proposta por Fredlund *et al.* (1978) *apud* Feuerharmel (2007), apresentada no item 2.4.4. A Tabela 17 resume esses parâmetros.

Tabela 17 - Parâmetros de ruptura

Solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^{b1} (°)	Intervalo de sucção (kPa)	ϕ^{b2} (°)	Intervalo de sucção (kPa)
Subleito	7,6	36,8	65,0	0-8,5	14,1	8,5-310,0
Argila	10,1	37,0	80,4	0-5,0	7,4	5,0-1750,0
Saibro	73,9	43,7	79,5	0-6,0	4,8	6,0-625,0

Fonte: Elaborada pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Em geral os ensaios de cisalhamento direto apresentaram bons resultados, apresentando bons coeficientes de representatividade (R^2). Os ensaios evidenciaram o aumento das tensões de cisalhamento em função da diminuição do teor de umidade do solo e do conseqüente aumento dos valores de sucção. Percebeu-se uma certa dificuldade na realização dos ensaios frente a teores de umidade fixos. Conforme pode ser percebido nos Gráficos 8, 9 e 10 não foi possível manter os corpos de prova com as umidades de interesse estipuladas no item 3.4.1, no entanto, as variações verificadas não prejudicam os resultados do trabalho.

Os índices físicos dos corpos de prova empregados durante os ensaios de cisalhamento direto são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Índices físicos dos corpos de prova empregados nos ensaios de cisalhamento direto

Solo	Condição de ensaio	Identificação do corpo de prova ⁽¹⁾	$\gamma_{d,máx}$ (gf/cm ³)	Grau de compactação (%) ⁽²⁾	<i>e</i>
Solo do subleito	Inundado $\omega=14,8\%$ $S_r=90,5\%$	1	1,82	98,5	0,43
		2	1,81	98,3	0,43
		3	1,83	99,4	0,42
	$\omega=10,1\%$ $S_r=64,8\%$	1	1,85	100,5	0,40
		2	1,85	100,2	0,40
		3	1,84	99,9	0,41
	$\omega=4,2\%$ $S_r=26,5\%$	1	1,84	99,6	0,41
		2	1,84	99,8	0,41
		3	1,83	99,3	0,42
Argila	Inundado $\omega=21,2\%$ $S_r=85,2\%$	1	1,64	100,7	0,68
		2	1,63	100,1	0,69
		3	1,63	100,3	0,69
	$\omega=17,7\%$ $S_r=72,3\%$	1	1,64	100,9	0,68
		2	1,64	100,9	0,68
		3	1,65	101,1	0,67
	$\omega=9,4\%$ $S_r=38,3\%$	1	1,65	101,3	0,67
		2	1,65	101,5	0,67
		3	1,63	100,2	0,69
Saibro	Inundado $\omega=13,5\%$ $S_r=101,4\%$	1	1,91	100,8	0,32
		2	1,87	98,8	0,35
		3	1,88	99,6	0,34
	$\omega=10,0\%$ $S_r=72,9\%$	1	1,86	98,1	0,36
		2	1,88	99,3	0,34
		3	1,88	99,6	0,34
	$\omega=3,8\%$ $S_r=29,7\%$	1	1,91	101,1	0,32
		2	1,90	100,6	0,32
		3	1,90	100,5	0,32

⁽¹⁾ As numerações 1,2 e 3 identificam os corpos de prova em função do nível de tensão normal aplicado no ensaio de cisalhamento direto, do menor para o maior;

⁽²⁾ Em relação à energia normal do ensaio Proctor.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos dados de compactação dos corpos de prova

Analisando-se os dados constantes na Tabela 18, verifica-se que os índices físicos apresentados pelos corpos de prova moldados para realização dos ensaios de cisalhamento direto estão coerentes com os apresentados nas curvas de compactação dos solos, expostas no item 5.2.

7 EFEITOS DA SUCÇÃO EM APLICAÇÕES PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Neste item, serão apresentados os resultados das análises da influência dos efeitos da sucção em aplicações práticas de engenharia geotécnica. Os dados foram obtidos através do emprego de exemplos fictícios, conforme metodologia apresentada no item 3.5.

7.1 Efeitos da sucção na geometria de taludes de aterro

Conforme exposto no item 3.5.1, para a análise dos efeitos da sucção na geometria de taludes de aterro foram consideradas duas situações, conforme resumido abaixo:

- Situação 1: considerando-se um talude sem a presença de lençol freático;
- Situação 2: considerando-se a elevação do nível de água até a metade da altura do talude.

Para cada uma das situações foram realizadas duas verificações, conforme resumido abaixo:

- Verificação A: considerando-se os parâmetros efetivos dos solos;
- Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção para os materiais na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor).

Os parâmetros utilizados para as análises da estabilidade dos taludes considerando-se os parâmetros efetivos dos solos (verificações A) estão disponíveis na Tabela 19.

Tabela 19 - Parâmetros utilizados nas análises da estabilidade dos taludes conforme verificação A

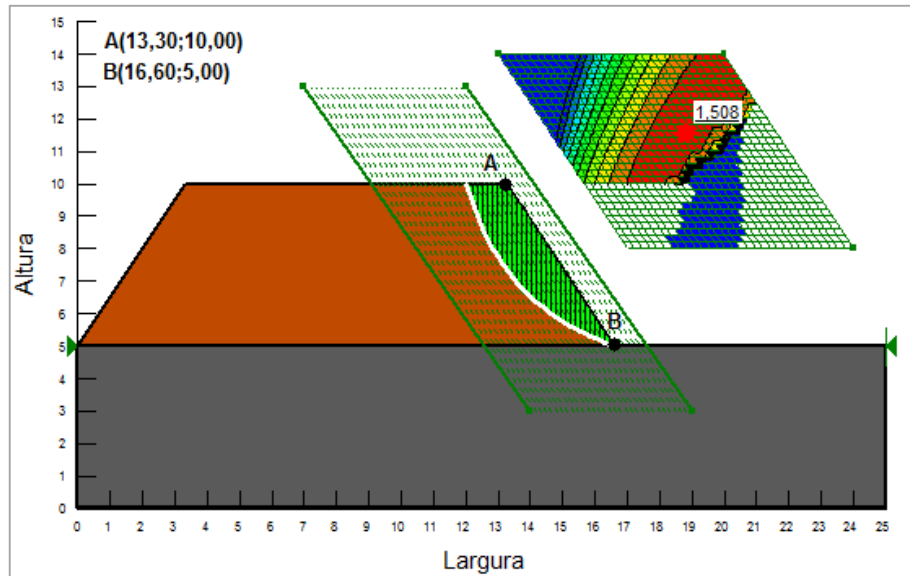
Solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	ω_{sat} (%) *	γ_{sat} (kN/m ³) *
Solo do subleito	7,6	36,8	15,82	21,3
Argila	10,1	37,0	25,05	20,4

* Obtido a partir das correlações entre os índices físicos (disponíveis no ANEXO A)

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros empregados para as análises da estabilidade dos taludes, conforme a verificação A

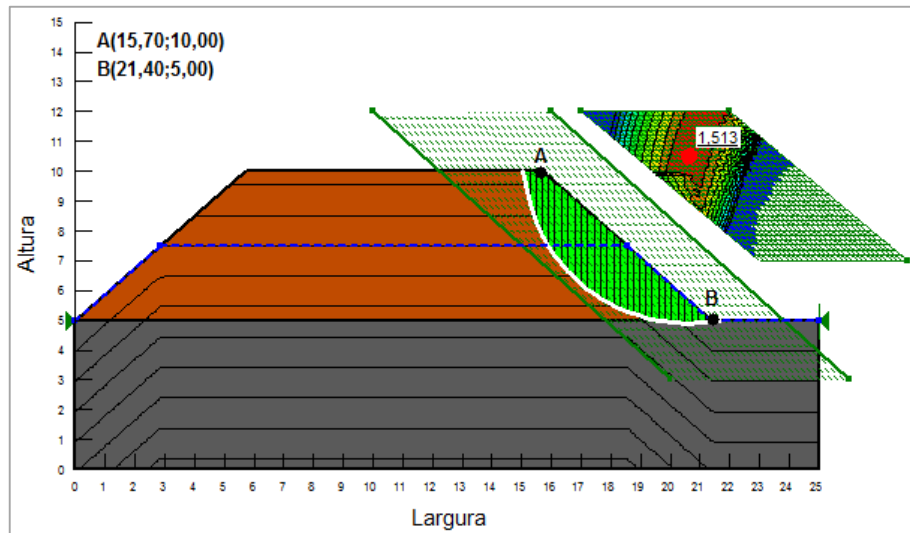
As Figuras 23 e 24 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos para as situações 1 e 2, considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos dos solos (verificações A).

Figura 23 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 1 / verificação A



Fonte: resultados da análise de estabilidade do talude

Figura 24 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 2 / verificação A



Fonte: resultados da análise de estabilidade do talude

Os parâmetros utilizados para as análises da estabilidade dos taludes considerando-se os efeitos da sucção (verificações B) estão disponíveis na Tabela 20.

Tabela 20 - Parâmetros utilizados nas análises da estabilidade dos taludes conforme verificação B

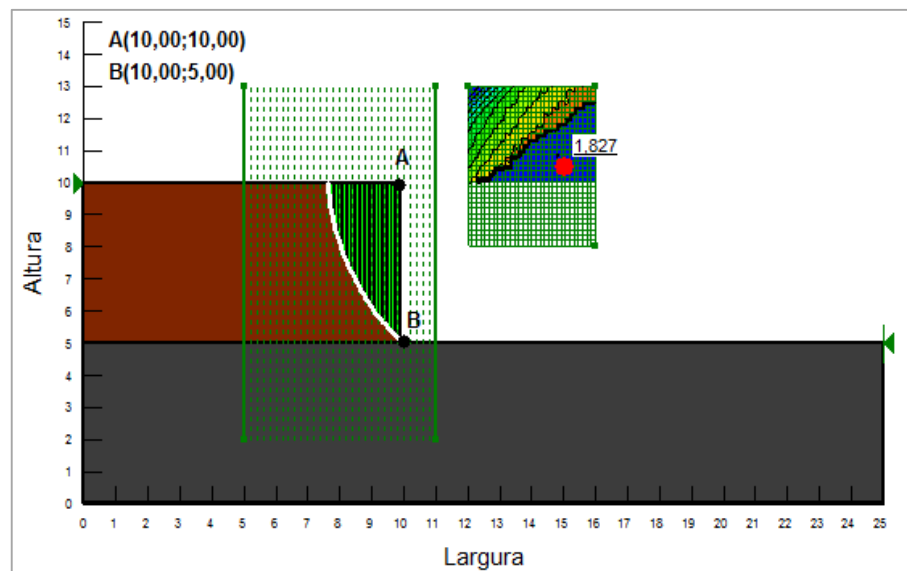
Parâmetro	Solo	
	Solo do subleito	Argila
c' (kPa)	7,6	10,1
ϕ' ($^\circ$)	36,8	37,0
ϕ^{b1} ($^\circ$)	65,0	80,4
ϕ^{b2} ($^\circ$)	14,1	7,4
ω (%) ⁽¹⁾	11,8	19,5
S_r (%) ⁽²⁾	74,6	77,9
$(u_a - u_w)$ (kPa) ⁽³⁾	3,5	4,0
$(u_a - u_w)_{lim.f}$ (kPa) ⁽³⁾	8,5	5,0
γ (kN/m ³) ⁽²⁾	20,6	19,5
γ_{sat} (kN/m ³) ^{(2) (4)}	21,3	20,40
C_{total} (kPa)	15,1	33,7

⁽¹⁾ Umidade ótima de compactação na energia normal do ensaio Proctor; ⁽²⁾ Obtido a partir das correlações entre os índices físicos dos solos (ANEXO A); ⁽³⁾ Na curva utilizada para determinação de ϕ^{b1} e ϕ^{b2} ; ⁽⁴⁾ Empregado na verificação B da situação 2 (abaixo do NA).

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros empregados para as análises da estabilidade dos taludes, conforme a verificação B

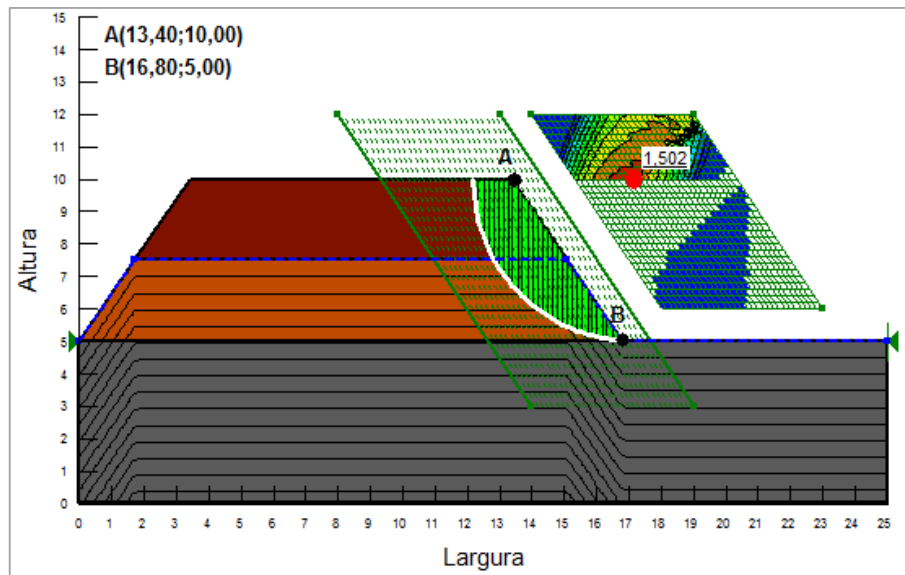
As Figuras 25 e 26 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos para as Situações 1 e 2, considerando-se os efeitos da sucção (verificações B).

Figura 25 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 1 / verificação B



Fonte: resultados da análise de estabilidade do talude

Figura 26 - Resultado da análise da estabilidade do talude para a situação 2 / verificação B



Fonte: resultados da análise de estabilidade do talude

A Tabela 21 resume os resultados apresentados graficamente.

Tabela 21 - Resultados da análise de estabilidade dos taludes

Situação / Verificação	FS	$\beta_{\text{máx.}}(^{\circ})$
Situação 1 / Verificação A	1,508	56,6
Situação 2 / Verificação A	1,513	41,3
Situação 1 / Verificação B	1,827	90,0
Situação 2 / Verificação B	1,502	55,8

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos resultados da análise de estabilidade dos taludes

Analisando os resultados apresentados na Tabela 21, verifica-se que os valores de $\beta_{\text{máx.}}$ obtidos nas análises que levaram em consideração os efeitos da sucção (verificações B) foram significativamente superiores aos valores obtidos através do emprego dos parâmetros efetivos (verificações A). Para a situação 1 o aumento foi tão significativo que permitiu a obtenção de um fator de segurança superior ao pré-estabelecido, mesmo com um talude na vertical ($\beta_{\text{máx.}} = 90^{\circ}$). No entanto, a adoção de uma solução como essa pode ser perigosa, sendo cabível nessa situação a adoção de uma geometria mais atenuada. Os resultados obtidos podem explicar o fato de que taludes considerados instáveis ($FS < 1$) através do emprego dos parâmetros efetivos possam se manter inalterados ao longo dos anos, e vir a romper em caso de saturação da massa de solo.

Comparando-se os resultados obtidos para a situação 2, verifica-se que levar

em conta os efeitos da sucção resultaria numa economia de aproximadamente 11,5 m³ de aterro (compactado) por metro de extensão do talude, o que representa cerca de 14,6% de economia de material. Para a situação 1, a economia de material dependeria da geometria adotada para o talude.

Conclui-se que a consideração dos efeitos da sucção pode colaborar para a elaboração de projetos de estabilização de taludes mais econômicos. No entanto, é importante citar que esse uso potencial pode ser dificultado mediante a possibilidade de ocorrer a saturação de zonas mais superficiais em períodos muito chuvosos, com isso essas regiões podem se tornar instáveis e vir a romper. Frente a essa situação devem ser tomadas medidas que visem evitar essas zonas de saturação, como a instalação de sistemas de drenagem superficial.

Segundo Mendes (2008), nas análises de estabilidade de taludes e encostas é necessário o estudo da variação sazonal da sucção provocada por variações de teor de umidade do solo ocasionados por períodos de chuva e estiagens. Conforme o autor, para uma adequada associação dos aspectos climáticos com o comportamento hidromecânico do solo é essencial monitorar os eventos pluviométricos e seus efeitos no perfil de sucção e umidade através de estações meteorológicas e por núcleos de instrumentos para monitoramento da sucção e umidade ao longo do perfil investigado.

7.2 Efeitos da sucção na capacidade de carga de fundações superficiais

Conforme exposto no item 3.5.2, para a análise dos efeitos da sucção na capacidade de carga de fundações superficiais foram realizadas três verificações, conforme resumido abaixo:

- Verificação A: considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos do solo;
- Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção para o material na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor);
- Verificação C: considerando-se os efeitos da sucção para o material na umidade verificada em campo (cerca de 10%).

As Tabelas 22, 23 e 24 apresentam os parâmetros utilizados e os resultados obtidos para análise da capacidade de carga da fundação superficial para as verificações A, B e C, respectivamente.

Tabela 22 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação A

c' (kPa)	7,6	N_q ⁽²⁾	53
ϕ' (°)	36,8	N_γ ⁽²⁾	55
γ (kN/m ³) ⁽¹⁾	18,4	S_c ⁽²⁾	1,3
q' (kPa)	27,6	S_q ⁽²⁾	1,0
N_c ⁽²⁾	70	S_γ ⁽²⁾	0,8
$\sigma_{rup.}$ (kPa)	2.559,2	$\sigma_{adm.}$ (kPa)	853,1

⁽¹⁾ $\gamma_{d.máx.}$ para a energia normal do ensaio Proctor; ⁽²⁾ Disponíveis no ANEXO B.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros empregados e dos resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação superficial, conforme verificação A

Tabela 23 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação B

c' (kPa)	7,6	$(u_a - u_w)_{l.lim.f}$ (kPa) ⁽³⁾	8,5
ϕ' (°)	36,8	C_{t1}	15,1
ϕ^{b1} (°)	65,0	N_c ⁽⁴⁾	70
ϕ^{b2} (°)	14,1	N_q ⁽⁴⁾	53
γ (kN/m ³) ⁽¹⁾	18,4	N_γ ⁽⁴⁾	55
q' (kPa)	27,6	S_c ⁽⁴⁾	1,3
S_r (%) ⁽²⁾	74,6	S_q ⁽⁴⁾	1,0
$(u_a - u_w)$ (kPa) ⁽³⁾	3,5	S_γ ⁽⁴⁾	0,8
$\sigma_{rup.}$ (kPa)	3.241,7	$\sigma_{adm.}$ (kPa)	1.080,6

⁽¹⁾ $\gamma_{d.máx.}$ para a energia normal do ensaio Proctor; ⁽²⁾ Para a umidade ótima de compactação (na energia normal do ensaio Proctor); ⁽³⁾ Na curva utilizada para determinação de ϕ^{b1} e ϕ^{b2} ; ⁽⁴⁾ Disponíveis no ANEXO B.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros empregados e dos resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação superficial, conforme verificação B

Tabela 24 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação conforme verificação C

c' (kPa)	7,6	$(u_a - u_w)_{l.lim.f}$ (kPa) ⁽³⁾	8,5
ϕ' (°)	36,8	C_{t1}	26,1
ϕ^{b1} (°)	65,0	N_c ⁽⁴⁾	70
ϕ^{b2} (°)	14,1	N_q ⁽⁴⁾	53
γ_d (kN/m ³) ⁽¹⁾	18,4	N_γ ⁽⁴⁾	55
q' (kPa)	27,6	S_c ⁽⁴⁾	1,3
S_r (%) ⁽²⁾	63,2	S_q ⁽⁴⁾	1,0
$(u_a - u_w)$ (kPa) ⁽³⁾	9,5	S_γ ⁽⁴⁾	0,8
$\sigma_{rup.}$ (kPa)	4.242,7	$\sigma_{adm.}$ (kPa)	1.414,2

⁽¹⁾ Para a energia normal do ensaio Proctor; ⁽²⁾ Para a umidade verificada em campo (cerca de 10%); ⁽³⁾ Na curva utilizada para determinação de ϕ^{b1} e ϕ^{b2} ; ⁽⁴⁾ Disponíveis no ANEXO B.

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros empregados e dos resultados obtidos para a análise da capacidade de carga da fundação superficial, conforme verificação C

Comparando-se os resultados apresentados nas Tabelas 22, 23 e 24, constata-se que o aumento dos valores de sucção ocasionaram acréscimos na tensão admissível ($\sigma_{adm.}$) bastante significativos. Verifica-se um acréscimo na tensão admissível de 26,7% para a análise que levou em consideração os efeitos da sucção para o solo na umidade ótima de compactação (verificação B) em relação à análise onde foram empregados os parâmetros efetivos (verificação A). Conforme esperado, o acréscimo na tensão admissível foi ainda maior quando foram levados em consideração os efeitos da sucção para o teor de umidade verificado em campo (verificação C). Para essa situação, foi verificado um acréscimo de 65,8% em relação à análise que levou em consideração os parâmetros efetivos do solo (verificação A).

Os altos valores obtidos para a capacidade de carga da fundação frente às diferentes condições de umidade se justificam pelo fato de que para este estudo admitiu-se um solo com uma compactação bastante elevada (100% na energia normal do ensaio Proctor). Cabe ainda atentar para uma situação verificada no emprego da equação utilizada para o cálculo da capacidade de carga da fundação. Verificou-se a necessidade de uma boa precisão na determinação do ângulo de atrito do solo (ϕ'), pois, conforme pode ser verificado no ANEXO B, pequenas variações no valor de ϕ' , especialmente para faixas de valores mais elevados, podem ocasionar significativas variações nos fatores de carga (N_c , N_q e N_γ), afetando consideravelmente as tensões de ruptura obtidas.

Através dos resultados obtidos, conclui-se que levar em consideração os efeitos da sucção pode conduzir a significativos ganhos na capacidade de carga de fundações superficiais, o que influi diretamente nas dimensões necessárias para o elemento, resultando em soluções mais econômicas.

7.3 Efeitos da sucção no desempenho de estradas

Conforme exposto no item 3.5.3, para a avaliação dos efeitos da sucção no desempenho de estradas foram realizadas duas verificações, conforme resumido abaixo:

-Verificação A: considerando-se o emprego dos parâmetros efetivos do solo;

-Verificação B: considerando-se os efeitos da sucção para o material na umidade ótima de compactação (energia normal do ensaio Proctor);

As Tabelas 25 e 26 apresentam os parâmetros utilizados e os resultados obtidos conforme as verificações A e B, respectivamente.

Tabela 25 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada conforme verificação A

Parâmetros	Solo		
	Solo do subleito	Argila	Saibro
c' (kPa)	7,6	10,1	73,9
ϕ' ($^{\circ}$)	36,8	37,0	43,7
K	0,65	0,65	0,65
σ_1 (kPa)	150,0	250,0	550,0
σ_3 (kPa)	50,0	50,0	140,0
Resultados	-	-	-
FS	1,168	0,623	1,540
N	35.850.286	1.359.846	333.504.486

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada, considerando-se os parâmetros efetivos do solo.

Tabela 26 - Parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada conforme verificação B

Parâmetros	Solo		
	Solo do subleito	Argila	Saibro
c' (kPa)	7,6	10,1	73,9
ϕ' ($^{\circ}$)	36,8	37,0	43,7
ϕ^{b1} ($^{\circ}$)	65,0	80,4	79,5
ϕ^{b2} ($^{\circ}$)	14,1	7,4	4,8
ω (%) ⁽¹⁾	11,8	19,5	12,1
S_r (%) ⁽²⁾	74,6	77,9	92,3
$(u_a - u_w)$ (kPa) ⁽³⁾	3,5	4,0	0,5
$(u_a - u_w)_{lim.f}$ (kPa) ⁽³⁾	8,5	5,0	6,0
C_{total} (kPa)	15,1	33,7	76,6
K	0,65	0,65	0,65
σ_1 (kPa)	150,0	250,0	550,0
σ_3 (kPa)	50,0	50,0	140,0
Resultados	-	-	-
FS	1,363	0,931	1,560
N	115.270.373	8.610.235	376.064.823

⁽¹⁾ Umidade ótima de compactação na energia normal do ensaio Proctor;

⁽²⁾ Obtido a partir das correlações entre os índices físicos dos solos (ANEXO A);

⁽³⁾ Na curva utilizada para determinação de ϕ^{b1} e ϕ^{b2} .

Fonte: elaborada pelo autor a partir dos parâmetros utilizados e resultados obtidos na avaliação do desempenho da estrada, considerando-se os efeitos da sucção.

Comparando-se que os resultados obtidos para as duas verificações, constata-se que levar em consideração os efeitos da sucção ocasionou um significativo

aumento dos fatores de segurança (FS) e dos números N das camadas constituídas pelo solo do subleito e pela argila, e um pequeno acréscimo nos valores obtidos para a camada constituída pelo saibro. Para o solo do subleito houve um acréscimo de 16,7% para o valor do FS e de 221,5% para o valor de N; para a argila o acréscimo foi de 49,4% para o valor do FS e de 533,2% para o valor de N; e para o saibro o acréscimo foi de 1,3% para o FS e de 12,8% para o valor de N. As baixas variações verificadas para o saibro se justificam pelo elevado grau de saturação do material (92,3%) para a umidade adotada para a verificação B ($\omega_{ótima}$ de compactação na energia normal do ensaio Proctor).

Embora a metodologia de cálculo adotada tenha sido desenvolvida a partir de dados provenientes de vias pavimentadas, sendo incerto o seu potencial de aplicação para vias não pavimentadas, os resultados obtidos indicam que a consideração dos efeitos da sucção pode contribuir para a elaboração de projetos de estradas mais econômicos.

8 CONCLUSÕES

Ao término deste trabalho verifica-se que a diminuição do teor de umidade e consequente aumento dos valores de sucção ocasionaram significativos ganhos nas tensões cisalhantes dos solos analisados. Os resultados obtidos confirmam que a sucção de um solo contribui para os ganhos de resistência como uma parcela de coesão aparente.

O método do papel filtro se mostrou eficaz para determinação das curvas de retenção dos solos estudados. No entanto, ficou evidente que a adoção do método carece de uma metodologia padronizada para que possa ser empregado com maior precisão. Os estudos também revelaram que o uso da técnica pode apresentar problemas para valores de sucção menores.

Verificou-se que o uso dos valores de sucção oriundos das curvas de retenção parece ser mais adequado para determinação do ângulo ϕ^b por apresentar uma maior representatividade de dados, o que possibilita a análise de todo o comportamento do material em estudo.

Os exemplos de aplicações práticas de engenharia revelaram que levar em consideração os efeitos da sucção pode contribuir para a obtenção de soluções mais econômicas. No entanto, cabe lembrar que a tarefa de desenvolver soluções mais eficientes no ramo da engenharia Geotécnica é uma atividade bastante complexa e que as análises executadas servem apenas para a verificação de um recurso potencial. Muitos estudos são necessários para que essas soluções possam ser empregadas com segurança, tendo em vista que outros parâmetros podem ser afetados mediante a variação da umidade de uma massa de solo. Além disso, dificuldades associadas a quantificação da sucção e o estabelecimento de um limite seguro de valores são atualmente os principais empecilhos para o emprego de soluções que levem em consideração os seus efeitos.

REFERENCIAL

- ABRAHÃO, R. A.; VELLOSO, D. de A. Fundações. *In: Geologia de Engenharia*. São Paulo, ABGE, 1998. p. 381-396.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. *Exercícios de fundações*. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2010.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Montgomery County, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. *NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. *NBR 11682: Estabilidade de encostas*. Rio de Janeiro, 2009.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes. *In: Geologia de Engenharia*. São Paulo, ABGE, 1998. p. 243-269.
- BRASIL. Serviço Geológico do Brasil – CPRM. *Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul*. Disponível em:
<http://geobank.sa.cprm.gov.br/pls/publico/geobank.download.downloadlayouts?p_w ebmap=N>.2006. Acesso em 10 out. 2015.
- _____. Serviço Geológico do Brasil – CPRM. *Pluviometria*. Disponível em:
<<http://www.cprm.gov.br/MHB/Mapa.pdf>>.2014. Acesso em 10 out. 2015.
- _____. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. *Clima*. Disponível em:
<http://atlasescolar.ibge.gov.br/images/atlas/mapas_brasil/brasil_clima.pdf>. 2002. Acesso em 18 ago. 2015.
- BURGER, C. A.; Shackelford, C. D. *Soil-Water Characteristic Curves and Dual Porosity of Sand–Diatomaceous Earth Mixtures*. *In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. P. 790 – 800. 2001. Disponível em:
<<http://www.engr.colostate.edu/ce/homepages/shackel/Papers/24.pdf>>. Acesso em: 01 jun. 2015.
- CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos solos e suas aplicações - Fundamentos*. 7. Ed. Rio de Janeiro: LTC. 2015. 256 p., v.1.
- DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 2. Ed. São Paulo: Cengage, 2011.

FEUERHARMEL, Carolina. *Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares - Gasoduto Bolívia-Brasil*. 2003. 127 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/5332/000424320.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 19 mai. 2015.

_____. *Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação da Serra Geral*. 2007. 330 f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/13467/000644174.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 15 mar. 2015.

FRASCÁ, M. H. B. de O.; SARTORI, P. L. P. Minerais e Rochas. *In : Geologia de Engenharia*. São Paulo, ABGE, 1998. p. 15-38.

FREDLUND, D. G.; Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *In : Canadian Geotechnical Journal*. P. 121-139. V. 16, 1979. Disponível em:

<<http://www.soilvision.com/subdomains/unsaturatedsoil.com/Docs/Research%20Papers/1979/Journal%20Papers/Second%20Canadian%20Geotechnical%20Colloquium%20Appropriate%20concepts%20and%20technology%20for%20unsaturated%20soils.pdf>>. Acesso em: 04 jun. 2015.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Strees State Variables for Unsaturated Soils. *In: Journal of Geotechnical Engineering Division*. p. 447-466. 1977. Disponível em:

<<http://www.soilvision.com/subdomains/unsaturatedsoil.com/Docs/Research%20Papers/1977/Journal%20Papers/Stress%20state%20variables%20for%20unsaturated%20soils.pdf>>. Acesso em: 07 jun. 2015.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *In: Canadian Geotechnical Journal*. p.521 - 532. V. 31, 1994. Disponível em:

<<http://www.soilvision.com/downloads/docs/pdf/research/cangeoequa.pdf>>. Acesso em: 04 jun. 2015.

GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. *In : Third International Conference on Unsaturated Soils – UNSAT, 2002, Recife, v.1, p. 295-300*. Disponível em:

<http://www.eng.uerj.br/~denise/artigos/taludes/fluxo/UNSAT_2002.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2015.

GITIRANA Jr, G. de F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. *In : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. P. 209-212. 2004. Disponível em:

<<http://www.soilvision.com/subdomains/unsaturatedsoil.com/Docs/Research%20Papers/2004/Journal%20Papers/Soil-water%20characteristic%20curve%20equation%20with%20independent%20parameters.pdf>>. Acesso em: 04 jun. 2015.

LAMBE, T. W.; WHITMAN R. V. *Soil Mechanics*. New York: J. Wiley & Sons, 1969.

LOBO, Bianca de Oliveira. *Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT*. 2005. 121 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7394/000543601.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 02 mai. 2015)

MARINHO, Fernando Antônio Medeiros. *Shrinkage behaviour of some plastic soils*. 1994. 216 f. PhD Thesis – Imperial College of Science, Technology and Medicine. University of London. Londres, 1994. Disponível em: <http://www.researchgate.net/profile/Fernando_Marinho/publication/34991090_Shrinkage_behaviour_of_some_plastic_soils/links/02e7e53ac55c961112000000.pdf>. Acesso em: 04 jun. 2015.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. *Mecânica dos Pavimentos*. 2. Ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.

MENDES, Rodolfo Moreda. *Estudo das Propriedades Geotécnicas de Solos Residuais Não Saturados de Ubatuba (SP)*. 2008. 236 f. Tese (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-02022009-175315/publico/rodolfo_mendes.pdf>. Acesso em: 22 mar. 2015.

MOLITERNO, Antonio. *Caderno de muros de arrimo*. 2. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1994.

NERVIS, Leandro Olivio. *Estudo de revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento – RS*. 2010. 154 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28783/000772469.pdf?...1>>. Acesso em: 19 mai. 2015.

_____. *Desenvolvimento de Métodos e Critérios para a Previsão De Desempenho do Revestimento Primário de Vias Não Pavimentadas*. 2014. 152 f. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. São Paulo: Villibor, 1995.

OLIVEIRA, Orlando Martini de. *Estudo Sobre à Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado Não Saturado*. 2004. 330 f. Tese (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004. Disponível em:

<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-08032005-160218/publico/ORLANDO.pdf>>. Acesso em: 22 mar. 2015.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3. Ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PERAÇA, Vinicius. *Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos*. 2007. 152 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/12550/000628717.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 30 mai. 2015.

PEREIRA, Tonismar dos Santos. *Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra*. 2013. 77 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2013. Disponível em: <http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=5293>. Acesso em: 21 abr. 2015.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SALOMÃO F. X. de T.; ANTUNES, F. dos S. Solo em pedologia. *In: Geologia de Engenharia*. São Paulo, ABGE, 1998. p. 87-99.

SOTO, Miguel Angel Alfaro. *Comparação Entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios com Solos Não Saturados*. 2004. 219 f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP. São Carlos, 2004. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-05052006-162534/publico/tese.pdf>>. Acesso em: 29 mar. 2015.

STRECK, E. V. *et al. Solos do Rio Grande do Sul*. 2. Ed. Porto Alegre: Emater/RS-Ascar, 2008.

THEYSE, H. L.; BEER, M. de; RUST, F. C. Overview of South African Mechanistic Pavement Design Method. *In: Transportation research record*. [S. L.], 1996. Disponível em: < <http://gpdrt-hvs.co.za/popup/DP96-005.PDF> >. Acesso em: 04 jun. 2015.

TONUS, Bianca Penteadó de Almeida. *Estabilidade de taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar paranaense*. 2009. 147 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2009. Disponível em: <<http://www.ppgcc.ufpr.br/dissertacoes/d0116.pdf>>. Acesso em: 04 jun. 2015.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw Hill do Brasil Ltda, 1977. 509p.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F.de R. *Fundações: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais*. Nova Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 225 p., v. 1.

VIVIAN, Juliana Baum. *Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel*. 2008. 100 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/14377/000665439.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 10 mar. 2015

WEBER, Rodrigo Carreira. *Avaliação das Trajetórias de Umedecimento e Secagem na Deformabilidade Elástica de Solos Compactados*. 2013. 139 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2013. Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/87341/000909634.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 16 mar. 2015.

ANEXO A - Índices físicos

ÍNDICES FÍSICOS

$$\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$\gamma_{nat.} = \frac{P}{V}$$

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

$$\gamma_{sat.} = \frac{P}{V} \quad (\text{para } S_r = 100\%)$$

$$\gamma_{sub.} = \gamma_{nat.} - \gamma_w \quad (\text{para solo não saturado})$$

$$\gamma_{sub.} = \gamma_{sat.} - \gamma_w \quad (\text{para solo saturado})$$

RELAÇÕES ENTRE OS ÍNDICES FÍSICOS

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$S_r = \frac{\omega \times \gamma_s}{e \times \gamma_w}$$

Onde:

e : índice de vazios;

G : densidade dos grãos;

n : porosidade (%);

P : peso total;

P_s : peso de sólidos;

P_w : peso de água;

S_r : grau de saturação (%);

V : volume total;

V_s : volume de sólidos;

V_v : volume de vazios;

V_w : volume de água;

γ_d : peso específico aparente seco;

$\gamma_{nat.}$: peso específico aparente natural;

γ_s : peso específico real dos grãos;

$\gamma_{sat.}$: peso específico aparente saturado;

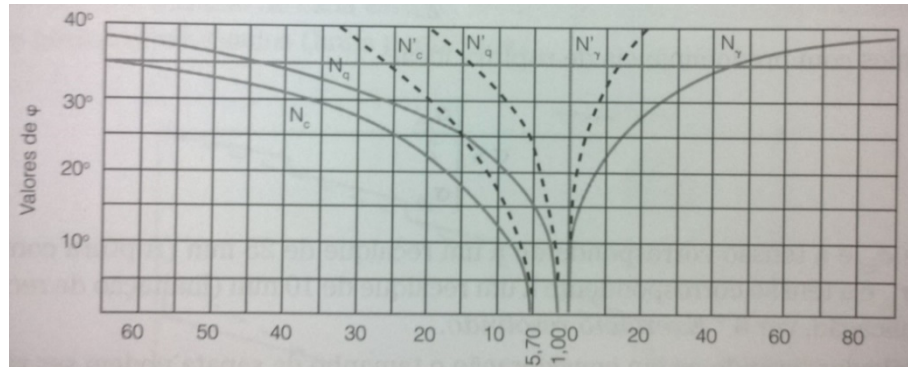
$\gamma_{sub.}$: peso específico submerso;

γ_w : peso específico da água;

ω : teor de umidade (%).

ANEXO B - Fatores necessários para uso na equação de Terzaghi

ÁBACO PARA OBTENÇÃO DOS FATORES DE CARGA



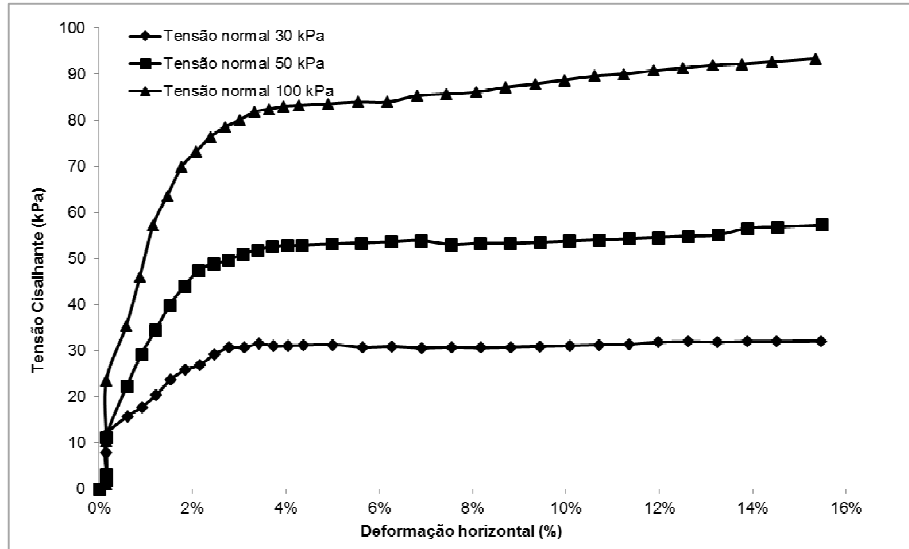
Obs.: $\phi = 0$

FATORES FORMA

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	1,0	0,8
Circular	1,3	1,0	0,6
Retangular	1,1	1,0	0,9

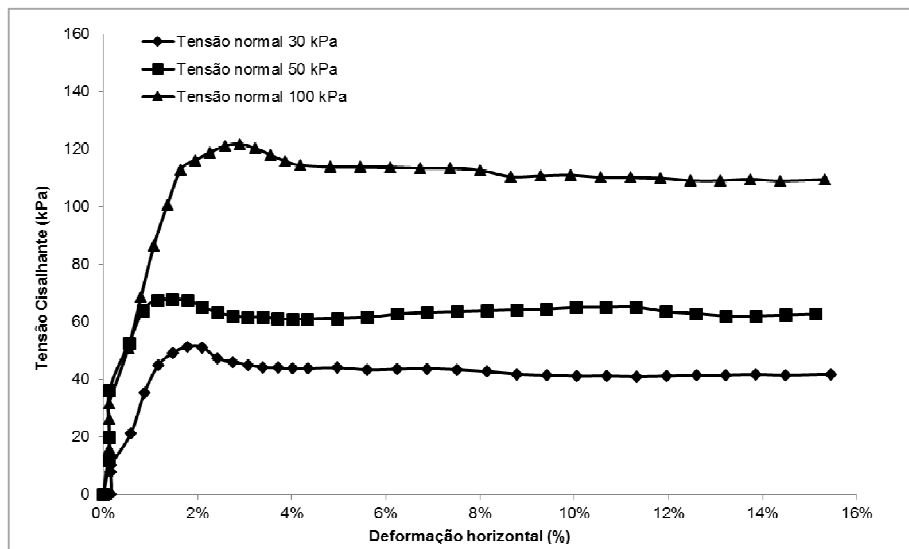
ANEXO C - Gráficos deformação horizontal *versus* tensões cisalhantes obtidos para o solo do subleito

Solo do subleito inundado (teor de umidade de 14,8%)

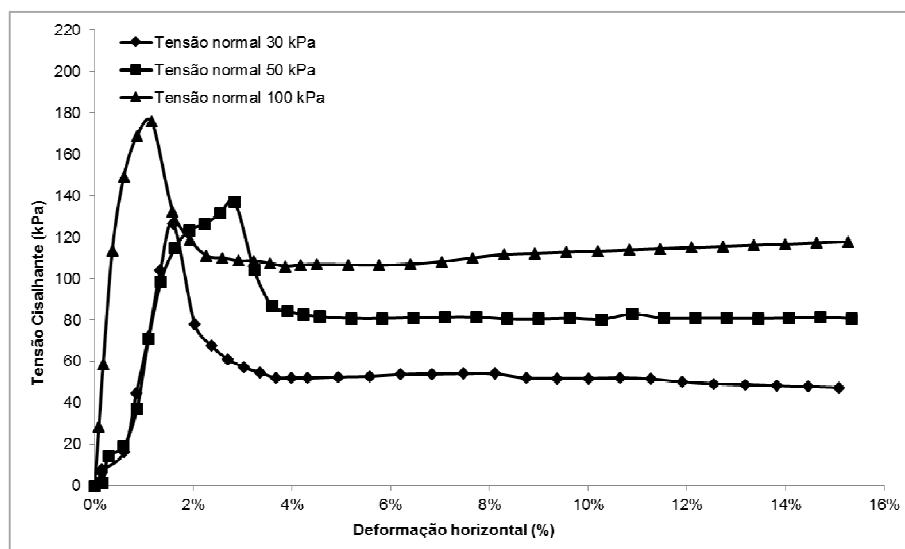


Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Solo do subleito com teor de umidade de 10,1%



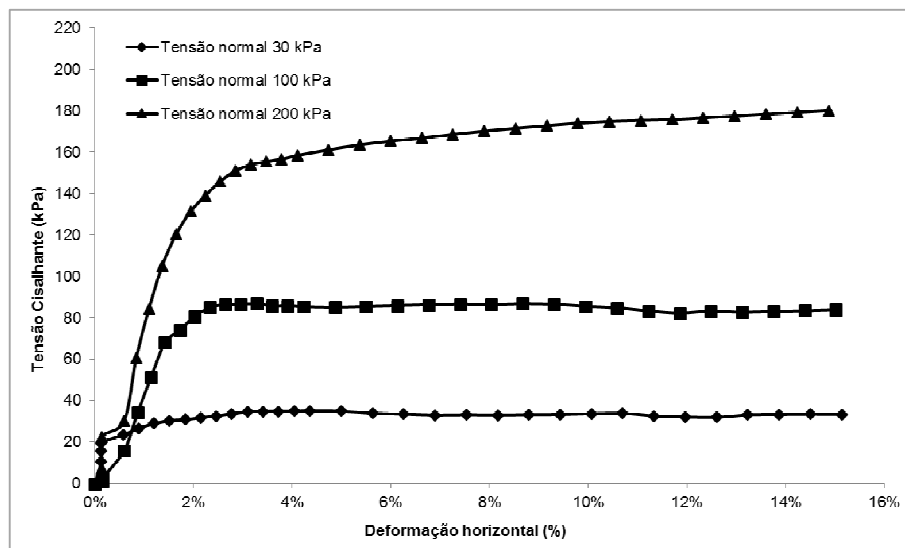
Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Solo do subleito com teor de umidade de 4,2%

Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

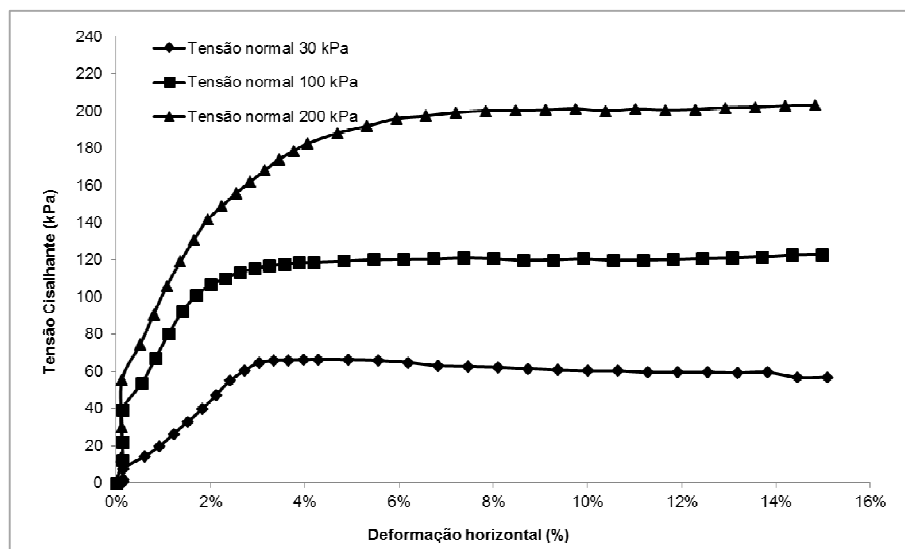
ANEXO D - Gráficos deformação horizontal *versus* tensões cisalhantes obtidos para a argila

Argila inundada (teor de umidade de 21,2%)

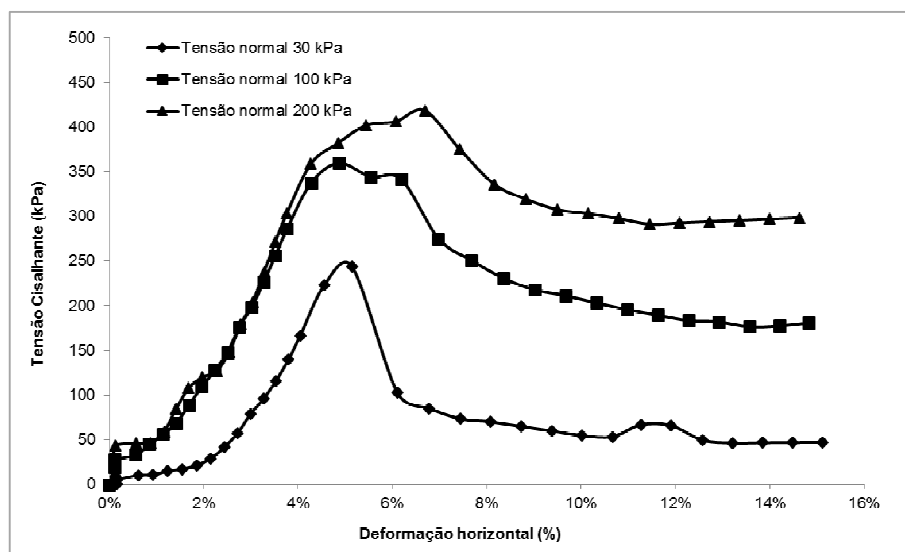


Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Argila com teor de umidade de 17,7%



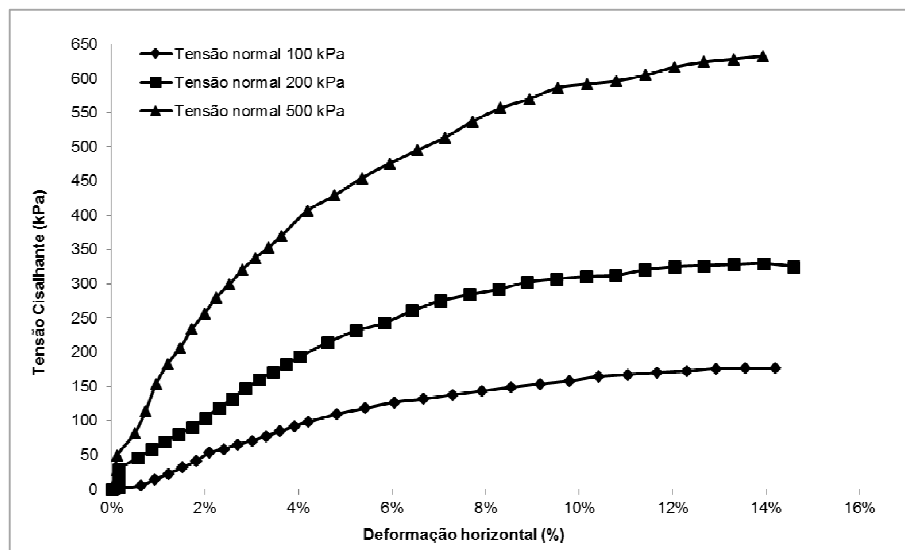
Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Argila com teor de umidade de 9,4%

Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

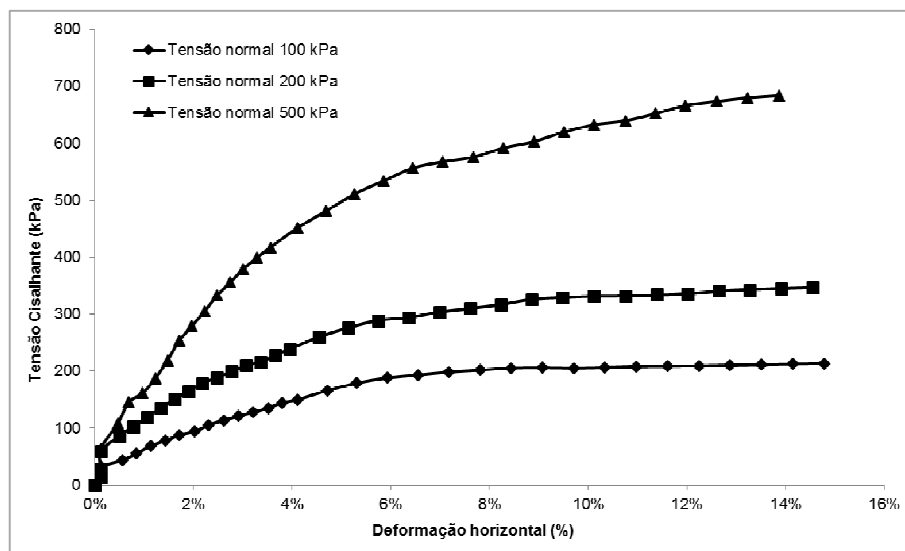
ANEXO E - Gráficos deformação horizontal *versus* tensões cisalhantes obtidos para o saibro

Saibro inundado (teor de umidade de 13,5%)

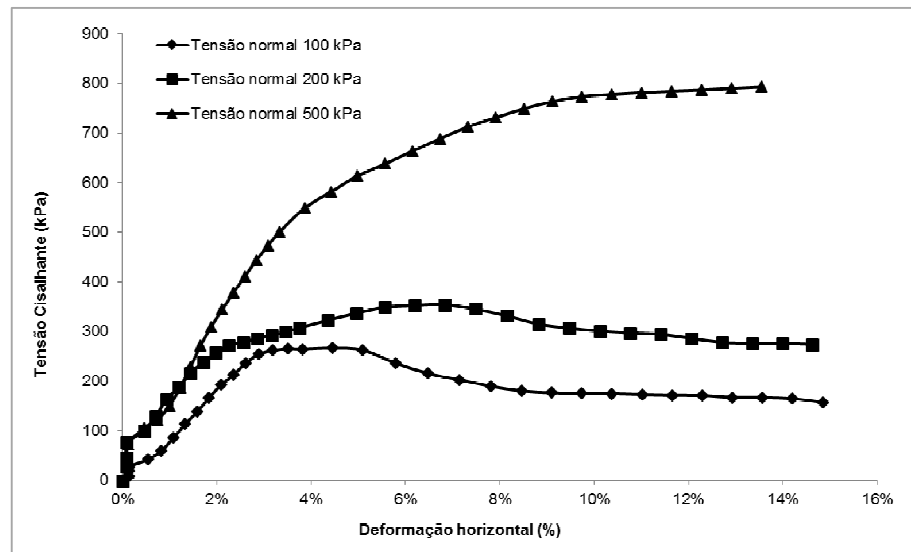


Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Saibro com teor de umidade de 10,0%



Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto

Saibro com teor de umidade de 3,8%

Fonte: elaborado pelo autor a partir dos ensaios de cisalhamento direto