



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



## TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

# INFLUÊNCIA DA SUCÇÃO NA ESTABILIDADE DE UM ATERRO NO CAMPUS GLÓRIA DA UFU

**Aluna:** Natália Carminati

**Matrícula:** 11411ECV048

**Orientadora:** Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Giovana Bizão Georgetti

Uberlândia, dezembro de 2018.

## **AGRADECIMENTOS**

A professora Dra. Giovana Bizão Georgetti, agradeço pela orientação, pela atenção durante os anos de convívio, pela ajuda sempre que necessária e pelos ensinamentos na área de Geotecnia.

A minha família, pai, mãe e maninha, agradeço pelo incentivo durante toda a graduação, por apoiarem sempre os meus sonhos e minhas lutas diárias e por confiarem no meu potencial.

Aos meus colegas de graduação, agradeço pelas festas, estudos, risadas e choros durante os anos de convívio e pelas trocas de experiências que jamais serão esquecidas.

As minhas amigas, agradeço pelos anos de amizade, pela cumplicidade de sempre, por acreditarem no meu potencial e por estarem sempre ao meu lado apoiando os meus sonhos.

## RESUMO

O uso de teorias de solos não saturados em projetos de engenharia civil é pouco frequente, o que é em parte devido à complexidade de tais teorias. Uma das principais características dos solos não saturados é a ocorrência de sucção, que acontece quando a água preenche parcialmente os vazios do solo, resultando em pressões negativas. A pressão negativa na água do solo altera seu comportamento mecânico, aumentando significativamente sua resistência, sendo suficiente para manter taludes em equilíbrio. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a influência da sucção na estabilidade de taludes não saturados, por meio de ensaios de laboratório e do *software* Slide 2018, com a finalidade de compreender melhor como a condição não saturada pode ser considerada em obras geotécnicas. A contribuição da sucção na resistência do solo foi considerada por meio de incrementos na coesão aparente empregando-se o modelo de Vilar (2007). O modelo foi calibrado a partir de resultados experimentais de ensaios de cisalhamento direto em solo saturado e compressão simples em solo seco ao ar. As análises de estabilidade foram realizadas para três cenários: 1 - aterro com parâmetros saturados, 2 - aterro com sucção uniforme decorrente da compactação (parâmetros não saturados), e 3 - aterro com sucção linearmente crescente com a espessura de solo acima do nível d'água (parâmetros não saturados). Os fatores de segurança obtidos foram 1,05, 4,56 e 2,58, respectivamente. Assim, tomando-se como base o cenário 1, verificou-se que o fator de segurança foi 335% maior na condição pós-compactação, e 155% maior na condição de equilíbrio hidrostático analisado no cenário 2.

**Palavras-chave:** Solo não saturado. Sucção. Resistência ao cisalhamento. Estabilidade de talude.

## ABSTRACT

The use of unsaturated soils theory in civil engineering designs is not usual in practice, which is in part due to the complexity of such theories. One of the main characteristics of the unsaturated soils is the occurrence of suction, which happens when the water partially fills the voids of the soil, resulting in negative pressures. The negative pore water pressure in the soil affects its mechanical behavior, increasing the resistance significantly, in a way that it becomes sufficient to maintain slope stability. In this context, the objective of this work is to analyze the influence of suction on the stability of unsaturated slopes, through laboratory tests and software Slide 2018, in order to better understand how the unsaturated condition can be considered in geotechnical works. The contribution of suction in the shear strength of the soil was considered by increasing the apparent cohesion based on the model of Vilar (2007). The model was calibrated using experimental results of direct shear tests in saturated soil and unconfined compression in air-dried soil. The stability analyzes were performed for three scenarios: 1 - landfill with saturated parameters, 2 - landfill with uniform suction resulting from compaction (unsaturated parameters), and 3 - landfill with linearly increasing suction from the water table up (unsaturated parameters). The safety factors were 1.05, 4.56 and 2.58, respectively. Thus, based on scenario 1, the safety factor was 335% greater in the post-compaction condition, and 155% greater in the hydrostatic equilibrium from scenario 2.

**Key-words:** Unsaturated Soil. Suction. Shear strength. Slope stability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo de solo não saturado.....	12
Figura 2.2 - Curva característica de sucção .....	15
Figura 2.3 - Influência da granulometria na curva de retenção .....	15
Figura 2.4 - Variação de sucção em um perfil de solo .....	17
Figura 2.5 - Resistência ao cisalhamento.....	18
Figura 2.6 - Envoltória de resistência para solos não saturados .....	19
Figura 2.7 - Plano $\tau$ x $(\sigma-u_a)$ .....	20
Figura 2.8 - Plano $\tau$ x $(u_a-u_w)$ .....	20
Figura 2.9 - Hipótese do método de Spencer.....	26
Figura 2.10 - Fator de segurança pelo método Spencer.....	26
Figura 2.11 - Forças atuantes em uma fatia pelo método Morgenstern e Price.....	27
Figura 3.1 - Ponto de coleta do solo .....	30
Figura 3.2 – Granulometria da amostra .....	31
Figura 3.3– Curva de compactação da amostra .....	31
Figura 3.4 - Curva de retenção.....	32
Figura 3.5 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto .....	34
Figura 3.6 – Elementos do ensaio de cisalhamento direto.....	34
Figura 3.7 - Caixa de cisalhamento (a) e cabeçote com esfera (b) .....	36
Figura 3.8 - Compactador miniatura.....	37
Figura 3.9 - Aterro hipotético .....	38
Figura 4.1 - Tensão vs Deslocamento Horizontal.....	40
Figura 4.2 - Deslocamento Vertical vs Deslocamento Horizontal .....	40
Figura 4.3 - Envoltória de resistência .....	41
Figura 4.4 - Corpos de prova após ruptura por compressão simples .....	42
Figura 4.5 - Tensão vs Deformação .....	43
Figura 4.6 – Estado de tensão na ruptura por compressão simples e envoltória de resistência (médio para os cinco corpos de prova).....	44
Figura 4.7 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo Vilar (2007) .....	44
Figura 4.8 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 1 – superfícies analisadas.....	46
Figura 4.9 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 1. ....	47
Figura 4.10 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 2. ....	47
Figura 4.11 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 3. ....	48

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Dados característicos do solo.....	32
Tabela 3.2 - Índices físicos médios.....	32
Tabela 4.1 - Dimensões e índices físicos dos corpos de prova.....	42
Tabela 4.2 - Parâmetros de ajuste da equação hiperbólica .....	45
Tabela 4.3 - Parâmetros relativo às camadas do aterro no cenário 3 .....	49

## LISTA DE SÍMBOLOS

a e b: parâmetros de forma da hipérbole

b = largura da lamela (Método de Fellenius)

c: intercepto de coesão

$c'$ : coesão efetiva

$c_{ult}$ : coesão dos ensaios em solo com umidade residual

e = índice de vazios

FS: fator de segurança

n = porosidade

$S_{ad}$ : sucção de adsorção

$S_c$ : sucção capilar

$S_t$ : sucção total

$S_m$ : sucção matricial

$S_{om}$ : sucção osmótica

Sr: grau de saturação

u: poropressão no solo saturado

$u_a$ : pressão no ar

$u_w$ : pressão na água

w: umidade gravimétrica

w = peso total da lamela (Método de Fellenius)

$(u_a - u_w)$ : sucção

$\alpha$  = ângulo da normal com a vertical

$\sigma$ : tensão normal total

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

$\tau$ : resistência ao cisalhamento

$\tau_f$ : resistência ao cisalhamento disponível do solo

$\tau_{mob}$ : tensão de cisalhamento mobilizada

$\rho$  = peso específico do solo

$\rho_d$  = peso específico aparente seco

$\rho_s$  = peso específico das partículas

$\theta$ : umidade volumétrica

$\varphi'$ : ângulo de atrito efetivo

$\varphi^b$ : parâmetro que considera o ganho de resistência em relação ao aumento da sucção

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
1.1	Objetivos .....	11
1.2	Justificativa.....	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1	Propriedade hidráulicas de solos não saturados .....	12
2.2	Sucção .....	13
2.3	Curva de retenção de água .....	14
2.4	Sucção em perfis de subsolo .....	16
2.5	Resistência ao cisalhamento.....	17
2.5.1	Modelo de Vilar (2007) .....	20
2.5.2	Ensaio de laboratório.....	21
2.6	Análise de estabilidade de taludes.....	22
2.6.1	Método de Fellenius.....	23
2.6.2	Método de Bishop Simplificado .....	24
2.6.3	Método de Janbu Simplificado .....	25
2.6.4	Método de Spencer .....	25
2.6.5	Método de Morgenstern e Price.....	27
2.6.6	Método de Sarma .....	28
2.6.7	Análise de estabilidade em solos não saturados .....	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	30
3.1	Características do solo.....	30
3.2	Ensaio de cisalhamento direto .....	33
3.3	Ensaio de compressão simples.....	37
3.4	Geometria do talude e cenários de análise .....	38
4	RESULTADOS E ANÁLISES .....	40
4.1	Resistência ao cisalhamento.....	40



4.1.1	Cisalhamento Direto .....	40
4.1.2	Compressão simples .....	41
4.1.3	Modelo de Vilar (2007) .....	44
4.2	Análises de estabilidade .....	45
5	CONCLUSÃO.....	50
	REFERÊNCIAS.....	52
	FOLHA DE ASSINATURAS .....	56

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Marinho (1997), a sucção pode ser definida como a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas, que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água dependendo das condições ambientais, aumentando ou reduzindo o grau de saturação. A sucção em solos não saturados acontece quando a água preenche parcialmente os vazios do solo e as tensões neste fluido resultam negativas. Ela ocorre nas camadas de solo acima do lençol freático, nas quais a umidade pode ser decorrente de infiltração da água da chuva ou de ascensão capilar.

A presença de pressão negativa na água altera o comportamento mecânico dos solos não saturados, aumentando significativamente sua resistência. Esse aumento da resistência pode ser suficiente para manter uma encosta estável, por exemplo.

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados pode ser retratada com base no equacionamento de tensões efetivas ou em variáveis de estado de tensão. Quando as variáveis de estado de tensão são usadas, a influência da sucção pode ser representada por uma variação de coesão no solo (HO e FREDLUND, 1982). Deste modo, a coesão passa a ser tratada como uma coesão aparente.

Para avaliar experimentalmente o comportamento resistente dos solos não saturados, ensaios usuais de mecânica dos solos podem ser realizados, como o cisalhamento direto e a compressão simples (PECAPEDRA, 2016), mesmo que nem todas as variáveis envolvidas possam ser quantificadas. Ainda assim, os parâmetros de resistência obtidos por estes ensaios podem ser usados em métodos de análise de estabilidade de taludes, escavações, e demais obras de terra que sejam realizadas com solos não saturados.

Tradicionalmente, os métodos de cálculo e análises numéricas usados em obras de terra são conservadores e não consideram diretamente a influência da sucção na resistência do solo ou mesmo a variação da sucção nos perfis de subsolo. Por isso, pretende-se neste trabalho verificar a contribuição da sucção na estabilidade de um talude hipotético em um solo amostrado no Campus Glória da UFU, por meio de simulação computacional com parâmetros de resistência obtidos em laboratório. Esta análise tem a finalidade entender como o perfil de sucção no terreno aumenta o fator de segurança do

talude, mesmo sem considerar os efeitos de interação solo-atmosfera, além de ajudar no melhor entendimento de como a condição não saturada pode ser considerada em problemas geotécnicos.

## **1.1 Objetivos**

O principal objetivo deste trabalho é realizar uma análise sobre a influência da sucção na estabilidade de taludes não saturados.

Como objetivos secundários, tem-se a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo do Campus Glória da Universidade Federal de Uberlândia (UFU) na condição compactada e a aplicação de conceitos de solos não saturados na análise computacional de estabilidade de taludes.

## **1.2 Justificativa**

Aterros são empregados da engenharia geotécnica para nivelamento ou elevação de terrenos, construção de camadas de pavimento e inúmeras outras situações. Além de serem construídos por compactação de solo, que se trata de uma condição não saturada, na maioria dos casos, os aterros permanecem não saturados por toda a vida útil.

Os parâmetros de resistência usados para dimensionamento de estruturas com solo compactado são obtidos de modo tradicional com solo saturado ou por meio de ensaios com solo imediatamente após a compactação, sem a quantificação da sucção que nele ocorre. Com isso, a sucção não é considerada nos parâmetros de projeto ou é considerada indiretamente, sem que se possa conhecer com precisão a sua influência na estabilidade das obras.

Neste contexto, este trabalho avalia a contribuição da sucção na estabilidade de um talude de aterro por meio de simulação numérica usando parâmetros de resistência obtidos em laboratório. Se trata de uma contribuição para o entendimento de como o perfil de sucção no terreno aumenta o fator de segurança de um talude, ainda que de forma simplificada, não se considere os efeitos de interação solo-atmosfera em tal perfil de sucção.

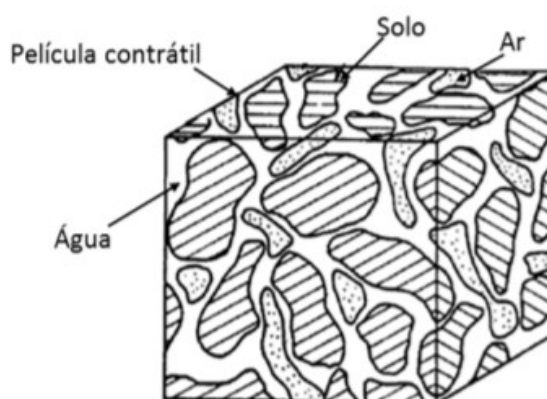
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão abordados nesta revisão bibliográfica alguns conceitos e trabalhos pertinentes ao assunto deste trabalho, a saber: as propriedades hidráulicas de solos não saturados, a sucção no solo, a resistência ao cisalhamento de solos não saturados e a análise de estabilidade de taludes.

### 2.1 Propriedade hidráulicas de solos não saturados

Segundo Lambe e Whitman (1969 apud MORALES, 2013), um solo não saturado é considerado como um sistema trifásico, isto é, é constituído de três fases: líquida (água), gasosa (ar) e sólida (partículas de minerais). Fredlund e Morgenstern (1977 apud MORALES, 2013), com base na definição de fase, postulam que se deve considerar uma quarta fase independente, a interface ar-água, conhecida também como membrana contrátil. A Figura 2.1 mostra um modelo idealizado de solo não saturado.

Figura 2.1 – Modelo de solo não saturado



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

A fase sólida é constituída por partículas minerais e matéria orgânica, variando de forma e tamanho, a fase líquida é composta por água, a fase gasosa é constituída pelo ar livre e está presente no espaço poroso não ocupado pela água. A película contrátil comporta-se como uma membrana elástica sobre tensão (tração) misturada por toda a estrutura do solo (MORALES, 2013).

## 2.2 Sucção

De acordo com Villar (2002), a sucção dos solos pode ser definida como uma quantidade energética para avaliar sua capacidade de reter a água. Para Ceratti et al. (1996), como os solos não saturados têm seus poros preenchidos parcialmente por água, devido às variações ambientais constantes nos países tropicais, a pressão de água nos mesmos será menor que a pressão atmosférica, portanto negativa.

A sucção do solo é dividida em duas componentes, matricial e osmótica, onde a soma das duas é a sucção total do solo:

$$S_t = S_m + S_{om} \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

$S_t$  = sucção total;

$S_m$  = sucção matricial;

$S_{om}$  = sucção osmótica.

A sucção osmótica, está relacionada à concentração química da água no solo, e a sucção matricial está associada com a matriz do solo, ou seja, ao tipo de partículas e seu arranjo estrutural. A sucção matricial pode ser explicada como a diferença de pressão através de uma membrana permeável que separa o sistema solo/água intersticial de uma solução idêntica à da água intersticial, mas, sem solo (DE CAMPOS et al., 1992).

A sucção matricial por sua vez, é composta por duas parcelas, conforme demonstrado na equação 2.2.

$$S_m = S_c + S_{ad} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde:

$S_c$  = sucção capilar;

$S_{ad}$  = sucção de adsorção.

A sucção capilar refere-se ao nível macroestrutural do solo, no qual a interligação dos poros permite que a água flua devido a gradientes de pressão capilar. Já a sucção de

adsorção associa-se ao nível microestrutural onde ocorre a hidratação dos minerais argilosos. (MONCADA, 2004)

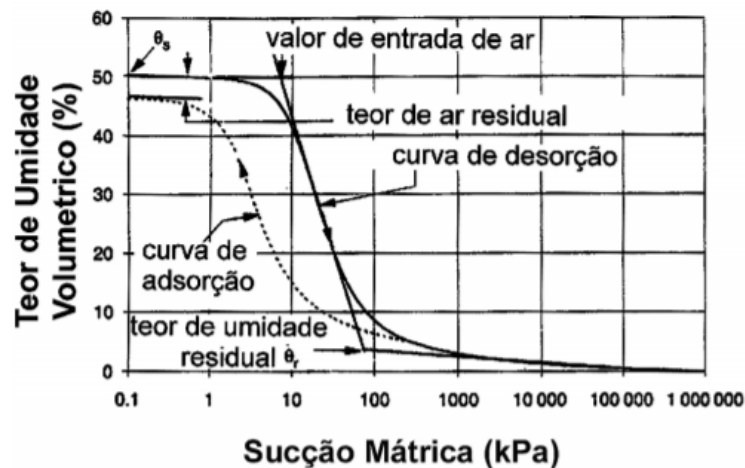
Nota-se, portanto, que a sucção em um solo depende das características do próprio solo, como mineralogia, macro e microestrutura, bem como da disponibilidade e características do fluido.

### **2.3 Curva de retenção de água**

A sucção de um solo está relacionada à quantidade de água por meio da curva de retenção. Essa quantidade de água pode ser expressa como umidade gravimétrica ( $w$ ), grau de saturação ( $S_r$ ) ou umidade volumétrica ( $\theta$ ). A curva retenção pode ser utilizada para fornecer parâmetros importantes para a descrição do comportamento do solo não saturado, tais como o coeficiente de permeabilidade, resistência ao cisalhamento, variação do volume e transporte de contaminantes na zona não saturada. Na maioria das aplicações práticas, é importante apenas a sucção matricial, pois a composição química da água que permeia o solo não varia significativamente, podendo assim, ser desprezada a sucção osmótica. Já no caso de transporte de contaminantes, considera-se a sucção total, já que a parcela osmótica é influenciada pela composição do fluido contaminante (MONCADA, 2004).

Na Figura 2.2 é ilustrada uma curva de retenção e são mostrados alguns pontos peculiares destas curvas, como o valor de entrada de ar e teor de umidade residual. O valor de entrada de ar é o valor da sucção matricial de quando o ar começa a entrar nos poros maiores do solo, na condição de secagem. Já o teor de umidade residual é o valor de umidade a partir do qual o aumento de sucção não produz variações significativas no conteúdo de umidade.

Figura 2.2 - Curva característica de sucção

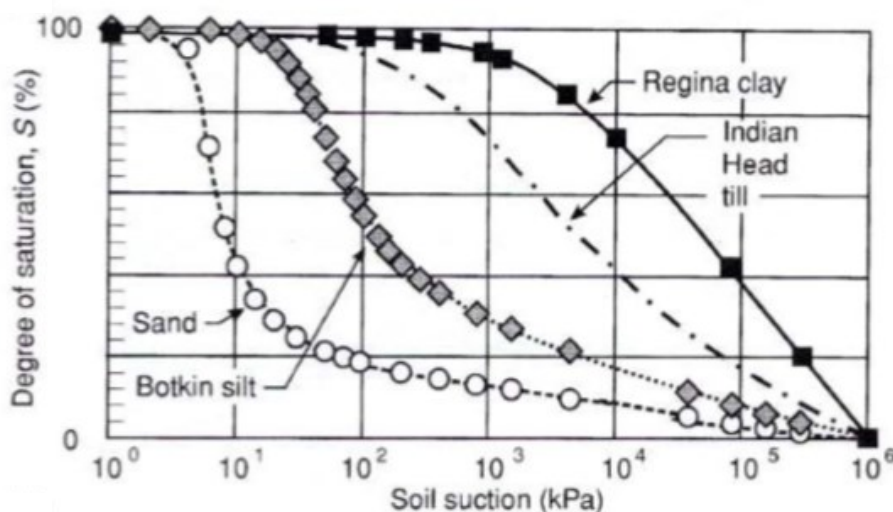


Fonte: Adaptado de Fredlund e Xing (1994)

Deve-se salientar que há alguns fatores que influenciam na curva de retenção do solo, como a granulometria, a distribuição dos poros e os fatores climáticos.

A granulometria do solo, ou seja, o tamanho das partículas que o compõe é um fator de grande influência na curva de retenção de um solo. É possível observar nas curvas de retenção da Figura 2.3 que à medida que as partículas do solo diminuem, o valor de entrada de ar aumenta. Nos solos argilosos, o efeito da capilaridade é mais significativo, além de possuir uma elevada capacidade de retenção de água resultante das forças de adsorção.

Figura 2.3 - Influência da granulometria na curva de retenção



Fonte: Barbour (1998).

Como os tamanhos e distribuição de poros dependem, dentre outros fatores, da granulometria do solo, Reis (2004) estabelece uma relação destes com a curva de retenção: nos solos arenosos, devido ao fato dos poros serem relativamente grandes, a uma dada sucção muitos poros se esvaziam e poucos poros ainda podem reter água; nos solos argilosos, devido ao fato de a distribuição dos poros ser maior, em cada sucção matricial apenas uma parcela dos poros drena, permanecendo ainda uma certa quantidade preenchida de água.

A temperatura também é um fator que interfere na curva de retenção do solo, de modo que um aumento de temperatura causa uma diminuição na interface solo-água, resultando na diminuição da curvatura do menisco, e isto afeta a sucção do solo. Caso exista ar ocluso no solo, o aumento da temperatura resultaria no aumento do diâmetro dos poros, interferindo assim na curva característica. (LOPES, 2006)

#### **2.4 Sucção em perfis de subsolo**

Solos não saturados ocorrem em grande parte do planeta, principalmente em regiões de clima árido e semiárido, nos quais tem-se longos períodos secos, como acontece no Brasil. Devido ao ambiente seco, esses solos estão sujeitos ao aparecimento de sucção na água dos poros.

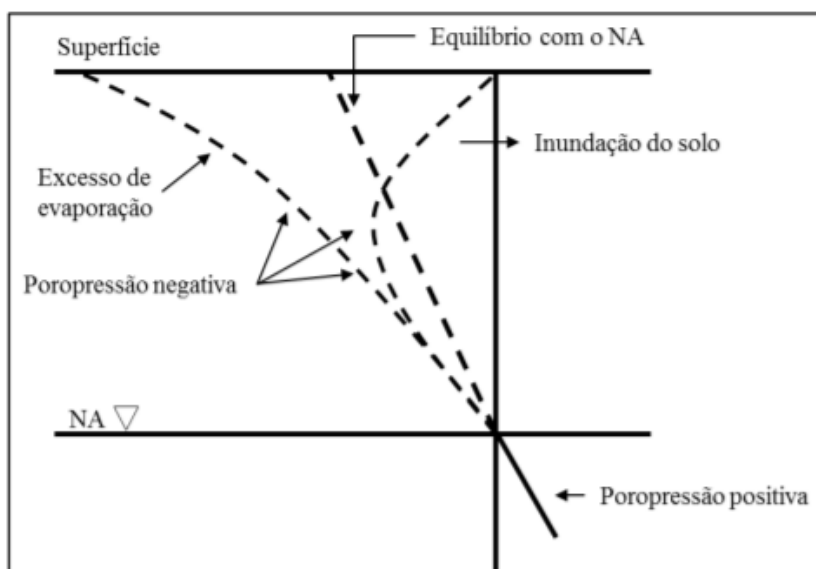
De acordo com Gerscovich (2012), a água no solo origina-se de muitas fontes e é um dos fatores que mais interferem na estabilidade de taludes. A pressão na água pode ser positiva ou negativa e variar conforme a existência ou não de movimentação, a qual se dá por meio do ciclo hidrológico. No processo de circulação da água no ciclo hidrológico, a água pode ser retirada do solo por evaporação e evapotranspiração, os quais produzem um fluxo ascendente de saída da água. Já nas precipitações, como chuva e neve, parte do volume de água é interceptado pelo solo, abastecendo o fluxo descendente. A diferença entre esses dois tipos de fluxo resulta nas condições de poropressão presentes no solo.

A Figura 2.4 mostra a variação da sucção em um perfil de solo, para diferentes condições de umidade. Nas camadas de solo que estão abaixo do nível freático (NA), ou seja, onde o solo está totalmente saturado, a pressão da água no solo é positiva (tomando como referência pressão atmosférica) e calculada multiplicando o peso específico da



água,  $\gamma_w$ , pela carga de pressão (altura de coluna d'água). Na região acima do nível freático, também chamada de zona vadosa, a pressão da água no solo é negativa e na condição de equilíbrio com NA, calculada da mesma forma. Assim, tem-se que a sucção aumenta do nível freático em direção à superfície. (MENEZES, 2013)

Figura 2.4 - Variação de sucção em um perfil de solo



Fonte: Modificado Fredlund e Rahardjo (1993)

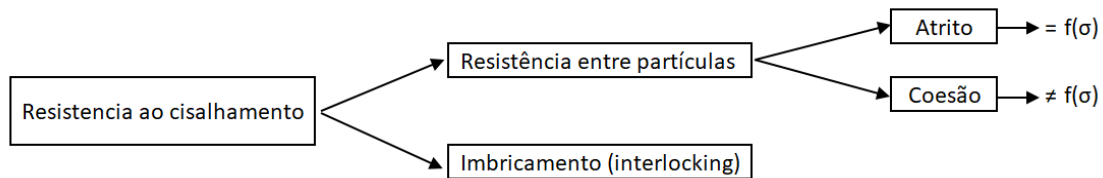
De acordo com Menezes (2013), quando não há fluxo, a distribuição de carga de pressão fica em equilíbrio com o nível de água. Se houver evaporação, a sucção tende a atingir valores elevados, e caso haja infiltração ou inundação, a sucção pode ser atenuada ou até eliminada.

## 2.5 Resistência ao cisalhamento

Segundo Gerscovich (2012), a resistência ao cisalhamento dos solos é função de duas componentes: resistência entre partículas e imbricamento (Figura 2.5). A resistência entre as partículas depende do atrito entre os grãos e da existência ou não de ligações físico-químicas entre as partículas (coesão). A resistência ao atrito é calculada por uma função que depende da tensão normal ( $\sigma$ ), já a resistência devido à coesão independe desta

tensão. Por sua vez, o imbricamento refere-se à resistência adicional causada pelas diferenças nos arranjos entre partículas.

Figura 2.5 - Resistência ao cisalhamento



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012)

A resistência ao cisalhamento é equacionada pela envoltória de Mohr-Coulomb, de acordo com a coesão e o ângulo de atrito das partículas, quando o solo se encontra em condição saturada:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad \text{Eq.2.3}$$

Onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento;

$c'$  = coesão efetiva;

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo.

Considerando que a sucção altera o estado de tensão do solo, causando um enrijecimento de sua estrutura, para se calcular a resistência de um solo não saturado, é preciso adicionar o efeito da sucção à Equação 2.3. Fredlund e Morgenstern (1997) apresentaram um modelo para tal usando o conceito de variáveis de estado de tensão (equação 2.4):

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b + (\sigma - u_a) \tan \varphi' \quad \text{Eq.2.4}$$

Onde:

$c'$  = coesão efetiva;

$\sigma$  = tensão normal total;

$u_a$  = pressão no ar;

$(\sigma - u_a)$  = tensão normal líquida

$u_w$  = pressão na água;

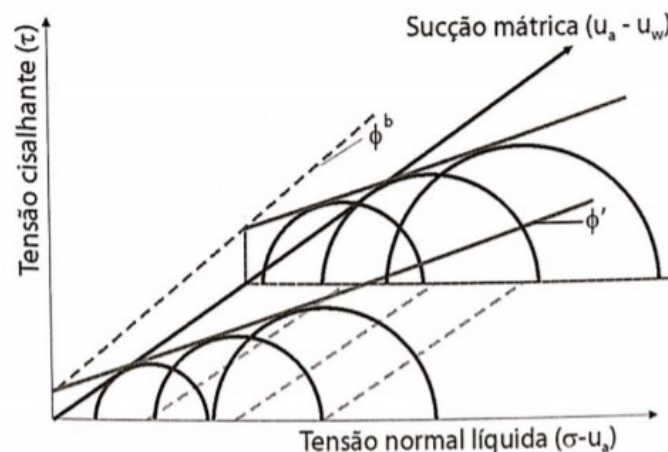
$(u_a - u_w)$  = sucção;

$\varphi^b$  = parâmetro que considera o ganho de resistência em relação ao aumento da sucção.

A Figura 2.6 mostra a envoltória de ruptura de um solo não saturado resultante da equação 2.4. A interceptação do plano  $\tau$  com o plano  $(\sigma - u_a)$  resulta no parâmetro  $c$ , o qual representa a coesão aparente total, definida pela equação 2.5 e representada na Figura 2.7.

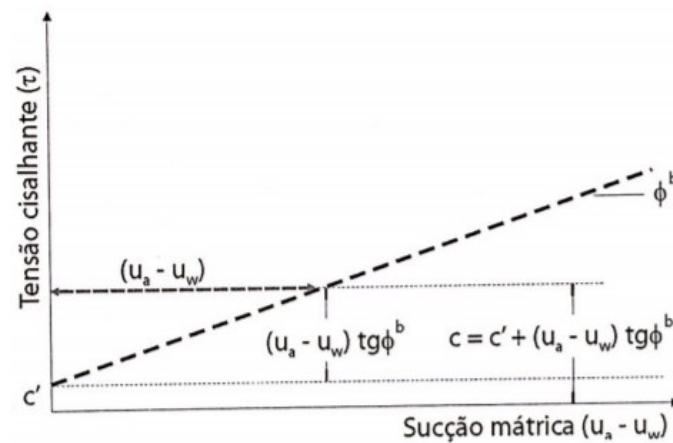
$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad \text{Eq. 2.5}$$

Figura 2.6 - Envoltória de resistência para solos não saturados

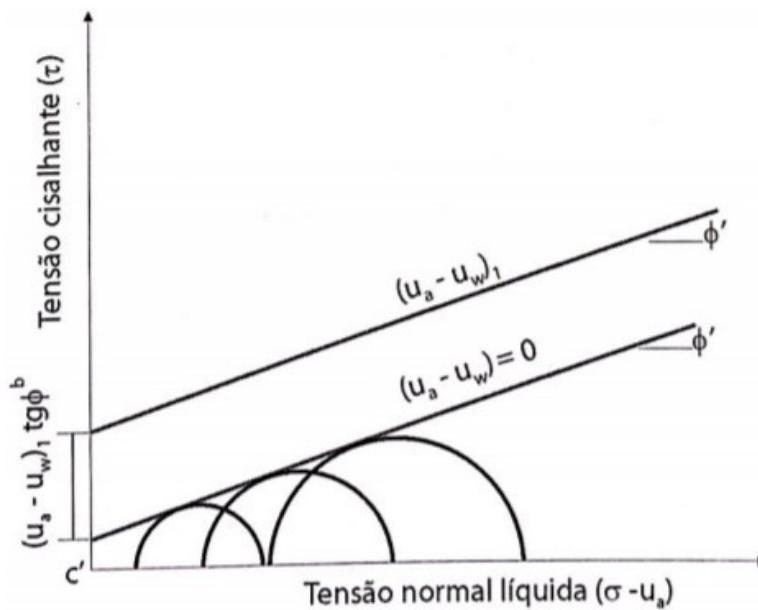


Fonte: Gerscovich (2012)

Já a Figura 2.8 representa o plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$ , resultando na projeção da envoltória de resistência com uma sequência de contornos. Observações experimentais indicam que as linhas que interceptam o eixo das ordenadas possuem um acréscimo sucessivo e não linear, o qual representa a coesão referente à sucção matricial (ou mátrica) do solo. Assim, os resultados experimentais mostram que a envoltória de ruptura de solos não saturados é não linear, ou seja, os parâmetros  $\varphi'$  e  $\varphi^b$  não são constantes. (GERSCOVICH, 2012)

Figura 2.7 - Plano  $\tau$  x  $(\sigma - u_a)$ 

Fonte: Gerscovich (2012)

Figura 2.8 - Plano  $\tau$  x  $(u_a - u_w)$ 

Fonte: Gerscovich (2012)

### 2.5.1 Modelo de Vilar (2007)

Vilar (2007) propôs um método empírico para expressar a contribuição da sucção na resistência dos solos não saturados, que consiste em uma função hiperbólica (Equação 2.6). Os parâmetros  $a$  e  $b$  são determinados pelas equações 2.7 e 2.8, respectivamente, os quais são definidos a partir dos parâmetros efetivos de resistência do solo e da coesão de

ensaios realizados em amostras de solo com umidade residual, na qual se admite que a contribuição da sucção atinja seu valor máximo.

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b(u_a - u_w)} \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$a = \frac{1}{\tan \varphi'} \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Onde:

$c$  = intercepto de coesão;

$c'$  = coesão efetiva;

$a$  e  $b$  = parâmetros de forma da hipérbole;

$c_{ult}$  = coesão dos ensaios em solo com umidade residual;

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo.

### 2.5.2 Ensaios de laboratório

Há diversos tipos de ensaio para se obter os parâmetros de resistência do solo em laboratório, dentre eles os ensaios de compressão simples, cisalhamento direto e compressão triaxial, os quais são os principais. O ensaio de compressão simples é aplicado somente a solos puramente coesivos. O ensaio de cisalhamento direto é muito utilizado pelo fato de ser um método simples para determinar a resistência do solo. Já quando há necessidade de maiores sofisticções, utiliza-se o ensaio de compressão triaxial.

Os resultados experimentais de ensaios de resistência em solos fornecem subsídios para projetos e análise de obras de geotecnia, com por exemplo, a estabilidade de taludes.

## 2.6 Análise de estabilidade de taludes

Segundo Filho e Virgili (1998), os taludes ou as encostas naturais são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), oriundos de formações geológicas e geomorfológicas, podendo ser alteradas pelo homem, por meio de cortes, desmatamentos, acréscimo de cargas, etc.

Para analisar a estabilidade de um talude é essencial determinar o fator de segurança (FS) da estrutura, conforme a equação 2.9. Quando FS assume valores acima de 1,0 significa que o talude se mostra estável, mas à medida que os valores chegam próximos à unidade, o talude tende a ruptura.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad \text{Eq. 2.9}$$

Onde:

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento disponível do solo;

$\tau_{mob}$  = tensão de cisalhamento mobilizada.

A água no solo é um dos aspectos que mais interferem na estabilidade de taludes, onde ocorre mudanças nas poropressões do solo, alterando as tensões efetivas e consequentemente a resistência do solo.

A análise de estabilidade de taludes em solos não saturados pode ser feita por alguns programas específicos para este fim, como por exemplo o GeoSlope e SVSoils, nos quais é possível considerar a sucção do solo como um parâmetro de análise. Alguns outros programas computacionais não possuem incorporadas as funções referentes a solos não saturados, no entanto é possível aplicar o conceito de coesão aparente para viabilizar a consideração do efeito da sucção na estabilidade. Este é o caso do programa Slide 2018, da Rocscience, será o utilizado neste trabalho.

O programa Slide 2018 apresenta doze modelos diferentes para análises de estabilidade de taludes, dos quais os mais usuais serão brevemente apresentados. Estes

métodos se baseiam no equilíbrio limite e na divisão da massa de solo em fatias para o cálculo do fator de segurança.

Os métodos de equilíbrio limite levam em consideração algumas hipóteses como: a superfície de ruptura deve ser bem definida, a condição de ruptura deve ser generalizada e incipiente, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb deve ser satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura e o fator de segurança deve ser único.

Já o método das fatias consiste em dividir a superfície potencial de ruptura em fatias e aplicando sobre elas três equações de equilíbrio, conforme mostrado abaixo.

$$\Sigma \text{ Forças horizontais} = 0 \quad \text{Eq.2.10}$$

$$\Sigma \text{ Forças verticais} = 0 \quad \text{Eq.2.11}$$

$$\Sigma \text{ Momentos} = 0 \quad \text{Eq.2.12}$$

Para resolver o problema decorrente da aplicação das equações, algumas hipóteses simplificadoras devem ser consideradas, e isto caracteriza o método em mais ou menos conservador.

### 2.6.1 Método de Fellenius

O método de Fellenius é um método muito simples, porém muito conservador, o que ocasiona erros de até 50% principalmente em taludes com poropressões elevadas e círculos profundos.

Este método leva em consideração uma superfície de ruptura circular e o fator de segurança é calculado considerando apenas o equilíbrio de momentos, conforme a equação 2.13. Esse procedimento é repetido para diversas posições de ruptura e o fator de segurança crítico é o menor valor de FS encontrado.

$$FS = \frac{\Sigma [c' (b/\cos \alpha) + (w \cos \alpha - u (b/\cos \alpha)) \cdot \tan \varphi']}{\Sigma w \sin \alpha} \quad \text{Eq. 2.13}$$

Onde:

$u$  = poropressão média na base da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$b$  = largura da lamela;

$w$  = peso total da lamela;

$\alpha$  = ângulo da normal com a vertical;

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo.

### 2.6.2 Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop Simplificado considera a superfície de ruptura de forma circular e admite o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias, com a resultante das forças verticais entre as fatias nula. O fator de segurança é dado pela equação 2.14.

$$FS = \frac{1}{\Sigma w \sin \alpha} \frac{\Sigma [c' b + (W - u \cdot b) \tan \varphi']}{m_\alpha} \quad \text{Eq.2.14}$$

Sendo:

$$m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{FS} \right] \quad \text{Eq.2.15}$$

Onde:

$u$  = poropressão média na base da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$b$  = largura da lamela;

$w$  = peso total da lamela;

$\alpha$  = ângulo da normal com a vertical;

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo;

FS = fator de segurança.

A solução é encontrada por meio de processo iterativo e é imprecisa para solos estratificados. Este método é simples e apresenta resultados conservativos.



### 2.6.3 Método de Janbu Simplificado

Este método é uma versão simplificada de um método mais rigoroso desenvolvido por Janbu. O método de Janbu Simplificado é baseado nas equações de equilíbrio das forças, porém despreza-se as componentes verticais.

Janbu propôs um fator de correção empírico  $f_0$  para satisfazer parcialmente o equilíbrio de momentos, o qual depende do tipo de solo e da forma da superfície de deslizamento.

O fator de segurança deste método é calculado pela equação 2.16 e sua solução é encontrada por processo iterativo.

$$FS = \frac{f_0}{\Sigma w \tan \alpha} \frac{\Sigma [c' b + (W - u \cdot b) \tan \phi']}{\cos \alpha m_\alpha} \quad \text{Eq.2.16}$$

Sendo:

$$m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{FS} \right]$$

Eq.2.17

Onde:

$f_0$  = fator de correção empírico;

$u$  = poropressão média na base da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$b$  = largura da lamela;

$w$  = peso total da lamela;

$\alpha$  = ângulo da normal com a vertical;

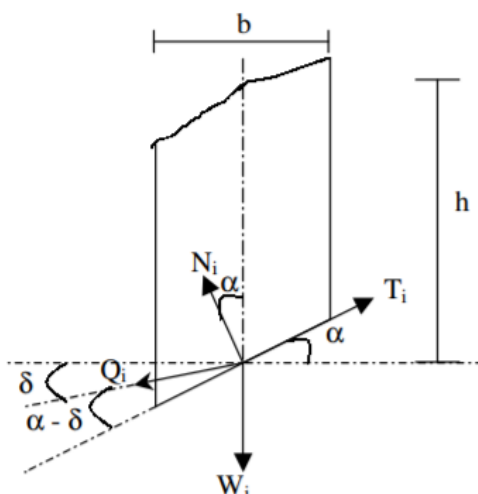
$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo;

FS = fator de segurança.

### 2.6.4 Método de Spencer

O método de Spencer considera superfícies com formas irregulares. É um método rigoroso, no qual atende todas as equações de equilíbrio de forças e momentos. A Figura 2.9 mostra a hipótese do método de Spencer.

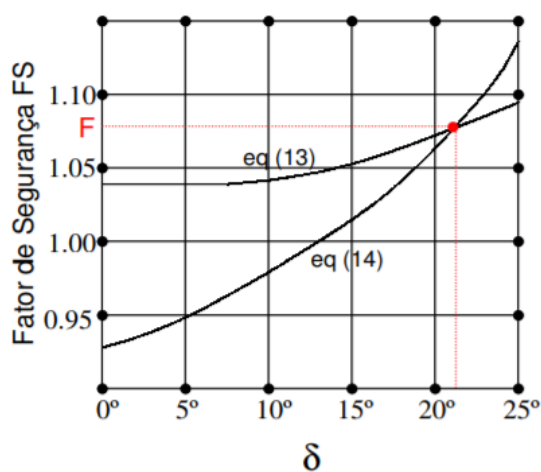
Figura 2.9 - Hipótese do método de Spencer



Fonte: Fabricio (2006).

Este método possui alta complexidade nos cálculos pois Spencer considerou que as forças horizontais e verticais entre lamelas são substituídas por uma componente  $Q_i$  inclinada com ângulo  $\delta_i$  com a horizontal. Após obter a componente  $Q$ , encontra-se o fator de segurança pela Figura 2.10.

Figura 2.10 - Fator de segurança pelo método Spencer



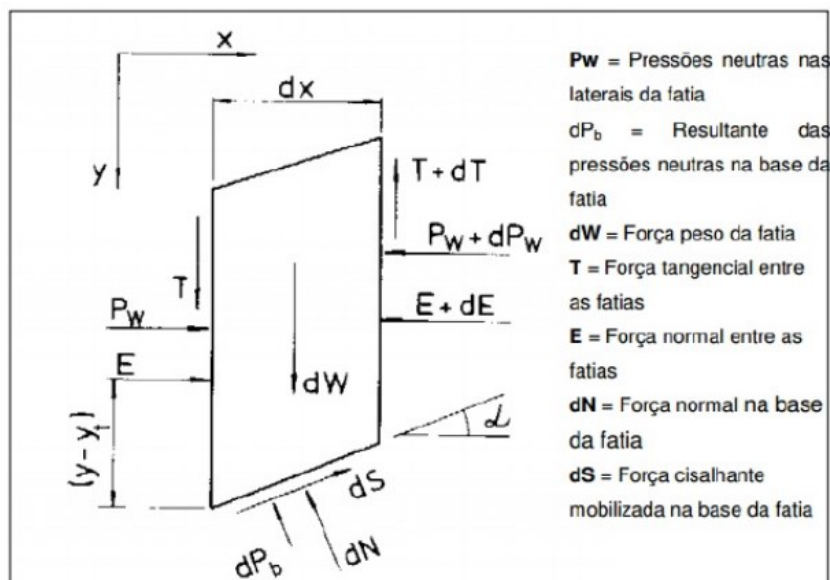
Fonte: Fabricio (2006).

### 2.6.5 Método de Morgenstern e Price

Este é considerado como um dos métodos mais rigorosos, aplicável a superfícies de ruptura de forma qualquer e suas condições de estabilidade satisfazem todas as equações de equilíbrio de forças e momento.

O fator de segurança é calculado por iterações e auxílio de computadores. A massa instável do talude é dividida em fatias e as forças atuantes que são consideradas no método estão representadas na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Forças atuantes em uma fatia pelo método Morgenstern e Price



Fonte: Fabricio (2006).

Admite-se a relação entre as forças  $E$  e  $T$ , mostrada na equação 2.18, a qual ajuda a resolver o problema. A função mais utilizada para a resolução é a função arco de seno, pois influencia pouco no valor do fator de segurança.

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad \text{Eq. 2.18}$$

Onde:

$\lambda$  = constante a ser determinada por processo iterativo;

$f(x)$  = função que precisa ser especificada.

### 2.6.6 *Método de Sarma*

O método de Sarma também é um método rigoroso, atende às condições de equilíbrio e considera forças sísmicas, como terremotos, em seus cálculos. Este possui uma vantagem em relação ao método de Morgenstern e Price, ou seja, ele pode ser resolvido apenas com planilhas eletrônicas ou calculadora.

### 2.6.7 *Análise de estabilidade em solos não saturados*

ARAÚJO et al (2017) avaliou a estabilidade de um talude hipotético de solo nas condições saturada e não saturada, através do cálculo do fator de segurança (FS) do talude. Observou-se que o valor do FS do talude com solo na condição não saturada foi aproximadamente 1,75 vezes superior ao valor obtido com solo na condição saturada. Assim, o aumento do grau de saturação do solo em taludes de terra, que ocorre principalmente em épocas de chuvas, influencia diretamente na estabilidade do talude, ocasionando uma redução do fator de segurança. Essa redução pode levar o talude de uma condição estável à uma condição insegura, o que, na prática, poderia significar a susceptibilidade à movimentos de terra, gerando riscos à área próxima ao talude.

BORA (2015) avaliou a influência da consideração da poro-pressão e do fluxo nos fatores de segurança de uma encosta. Desta forma, ele buscou identificar até que ponto níveis crescentes de refinamento de análises se justificam sob o ponto de vista prático da engenharia. Ele analisou quatro cenários distintos, no qual os cenários 1 e 2 foram avaliadas a estabilidade real da encosta sem a consideração de fluxo, ou seja, sem a percolação de água, e nos cenários 3 e 4 foram avaliadas primeiramente as condições de fluxo e posteriormente a estabilidade.

O cenário 1 representa a condição de menor grau de refinamento e foi avaliada a estabilidade real da encosta, sem a consideração de fluxo, ou seja, sem a percolação de água pelo maciço. No cenário 2 também foi avaliada a estabilidade real da encosta sem percolação, porém considerou-se as propriedades hidráulicas dos materiais, ou seja, a sucção matricial do solo. Já no cenário 3 avaliou-se a estabilidade através de uma análise de fluxo estacionário, steady-state, avaliando a influência da percolação na estabilidade global da encosta. E finalmente, no cenário 4, foi analisada a estabilidade para diferentes

níveis de precipitação e tempos de duração, ou seja, análise de fluxo transiente (BORA, 2015).

BORA (2015) concluiu através dos quatro cenários analisados que a consideração da sucção ou poro-pressão garantem maiores fatores de segurança a encosta. Já para as análises de fluxo estacionário e transiente, os valores encontrados retornaram F.S muito próximos a condição sem percolação. Sob o ponto de vista prático da engenharia, o aumento dos fatores de segurança, em decorrência da consideração da poro-pressão, pode justificar a estabilidade de diversas encostas naturais, evidenciando assim a importância da utilização e da determinação correta dos parâmetros hidráulicos do solo.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Características do solo

O solo utilizado foi coletado no Campus Glória da Universidade Federal de Uberlândia, no local mostrado na Figura 3.1. A escolha desse solo deu-se pelo fato de ser acessível e um tipo comum de solo em Uberlândia.

Figura 3.1 - Ponto de coleta do solo



Fonte: Almeida (2017).

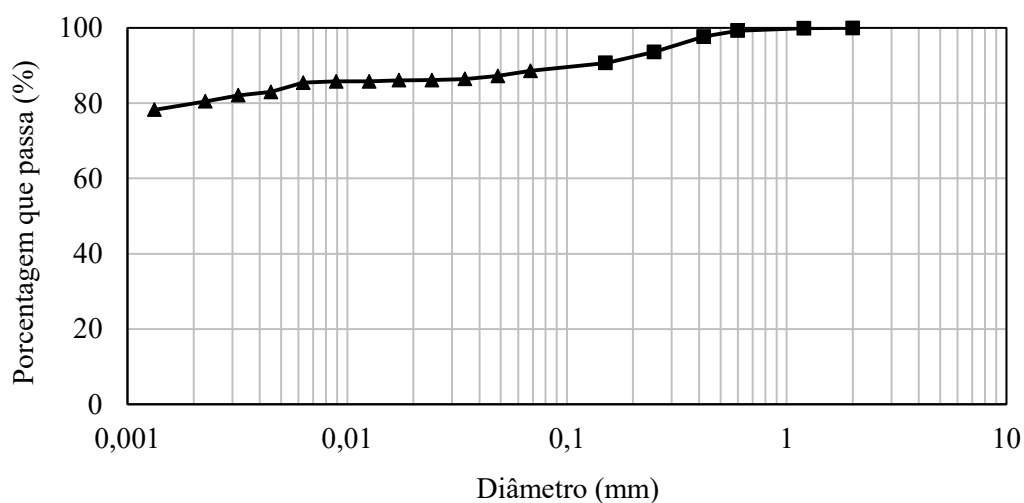
A amostra de solo foi coletada por Almeida (2017) com auxílio de um trator agrícola, munido de um trado tipo rosca sem fim de 250 mm de diâmetro com capacidade de perfuração de até 1,50 m de profundidade. Foram coletados cerca de 100 kg de material argiloso deformado com umidade média de 32%. O solo apresentava-se bastante compacto e resistente durante extração pelo trator. No laboratório, a amostra foi seca ao ar antes dos ensaios de classificação MCT e de papel filtro.

De acordo com Almeida (2017), a amostra do Campus Glória apresenta a curva de granulometria mostrada na Figura 3.2, na qual é possível observar a predominância da fração argila. Os limites de liquidez e plasticidade obtidos experimentalmente pelo autor foram de 74% e 42%, respectivamente. Deste modo, a amostra é classificada como MH

pelo Sistema Unificado. Já na Classificação MCT, o solo se enquadrou na categoria LG'-laterítico argiloso (CARMINATI, 2018).

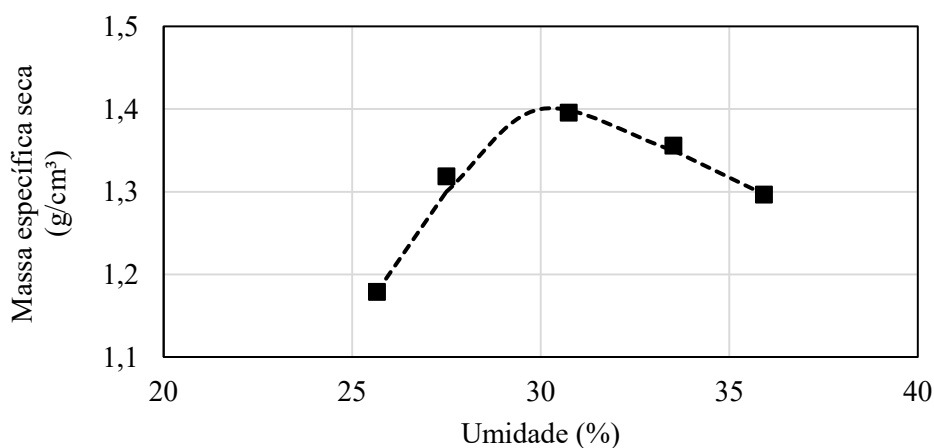
A curva de compactação do solo do Campus Glória é mostrada na Figura 3.3, na qual é possível observar que a compactação ocorre com umidade ótima de 30% e massa específica seca de 1,4 g/cm<sup>3</sup>, aproximadamente.

Figura 3.2 – Granulometria da amostra



Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

Figura 3.3– Curva de compactação da amostra



Fonte: Adaptado de Almeida (2017).

A Tabela 3.1 abaixo resume os dados característicos do solo em estudo, como o limite de liquidez e plasticidade, a umidade ótima e a massa específica seca.

Tabela 3.1 – Dados característicos do solo

Dados característicos do solo			
Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Umidade ótima (%)	Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )
74	42	30	1,4

Fonte: Autor (2018).

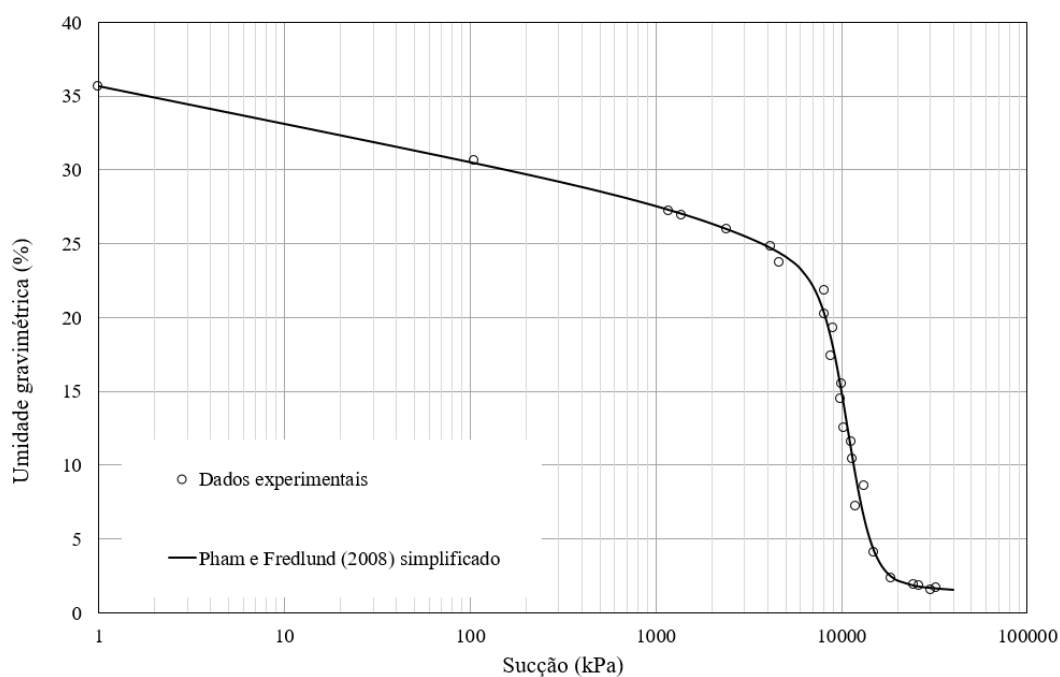
A curva de retenção de água do solo em trajetória de secagem foi obtida por Carminati (2018) em ensaio de papel filtro para o solo compactado no ponto ótimo da curva de compactação na energia normal. Os dados experimentais são mostrados na Figura 3.4, juntamente com o ajuste do modelo proposto por Pham e Fredlund (2008). Os índices físicos médios dos corpos de prova estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.2 - Índices físicos médios

ÍNDICES FÍSICOS MÉDIOS						
$\rho$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	e -	n %	Sr %	w de saturação (teórica) %
1,746	1,376	2,700	1,02	50,6	81,5	35,64

Fonte: Carminati (2018).

Figura 3.4 - Curva de retenção



Fonte: Adaptado de Carminati (2018).



De acordo com Carminati (2018), nota-se pela Figura 3.4 que a umidade de saturação, associada à sucção nula, foi calculada a partir dos índices físicos médios, resultando em 35,64%. Na entrada de ar, o solo apresentava umidade de 23%, 12% a menos que na condição de sucção nula. A entrada de ar nos poros do solo acontece em torno de 6 000 kPa e está de acordo com o esperado para um solo argiloso compactado, a exemplo de Souza (2015). A dessaturação do solo acontece desde a entrada de ar até sucções em torno de 18 500 kPa, onde dá início o trecho residual da curva, sendo a umidade residual próxima a 2%.

Observa-se que entre 100 e 6000 kPa, a curva exibe certa inclinação, que não pode ser diretamente associada a uma redução do grau de saturação do solo, pois a variação de volume dos corpos de prova não foi medida, inviabilizando o cálculo do grau de saturação.

O modelo usado para ajuste aos dados experimentais (PHAM e FREDLUND, 2008) é sugerido para aplicação no caso de solos que sofrem variação de volume em função do teor de umidade. Embora não seja possível afirmar que esta condição ocorra no solo em estudo, o modelo se ajustou aos dados experimentais com um coeficiente de determinação ( $r^2$ ) de 0,993 (CARMINATI, 2018).

### **3.2 Ensaio de cisalhamento direto**

Conforme a norma ASTM D3080-04, para determinar experimentalmente a resistência do solo saturado, foi realizado o ensaio de cisalhamento direto na prensa mostrada na Figura 3.5. Este equipamento possui um motor, uma caixa de cisalhamento onde fica o corpo de prova moldado, dois extensômetros, sendo um para leitura de deslocamento vertical e outra para horizontal, um anel dinamométrico e o estribo no qual é colocado a alavanca e as anilhas para carregamento normal.

Figura 3.5 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor (2018).

Para realizar a moldagem do corpo de prova, foi separada uma amostra de solo destorroada e com umidade conhecida. Esta umidade foi corrigida para a umidade ótima do solo, e depois o solo foi armazenado em saco plástico por 12 horas para o equilíbrio da mesma.

Depois de preparado o solo, montou-se a parte inferior do molde com pedra porosa, papel filtro e grade, respectivamente nesta ordem, e conforme mostrado na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Elementos do ensaio de cisalhamento direto

a) Molde inferior

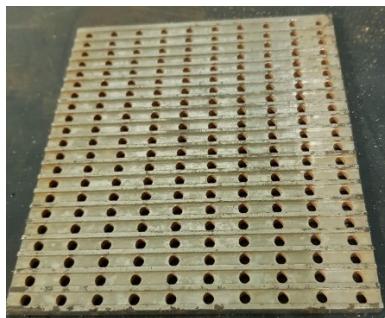
b) Molde superior



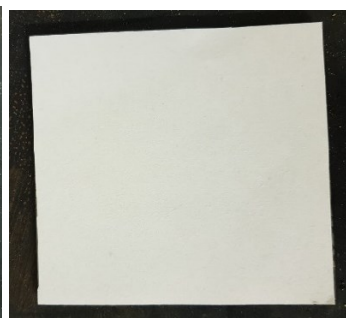
c) Grade



d) Papel filtro



e) Pedra porosa



f) Soquete de madeira

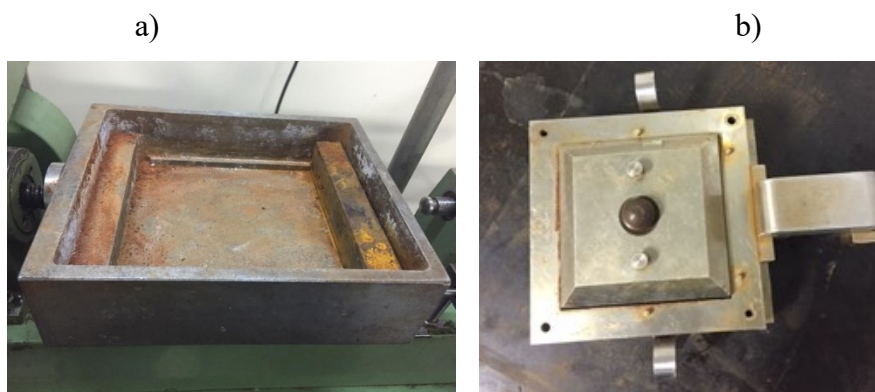


Fonte: Autor (2018).

A grade possui arestas as quais foram colocadas perpendicularmente ao movimento de cisalhamento. A partir da superfície da grade foi medida a altura livre dentro do molde e marcada no soquete de madeira (Figura 3.6 f), fixadas as duas partes do molde e posicionado o molde biselado como um colar sobre o molde bipartido. Posteriormente, foi distribuído o solo úmido de maneira uniforme dentro do molde e pressionou-se o soquete de madeira até que o solo ficasse todo dentro do molde bipartido. Retirou-se o colar e continuou-se a compactação até que a marcação do soquete ficasse rente à superfície do molde.

Após compactado o solo dentro do molde, posicionou-se a grade superior, o papel filtro e a pedra porosa sobre o corpo de prova, na sequência já explicada anteriormente. O molde bipartido foi colocado dentro da caixa de cisalhamento (Figura 3.7 a)), posicionou-se o cabeçote e a esfera sobre a pedra porosa, conforme mostrado na Figura 3.7 b).

Figura 3.7 - Caixa de cisalhamento (a) e cabeçote com esfera (b)



Fonte: Autor (2018).

Em seguida, preencheu-se a caixa de cisalhamento com água e aguardou 24 horas para a saturação do solo. Colocou-se o estribo sobre a esfera do cabeçote, a alavanca no estribo e as anilhas sobre o suporte.

As anilhas foram selecionadas para atingir a tensão normal desejada em cada ensaio, sendo esta 50 kPa, 100 kPa ou 150 kPa. A aplicação das tensões normais provocou um adensamento do solo sob cada tensão, que foi acompanhado pelo extensômetro de deslocamento vertical. O adensamento foi considerado concluído quando a redução de altura do corpo de prova cessou ou foi considerada desprezível.

Para iniciar a ruptura do solo, foi escolhida uma velocidade relativamente baixa para o motor, de 0,304 mm/minuto, para que os ensaios pudessem ser considerados drenados. As leituras de deslocamento horizontal, vertical e do anel dinamométrico foram tomadas de 2 em 2 minutos. O ensaio prosseguiu até o deslocamento horizontal atingir de 10 a 12 mm para evitar redução significativa da área de contato solo-solo.

Depois de feitas as leituras no anel e nos extensômetros, calculou-se a tensão de cisalhamento e plotou-se os gráficos tensão de cisalhamento vs deslocamento horizontal e deslocamento vertical vs deslocamento horizontal. Para determinar a envoltória de resistência, foram plotados os pares tensão de cisalhamento e tensão normal, realizando-se um ajuste linear de acordo com a Eq. 2.3.

### 3.3 Ensaios de compressão simples

De acordo com a NBR 12770:1992, para determinar a resistência a compressão do solo seco, foram realizados ensaios de compressão simples em corpos de prova moldados no equipamento compactador miniatura (Figura 3.8). Foram moldados cinco corpos de prova, com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, os quais foram compactados em energias crescentes até atingir a massa específica aparente máxima.

Figura 3.8 - Compactador miniatura



Fonte: Autor (2018).

Inicialmente, foi umedecido o solo na sua umidade ótima, a qual foi obtida pelo ensaio de Compactação Proctor Normal realizado por Almeida (2017). A massa dos corpos de prova foi calculada para atingir a massa específica seca máxima e estes foram compactados em moldes metálicos em 3 camadas de 3,33 cm, escarificadas entre si. Após extraídos dos moldes, os corpos de prova foram deixados secar ao ar durante 4 dias antes de ensaiar e depois foram levados à ruptura.

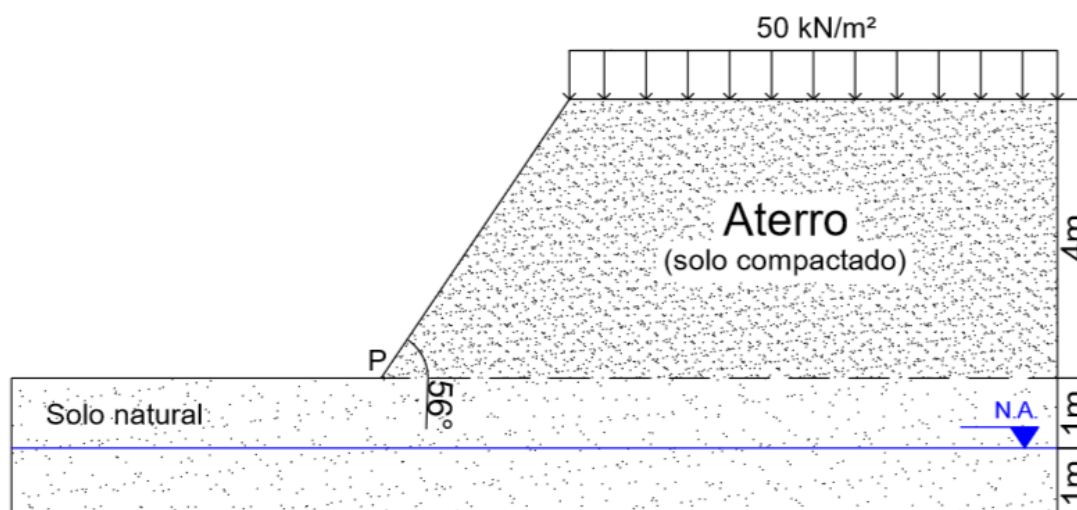
Os ensaios de compressão simples se deram com os cinco corpos de prova preparados e rompidos nas mesmas condições, para fins de verificar a repetibilidade dos resultados. Foram tomadas leituras de deslocamento vertical e do anel dinamométrico a cada 0,5 minuto e o ensaio prosseguiu até que se notasse redução significativa da resistência do solo. A resistência média, obtida nas curvas tensão-deformação, foi usada

para determinar a coesão aparente do solo seco ao ar, que é um dos parâmetros do modelo de previsão de resistência de solos não saturados de Vilar (2007).

### 3.4 Geometria do talude e cenários de análise

A geometria do talude foi definida com medidas hipotéticas, considerando argila arenosa no estado compactado e natural. A Figura 3.9 apresenta o talude analisado, o qual apresenta 4 metros de altura, lençol freático localizado 1 metro abaixo da superfície e inclinação 2H:3V, o que resulta em um ângulo de  $56^\circ$ . Considerou-se, no topo do talude, um carregamento equivalente a um edifício de 4 pavimentos, que se aproxima de  $50 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 3.9 - Aterro hipotético



Fonte: Autor (2018).

O programa escolhido para analisar o talude hipotético foi o Slide 2018, no qual foi inserida a geometria do terreno como ilustrada na Figura 3.9. Os parâmetros usados para a análise do aterro foram obtidos pelos ensaios de resistência e pelo modelo de Vilar (2007). Os dados utilizados como parâmetros de entrada para a análise foram o peso específico do solo, a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno. Os valores referentes ao solo natural foram extraídos de Joppert (2007), sendo  $17 \text{ kN/m}^3$  para o peso específico natural,  $15^\circ$  para o ângulo de atrito e  $20 \text{ kPa}$  para a coesão.

A superfície de ruptura do aterro foi condicionada a tangenciar a base do aterro (linha pontilhada da Figura 3.9) para que a análise se limite à estabilidade do aterro compactado.

A análise do aterro foi dividida em três cenários diferentes. No primeiro cenário foi analisado todo o aterro com os parâmetros saturados, ou seja, com os parâmetros obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto, de  $30,7^\circ$  de ângulo de atrito interno do solo e 37,58 kPa de coesão efetiva.

No segundo cenário, o aterro foi analisado com uma sucção uniforme decorrente da compactação, ou seja, o valor de sucção resultante da compactação na umidade ótima do solo. O valor sucção referente a umidade ótima é 150 kPa, obtido da curva de retenção (Fig. 3.4). Para esse valor de sucção, o modelo de Vilar (2007) (Fig. 4.7) fornece uma coesão aparente de 108 kPa.

No cenário três, a sucção foi considerada como aumentando linearmente com a altura, a partir do nível d'água até a superfície do aterro. Para isso, o aterro foi dividido em oito camadas, cada um com 0,5 metro. A cada camada, foi encontrado um valor médio de sucção e pelo modelo de Vilar (2007), determinou-se a respectiva coesão aparente.

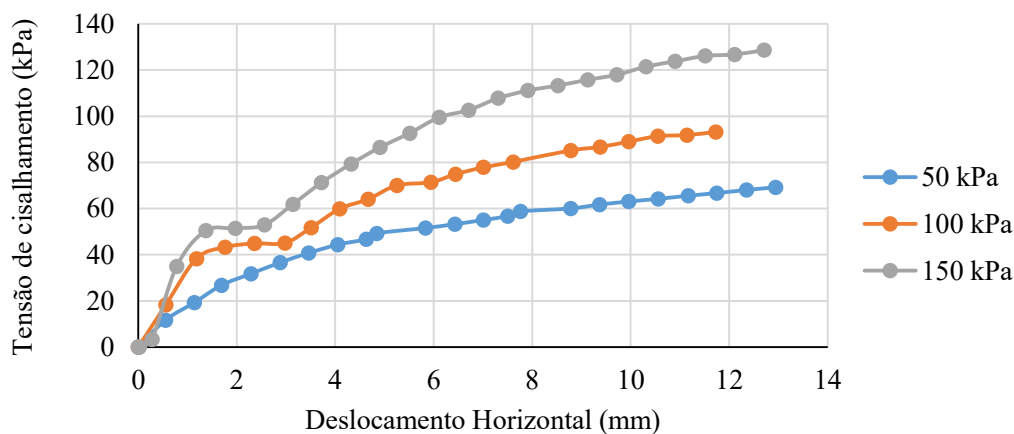
## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.1 Resistência ao cisalhamento

#### 4.1.1 Cisalhamento Direto

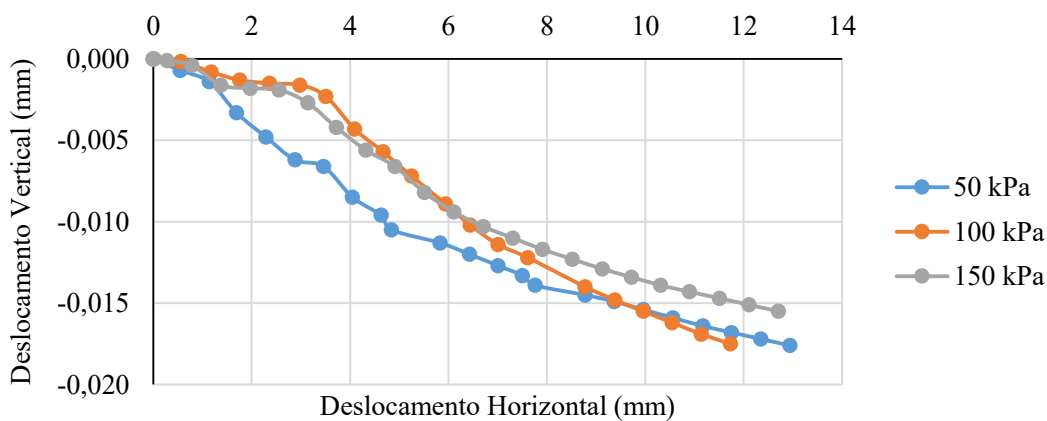
Os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto estão apresentados nas Figuras 4.1 e 4.2, os quais apresentam tensão vs deslocamento horizontal e deslocamento horizontal vs deslocamento vertical, respectivamente. A Figura 4.3 apresenta a envoltória de resistência para as três tensões normais ensaiadas.

Figura 4.1 - Tensão vs Deslocamento Horizontal



Fonte: Autor (2018).

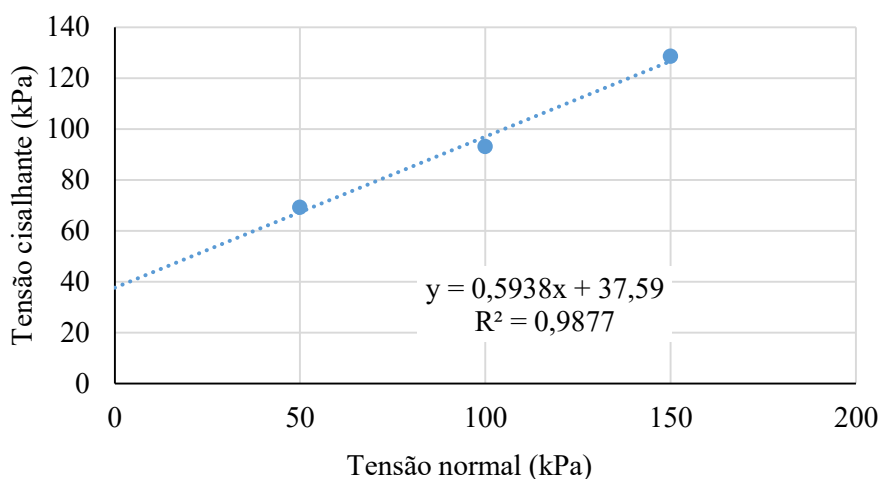
Figura 4.2 - Deslocamento Vertical vs Deslocamento Horizontal



Fonte: Autor (2018).



Figura 4.3 - Envoltória de resistência



Fonte: Autor (2018).

Observa-se na Figura 4.1 que foram encontradas resistências crescentes para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. Nota-se também, no mesmo gráfico, que as tensões máximas de cisalhamento não foram atingidas, isso porque os ensaios foram encerrados com deslocamentos horizontais em torno de 12 mm, para evitar interferências do equipamento nas medidas realizadas. Ainda assim, as curvas da Figura 4.1 indicam uma tendência de estabilização das tensões de cisalhamento.

De acordo com a Figura 4.2, nota-se que o deslocamento vertical indicou uma redução de volume de todos os corpos de prova durante a ruptura.

Pela Figura 4.3, a qual apresenta a envoltória de resistência do solo ensaiado, encontrou-se um valor de 37,59 kPa para a coesão efetiva,  $30,70^\circ$  para o ângulo de atrito interno no solo e 0,9877 para o coeficiente de determinação.

#### 4.1.2 Compressão simples

Na Tabela 4.1 são apresentadas as características dos corpos de prova (CPs) ensaiados em compressão simples nas condições: imediatamente após a moldagem e depois de 4 dias de secagem, quando foram ensaiados. Nota-se que os corpos de prova sofreram contração durante o processo de secagem, que na média foi de 4,6%, sendo ensaiados com massa específica seca média de  $1,47 \text{ g/cm}^3$ . A umidade média após

secagem foi de 7,4%, que na curva de retenção de água (Fig. 3.4) corresponde a uma sucção de 13000 kPa.

Tabela 4.1 - Dimensões e índices físicos dos corpos de prova

CP	Moldagem				Ensaio			
	Massa (g)	Volume (cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Massa (g)	Volume (cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	359,60	199,209	30,48%	-	-	-	-	-
2	360,64	197,116	30,48%	-	-	-	-	-
3	363,06	198,844	30,48%	1,399	300,32	190,526	7,93%	1,460
4	361,87	198,872	30,48%	1,399	297,72	187,283	7,35%	1,481
5	363,36	198,508	30,48%	1,402	297,99	191,056	7,01%	1,458

Fonte: Autor (2018).

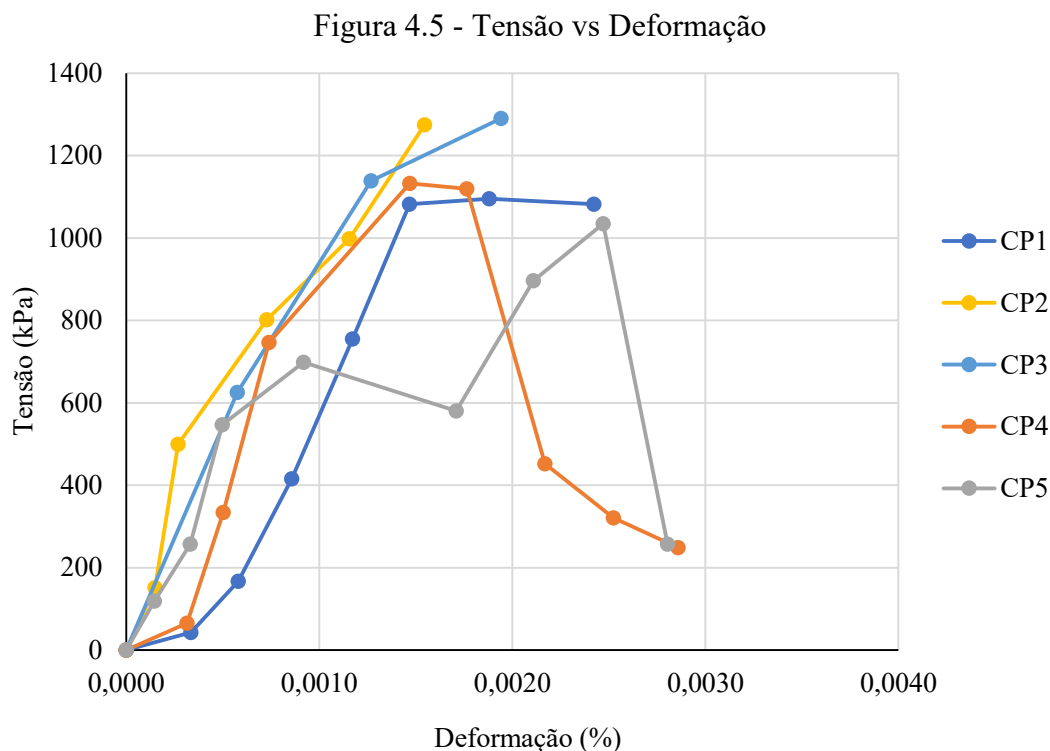
Na Figura 4.4 são mostrados os corpos de prova após a ruptura, onde se nota que todos apresentaram um padrão semelhante de superfícies de ruptura.

Figura 4.4 - Corpos de prova após ruptura por compressão simples



Fonte: Autor (2018).

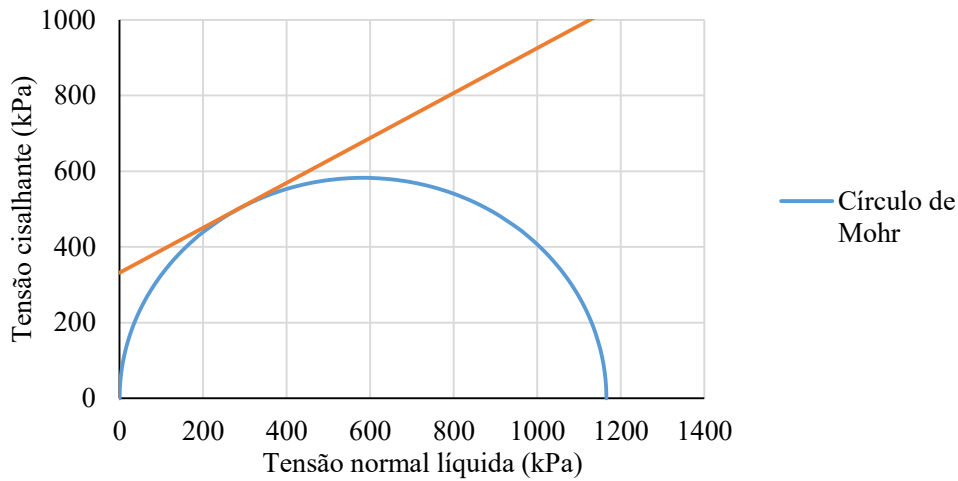
Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples estão apresentados na Figura 4.5. Observa-se que as tensões máximas obtidas estiveram dentro da faixa de 1000 e 1300 kPa, sendo a média de 1165 kPa. Considerando a média das tensões máximas, foi definido um círculo de Mohr representativo desta condição, com  $\sigma_{1-u_a} = 1165$  kPa e  $\sigma_{3-u_a} = 0$ . O círculo é apresentado na Figura 4.6.



Fonte: Autor (2018).

Confrontando o círculo de Mohr com uma envoltória de resistência cuja inclinação é dada pelo ângulo de atrito efetivo ( $30,70^\circ$ ), obtém-se uma coesão aparente de 331,72 kPa, ilustrada na Figura 4.6. Esta coesão pode ser usada como a coesão última ( $c_{ult}$ ) no modelo de Vilar (2007) se admitido que na ruptura na condição de solo seco ao ar, a sucção é tão alta que seu efeito na resistência do solo é máximo.

Figura 4.6 – Estado de tensão na ruptura por compressão simples e envoltória de resistência (médio para os cinco corpos de prova)

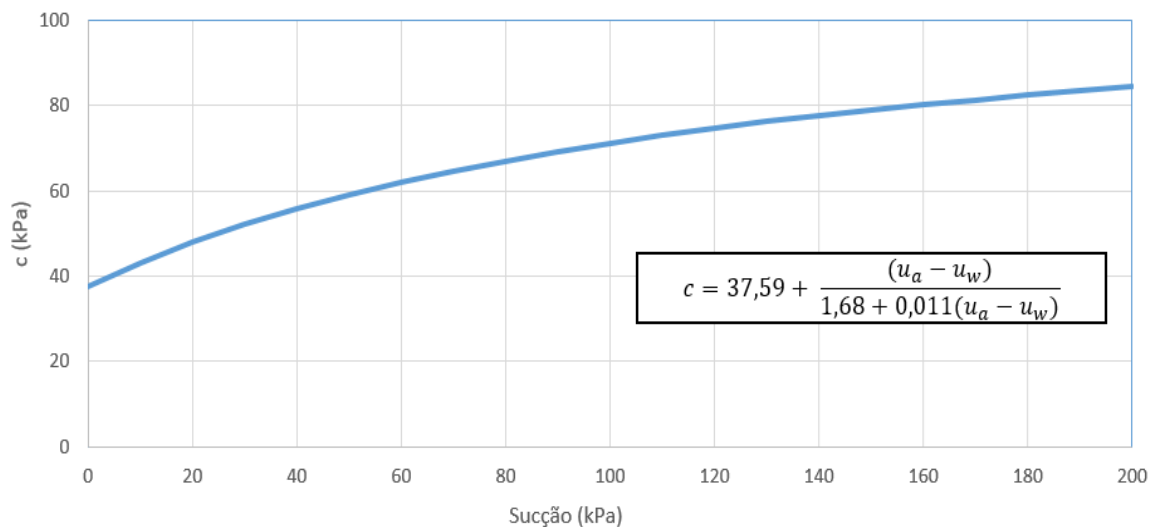


Fonte: Autor (2018).

#### 4.1.3 Modelo de Vilar (2007)

A Figura 4.7 apresenta a previsão da resistência ao cisalhamento segundo a proposta de Vilar (2007), onde, nas ordenadas encontra-se a coesão aparente do solo não saturado para cada valor de sucção. Para sucção zero, que corresponde ao solo saturado, tem-se a coesão efetiva e para o solo não saturado, a coesão aparente aumenta de acordo com uma função hiperbólica tendendo assintoticamente para o valor de coesão última. Os parâmetros de ajuste da equação hiperbólica estão indicados na Tabela 4.2.

Figura 4.7 - Previsão da resistência ao cisalhamento segundo Vilar (2007)



Fonte: Autor (2018).

Tabela 4.2 - Parâmetros de ajuste da equação hiperbólica

Parâmetros de ajuste da equação hiperbólica				
$\varphi'$	$c'$ (kPa)	$c_{ult}$ (kPa)	a	b
30,70°	37,59	331,72	1,6840	0,0034

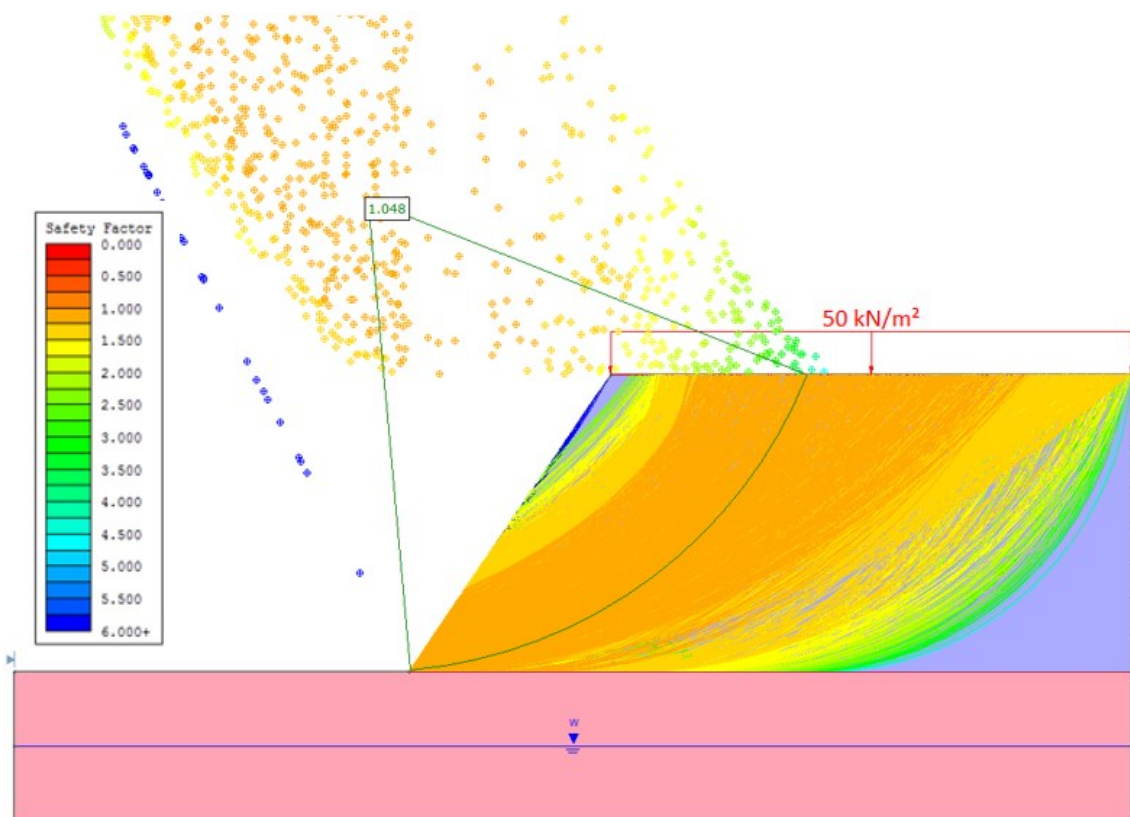
Fonte: Autor (2018).

## 4.2 Análises de estabilidade

Os resultados obtidos no estudo da estabilidade do aterro, feito pelo *software* Slide 2018, estão apresentados nas Figuras 4.8 a 4.11, as quais mostram os fatores de segurança referente aos métodos de análise de Fellenius, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Morgenstern-Price e Sarma. Em todos os casos, a superfície de ruptura foi condicionada a tangenciar a base do talude, já que a análise tem como foco a resistência do aterro compactado.

Na Figura 4.8 são mostradas como exemplo as 5000 superfícies de ruptura analisadas pelo Slide 2018 na busca do menor fator de segurança para o aterro. Cada superfície foi analisada pelos 6 métodos selecionados, sendo que a de menor fator de segurança foi destacada e recebeu uma indicação do valor do fator de segurança. Nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11, apenas a superfície crítica é mostrada. Em todos os cenários, o método Janbu Simplificado sempre forneceu os menores fatores de segurança.

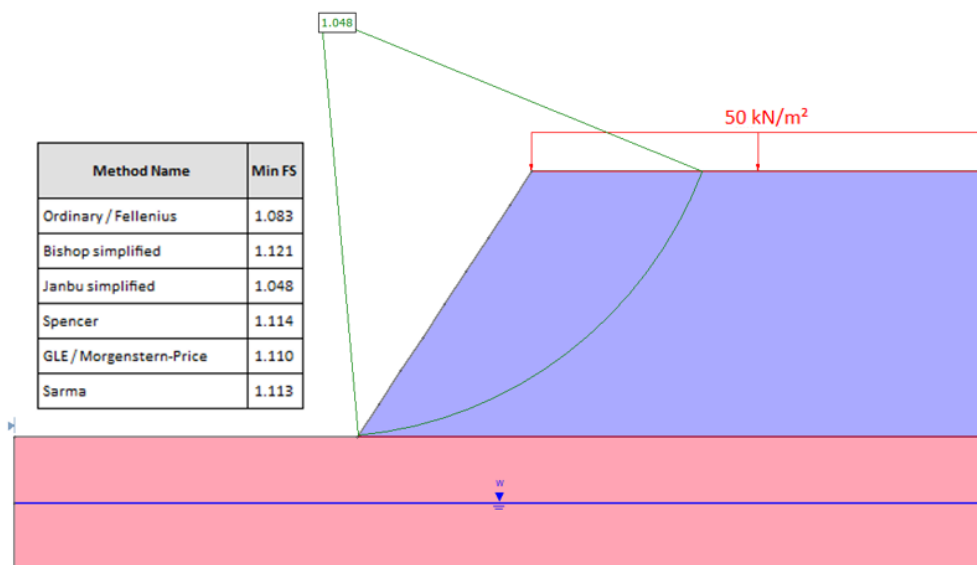
Figura 4.8 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 1 – superfícies analisadas.



Fonte: Autor (2018).

Quanto aos cenários analisados, no cenário 1 a estabilidade do talude foi calculada considerando os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto com solo saturado ( $c' = 38$  kPa e  $\phi' = 31^\circ$ ), e peso específico de  $18,2$  kN/m<sup>3</sup>. Esta se trata da análise mais distante da condição real do aterro, já que, em função do regime de chuvas na cidade de Uberlândia, estima-se que apenas ocasionalmente uma pequena espessura do aterro seja saturada. No entanto, esta é também a mais conservadora, tendo em vista que a coesão efetiva é sempre menor que a coesão aparente do solo. Observa-se na Figura 4.9 que o menor valor de fator de segurança encontrado foi 1,048 pelo método de Janbu simplificado, que indica a iminência da ruptura.

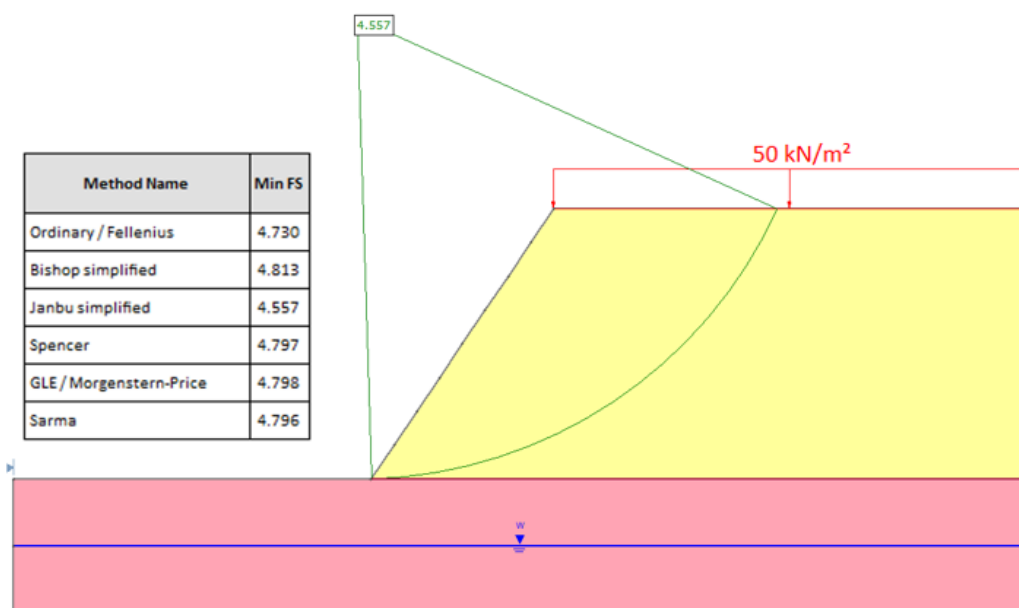
Figura 4.9 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 1.



Fonte: Autor (2018).

No cenário 2, o aterro hipotético foi analisado considerando a condição pós-compactação, com uma sucção uniforme de 150 kPa, obtida da curva de retenção (Fig. 3.4). Para esse valor de sucção, o modelo de Vilar (2007) (Fig. 4.7) fornece uma coesão aparente de 108 kPa. Os demais parâmetros foram ângulo de atrito de  $31^\circ$  e peso específico de  $18,2 \text{ kN/m}^3$ . Da Figura 4.10 tem-se que o menor FS foi 4,557, que é 335% maior que o do cenário 1.

Figura 4.10 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 2.

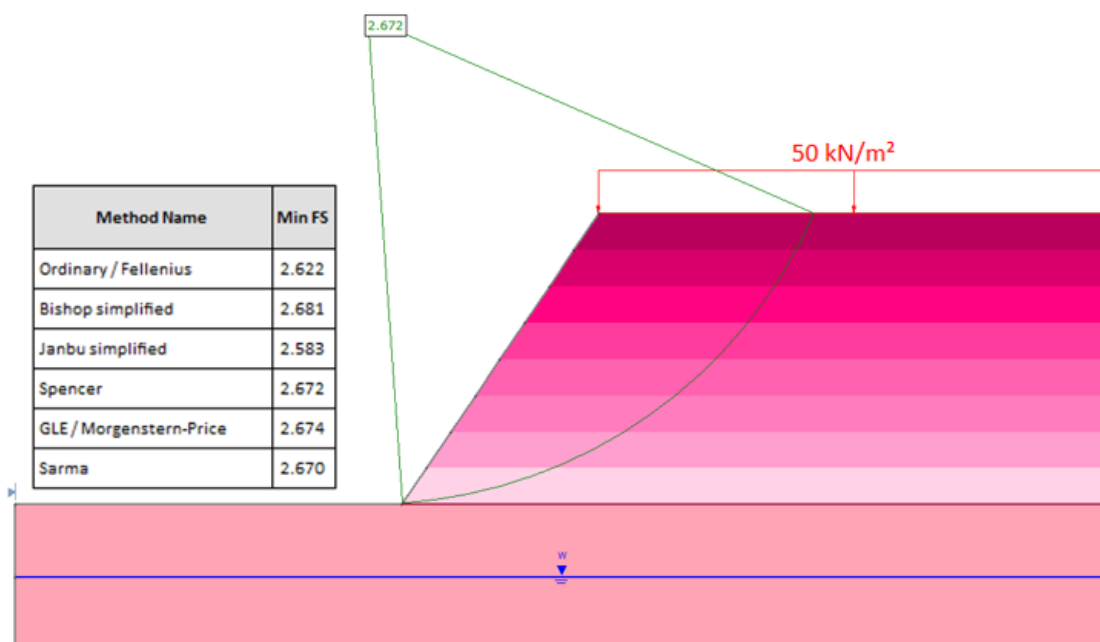


Fonte: Autor (2018).

No cenário 3 pretendeu-se representar de modo mais realista a situação de equilíbrio hidrostático durante a vida útil da estrutura, na qual a resistência (função da sucção) é variável em relação à profundidade. Sabe-se que não somente a distância do lençol freático influencia no perfil de sucção do aterro, mas também a interação com a atmosfera. No entanto, devido à dificuldade de se mensurar o fator climático, este não foi considerado na análise.

Para viabilizar a consideração da sucção variando no perfil, o aterro foi dividido em oito camadas, como se observa na Figura 4.11. Cada camada recebeu um valor de sucção, que foi calculado exclusivamente em função da distância da metade da camada até o lençol freático. Para o cálculo da coesão aparente foi usado o modelo de Vilar (2007), e para o cálculo do peso específico foi considerada a umidade referente a cada sucção por meio da curva de retenção. Na Tabela 4.3 são apresentados os parâmetros usados para cada camada, na qual a camada 1 refere-se ao topo do aterro e a camada 8 ao pé do mesmo. Com tal configuração, o aterro teve um fator de segurança mínimo de 2,583, menor que o do cenário 2 e 155% maior que o do cenário 1.

Figura 4.11 - Análise da estabilidade do aterro no cenário 3.



Fonte: Autor (2018).



Tabela 4.3 - Parâmetros relativo às camadas do aterro no cenário 3

<b>Camada</b>	<b>Sucção (kPa)</b>	<b>Umidade (%)</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coesão aparente (kPa)</b>	<b>Ângulo de atrito (°)</b>
1	46,875	31,5%	18,279	41	31
2	40,625	31,8%	18,254	43	31
3	34,375	31,9%	18,202	50	31
4	28,125	32,0%	18,150	52	31
5	21,875	32,1%	18,098	58	31
6	15,625	32,3%	17,993	60	31
7	9,375	32,6%	17,967	62	31
8	3,125	34,2%	17,983	63	31

Fonte: Autor (2018).

Comparando os cenários 1, 2 e 3, nota-se que a condição imediatamente após a construção (pós-compactação) é a de maior segurança, embora esta seja uma condição temporária do aterro. Já em uma condição de longo prazo, quando é considerado o equilíbrio hidrostático, o fator de segurança sofre redução de 40%, mas o aterro ainda permanece estável com um fator de segurança 2,583. Tanto o cenário 2 quanto o 3 indicam que um projeto de aterro usando parâmetros de resistência de solo saturado é bastante conservador.

## 5 CONCLUSÃO

A sucção, pressão negativa que altera o comportamento mecânico do solo, é uma característica pouco considerada em obras geotécnicas. Os aterros, por exemplo, que são construídos por compactação do solo, muitas vezes permanecem não saturados por toda sua vida útil. O dimensionamento dessas estruturas geotécnicas é comumente feito considerando as propriedades do solo saturado ou logo após a compactação, não considerando o perfil de sucção que se desenvolve no mesmo. Devido a isto, esta pesquisa analisou a contribuição de um perfil de sucção simplificado na estabilidade de um aterro usando parâmetros de resistência obtidos experimentalmente para o solo do Campus Glória da Universidade Federal de Uberlândia. Em laboratório, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto e compressão simples, que associados à curva de retenção de água (CARMINATI, 2018) e ao modelo de Vilar (2007), forneceram parâmetros de resistência para o solo saturado e não saturado.

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos em amostras saturadas com três tensões normais diferentes, 50, 100 e 150 kPa. Por meio das máximas tensões cisalhantes obtidas experimentalmente, calculou-se a envoltória de resistência do solo saturado, sendo a coesão efetiva de 37,59 kPa e o ângulo de atrito interno de 30,70°.

Os ensaios de compressão simples foram realizados em cinco corpos de prova para verificar a repetibilidade dos resultados. A tensão de ruptura média dos corpos de prova foi de 1165 kPa. Analisando estes resultados, obteve-se o parâmetro  $c_{ult}$  para o modelo hiperbólico de previsão da resistência não saturada, sendo este de 331,72 kPa.

Após a etapa experimental, foi realizada a análise da estabilidade de um aterro hipotético no programa Slide 2018. Foram analisados três cenários diferentes, os quais apresentaram fatores de segurança para seis métodos de análise de estabilidade, sendo Janbu Simplificado o mais conservador. O cenário 1 considerou o aterro saturado e mostrou os menores valores de fator de segurança se comparado aos outros dois cenários. O valor mínimo encontrado foi de 1,048, que indica iminência de ruptura. Já o cenário 2, que simulou uma condição pós-compactação, apresentou os melhores resultados, no qual o fator de segurança mínimo foi de 4,557, ou seja, 335% maior que o cenário anterior. O último cenário analisado, de equilíbrio hidrostático com o lençol freático, expôs resultados intermediários de fatores de segurança, onde o menor valor obtido foi de 2,583,

o que indica a estabilidade do aterro. Este cenário 3 tende a ser o mais próximo da realidade a longo prazo, pois retrata a variação da sucção no maciço do aterro.

Por fim, é notório que a prática da engenharia geotécnica apresenta dificuldades em aplicar os princípios básicos da Mecânica dos Solos Não Saturados. Estes requerem entendimento de fenômenos mais complexos e cálculos por vezes mais trabalhosos. Todavia, com o auxílio de ferramentas computacionais, a aplicação da Mecânica dos Solos Não Saturados se torna mais atraente.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, F. M. **Energias para compactação de solos destinados a estruturas de pavimentos asfálticos**. 2017. 101 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.
- ARAÚJO, C. B. C. et al. **Análise Comparativa da Estabilidade de Taludes nas Condições Saturada e Não Saturada**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, XII., 2017, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis, SC, 2017. p. 8.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080**: Standard Teste Method for Direct Shear Teste of Soils Under Consolidated Drained Conditions. 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12770 – Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992. 4p.
- BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5, p. 873-894, Oct. 1998.
- BORA, C. F. **Análise de estabilidade de uma encosta da Serra do Mar paranaense: influências da consideração da poropressão e do fluxo em meio não saturado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, 2015. 152 p.
- CARMINATI, N. **Caracterização e classificação geotécnica de um solo de Uberlândia: aspectos lateríticos e de retenção de água**. Relatório de Iniciação Científica DIRPE/PIVIC Nº 396/2017 - Universidade Federal de Uberlândia, 2018. 48 p.
- CERATTI, J.A., GEHLING, W.Y.Y., BICA, A.V.D. & RODRIGUES, M.R. **Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30, 1996, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ, 1996. p. 541-555
- DE CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; SAENZ AGUILAR, S.A. e FONSECA, E. C. **Determinação da curva característica de sucção em laboratório**. In:

CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ, 1992. p. 835-851.

FABRICIO, J. V. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2006, 142 p.

FILHO, O. A.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (Ed.), *Geologia de engenharia*. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998, cap. 15, p. 243.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. 517 p.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. **Stress state variables for unsaturated soils.** *Canadian Geotechnical Journal*. 31 (3), 1994, p.521-532.

FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the Soil-Water Characteristic Curve.** *Journal Geotechnical Division, ASCE*, n.103, 1977.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW).** 2010. 41 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.** Notas de Aula. Faculdade de Engenharia da UERJ, Rio de Janeiro, [S.I.].

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. A multistage triaxial test for unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 5, n. 1/2, p. 18-25, 1982.

JOPPERT, I. J. **Fundações e Contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução.** São Paulo: PINI, 2007. 221 p.

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG.** 2006. 44 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2006.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ, 1997, v.2, p.378.

MENEZES, L. P. **Determinação da curva de retenção de água em solos utilizando bomba de fluxo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2013. 86 p.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em Laboratório de Características de Colapso e Transporte de Solutos Associados à Infiltração de Licor Cáustico em um Solo Laterítico.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2004. 219 p.

MORALES, M. S. T. **Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas - não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático.** 2013. 141p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

PECAPEDRA, L. L. **Estudo da resistência ao cisalhamento não saturado de solos residuais de granito e diabásico de Florianópolis/SC.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2016. 201 p.

PHAM, H. Q.; FREDLUND, D. G. Equations for the entire soil-water characteristic curve of a volume change soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 4, p. 443-453, 2008.

REIS, R.M. **Comportamento Tensão-Deformação de Dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaisse.** 2004. 59 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Geotecnia, USP, São Carlos, 2004.

SOUZA, Rafaela Faciola Coelho de. **Estudo da influência da sucção na pressão de expansão de materiais argilosos com a técnica da transferência de vapor.** 2015. 242 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2015.

VILAR, O. M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v.30, n.1, p. 51-61, 2007.

VILLAR, L. F. **Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de Bauxita**. 2002. 443 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, RJ, 2002.

**FOLHA DE ASSINATURAS**

---

**Orientadora:** Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Giovana Bizão Georgetti

---

**Aluna:** Natália Carminati

Uberlândia, 18 de dezembro de 2018.