

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ALEXANDRE BONDAN DOS SANTOS

KALEBE DAVID MANTEY

**ANÁLISE DE ESCORREGAMENTO EM ÁREAS DE RISCO NO MUNICÍPIO DE
CASCAVEL-PR.**

CASCAVEL

2019

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

ALEXANDRE BONDAN DOS SANTOS

KALEBE DAVID MANTEY

**ANÁLISE DE ESCORREGAMENTO EM ÁREAS DE RISCO NO MUNICÍPIO DE
CASCAVEL-PR.**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Assis Gurgacz como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

**Professor Orientador: Doutor, engenheiro
Maycon André Almeida.**

CASCAVEL

2019

AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos nossos pais, irmãos e familiares por nos terem dado todo apoio necessário, estando ao nosso lado sempre que precisamos para nos dar uma palavra de afeto e conforto.

Ao nosso professor orientador Maycon André Almeida por nos ter dado todo o suporte necessário para realização deste trabalho.

Aos nossos colegas Everton, Leonardo, Matheus e Tiago, parceiros em toda caminhada durante a faculdade.

Aos colegas Edson e Djony, pela grande ajuda que nos foi dada para que pudéssemos finalizar este trabalho.

RESUMO

Os deslizamentos de terra são um problema cada vez mais comum no mundo todo. Esse fenômeno causa grandes prejuízos financeiros, ambientais e sociais. Se faz necessário a análise de possíveis áreas que corram de risco de deslizamento para que se evitem possíveis acidentes, alertando a população que pode ser afetada assim como as autoridades, para que se possam tomar as medidas cabíveis. O estudo foi realizado no município de Cascavel-PR, em três locais que apresentam taludes com inclinação mais do que 30%. Destes taludes, foram coletadas amostras indeformadas, para realização de ensaio triaxial e determinação de parâmetros de resistência, para então se realizar uma modelagem numérica utilizando o *software* GEOSTUDIO/SLOPE-W. A modelagem seguiu 4 métodos distintos, sendo eles: *Bishop*, *Janbu*, *Corps of Engineer* e *Morgenstern-Price*. Dos taludes analisados, chegou-se ao resultado de que nenhum talude corria risco de deslizamento, visto que seus coeficientes de segurança ficaram acima de 1,5, que é o valor mínimo estipulado pela NBR 11682/91.

Palavras chave: Estabilidade de taludes, ensaio triaxial, modelagem numérica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação da força de atrito. -----	16
Figura 2 - Círculo de Mohr. -----	18
Figura 3 – Critério de ruptura de Mohr.-----	18
Figura 4 – Composição do talude. -----	21
Figura 5 – Escorregamento planar. -----	22
Figura 6 – Escorregamento em forma de cunha. -----	22
Figura 7 – Escorregamento circular.-----	23
Figura 8 – Esquematização do ensaio de cisalhamento direto. -----	23
Figura 9 – Esquematização do sistema de ensaio triaxial. -----	24
Figura 10 – Vista superior do Kartódromo Municipal de Cascavel. -----	29
Figura 11 - Talude do Kartódromo Municipal de Cascavel. -----	30
Figura 12 - Inclinação e dimensões do Talude 1. -----	30
Figura 13 – Localização do Talude 2 junto a BR 467/Pacaembu -----	30
Figura 14 – Talude junto a BR 467/Pacaembu. -----	31
Figura 15 – Inclinação e dimensões do Talude 2 -----	31
Figura 16 – Localização do talude junto a BR467/Canadá.-----	31
Figura 17 – Talude junto a BR467/Canadá. -----	32
Figura 18 – Inclinação a dimensões do talude 3.-----	32
Figura 19 - Corte realizado no talude. -----	33
Figura 20 - Amostradores sendo cravados no solo.-----	33
Figura 21 - Amostradores cravados no solo. -----	34
Figura 22 - Remoção de amostra com extrator. -----	35
Figura 23 - Amostras após remoção. -----	35
Figura 24 – Amostra envolta por membrana.-----	37
Figura 25 - Áreas de entrada e saída do talude. -----	38
Figura 26 – Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 1. -----	39
Figura 27 - Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 2. -----	40
Figura 28 - Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 3. -----	41
Figura 29 - Fator de segurança Talude 1/Janbu. -----	42
Figura 30 - Fator de segurança Talude 1/Corps of Engineers.-----	42
Figura 31 - Fator de segurança Talude 2/Janbu. -----	43
Figura 32 - Fator de segurança Talude 2/Corps of Engineers.-----	43
Figura 33 - Fator de segurança Talude 3/Bishop.-----	44

Figura 34 - Fator de segurança Talude 3/Morgenstern-Price. -----44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Escala granulométrica	14
---	----

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	10
1.1 INTRODUÇÃO	10
1.2 OBJETIVOS	11
1.2.1 Objetivo geral	11
1.2.2 Objetivos específicos	11
1.3 JUSTIFICATIVA	11
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	12
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	12
1.6 DEMILITAÇÃO DA PESQUISA	12
CAPÍTULO 2	13
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1.1 Solo, origem e formação	13
2.1.2 Tipos de solo	14
2.1.2.1 Solos lateríticos	15
2.1.2.2 Solos colapsíveis	15
2.1.3 Resistência ao cisalhamento dos solos	15
2.1.3.1 Atrito	16
2.1.3.2 Intercepto de coesão	17
2.1.3.3 Critério de Mohr-Coulomb	17
2.1.4 Movimentos de massa	19
2.1.4.1 Clima e precipitação	19
2.1.4.2 Vegetação	20
2.1.5 Estabilidade de taludes	21
2.1.6 Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento	23
2.1.6.1 Cisalhamento direto	23
2.1.6.2 Ensaio de compressão triaxial	24
2.1.6.3 Método equilíbrio limite	26
CAPÍTULO 3	28
3.1 METODOLOGIA	28
3.1.1 Tipo de estudo e local de pesquisa	28
3.1.2 Caracterização do solo de Cascavel	28
3.1.3 Delimitação dos locais de análise	29
3.1.3.1 Talude 1	29

3.1.3.2 Talude 2 -----	30
3.1.3.3 Talude 3 -----	32
3.1.4 Retirada de amostras -----	34
3.1.5 Ensaio de compressão triaxial -----	36
3.1.6 <i>Software</i> “Geoestudio” -----	39
CAPÍTULO 4 -----	41
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES -----	41
4.1.1 Resultados dos ensaios triaxiais -----	41
4.1.1.1 Talude 1 -----	41
4.1.1.2 Talude 2 -----	42
4.1.1.3 Talude 3 -----	43
4.1.2 Modelagem numérica -----	43
4.1.3 Análise de estabilidade -----	44
4.1.3.1 Talude 1 -----	44
4.1.3.2 Talude 2 -----	45
4.1.3.3 Talude 3 -----	45
CAPÍTULO 5 -----	46
5.1 CONCLUSÃO -----	46
REFERENCIAS -----	47

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Os desastres naturais, particularmente os movimentos de massa, têm sido relatados em todo o mundo nas últimas décadas. Juntamente com as inundações e terremotos, esses eventos causam prejuízos ambientais e socioeconômicos tais como perdas humanas, destruição de edificações, rodovias e tudo que estiver no caminho do movimento de massa.

Embora tais acontecimentos sejam fenômenos naturais, fatores externos relacionados à ocupação antrópica interferem diretamente na ocorrência ou agravamento destes movimentos (SIDLER E OCHIAI, 2006). Um dos principais fatores é a ocupação urbana desordenada de encostas e a degradação ambiental decorrente da retirada de vegetação natural comum ao processo de urbanização informal e descontrolada.

Os fenômenos de instabilidade de encostas são condicionados por muitos fatores como o clima, a litologia e as estruturas das rochas, a morfologia, a ação antrópica e outros. A análise dos condicionantes geológicos e geotécnicos de escorregamentos proporcionam a apreciação de cada um dos fatores envolvidos nos processos de instabilização de encostas. Assim, permitindo a obtenção de resultados de interesse no que diz respeito ao modo de atuação desses fatores.

Muitos dos problemas geotécnicos encontrados na prática da engenharia estão relacionados à resistência ao cisalhamento do solo, como por exemplo: fundações rasas e profundas, capacidade de carga, empuxo de terra e estabilidade de taludes. Quando a resistência ao cisalhamento do solo é excedida ocorre uma ruptura. A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Este processo é bem caracterizado tanto em ensaios de cisalhamento diretos e triaxiais como nos escorregamentos de talude.

No presente trabalho foi realizado um levantamento das possíveis áreas de risco de desabamento de terra através de retirada de amostras indeformadas de solo e realização de ensaios triaxiais não drenados com os corpos de provas. Foi escolhido este tipo de ensaio pelas condições das tensões totais (com influência de água), pois fornecem parâmetros menores tanto de atrito quanto de coesão.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar os parâmetros de resistência do solo de Cascavel – PR através de ensaios triaxiais com amostras indeformadas para realizar a verificação de possíveis escorregamentos de terra em três taludes.

1.2.2 Objetivos específicos

- Mapear áreas que apresentam risco de escorregamento de solo e inclinação superior a 30%.
- Determinar os parâmetros de resistência do solo através de ensaios triaxiais com amostras indeformadas.
- Realizar a simulação computacional através do *software* Geoestudio SLOPE/W.

1.3 JUSTIFICATIVA

Conforme o Instituto Geológico de São Paulo (2009), no Brasil, os principais processos associados a desastres naturais são os movimentos de massa e inundações. Entretanto, são os movimentos de massa que tem causado um maior número de vítimas.

A urbanização, sem o devido planejamento e controle, é um fator preponderante para que ocorram deslizamentos de terra, principalmente em regiões de encostas. A retirada da camada vegetal e movimentações de terra feitas sem a devida técnica ocasionam o surgimento de áreas que apresentam riscos (CNM, 2016).

A identificação e controle de áreas suscetíveis a escorregamentos de terra é o método mais eficaz para se evitar novas catástrofes deste gênero. Áreas que apresentam riscos elevados de escorregamentos devem ter seus planos de urbanização revisados e caso necessário, devem ser realizadas intervenções para se evitar futuros prejuízos materiais e físicos.

A partir da determinação desses parâmetros de resistência é possível permitir que engenheiros possam adotar soluções construtivas adequadas para as áreas analisadas, além de fornecer ao município informações da localização e segurança desses taludes.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Dentre os três taludes escolhidos da cidade de Cascavel-PR, qual o risco que cada um apresenta considerando os resultados dos métodos de modelagem numérica pelo *software* Geoslope.

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Segundo o Departamento de Estradas e Rodagem (DER), considera-se taludes-padrão de 1,5 (horizontal) para 1 (vertical) no qual é considerado estável. E os terrenos com possibilidade de escorregamentos apresentam a relação 1:1. E a partir de experiências realizadas do talude-padrão em cortes de terrenos desfavoráveis como são os casos de argilas moles e solos argilosos com bolsas de areias, as escavações mesmo que rasas podem causar movimentos dos solos. (CHIOSSI, 2013).

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa limitou-se em ser realizada em alguns pontos do município de Cascavel-PR que apresentem taludes ou encostas com inclinação superior a 30%. Pois de acordo com o DER-PR, esses são taludes que apresentam maiores riscos de escorregamento.

As áreas selecionadas foram determinadas através de inspeção visual e medições topográficas. Para a realização do ensaio foi necessária a coleta de cerca de 12 amostras indeformadas para cada talude, para realizar os ensaios triaxiais adensado, não drenado que duraram cerca de 5 horas.

A ferramenta utilizada para a realização da modelagem numérica geotécnica de taludes foi o *software* Geoslope, que utiliza dados reais obtidos por meio de ensaios para determinar os fatores de segurança dos taludes e para determinar o fator de segurança de cada talude.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste Capítulo serão abordados conceitos de suma importância para o entendimento deste trabalho. Conceitos sobre o solo, sua origem e formação, caracterização do solo de Cascavel, resistência dos solos, movimentos de massa e estabilidade de taludes.

2.1.1 Solo, origem e formação.

O solo consiste num material resultante de processos físicos e químicos. Em seu estado natural, o solo é composto por partes sólidas, líquidas e gasosas (PINTO, 2002). Todo solo tem origem em rochas constituintes da crosta terrestre (magmáticas, metamórficas e sedimentares). E sua formação se dá pela decomposição desta rocha. O material de origem é de suma importância; visto que as propriedades e características do solo dependem, primariamente, da composição deste material (TOZATTO, 2000).

Conforme Pinto (2002), o solo é produto do intemperismo ou meteorização do material de origem e apresenta características diferenciadas em função do clima. O intemperismo ocorre através de agentes como a água, temperatura, vegetação e vento. Quanto mais quente e úmido o clima, maior a lixiviação dos materiais. Já a meteorização é o processo em que ocorre mudança química ou mineralógica da rocha de origem (CAPUTO, 1987).

As partículas constituintes do solo são, de maneira geral, areias, siltes e argilas. As características que cada uma confere ao solo, seus tamanhos e generalidades, podem ser vistos na Tabela 1.

Tabela 1 – Escala granulométrica

Escala Granulométrica	
Fração	Limites definidos pela ABNT
Matação	de 20 cm a 1 m
Pedra	de 6,0 cm a 20 cm
Pedregulho	de 2,0 mm a 6,0 cm
Areia Grossa	de 0,6 mm a 2,0 mm
Areia Média	de 0,20 mm a 0,6 mm
Areia Fina	de 0,06 mm a 0,2 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,06mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: Pinto (2006).

2.1.2 Tipos de solo.

O solo pode ser chamado de residual, transportado e orgânico devido as suas formações (MIGUEL e TEIXERA, 1999). Cada solo apresenta características distintas que os caracterizam da seguinte maneira:

Residual é o tipo de solo que permanece sobre a rocha em que foi originado. Apresenta uma grande heterogeneidade nos tamanhos das partículas. Pois a decomposição dos materiais não é uniforme.

Transportado é formado sobre a rocha matriz e removido por agentes transportadores. Estes apresentam uma maior uniformidade no tamanho das partículas. Pois os meios de transporte acabam promovendo uma seleção granulométrica natural que está relacionada à força do agente transportador sobre as partículas.

Orgânico é aquele formado pela mistura de organismos com sedimentos já existentes. Estes podem ser facilmente identificados através de sua coloração escura e odor marcante. Apresenta alta compressibilidade.

2.1.2.1 Solos lateríticos.

Os solos lateríticos são solos residuais formados a partir de intenso processo de intemperismo, típico de zonas tropicais e úmidas, onde as altas temperaturas e as chuvas intensas produzem a infiltração da água no solo. Esta infiltração provoca a lixiviação de partículas finas e alguns cátions básicos, deixando no solo partículas pesadas como ferro e alumínio. Ocorre então que essas partículas formam vínculos cimentantes entre as partículas do solo formando partículas maiores chamadas de lateritas (SANTOS, 2006; RESCHETTI JUNIOR, 2008).

Os solos lateríticos encontram-se na natureza, geralmente não saturados, com elevado índice de vazios e pequena capacidade de suporte. Porém, com o processo de compactação pode apresentar propriedades satisfatórias para o emprego em diversas obras de engenharia (FREIRE, 1999).

2.1.2.2 Solos Colapsíveis.

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos. Esse fenômeno da colapsividade é geralmente estudado por meio de ensaios de compressão endométrica. O colapso se deve à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantém as partículas e as agregações de partículas úmidas. Fisicamente, o fenômeno do colapso está intimamente associado à perda de resistência dos solos não saturados. No Brasil é bastante frequente este tipo de solo. Na cidade de São Paulo são conhecidas como argilas porosas vermelhas (PINTO, 2006).

2.1.3 Resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento do solo é de fundamental importância para a engenharia geotécnica. O solo em geral apresenta boa resistência às tensões de compressão

Porém, não apresenta o mesmo desempenho quando se trata de tensões de tração e cisalhamento.

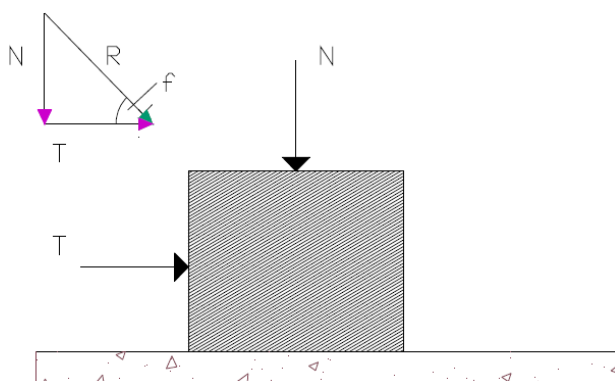
Segundo Vilar e Bueno (2004), o deslocamento relativo entre as partículas constituintes de um maciço de terra é responsável pela deformação deste maciço. A estabilidade e resistência a suporte de cargas de um solo dependem diretamente da resistência ao cisalhamento, visto que para se romper um maciço de terra é necessário que a resistência ao cisalhamento do mesmo seja excedida (CAPUTO, 1988).

Um solo apresenta várias características que interferem na sua resistência como umidade, composição, histórico de tensões, estrutura, temperatura entre outros, sendo praticamente impossível realizar a quantificação e inter-relação entre todos os parâmetros. De maneira geral, pode-se afirmar que a resistência ao cisalhamento dos solos é dada por causas físicas como o atrito e a coesão (PINTO, 2002; VILAR e BUENO, 2004).

2.1.3.1 Atrito.

A resistência por atrito pode ser explicada como sendo N a força vertical transmitida pelo corpo (conhecida como força normal), T a força tangencial necessária para fazer o corpo se deslocar. Esta deverá ser maior que a força N multiplicada por um coeficiente de atrito entre os dois materiais, como mostra a Figura 1 (PINTO, 2002).

Figura 1 – Representação da força de atrito.



Fonte: Pinto (2002).

O atrito dos solos é diferente do atrito entre dois corpos, já que nos solos o deslocamento envolve muitos grãos que deslizam ou rolam entre si, acomodando-se em

vazios que encontram no percurso (PINTO, 2002).

Conforme Pinto (2002), pela teoria adesiva do atrito, conclui-se que a parcela de resistência por atrito depende da força normal pois aumentando esta, aumenta-se também a área real de contato (devido a plastificação que ocorre no contato entre as partículas).

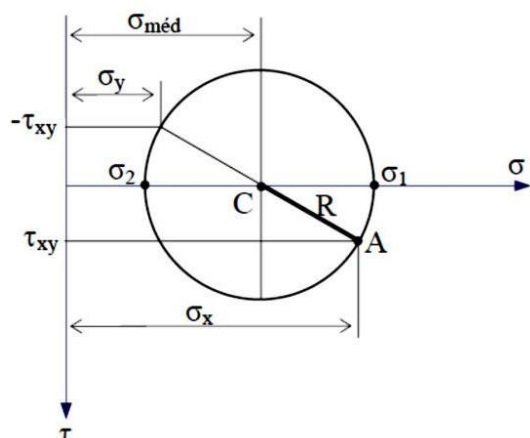
2.1.3.2 Intercepto de coesão.

A parcela de coesão em solos sedimentares é muito pequena perante a resistência devida ao atrito entre os grãos. Entretanto, existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos, entre os quais os solos evoluídos pedologicamente, que apresentam parcelas de coesão real de significativo valor (PINTO, 2006).

Quanto a coesão, distingui-se a coesão aparente e a coesão verdadeira. A coesão aparente é a que causa aumento de resistência ao cisalhamento de um solo. Essa coesão é muito comum e fácil de identificar nas areias em contato com água. Podemos citar com o exemplo as esculturas de areias feitas na praia. A coesão verdadeira é uma parcela de resistência de cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água (PINTO, 2006).

2.1.3.3 Critério de Mohr-Coulomb

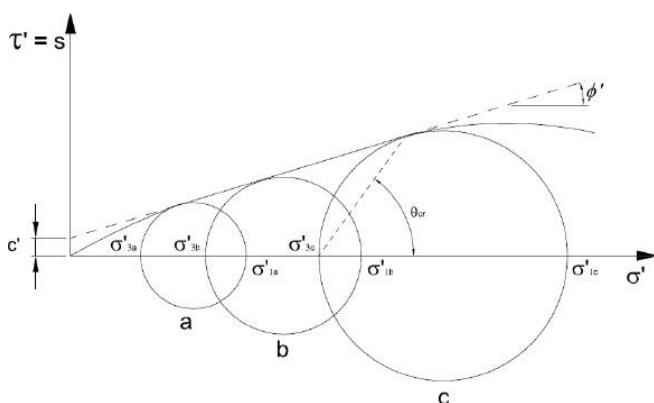
A caracterização da resistência ao cisalhamento de um solo é realizada, em geral, através do critério de Mohr-Coulomb. Este critério utiliza como base o círculo de Mohr que consiste num gráfico bidimensional traçado num plano cartesiano. Aqui, as tensões cisalhantes estão plotadas no eixo das ordenadas e as tensões normais no eixo das abcissas, como mostra a Figura 2. São utilizadas para traçar o círculo de Mohr as tensões de ruptura do solo obtidas através de ensaios laboratoriais.

Figura 2 - Círculo de Mohr.

Fonte: Adaptado de Vilar e Bueno (1985)

Conforme Taylor (1948), o critério de Mohr pode ser expresso pela afirmação de que qualquer círculo que se encontra abaixo da envoltória de Mohr representa uma condição estável; já qualquer círculo tangente a esta envoltória representa uma condição em que pode ocorrer ruptura no plano representado pelo ponto de tangência.

A envoltória de Mohr consiste numa reta que circunscreve os círculos de Mohr correspondentes ao momento de ruptura para diferentes tensões. O ângulo de inclinação desta reta representa o ângulo de atrito interno do solo. E sua intersecção com o eixo das ordenadas é representado pelo intercepto de coesão, como mostra a Figura 3 (VILAR e BUENO, 2004).

Figura 3 – Critério de ruptura de Mohr.

Fonte: Adaptado de Vilar e Bueno (1985).

Como é possível realizar o controle da drenagem dos corpos de prova utilizados em ensaios laboratoriais, o estado de tensões, que atua num solo, pode ser determinado tanto em termos das tensões totais como em função das tensões efetivas. Sendo assim, podem-se obter

envoltórias de resistência considerando-se as tensões principais e a pressão neutra de um solo.

2.1.4 Movimentos de massa.

A formação de um relevo está relacionada a variáveis tanto endógenas como o tipo de estruturas das rochas, quanto exógenas como o clima, fauna e flora. Em decorrência dessa dinâmica, ocorrem processos chamados de vertente entre eles os movimentos de massa que resultam do desprendimento e transporte de solo e/ou material rochoso vertente abaixo. A mobilização de material ocorre devido a sua instabilidade e pode ser acelerada pela ação de outros agentes (FERNANDES e AMARAL, 1996).

Conforme Silva (2008), a ocorrência de movimentos de massa tem sido frequente em vários municípios do país, causando prejuízos de alto custo e mortes. Este tipo de problema está diretamente associado ao processo geológico de evolução natural das encostas. E que ocorre tanto em áreas de mata virgem quanto em áreas urbanas degradadas.

Os fenômenos de acidentes geotécnicos envolvem uma variedade de processos e fatores que dispõem possibilidades ilimitadas de classificação. O termo escorregamento é utilizado no sentido de abranger todo e qualquer movimento coletivo de materiais terrosos e/ou rochosos, independente da diversidade de processos, causas, velocidades, formas e demais características (GUIDICINI e NIEBLE, 1984).

Silva (2008) destaca que os condicionantes geoambientais à ocorrência de escorregamentos são os que compõem o sistema físico, o meio ambiente, e que influenciam no desenvolvimento dos movimentos de massa. Entre eles, destacam-se o clima, precipitação e a vegetação.

2.1.4.1 Clima e precipitação

A influência do clima nos movimentos de massa, conforme Silva (2008), está relacionado principalmente às precipitações e suas consequências sobre o solo. Em climas tropicais, a elevada umidade provoca o encharcamento do solo, favorecendo a ocorrência de movimentos de massa. Segundo Guerra (1994), devido a precipitações pluviais prolongadas,

a infiltração de água no solo é contínua e, como consequência, ocorre a saturação do solo; reduzindo sua coesão e sua resistência à erosão. Pode ocorrer a aparição de pontos preferenciais para ocorrência de deslizamentos. Este fenômeno se dá devido a variações micro climáticas como, por exemplo, diferentes índices de precipitação ao longo de uma vertente.

Augusto Filho e Virgili (1998) comentam que as chuvas atuam como o principal agente não antrópico na deflagração de escorregamentos no Brasil. Os grandes acidentes relacionados a processos de escorregamentos sempre ocorrem durante o período de chuva.

A água é, portanto, o mais importante agente natural na predisposição à ocorrência de escorregamentos, atuando nas seguintes maneiras, conforme Silva (2008): elevação do nível piezométrico do maciço aumentando a poropressão e reduzindo a resistência, aumento da pressão hidrostática em descontinuidade, erosão subterrânea retroagressiva, diminuição do efeito de coesão e enfraquecimento do material.

Carregã e Balzan (1997) afirmam que a detecção, instrumentação e controle da água subterrânea são de suma importância em estudos e aplicações práticas relativas à ocorrência de movimentos de massa.

2.1.4.2 Vegetação

A vegetação, de forma geral, serve como elemento protetor do solo a fatores que condicionam escorregamentos. A cobertura vegetal intercepta as águas pluviais, reduzindo a energia cinética e favorecendo a infiltração (SILVA, 2008).

Em períodos de elevada pluviosidade, a água das chuvas penetra entre as descontinuidades do estrato superior da vegetação e atinge o solo; gerando e/ou reativando ravinas e canais de primeira ordem que ocorrem caso não haja uma cobertura vegetal composta de flora de porte arbustivo (GUERRA, 1994).

Silva (2008) destaca que a presença de vegetação em taludes e encostas naturais tem grande importância em seu processo de estabilização. As raízes das plantas agem como um reforço mecânico no solo, aumentando sua resistência e reduzindo seu teor de umidade. Entretanto, conforme Kanji (1997), esta contribuição da camada vegetal está limitada a espessura e comprimento das raízes.

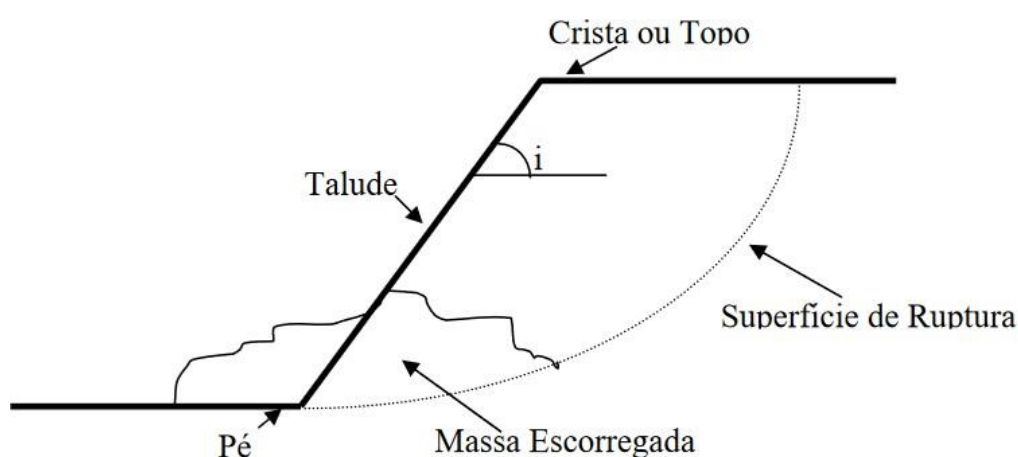
A importância da cobertura vegetal na estabilidade de encostas e taludes é resumida

por Silva (2008) através dos seguintes aspectos: aumento da resistência do solo através das raízes, prevenção de erosão superficial e diminuição do nível d'água pelo efeito de transpiração e interceptação.

2.1.5 Estabilidade de taludes.

Talude pode ser definido como uma superfície inclinada que delimita um maciço terroso ou rochoso. É composto de crista, pé e o talude em si (Figura 4). Os elementos geométricos básicos de um talude, conforme definição dos Ministérios das Cidades, é: inclinação, declividade, amplitude e perfil. A inclinação é o ângulo médio do talude com o eixo horizontal medido geralmente a partir de sua base (GERSCOVICH, 2016).

Figura 4 – Composição do talude.



Fonte: Dyminski (2012).

Duncan e Wright (2005) destacaram três características para que uma análise de estabilidade de taludes seja efetiva: domínio dos princípios da mecânica dos solos, conhecimento da geologia do local - suas condições de campo e o conhecimento das propriedades do solo in situ.

Segundo Bishop e Bjerrum (1960), as cargas atuantes em um talude são razoavelmente conhecidas; porém, apresentam algum grau de incerteza. A maior destas incertezas é a resistência ao cisalhamento que, coincidentemente, é o parâmetro mais importante na análise de resistência segundo Marinho (2013).

Ainda segundo Marinho (2013), a redução da resistência ao cisalhamento ou o aumento das solicitações são os principais fatores responsáveis pela instabilidade de

encostas e taludes. Entretanto, estes fatores não acontecem por si só e são resultado de uma série de fenômenos que podem ser naturais ou não.

Os escorregamentos são os problemas mais comumente encontrados em taludes. Gerscovich (2016) define escorregamentos como sendo movimentos de massa rápidos e com superfície de ruptura bem definidos.

De acordo com as condições geomorfológicas da região, as superfícies de ruptura de um talude podem ser planares, circulares, em cunha ou uma combinação de formas (GERSCOVICH, 2016).

Os escorregamentos planares ou translacionais (Figura 5) são caracterizados pela descontinuidade e planos de fraqueza. São comuns em regiões onde a camada de solo é pouco espessa e está sobrejacente a um embasamento rochoso. Já, quando ocorre o cruzamento de planos de fraqueza ou quando camadas de solo com pouca resistência não são paralelas à superfície do talude, a superfície de ruptura pode apresentar formato de cunha conforme a Figura 6.

Figura 6 – Escorregamento planar.



Fonte: Pessoa Neto (2018).

Figura 5 – Escorregamento em forma de cunha.



Fonte: Pessoa Neto (2018).

Já, em solos relativamente homogêneos, a superfície de ruptura tende a ser circular (Figura 7). Quando a anisotropia em relação à resistência do solo é significativa, a superfície de ruptura apresentará aparência mais achatada.

Figura 7 – Escorregamento circular.



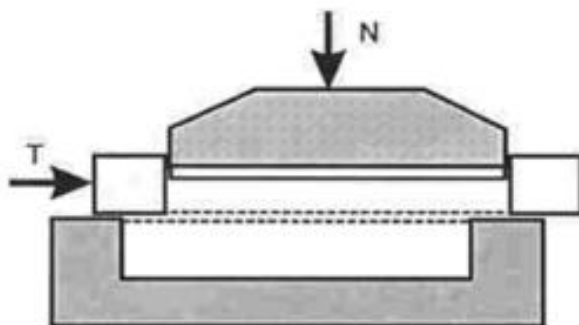
Fonte: Pessoa Neto (2018).

2.1.6 Ensaios para determinação da resistência de cisalhamento.

2.1.6.1 Cisalhamento direto.

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinação da resistência de cisalhamento que se baseia aos critérios de Coulomb. Aplicando-se uma tensão normal, conforme Figura 8, perpendicular ao plano horizontal, verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura (PINTO, 2006).

Figura 8 – Esquematização do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2000).

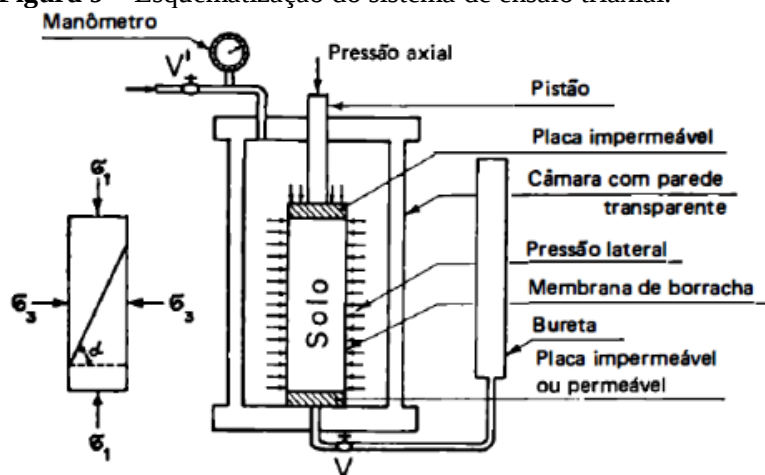
Segundo Pinto (2006), o corpo de prova do solo é colocado parcialmente em uma caixa de cisalhamento com sua metade do corpo de prova superior dentro do anel como mostra na Figura 8. Aplica-se uma força axial N e uma força tangencial T que é aplicada no corpo de prova. Assim seu valor irá aumentando gradativamente até que ocorra a ruptura do corpo de prova.

2.1.6.2 Ensaio de compressão triaxial.

Das (2007) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para determinação de resistência ao cisalhamento. A amostra é submetida a uma pressão de confinamento por compressão do fluido na câmara. Então se aplica uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical. Vale ressaltar que o procedimento do ensaio é normatizado pela ASTM D 4675/95.

Simons e Menzies (1981) explicam que o corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha que é montada sobre uma pedra porosa, a qual se apoia no pedestal da base da célula. O par de pedras porosas é colocado entre a amostra. Dessa forma, durante o carregamento, a água é liberada, ocorrendo assim à variação de volume. A amostra fica isolada pela membrana enquanto é aplicada uma pressão confinante. Os dutos de contrapressão e pressão neutra são interligados com a base da célula, conforme mostrado na Figura 9, permitindo assim que a água dos vazios da amostra se comunique por meio das pedras porosas. A contrapressão garante a saturação do corpo de prova de forma que se extingue as bolhas de água, como também qualquer variação de pressão neutra.

Figura 9 – Esquemática do sistema de ensaio triaxial.



Fonte: Caputo (2000).

A pressão confinante atua em todas as direções, O corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões. E seu carregamento axial é feito por meio de aplicação de forças no pistão que penetra na câmara com uma carga medida por meio de um anel dinamométrico externo. Esse procedimento tem a vantagem de medir a carga efetiva aplicada no corpo de prova, eliminando o efeito do atrito do pistão na passagem da câmara. Durante o processo, mede-se o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova (SIMONS E MENZIES, 1981).

A tensão normal, como também é chamada a tensão axial, é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical até provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova (DAS, 2007). As tensões desviadoras são representadas em função da deformação específica, indicando o valor máximo que corresponde à ruptura a partir do qual é definido círculo de Mohr (SIMONS E MENZIES, 1981).

No que se refere a diferentes condições de solicitação existentes nos maciços de solos que se encontram na prática, classifica-se os ensaios em três grupos: ensaio lento com drenagem (CD – consolidated-drained), ensaio rápido sem drenagem (UU – unconsolidated undrained) e ensaio rápido com pré-adensamento (CU – consolidated undrained). Caputo (2000) explica como o ensaio lento com drenagem ou consolidated-drained(CD) é realizado, aplicando as tensões σ_1 e σ_3 com a válvula aberta de modo que haja a dissipação das pressões neutras durante o ensaio. A água é expulsa por meio da placa permeável de onde é levada para o exterior.

O ensaio rápido não drenagem ou unconsolidated undrained (UU) é quando a amostra é submetida à pressão confinante e na sequência ao carregamento axial, sem que se permita a drenagem. O teor de umidade permanece constante. E se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação de volume. O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais. (PINTO, 2006).

No ensaio rápido com pré-adensamento ou consolidated undrained (CU), aplica-se uma pressão confinante em conjunto com uma contrapressão enquanto é permitida a drenagem do corpo de prova. Durante esse estágio de adensamento, aumentam-se as pressões efetivas de um valor igual à diferença entre às respectivas pressões confinantes (σ_3) e a contrapressão. Assim diminui o volume de poros pela drenagem da água intersticial para fora do corpo de prova e aumenta a rigidez e a resistência da estrutura consequentemente mais densa (SIMONS e MENZIES, 1981).

Quando se finda o estágio de adensamento, impede-se a drenagem durante o carregamento axial (σ_1) e os corpos de prova ficam sujeitos a um carregamento não drenado

até a ruptura. Assim é possível determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva num prazo muito menor que os demais ensaios. (SIMONS e MENZIES, 1981).

2.1.6.3 Método equilíbrio limite.

Para análise de estabilidade de taludes, usualmente, é aplicado métodos de equilíbrio limite. E por muitas décadas, engenheiros geotécnicos utilizaram dessas ferramentas de cálculos. A análise pelo método de equilíbrio limite considera que as forças que tendem a induzir à ruptura, são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Para comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio limite, define-se o fator de segurança (FS) sendo a relação resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento, conforme Guidicini e Nieble (1983) apud Oliveira (2006).

É muito importante comparar os fatores de segurança, pois existem diversos métodos de equilíbrio. O que difere esses métodos é a direções que são feitos os equilíbrios, que pode ser vertical, horizontal ou normal-tangente à base da fatia. As hipóteses adotadas com relação às forças entre fatias também variam conforme o método. A maioria dos métodos de análise de equilíbrio limite tem em comum a comparação de forças ou momentos (SILVA, 2011).

Morgenstern-Price: O método foi apresentado em 1965. É um método rigoroso, cumprindo todas as condições de equilíbrio. As forças de interação são controladas por uma função determinando a inclinação entre as fatias (SILVA, 2011).

Corps of Engineers: Para esse método apenas é considerado o equilíbrio das forças para o cálculo do fator de segurança. E as forças de interações podem ser calculadas através de uma especificada função. Existem duas variantes na função: a primeira usa a inclinação da reta que começa na crista até o pé do talude; e a segunda utiliza a inclinação da superfície do solo na parte superior da fatia, E assim é determinado o método. Na segunda variante, a direção das forças de interações não é constante para todas as fatias, pois depende da inclinação do talude desde o extremo dele (SILVA, 2011).

Bishop: Foi apresentado em 1955 e tinha como intuito inicial a análise de superfícies circulares, embora seja possível aplicar em superfícies não circulares. Esse método ignora as forças de corte entre as fatias, satisfazendo apenas o equilíbrio de momentos. Alguns resultados de fator de segurança fornecido pelo método Bishop desencadearam uma série de

estudos com o intuito de efetuar um estudo mais aprofundado sobre esse método (SILVA, 2011).

Janbu: O método ignora as forças de interação tangenciais, pois esse método apenas satisfaz o equilíbrio de forças e não o de momentos pela dificuldade em mostrar o único ponto em que atuam todas as forças para efetuar o equilíbrio de momentos em superfícies de deslizamentos não circulares (FERREIRA, 2012).

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local de pesquisa

A pesquisa foi realizada aplicando o método qualitativo, no qual se refere a coleta de informações sobre taludes e levantamento de possibilidade para pesquisa quantitativa. O estudo de caráter quantitativo baseou-se em estudo estatístico para o tratamento de dados numéricos que gera uma conclusão mais precisa.

As amostras foram coletadas e conduzidas ao laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, localizada na Avenida das Torres, nº 500, bairro Santo Inácio, no município de Cascavel, região Oeste do Paraná onde foram ensaiadas no equipamento triaxial. Os ensaios triaxiais permitiram determinar os parâmetros de resistência do solo e permitem consequentemente simular por meio do *software* Geoslope as condições reais dos taludes e determinar os fatores de segurança.

3.1.2 Caracterização do solo de Cascavel.

A cidade de Cascavel está localizada na região oeste do Paraná, a uma altitude de 781 metros em relação ao nível do mar. Seu solo é classificado baseado na sua origem como um solo residual. Seu material de origem são rochas provenientes de erupções vulcânicas (basalto) e tem um comportamento laterítico (EMPRAPA, 1984).

O estudo teve por objetivo constatar locais no município de Cascavel-PR que possuíam taludes com inclinações superiores a 30%. De posse desses dados, foram escolhidos três locais que foram considerados de risco. Nesses locais foram coletadas amostras do solo para realização de ensaios triaxiais que determinaram parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra.

3.1.3 Delimitação dos locais de análise.

A identificação de taludes com inclinação superior a 30 % foi realizada através de análise de mapas topográficos do município de Cascavel, mapa de áreas de risco do município e do *software* Google Earth.

Após a identificação destas áreas, foi realizada visita *in loco* e tomada de fotos para a escolha dos 3 locais para retirada de amostras.

3.1.3.1 Talude 1

O talude 01 conforme apresentado na Figura 10 faz parte do Kartódromo Municipal de Cascavel, localizado na Av. Rocha Pombo nº 2305, loteamento 240, bairro Região do Lago, lote 004B, quadra 004B. O local é frequentado por funcionários e atletas da modalidade do Kart. Esse local foi escolhido devido a grande altura e inclinação do talude.

Figura 10 – Vista superior do Kartódromo Municipal de Cascavel.



Fonte: Autor (2019).

Por meio de análise visual observou-se que não há vegetação alguma no local e que já há sinais de erosão, fator que apresenta risco. O talude apresenta altura de 4,00 metros e inclinação de 32°, conforme Figuras 11 e 12.

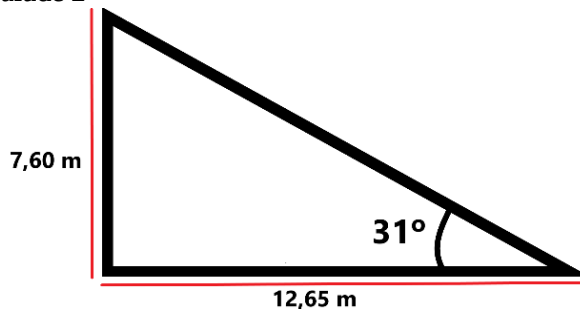
Por meio de análise visual observou-se que não há vegetação alguma no local e há sinais de erosão que é um fator de risco. O talude apresenta altura de 7,60m e inclinação de 31° , conforme as Figuras 14 e 15.

Figura 14 – Talude junto a BR 467/Pacaembu.



Fonte: Autor (2019).

Figura 15 – Inclinação e dimensões do Talude 2

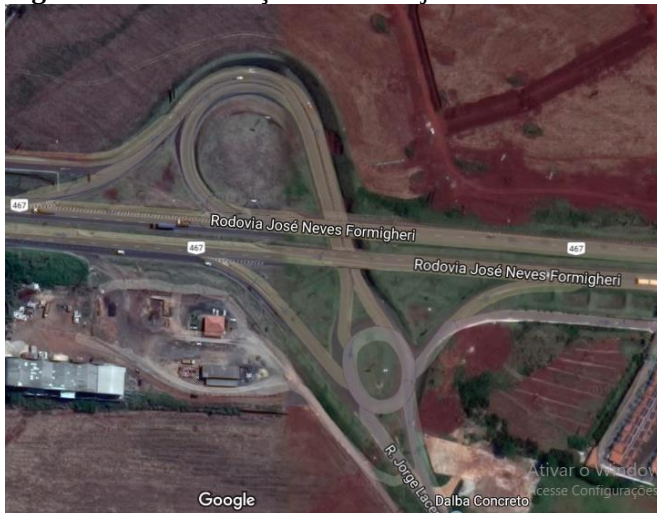


Fonte: Autor (2019).

3.1.3.3 Talude 3

O talude 3, conforme apresentado na Figura 16, faz parte de um viaduto localizado na BR 467, bairro Canadá, Loteamento 240 lote 0AB2, quadra 0235. O local foi escolhido devido a sua grande inclinação que dentre os taludes é a maior.

Figura 16 – Localização do talude junto a BR467/Canadá.



Fonte: Autor (2019).

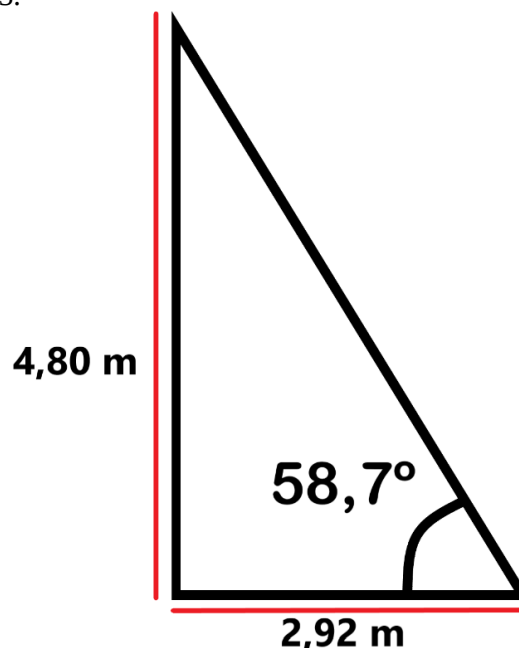
Por meio de análise visual observou-se que não há vegetação alguma no local e há sinais de erosão que é um fator de risco. O talude apresenta altura de 4,80m e inclinação de 58,7°, conforme Figura 17 e 18.

Figura 17 – Talude junto a BR467/Canadá.



Fonte: Autor (2019).

Figura 18 – Inclinação a dimensões do talude 3.



Fonte: Autor (2019).

3.1.4 Retirada de amostras.

A retirada de amostras ocorreu seguindo os parâmetros propostos na ABNT NBR 9604(1986).

As amostras retiradas foram do tipo indeformadas pois, conforme Almeida (2004), as amostras de solo indeformadas, além de conservarem os constituintes minerais e umidade natural do solo, preservam também sua estrutura original diferentemente das amostras deformadas.

O processo de retirada das amostras se deu primeiramente através do ajuste da superfície do talude analisado, fazendo no mesmo um corte com o auxílio de enxada para se criar uma região plana. Este corte possuía entre 10 e 20 cm, como mostra a Figura 19.

Figura 19 - Corte realizado no talude.



Fonte: Autor (2019).

Sobre esta região plana, foram cravados amostradores com diâmetro de 5 cm e altura de 12 cm. Os amostradores foram cravados na posição vertical. Posicionou-se uma haste de ferro sobre o amostrador (Figura 20) e em seguida foram desferidos golpes sobre esta tábua com uma marreta. A função da haste sobre o amostrador era fazer com que as forças dos golpes de marreta fossem aplicados de maneira uniforme sobre o mesmo, fazendo com que o amostrador penetrasse no solo de maneira contínua e sem desníveis.

Figura 20 - Amostradores sendo cravados no solo.



Fonte: Autor (2019).

Após todos os amostradores serem cravados no solo (Figura 21), realizou-se a escavação em torno dos mesmos. Com o auxílio da enxada e espátula, retirou-se o solo ao redor dos amostradores e realizou-se um corte na superfície inferior da amostra. Desta forma, o amostrador cilíndrico estava completamente preenchido pelo solo. Após esta etapa, os amostradores foram encaminhados para o laboratório de solos do Centro Educacional da Fundação Assis Gurgacz onde foi realizada a remoção das amostras de dentro dos amostradores.

Figura 21 - Amostradores cravados no solo.



Fonte: Autor (2019).

A remoção das amostras se deu através do extrator, onde o amostrador foi posicionado e fixado. Então, aplicou-se uma força vertical de baixo para cima sobre a amostra, fazendo com o que a mesma se desprendesse do amostrador, como mostra a Figura 22.

Figura 22 - Remoção de amostra com extrator.



Fonte: Autor (2019).

Após remoção, a amostra foi medida com o auxílio de paquímetro e talhada para que resultasse em uma amostra com dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (Figura 23) e estipulada por norma. Também realizou-se medidas da massa da amostra.

Figura 23 - Amostras após remoção.



Fonte: Autor (2019).

Durante todo o processo foi necessário extremo cuidado com o manuseio das amostras para que as mesmas não sofressem nenhum tipo de alteração, visto que perderiam então as condições de campo e inviabilizariam o estudo.

3.1.5 Ensaio de compressão triaxial.

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados no laboratório de Mecânica dos Solos II do Bloco de Engenharia no Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz. Foram retiradas 12 amostras indeformadas de cada talude analisado. Porém foram levados em conta apenas 3 resultados de cada talude que formaram a envoltória de resistência do solo.

Os ensaios triaxiais foram realizados no equipamento de compressão triaxial. Conforme PEREIRA (2006), este equipamento pode ser dividido em três elementos principais: a câmara triaxial, o sistema de aplicação de pressões e a instrumentação para aquisição automática de dados.

No interior da câmara triaxial, posicionou-se a amostra sobre uma pedra porosa e papel filtro. Sobre a amostra, foi colocada outra camada de papel filtro e pedra porosa. Após, foi posicionado o cabeçote e então o conjunto foi envolto por uma membrana de látex com o auxílio de um expensor de membrana; e vedado com anéis de borracha na base e no topo, conforme Figura 24. Na base da câmara e no cabeçote, introduziu-se uma mangueira. Em seguida, a câmara foi fechada e preenchida com água. Tomou-se o cuidado para que todas as bolhas de ar fossem retiradas de dentro da câmara pelo extravasor.

Figura 24 – Amostra envolta por membrana.



Fonte: Autor (2019).

Após a câmara estar cheia de água e devidamente fechada, a mesma foi posicionada na base do equipamento triaxial e a haste posicionada em seu topo. Foi então ligado o equipamento para ensaios de compressão triaxial em solos e conectado a um computador. Realizou-se a saturação das mangueiras controlado pelo software Pavitest Triaxial, utilizado para realização do ensaio.

No software, verificou-se se os transdutores estavam lendo corretamente os dados. E então cadastrou-se a amostra a ser ensaiada, inserindo seus valores de altura, diâmetro e massa. Finalizado o cadastro do copo de prova, determinou-se os valores da pressão neutra e pressão confinante que seriam aplicados. Foi então realizado o adensamento preliminar da amostra, aplicando sobre ela uma combinação de tensões de $0,2 \text{ kgf/cm}^2$ para a tensão na câmara e $0,1 \text{ kgf/cm}^2$ para a contrapressão, gerando uma pressão confinante de $0,1 \text{ kgf/cm}^2$. Terminado o adensamento, a amostra estava pronta para o ensaio de ruptura.

Ainda no software, foi definida a velocidade de $0,064 \text{ mm/min}$ para realização do ensaio de ruptura. Foram verificados os leitores de deslocamento e carga axial e aplicada a tensão confinante. Após, deu-se início ao ensaio.

O ensaio era finalizado quando o corpo de prova atingia uma deformação de 20% de sua altura inicial, ou quando a máquina automaticamente concluía o ensaio entendendo que o corpo de prova havia cisalhado antes de deformar 20%.

Repetiu-se o procedimento de ensaio até se obter pelo menos 3 valores de resistência coerentes para traçado dos círculos de Mohr e envoltória de resistência.

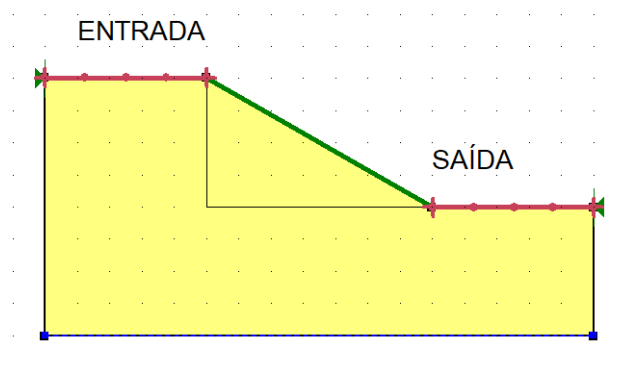
3.1.6 Software “Geoestudio”.

Mediante os resultados apresentados pelos ensaios de compressão triaxial, realizou-se a avaliação da estabilidade dos taludes através do programa Geoestudio, no módulo Slope/W; sendo este um programa utilizado mundialmente na área da Geotecnia.

Através do programa, calcula-se o fator de segurança (FS) por meio de diferentes métodos como Bishop, Fellenius, Janbu, Morgenstern e Corps of Engineers. Cada método utilizado pelo programa pode realizar a análise considerando diversos fatores como cargas, geometria do talude, características do solo entre outros para então comparar os resultados dos fatores entre todos os métodos.

Inicialmente se fez necessário definir as unidades de medidas a serem utilizadas e os tipos de materiais de cada talude. Através do programa, pode-se aplicar múltiplas camadas de solo com características diferentes, caso seja necessário. Após a definição das unidades e materiais, inseriu-se os valores de intercepto de coesão, ângulo de atrito e peso específico obtidos através do ensaio triaxial. Delimitou-se as áreas de entrada e saída do talude, conforme a Figura 25, e também a área de pesquisa selecionada para a análise da estabilidade.

Figura 25 - Áreas de entrada e saída do talude.



Fonte: Autor (2019).

Após a definição de todos os dados iniciais pré-estabelecidos, gerou-se os fatores de segurança, as forças atuantes e os gráficos de visualização. O software encontra um fator de segurança para cada fatia do talude. Então o FS mais crítico encontrado é analisado.

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

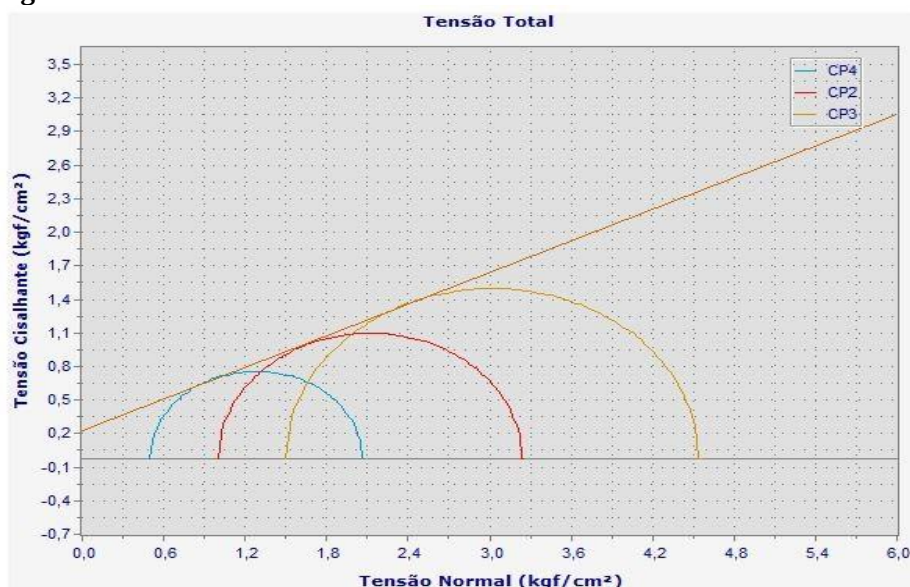
Por meio de ensaios de compressão triaxial foi possível determinar envoltórias de resistência, definindo o intercepto de coesão e ângulo de atrito. Após algumas séries de amostras indeformadas ensaiadas foram descartados os círculos de Mohr que apresentaram resultantes discrepantes. A partir dos resultados foi possível comparar os fatores de segurança.

4.1.1 Resultados dos ensaios triaxiais.

4.1.1.1 Talude 1

Foram realizados ensaios em 3 corpos de prova e a envoltória de resistência foi definida a partir da combinação desses ensaios. As tensões confinantes utilizadas foram 1,0 kgf/cm², 1,5 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm². Na Figura 26 é apresentado os resultados da mesma e o gráfico de deformação.

Figura 26 – Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 1.



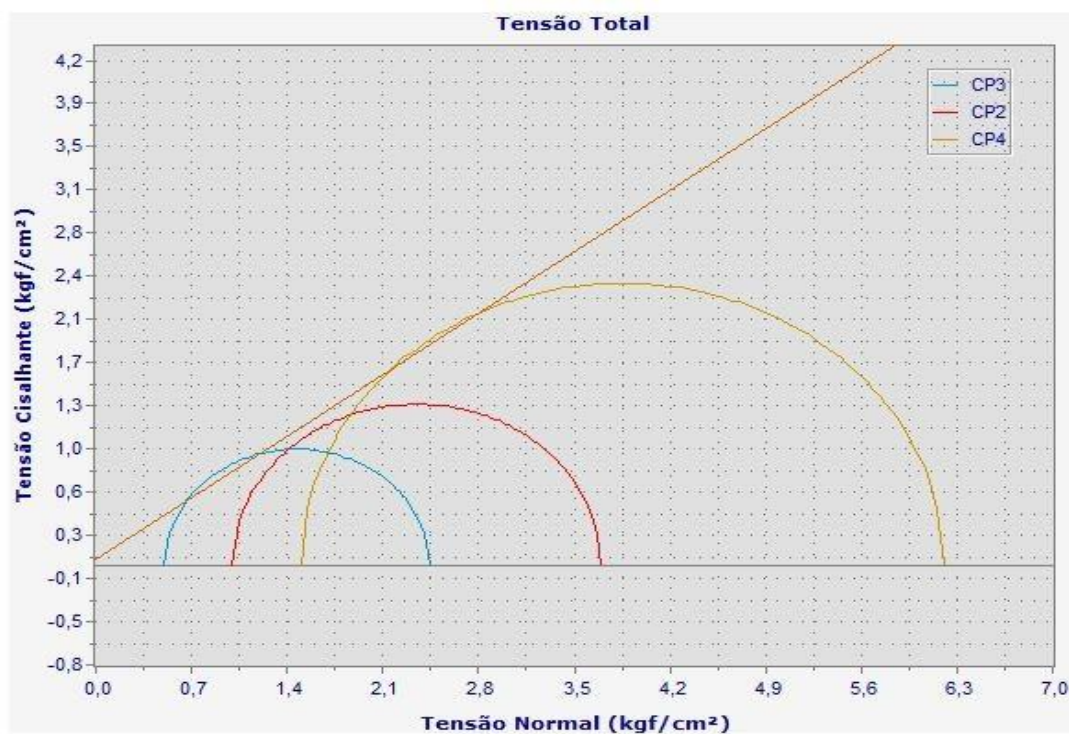
Fonte: Autor (2019).

Com a realização dos ensaios foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo local, apresentando um intercepto de coesão de 25 kPa e o ângulo de atrito de 25,17° definindo a envoltória $\tau = 25 + \sigma \cdot \tan 25,17^\circ$ kPa.

4.1.1.2 Talude 2

Foram realizados ensaios em 3 corpos de prova e a envoltória de resistência foi definida a partir da combinação desses ensaios. As tensões confinantes utilizadas foram 1,0 kgf/cm², 1,5 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm². Na Figura 27 é apresentado os resultados da mesma e o gráfico de deformação.

Figura 27 - Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 2.



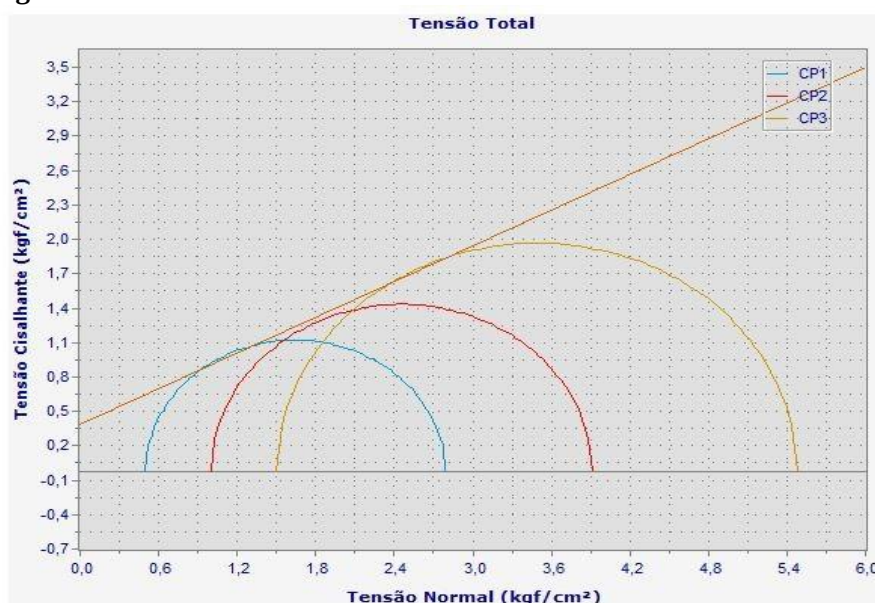
Fonte: Autor (2019).

Com a realização dos ensaios, foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo local, apresentando um intercepto de coesão de 6 kPa e o ângulo de atrito de 36,17° definindo a envoltória $\tau = 6 + \sigma \cdot \tan 36,17^\circ$ kPa.

4.1.1.3 Talude 3

Foram realizados ensaios em 3 corpos de prova e a envoltória de resistência foi definida a partir da combinação desses ensaios. As tensões confinantes utilizadas foram 1,0 kgf/cm², 1,5 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm². Na Figura 28 é apresentado os resultados da mesma e o gráfico de deformação.

Figura 28 - Resultado dos ensaios triaxiais do Talude 3.



Fonte: Autor (2019).

Com a realização dos ensaios foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo local, apresentando um intercepto de coesão de 41 kPa e o ângulo de atrito de 27,47° definindo a envoltória $\tau = 41 + \sigma \cdot \tan 27,47^\circ$ kPa.

4.1.2 Modelagem numérica

A análise de estabilidade de talude foi realizada através de simulações do *software* SLOPE/W. Para os três taludes foram aplicados 4 métodos de equilíbrio limite disponíveis no programa (como mostrado em 3.1.6), a fim de realizar uma análise entre os métodos. Para o início da modelagem numérica, foi necessário desenhar usando as dimensões de cada talude com acréscimo do valor da crista e do pé do talude.

Outras informações foram necessárias para o cálculo do FS como peso específico, coesão e ângulo de atrito. Assim, utilizando as mesmas informações para todas as

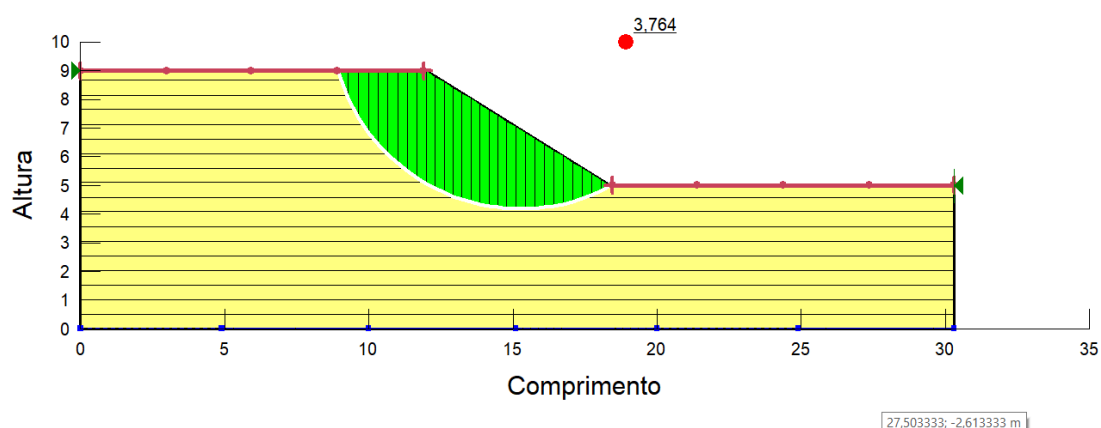
simulações foi possível verificar o FS para vários métodos de equilíbrio. Conforme a NBR 11682/2009, o fator de segurança mínimo para taludes deve ser de pelo menos 1,5.

4.1.3 Análise de estabilidade

4.1.3.1 Talude 1

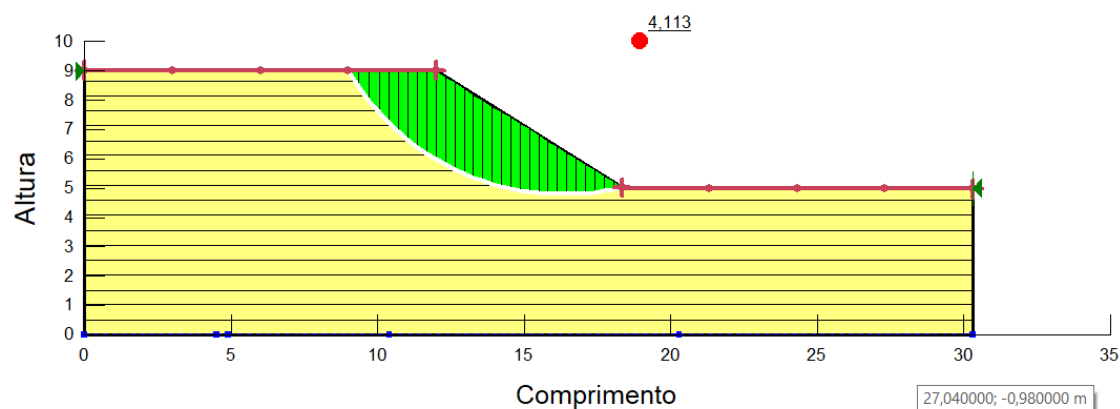
Por meio das simulações do talude 1 é possível analisar os círculos de deslizamento mais desfavoráveis com um menor fator de segurança de 3,764 utilizando o método de *Janbu*, como demonstra a Figura 29. Já o maior fator de segurança encontrado para esse talude apresenta fator de segurança de 4,113 que foi aplicado o método *Corps of Engineers*, conforme Figura 30.

Figura 29 - Fator de segurança Talude 1/Janbu.



Fonte: Autor (2019)

Figura 30 - Fator de segurança Talude 1/Corps of Engineers.



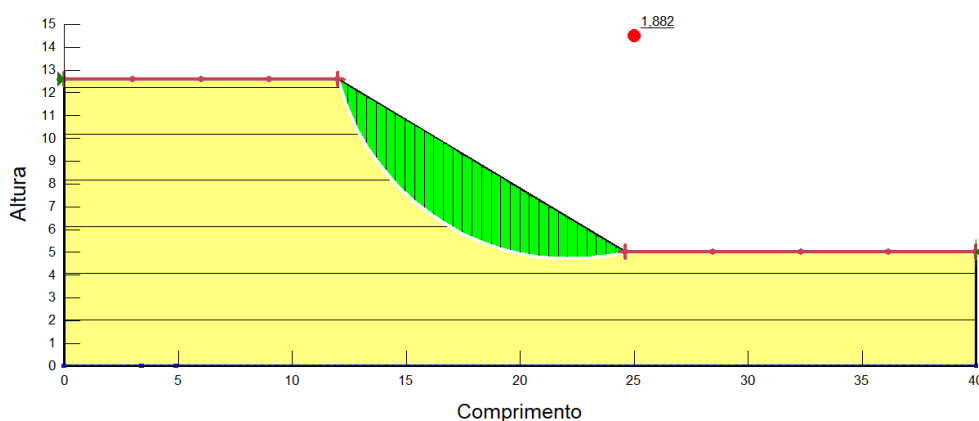
Fonte: Autor (2019)

Os fatores de segurança encontrados para este talude foram considerados satisfatórios, visto que ficaram acima do valor mínimo de 1,5. Este resultado se deve a baixa inclinação do talude (32°) e uma alta coesão do solo.

4.1.3.2 Talude 2

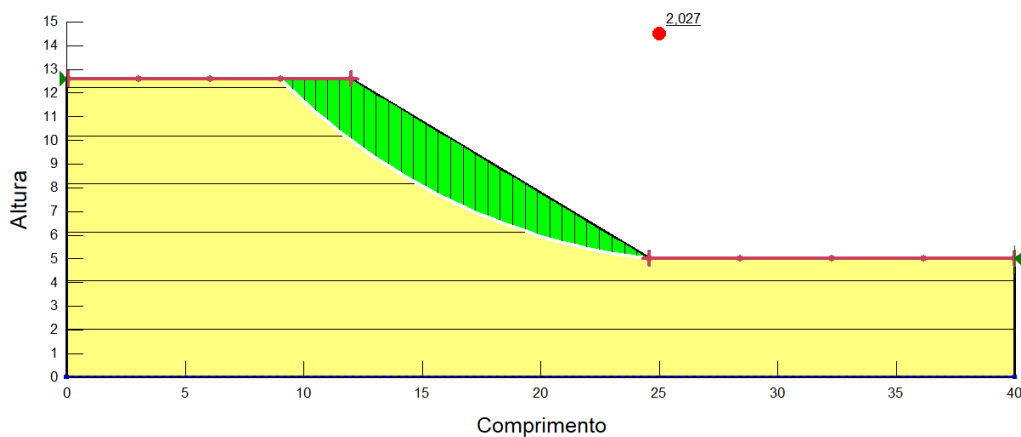
Por meio das simulações do talude 2, é possível analisar os círculos de deslizamento mais desfavoráveis com um menor fator de segurança de 1,882 utilizando o método de *Janbu*, como demonstra a Figura 31. Já o maior fator de segurança encontrado para esse talude apresenta fator de segurança de 2,027 que foi aplicado o método *Corps of Engineers*, conforme Figura 32.

Figura 31 - Fator de segurança Talude 2/Janbu.



Fonte: Autor (2019)

Figura 32 - Fator de segurança Talude 2/Corps of Engineers.



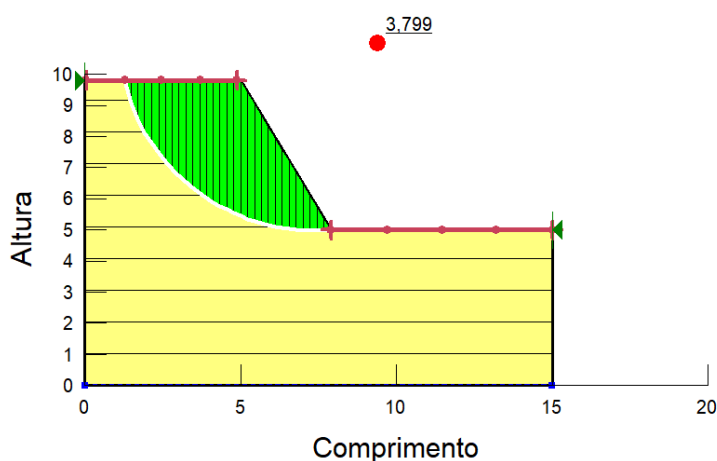
Fonte: Autor (2019)

Os fatores de segurança do talude 2, apesar de estarem acima do valor de 1,5, foram considerados baixos visto que estão próximos deste valor limite. Este fato se deve a baixa coesão do solo local que é um solo muito fino e bastante erosivo.

4.1.3.3 Talude 3

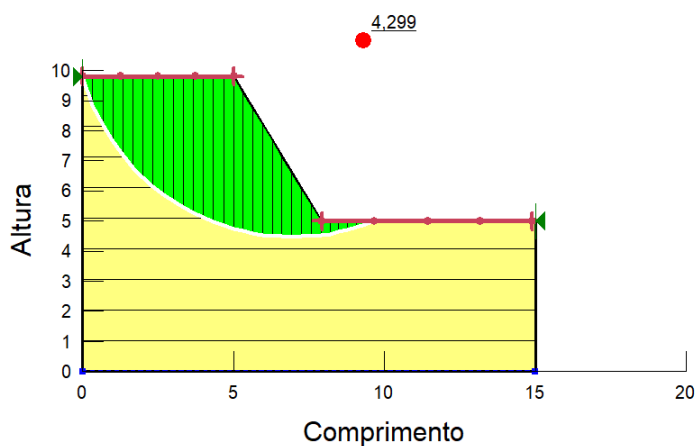
Por meio das simulações do talude 3, é possível analisar os círculos de deslizamento mais desfavoráveis com um menor fator de segurança de 3,799 utilizando o método de *Bishop*, como demonstra a Figura 33. Já o maior fator de segurança encontrado para esse talude apresenta fator de segurança de 4,299 que foi aplicado o método *Morgenstern-Price*, conforme Figura 34.

Figura 33 - Fator de segurança Talude 3/Bishop.



Fonte: Autor (2019).

Figura 34 - Fator de segurança Talude 3/Morgenstern-Price.



Fonte: Autor (2019).

Os fatores de segurança do talude 3 foram considerados satisfatórios, estando acima do valor limite de 1,5. Embora seja este o talude analisado com maior inclinação, seu solo é bastante coesivo, dando ao mesmo uma maior segurança perante possíveis deslizamentos.

CAPÍTULO 5

5.1 CONCLUSÃO

Para obtenção dos resultados apresentados neste trabalho, foram coletadas amostras indeformadas nos locais de análise e então realizados ensaios de compressão triaxial com as mesmas, a fim de analisar a estabilidade dos taludes estudados. Os ensaios triaxiais foram realizados no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, obtendo-se através deles valores para os interceptos de coesão e ângulos de atrito dos solos. A partir desses dados se estabelece a resistência ao cisalhamento do solo de cada talude por meio da envoltória de *Mohr-Coulomb*.

Foram obtidos valores do intercepto de coesão dos taludes 1, 2 e 3 de 25 kPa, 6 kPa e 41 kPa respectivamente. Os valores dos ângulos de atrito resultantes foram de 25,17°, 36,17° e 27,47° para os taludes 1, 2 e 3 respectivamente. Com estes valores, foram realizadas análises através do *software* Geoestudio SLOPE/W para se determinar os fatores de segurança de cada talude. As análises foram realizadas por 4 métodos diferentes, sendo eles: *Morgenstern-Price*, *Corps of Engineers*, *Bishop* e *Janbu*.

Para o talude 1, o menor fator de segurança encontrado foi de 3,764 pelo método de *Janbu* e o maior foi de 4,113 pelo método *Corps of Engineers*. Para o talude 2, o menor fator de segurança encontrado foi de 1,882 pelo método de *Janbu* e o maior foi de 2,027 pelo método *Corps of Engineers*. Para o talude 3, o menor fator de segurança encontrado foi de 3,795 pelo método de *Bishop* e o maior foi de 4,299 pelo método de *Morgenstern-Price*.

A partir da análise realizada através de ensaios laboratoriais e *softwares*, pode-se concluir que nenhum dos taludes analisados apresenta risco crítico de deslizamento. Entretanto o talude 2, que apresentou menor fator de segurança, deve ser mantido em observação, visto que o valor deste está muito próximo do mínimo recomendado pela NBR 11682/2009.

REFERÊNCIAS

BISHOP, A.W. & Bjerrum, L. **The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems**. New York: Proceedings, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CHIOSSI, N.J. **Geologia da Engenharia**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CNM – **Confederação Nacional dos Municípios. Defesa civil e prevenção de desastres**. Brasília, 2016.

DAMIN, Flávio. **Aplicação do Modelo Cam-Clay Modificado ao solo de Cascavel/PR**, Cascavel, 2012.

DUNCAN, Michael J.; WRIGHT, Stephen. **Soil Strenght and Slope Stability**. 1st ed, 2014.

DYMINSKI, Andrea Sell. **Notas de Aula: Estabilidades de Taludes**. UTFPR.
Disponível em: <http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf>

FERNANDES, N.F; AMARAL, C.P. **Movimentos de massa: uma abordagem geológicogeomorfológica**. GUERRA, A.J.T; CUNHA, S. Ed. Geomorfologia e meio ambiente. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 1996.

FREIRE, E.P; RODRIGUES, G.E. & SOARES, Y.V. **Colapsabilidade da Argila Laterítica de Alfenas**. Alfenas: Revista Universidade Alfenas, 1999.

GERSCOVICH, Denise M.S. Estabilidade de taludes. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2016.

GUIDICINI, G; NIEBLE, C.M. **Estabilidade de taludes naturais de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher, 216p, 1984.

INTITUTO GEOLÓGICO DE SÃO PAULO. Desastres naturais. Conhecer e prevenir. 1ª Ed. São Paulo, 2009,

MARINHO, Fernando A.M. **Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento para Estudo de Encostas e Taludes: Ensaio de Laboratórios**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2013.

MIGUEL, Mirian Gonçalves; TEIXEIRA, Raquel Souza. **Notas de aula: Mecânica dos Solos**. Londrina: Disciplina 3CIV018 – Mecânica dos Solos – Universidade Estadual de Londrina, 1999.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Manual de Geoprocessamento de áreas de risco**, Brasília, 2007.

PESSOA NETO, Djalma Pinto. **Tipo de Escorregamentos e Importância de Estudos Geotécnicos**, disponível em: forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=888, acessado em 08/09/2018.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

RESCHETTI, Junior P.R. **Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Arenoso Fino Laterítico Reforçado com Fibras para Uso em Pavimentação**. Dissertação de Mestrado. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2008.

SAADA, A. S.; TOWNSEND, F. C. State of the Art: Laboratory Strength Testing of **Soils**. Laboratory Shear Strength of Soil. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials, 1981.

SANTOS, E.F. **Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais**. Dissertação de Mestrado. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2006.

SILVA, Marco Antonio. **Aplicação de Lógica Nebulosa para Previsão de Risco de Escorregamentos de Taludes em Solo Residual**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Centro de Tecnologia e Ciências da Faculdade de Engenharia – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2008.

TOZZATO, J.H.F. **Estruturas de CONTENÇÃO de Baixa Altura em Solo Residual**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2000.

VILAR, Orenco Monge; BUENO, Benedito de Souza. **Mecânica dos Solos**. 1ª ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1985.