



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

AMMANDA ARAGÃO ABREU

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES DE
ESTABILIDADE DE TALUDES COM ÊNFASE NO EFEITO DAS FORÇAS
INTERFATIAS OBTIDAS POR MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E VIA
SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

FORTALEZA

2018

AMMANDA ARAGÃO ABREU

**AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES DE
ESTABILIDADE DE TALUDES COM ÊNFASE NO EFEITO DAS FORÇAS
INTERFATIAS OBTIDAS POR MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E VIA
SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

A145a Abreu, Ammanda Aragão.

Avaliação das metodologias utilizadas nas análises de estabilidade de taludes com ênfase no efeito das forças interfatias obtidas por métodos de equilíbrio limite e via simulação numérica / Ammanda Aragão Abreu. – 2018.

88 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.

Orientação: Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto.

1. Estabilidade de taludes. 2. Forças interfatias. 3. Métodos de equilíbrio limite. 4. Análises tensão x deformação. I. Título.

CDD 620

AMMANDA ARAGÃO ABREU

AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES COM ÊNFASE NO EFEITO DAS FORÇAS INTERFATIAS OBTIDAS POR MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE E VIA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: ___ / ___ / ____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Silvrano Adonias Dantas Neto (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Profa. Dra. Mariana Vela Silveira
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Rosiel Ferreira Leme
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus.

Aos meus pais, Rezilda e Glauber.

AGRADECIMENTOS

Minha mãe sempre me ensinou a confiar meus sonhos a Deus, que Ele sempre me protegeria e me guiaria pelos caminhos certos. E Ele sempre fez isso! Agradeço à Ele pelas experiências que vivi e pessoas que conheci durante toda a minha trajetória no curso de Engenharia Civil.

Gostaria de agradecer à minha mãe, minha fiel companheira e amiga de todas as horas, e ao meu pai, que tanto torce por mim! Amo vocês! Obrigada também aos meus avós, tios e primos que me apoiaram e me ajudaram durante todo este período de graduação.

Obrigada Professor Silvrano Adonias por aceitar me orientar e ter feito isto com tanta dedicação. Você é um profissional incrível, possui uma didática impecável e me inspira desde que te conheci! Gostaria de agradecer também à Professora Verônica Castelo Branco por toda sua dedicação ao longo deste período que me acompanhou na disciplina de Projeto de Graduação, a senhora tornou esse processo muito mais proveitoso e humano! Obrigada a todos os professores os quais tive o prazer de conhecer e que exerceram essa função tão bonita de formar pessoas e profissionais.

Obrigada a todos os amigos que fiz durante este período de graduação, tanto no curso de Engenharia Civil como no PACCE, projeto em que participei durante 4 anos da graduação. Vocês fizeram com que a Universidade fosse muito mais feliz. Quero levá-los comigo para vida! Obrigada também aos amigos que trouxe da infância, que compartilharam comigo as alegrias e as dificuldades deste período de graduação, e permaneceram firmes e fortes ao meu lado!

Por fim, quero deixar registrada minha gratidão a todos que contribuíram diretamente, ou indiretamente, para minha formação, tanto profissional como pessoal.

“Se os teus sonhos não te assustam, eles não são grandes o suficiente.”

Autor Desconhecido

RESUMO

Os métodos de análise de estabilidade de taludes que possuem como princípio geral atender a uma condição de equilíbrio limite, adotam diferentes hipóteses simplificadoras para o cálculo das forças interfáticas (incógnitas do problema), as quais, uma vez obtidas, podem não representar o estado de tensão do solo. O presente trabalho busca avaliar o efeito das forças interfáticas obtidas por métodos de equilíbrio limite (MEL) e via simulação numérica do comportamento tensão x deformação do solo nas análises de estabilidade de taludes. Para isto, foi utilizado um aterro executado em um complexo eólico localizado no estado do Ceará como estudo de caso. Para este aterro, foram caracterizados os materiais e realizadas análises de estabilidade utilizando os métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) (métodos de equilíbrio limite), e análises tensão x deformação considerando os materiais como elástico-linear (EL) e elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (EP). A partir das simulações numéricas realizadas e, tomando como base a superfície potencial de ruptura obtida nas análises de equilíbrio limite anteriormente citadas, foram levantadas as distribuições de tensões normais e cisalhantes nas regiões correspondentes às interfáticas, e na base das fatias. Após este procedimento, foram calculadas as forças interfáticas e os fatores de segurança por meio das formulações de equilíbrio de momentos, de forças e pelo conceito geral de fator de segurança. Também foi realizada a análise da estabilidade do talude por meio da técnica de redução dos parâmetros de resistência (SRF). Como resultado deste trabalho, pôde-se identificar que as forças interfáticas calculadas pelos métodos de equilíbrio limite analisados não representam o estado de tensões do solo, se comparadas com as obtidas pelas análises tensão x deformação. Entretanto, a superfície de ruptura obtida pelos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) foi compatível com a região de deformações cisalhantes máximas obtida pela análise SRF. Os fatores de segurança obtidos por estes métodos foram praticamente iguais entre si e ao obtido pelo conceito geral de fator de segurança considerando o modelo constitutivo EP, considerado neste trabalho como o mais realista. Portanto, como conclusão geral, pode-se considerar que apesar dos métodos de equilíbrio limite analisados serem baseados em valores de forças interfáticas que não representam o estado de tensões dos solos, a forma como estas forças foram calculadas não afetou os valores obtidos para os fatores de segurança. Assim sendo, pode-se considerar que apesar das hipóteses simplificadoras adotadas, os métodos de equilíbrio limite empregados conseguem representar de maneira satisfatória a estabilidade global do talude.

Palavras-chave: estabilidade de taludes, forças interfáticas, análises tensão x deformação.

ABSTRACT

The classical methods of slope stability analysis which consider a limit equilibrium condition adopt simplified hypotheses for the calculation of the interslices forces which may not represent adequately the stresses acting on the soil masses. The aim of this is to evaluate the effect of the interslices forces obtained by limit equilibrium (MEL) methods and via numerical simulation of the stress-strain behavior in slope stability analyzes. For that, a landfill in placed at an eolic complex located in the state of Ceara was considered. Its constituent soils were characterized by laboratory tests and the slope stability analyzes were performed using Morgenstern and Price (1965) and Spencer (1967) methods, and stress-strain analyzes were made considering the soils behaving as an elastic-linear (EL) and as an elastic perfectly plastic of Mohr-Coulomb (EP). From the numerical simulations carried out, the distributions of normal and shear stresses in the interslices regions, and at the base of the slices were obtained, for the critical sliding surface defined in the slope stability analysis performed with the limit equilibrium methods previously mentioned. Thus, knowing the state of stress acting on the soil mass, the interslices forces and the safety factors were calculated through the moments equilibrium formulations, and using the definition of the factor of safety. The slope stability analyzes were also performed using the technique of shear reduction factor (SRF). According to the obtained results, the interslices forces calculated by the limit equilibrium methods do not represent the state of stresses of the soil mass, when compared with those obtained by stress-strain analyzes. However, the critical surface obtained by the methods of Morgenstern and Price (1965) and Spencer (1967) were compatible with the region of maximum shear deformations obtained by the SRF analyzes. As well as, the safety factors obtained by these methods were practically equal to each other and to that obtained by the general concept of factor of safety considering the constitutive model EP, evaluated in this work as the most realistic one. Therefore, as a general conclusion, it can be considered that although the limit equilibrium methods analyzed are based on values of interphase forces, the method used to obtain them did not affect the values of the factor of safety obtained. Thus, it may consider that these methods can satisfactorily represent the slope structure in terms of overall stability.

Keywords: slope stability, interslices forces, stress-strain analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Talude artificial (Talude de aterro).....	17
Figura 2 – Talude natural (Encosta)	18
Figura 3 – Forças aplicadas em uma fatia de uma superfície potencial de ruptura.....	23
Figura 4 – Possíveis funções representativas da variação da relação entre as forças interfatias (X/E) ao longo da superfície potencial de ruptura.....	27
Figura 5 – Características geométricas do talude estudado.....	33
Figura 6 – Elemento triangular com 6 pontos nodais.....	37
Figura 7 – Detalhe da malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações do comportamento tensão x deformação do aterro.....	37
Figura 8 – Estágio 1: solo de fundação no repouso, antes do início da construção do aterro ..	38
Figura 9 – Estágio 7: aterro construído e com carregamento de 25 kPa atuando.....	38
Figura 10 – Representação da distribuição de tensões normais e cisalhantes na região interfatias	39
Figura 11 – Tensão normal e cisalhante na base da fatia.....	40
Figura 12 – Metodologia de análise dos resultados.....	41
Figura 13 – Resultado da análise de estabilidade realizada utilizando o método de Morgenstern e Price (1965)	42
Figura 14 – Resultado da análise de estabilidade realizada utilizando o método de Spencer (1967)	43
Figura 15 – Forças atuantes em uma fatia qualquer	43
Figura 16 – Distribuição das forças normais interfatias ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite	44
Figura 17 – Distribuição das forças cisalhantes interfatias ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite	44
Figura 18 – Relação X/E ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite.....	45
Figura 19 – Comparação entre forças normais interfatias (E) calculadas sob efeito de carregamento e sem carregamento	46
Figura 20 – Comparação entre forças cisalhantes interfatias (X) calculadas sob efeito de carregamento e sem carregamento	46
Figura 21 – Comparação entre a relação X/E calculada sob efeito de carregamento e sem carregamento	47

Figura 22 – Comparação entre forças normais interfáticas (E) obtidas através de diferentes metodologias.....	48
Figura 23 – Comparação entre forças cisalhantes interfáticas (X) obtidas através de diferentes metodologias.....	48
Figura 24 – Comparação entre a relação X/E obtidas através de diferentes metodologias.....	49
Figura 25 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas	50

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais mecanismos deflagradores dos movimentos de massa	19
Tabela 2 – Condição do talude de acordo com o fator de segurança.....	20
Tabela 3 – Fatores mínimos de segurança requeridos para barragens de terra e de enrocamento	21
Tabela 4 – Incógnitas e equações para os métodos de equilíbrio limite.....	24
Tabela 5 – Condições de Equilíbrio consideradas pelos métodos	27
Tabela 6 – Resultados dos parâmetros geotécnicos do Aterro.....	34
Tabela 7 – Divisão do solo de fundação em camadas e suas características	35
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do solo de fundação.....	36
Tabela 9 – Fatores de segurança à ruptura obtidos por diferentes metodologias	51
Tabela 10 – Forças interfatias obtidas pelo método de Morgenstern e Price (1965) utilizando uma função de distribuição senoidal (1965).....	59
Tabela 11 – Forças interfatias obtidas pelo método de Morgenstern e Price (1965) utilizando uma função de distribuição trapezoidal	60
Tabela 12 – Forças interfatias obtidas pelo método de Spencer (1967)	61
Tabela 13 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elástico-linear (estágio 6).....	62
Tabela 14 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elastoplástico (estágio 7).....	63
Tabela 15 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elástico-linear (estágio 7).....	64
Tabela 16 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elastoplástico (estágio 7).....	65
Tabela 17 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de momentos utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear	66
Tabela 18 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de momentos utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elastoplástica.....	66
Tabela 19 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de forças utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear	66
Tabela 20 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de forças utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elastoplástica.....	66
Tabela 21 – Planilha de cálculo do FS referente ao conceito geral de fator de segurança	

utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear	70
Tabela 22 – Planilha de cálculo do FS referente ao conceito geral de fator de segurança	
utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear	70

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1.	Considerações Iniciais	14
1.2.	Problema de pesquisa	15
1.3.	Objetivos	16
1.3.1.	<i>Objetivo Geral</i>	16
1.3.2.	<i>Objetivos Específicos</i>	16
1.4.	Estrutura do trabalho	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1.	Estabilidade de Taludes	17
2.2.	Métodos de análise de estabilidade de taludes	21
2.2.1.	<i>Métodos de Equilíbrio Limite</i>	21
2.2.2.	<i>Análises tensão x deformação</i>	28
2.2.3.	<i>Estado da Arte</i>	30
3	MATERIAIS E MÉTODOS	33
3.1.	Definição do estudo de caso e caracterização dos materiais	33
3.2.	Análises de equilíbrio limite	36
3.3.	Análises tensão x deformação	36
3.4.	Análises de estabilidade utilizando a técnica de redução dos parâmetros	41
3.5.	Metodologia de análise dos resultados	41
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1.	Análises de estabilidade do aterro via equilíbrio limite	42
4.2.	Análises tensão x deformação	45
4.3.	Análise da estabilidade do talude via SRF	49
4.4.	Avaliação dos fatores de segurança obtidos	50
5	CONCLUSÕES	53
5.1.	Conclusões	53
5.2.	Sugestões para futuras pesquisas	54
	REFERÊNCIAS	55
	APÊNDICES	58
	APÊNDICE A – FORÇAS INTERFATIAS CALCULADAS PELOS MÉTODOS DE MORGENSTERN E PRICE (1965) E SPENCER (1967)	59
	APÊNDICE B – FORÇAS INTERFATIAS OBTIDAS PELAS ANÁLISES TENSÃO x	

DEFORMAÇÃO.....	62
APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE FATORES DE SEGURANÇA UTILIZANDO AS FORMULAÇÕES DE EQUILÍBRIO LIMITE E AS FORÇAS INTERFATIAS OBTIDAS ATRAVÉS DE ANÁLISES TENSÃO x DEFORMAÇÃO ...	66
APÊNDICE D – PLANILHAS DE CÁLCULO DE FATOR DE SEGURANÇA UTILIZANDO O CONCEITO GERAL DE FATOR DE SEGURANÇA.....	70
ANEXOS	72
ANEXO A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS NA AMOSTRA DO ATERRO	73
ANEXO B – SONDAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO DE FUNDAÇÃO COM SPT	85

1 INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

O estudo da análise da estabilidade de taludes é importante seja na elaboração de projetos econômicos e seguros de taludes artificiais, seja devido ao grande número de acidentes em encostas naturais devido a problemas de ruptura dos solos que o constitui. Estas análises são realizadas tanto para a verificação da segurança de um talude existente, analisando a eventual necessidade de medidas preventivas e corretivas, como para a definição da geometria de um talude mais adequada que garanta um nível mínimo de segurança.

A literatura oferece diversos métodos de análises de estabilidade de taludes, como por exemplo: Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), dentre outros. Todos estes métodos possuem como princípio geral considerar uma condição de equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança à ruptura (FS), sendo, portanto, conhecidos como Métodos de Equilíbrio Limite (MEL).

Nos métodos de equilíbrio limite citados, a massa de solo é dividida em fatias verticais e são utilizadas as equações da estática referentes ao equilíbrio de momentos, de forças verticais e de forças horizontais para o cálculo do FS. Entretanto, apenas três equações de equilíbrio são insuficientes para tornar o problema determinado, tendo em vista o grande número de incógnitas presentes no problema em questão. Estas incógnitas são justamente as forças interfatias, ou seja, as forças normais (E_R e E_L) e cisalhantes (X_R e X_L) desenvolvidas entre as fatias. Segundo Fredlund e Krahn (1977), as opções para determinação deste problema são a adoção de elementos adicionais da física ou hipóteses simplificadoras. Todos os métodos citados anteriormente utilizam a segunda opção, sendo as principais diferenças entre estes métodos as equações da estática que são satisfeitas e as hipóteses adotadas para o cálculo das forças interfatias.

Além dos tradicionais métodos de equilíbrio limite citados anteriormente, as análises de estabilidade podem ser realizadas a partir do conhecimento do campo de tensões da massa de solo obtido em simulações numéricas do comportamento tensão x deformação. O uso deste tipo de metodologia de análise apresenta uma série de vantagens em relação aos métodos de equilíbrio limite, podendo-se citar a consideração mais realista do estado de tensões atuante na massa de solo, e a possibilidade da representação do comportamento do solo via a adoção de modelos constitutivos mais adequados. De uma forma geral, a análise da estabilidade de taludes via simulação numérica do comportamento tensão x deformação consegue representar

de forma mais satisfatória o problema de ruptura do solo, sem a necessidade de tantas hipóteses simplificadoras necessárias para o cálculo dos fatores de segurança pelos métodos de equilíbrio limite.

Tendo em vista a importância da análise da estabilidade de taludes na execução de obras de engenharia, este trabalho busca contribuir com os estudos sobre esta temática por meio da avaliação do efeito das forças interfáticas no cálculo do fator de segurança de um talude real utilizando os métodos de equilíbrio limite propostos por Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), e simulações numéricas do comportamento tensão x deformação.

1.2. Problema de pesquisa

Os métodos de análise de estabilidade de taludes que possuem como princípio geral respeitar uma condição de equilíbrio limite, adotam hipóteses simplificadoras em seus cálculos para determinar as forças interfáticas (necessárias para se eliminar o número de parâmetros que constituem as incógnitas do problema). Ao adotar hipóteses simplificadoras para o cálculo das forças interfáticas, os resultados obtidos podem não representar de maneira satisfatória o estado de tensão real do solo e com isso serem obtidos resultados não representativos.

Devido as simplificações realizadas pelos métodos citados, este trabalho tem como hipóteses que as forças interfáticas calculadas pelos métodos de equilíbrio limite não representam de maneira satisfatória o comportamento do solo que constitui o talude e afetam diretamente no resultado do fator de segurança obtido nas análises.

A fim de verificar as hipóteses levantadas, foi utilizado um aterro como estudo de caso e realizadas análises de estabilidade por meio dos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) (métodos de equilíbrio limite), e análises do comportamento tensão x deformação do solo, considerando o solo como um material elástico-linear e como um material elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. A partir das simulações numéricas realizadas foi possível obter o campo de tensões no maciço de solo estudado e, assim, calcular as forças interfáticas referente à estas análises numéricas. Com estas forças interfáticas calculadas, foram realizados procedimentos de cálculo de fator de segurança utilizando diversas metodologias e, a partir disto, foi feita uma avaliação dos resultados obtidos.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo Geral

Avaliar o efeito das forças interfáticas obtidas por métodos de equilíbrio limite e via simulação numérica do comportamento tensão x deformação do solo nas análises de estabilidade de taludes.

1.3.2. Objetivos Específicos

O presente trabalho possui os seguintes objetivos específicos:

- a) Comparar as forças interfáticas obtidas pelos métodos de equilíbrio limite e por simulações numéricas do comportamento tensão x deformação;
- b) Avaliar a influência da utilização de diferentes modelos constitutivos para os solos nos resultados das análises de estabilidade de taludes;
- c) Avaliar a influência das forças interfáticas no cálculo de fatores de segurança utilizando os conceitos de equilíbrio de momentos, de forças e o conceito geral de fator de segurança;

1.4. Estrutura do trabalho

Este trabalho foi organizado em 5 capítulos. O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais referentes ao tema estudado, o problema que motivou a pesquisa e os objetivos que guiaram a realização do trabalho apresentado. O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica referente aos assuntos necessários para o entendimento do trabalho realizado, trazendo os conceitos clássicos da mecânica dos solos e o estado da arte em que se encontra o tema estudado. O Capítulo 3 apresenta a forma como foram caracterizados os materiais utilizados para a realização das análises, bem como a metodologia de cálculo empregada, sendo os resultados obtidos apresentados e discutidos no Capítulo 4. Por fim, o Capítulo 5 traz as principais conclusões referentes aos resultados obtidos e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os aspectos mais relevantes para o entendimento da análise de estabilidade de taludes, fornecendo ao leitor as informações necessárias para a compreensão da pesquisa e inserindo a temática abordada no estado da arte. Serão apresentados os métodos de análise de estabilidade de taludes que utilizam o conceito de equilíbrio limite, suas hipóteses e metodologias de cálculo. Serão abordados aspectos referentes à análise de estabilidade de taludes por meio do conhecimento do campo de tensões atuantes na massa de solo que compõe o talude.

2.1. Estabilidade de Taludes

Talude é qualquer superfície de solo inclinada em relação à horizontal e pode ser classificado como artificial e natural. Os taludes artificiais (Figura 1) são caracterizados por terem em sua execução a ação direta do homem, como por exemplo os aterros e cortes em solo ou rocha. Já os taludes naturais (Figura 2) são aqueles que foram formados pela natureza, sem interferência humana, tendo como exemplo as encostas naturais e as dunas.

Figura 1 – Talude artificial (Talude de aterro)



Fonte: Terraplenagem (2013)

Figura 2 – Talude natural (Encosta)



Fonte: Pxhere (2018)

A temática que envolve a estabilidade de taludes pode ser caracterizada como multidisciplinar, pois envolve diversas áreas de conhecimento, como por exemplo: Geotecnia (caracterização do solos e análise de estabilidade de taludes), Geologia (definição das feições geológicas e cartas de riscos), Recursos Hídricos (definição das condições hidrometeorológicas e obras de drenagem) e Ciências Sociais/Econômicas (definição das condições de uso e ocupação do solo e seus efeitos).

As rupturas dos taludes se caracterizam pelo movimento de uma massa de material (solo ou rocha), e a caracterização deste movimento é importante do ponto de vista da análise da estabilidade do talude. Varnes (1978) elencou os principais mecanismos deflagradores dos movimentos de massa, sendo estes divididos em ações que aumentam a sollicitação em um talude e as que reduzem a resistência da massa de solo (Tabela 1).

Tabela 1 – Principais mecanismos deflagradores dos movimentos de massa

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou de base)	Erosões, escorregamentos e cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material, peso da vegetação, construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Águas em trincas, congelamento, material expansivo, etc.
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc)	Características geomecânicas do material, tensões, etc.
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismos, redução da coesão, ângulo de atrito, elevação do NA.

Fonte: Adaptado de Varnes (1978)

A questão da segurança envolvendo taludes é um problema recorrente no ramo da Geotecnia. Nos mais diversos tipos de obras, a avaliação da segurança de taludes é o fator controlador de projetos, normalmente expresso sob a forma de um fator de segurança mínimo estabelecido como critério de projeto (GERSCOVICCH, 2016).

O estudo e o controle da estabilidade de encostas e taludes resultantes de cortes e aterros são regulamentados pela NBR 11682/2009 – ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. Entretanto, tal norma não abrange situações como barragens, solos, metrô, aterros sobre solos moles, ou qualquer outra situação que não envolva encostas.

De uma forma geral, as análises de estabilidade de taludes são realizadas com base na geometria do talude, nas propriedades geomecânicas dos materiais, no conhecimento dos carregamentos externos atuantes e nas condições de fluxo de água (GERSCOVICH, 2016). As informações relativas à geometria dos taludes são normalmente definidas pelos projetos geométricos dos mesmos, ou pelas condições naturais no caso de encostas. As propriedades dos materiais constituintes das diferentes camadas dos taludes são normalmente obtidas por meio da investigação de campo e laboratório. As condições de fluxo são definidas por meio dos regimes hidrometeorológicos locais, ou por meio de análises de fluxo induzido pelo talude.

O conceito geral de fator de segurança utilizado nas análises de estabilidade de taludes surge a partir das verificações de estabilidade realizadas envolvendo a determinação da

tensão cisalhante ao longo da superfície potencial de ruptura e a comparação dela com a resistência do solo ao cisalhamento (DAS, 2007). Portanto, o fator de segurança em relação à ruptura de um talude pode ser definido conforme mostra a Equação 1.

$$FS = \tau_f / \tau_d \quad (1)$$

Onde FS = fator de segurança em relação à ruptura;

τ_f = resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo;

τ_d = tensão de cisalhamento atuante ao longo da superfície potencial de ruptura.

A Tabela 2 apresenta as condições de segurança de um talude em função do valor do fator de segurança em que o mesmo se encontra.

Tabela 2 – Condição do talude de acordo com o fator de segurança

FATOR DE SEGURANÇA	CONDIÇÃO DO TALUDE
FS < 1,0	Talude instável: caso o talude venha a ser implantado (corte ou aterro) nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura geralmente considerada nas retroanálise de ruptura ocorridas.
FS > 1,0	Condição estável: quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS >> 1,0	Condição estável: quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades de o talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas (percolação d'água, etc.).

Fonte: Adaptado de CARVALHO, 1991 *apud* AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998

Algumas instituições estabelecem níveis de segurança para obras específicas, como por exemplo para encostas e para barragens, devido às incertezas inerentes aos materiais utilizados, processos produtivos, simplificações dos métodos de dimensionamento, entre outros aspectos. A NBR 11682/2009 – ESTABILIDADE DE ENCOSTAS estabelece níveis de segurança que levam em consideração os riscos envolvidos relacionados às perdas humanas e à danos materiais e ambientais. Outro exemplo, ilustrado na Tabela 3, é o que estabelece o USACE (2003) para os fatores de segurança que os taludes de uma barragem devem atender em situações estratégicas de sua vida útil.

Tabela 3 – Fatores mínimos de segurança requeridos para barragens de terra e de enrocamento

Condição de Análise	FS mínimo requerido	Talude
Final de Construção	1,3	Montante e Jusante
Regime de Operação	1,5	Jusante
Esvaziamento Rápido	1,1 - 1,3	Montante

Fonte: Adaptado de USACE (2003)

2.2. Métodos de análise de estabilidade de taludes

Para a realização de análises de estabilidade de taludes existem duas metodologias: determinística e probabilística. A análise da ruptura em ambas as metodologias se dá por meio de um fator de segurança, a diferença entre estes métodos é a forma de considerar os parâmetros do solo. Nos métodos determinísticos, que são os mais utilizados, os parâmetros dos solos são considerados como únicos, já nos métodos probabilísticos a medida da segurança é feita em termos da probabilidade de ocorrência da ruptura, levando-se em consideração as variabilidades existentes nos parâmetros do solo (GEORIO, 2000).

Atualmente, análises de estabilidade de taludes que levam em consideração a variabilidade dos parâmetros geotécnicos do solo no cálculo do FS utilizando os conceitos de números *fuzzy* e lógica *fuzzy* tem sido realizadas (SILVA, 2015; SILVA *et al.*, 2016, dentre outros). Em todas as metodologias citadas, a avaliação do fator de segurança à ruptura pode ser feita empregando-se os conceitos tradicionais de equilíbrio limite da massa de solo, ou resultados de simulações numéricas do comportamento tensão x deformação do talude (CULMANN, 1886; FELLENIUS, 1936; BISHOP, 1955; MORGENSTERN E PRICE, 1965; SPENCER, 1967; GRIFFITHS e LANE, 1999; etc.).

2.2.1. Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos baseados na condição de equilíbrio limite da massa de solo (MEL) consideram duas metodologias para a análise de estabilidade de taludes (DAS, 2007):

- a) Procedimento de massa: a massa de solo acima da superfície de deslizamento é tomada como uma única unidade;
- b) Método das fatias: o solo acima da superfície de deslizamento é dividido em um

número de fatias verticais paralelas e a estabilidade de cada fatia é calculada separadamente.

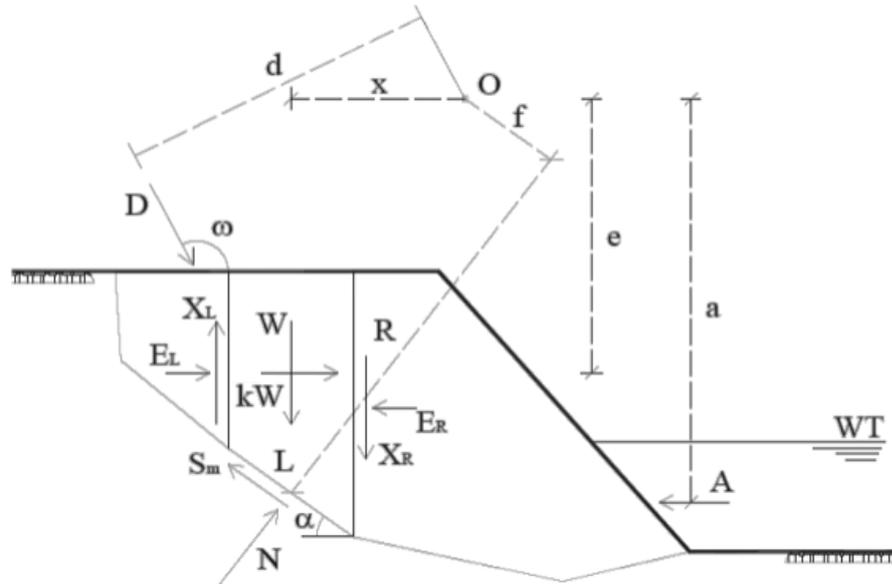
O método mais conhecido que utiliza o procedimento de massas foi proposto por Culmann (1886). Este método possui como hipótese principal que a superfície de ruptura é plana, sendo o equilíbrio garantido na direção da mesma. Este método possui como limitações o fato de não poder ser utilizado em situações nas quais a distribuição das poropressões não é conhecida, e quando a massa de solo não é homogênea. Nestes casos, tais limitações podem ser resolvidas utilizando o método das fatias.

A junção dos conceitos de equilíbrio limite e a possibilidade da divisão do solo em fatias permitiu o desenvolvimento de um dos métodos mais comuns para a análise de estabilidade de taludes, conhecido como método das fatias. O método das fatias consiste numa metodologia de como tratar a massa de solo e considerar todas as cargas que influenciam na sua estabilidade, e não propriamente em um método de análise de estabilidade de taludes. Vários são os métodos que são baseados neste conceito, cada um deles com suas hipóteses e formulação própria, como por exemplo, os métodos de Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), dentre outros. Dentre as principais hipóteses dos métodos de equilíbrio limite que utilizam o conceito da divisão da massa de solo em fatias podem ser citadas (GERSCOVICCH, 2016):

- a) A definição *a priori* de uma superfície de ruptura;
- b) O solo se comporta segundo um modelo rígido perfeitamente plástico do tipo Mohr-Coulomb;
- c) A massa de solo encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada;
- d) O fator de segurança é único ao longo da superfície de ruptura;
- e) O fator de segurança das componentes coesiva e de atrito da resistência é igual para todos os solos envolvidos.

O procedimento de análise basicamente consiste em dividir a massa de solo em fatias verticais, impor condições de equilíbrio limite para cada uma delas e calcular um fator de segurança para a superfície potencial de ruptura analisada. Este procedimento é realizado para diversas superfícies de ruptura, a fim de encontrar a superfície crítica, que corresponde àquela que apresenta o menor fator de segurança. Cada método possui suas particularidades, como por exemplo: formato de superfície de ruptura adotado, condições de equilíbrio consideradas e metodologia de cálculo das forças interfatias. A Figura 3 apresenta as forças atuantes em uma fatia de uma massa de solo qualquer.

Figura 3 – Forças aplicadas em uma fatia de uma superfície potencial de ruptura



Fonte: Silva *et al.* (2016)

Onde L = comprimento da base da fatia;

α = ângulo da base da fatia;

R = raio da superfície potencial de ruptura circular;

N = força normal na base da fatia;

u = poropressão na base da fatia;

W = peso da fatia;

k = coeficiente de conversão de ação sísmica para a ação estática equivalente;

D e A = cargas específicas, respectivamente, de sobrecarga e de água;

ω = ângulo formado entre a ação externa D e a superfície da fatia;

x, f, e, d, a = braços de alavanca das forças W, N, kW, D e A , respectivamente;

X_L e X_R = forças cisalhantes interfatias;

E_L e E_R = forças normais interfatias.

Para analisar o equilíbrio da massa deslizante são empregadas as equações de equilíbrio de forças horizontais, equilíbrio de forças verticais e equilíbrio de momentos. A Tabela 4 apresenta o número de incógnitas e de equações de equilíbrio disponíveis para n fatias resultantes da divisão da massa de solo limitada pelo talude e pela superfície de ruptura analisada, mostrando que apenas 3 equações de equilíbrio não são suficientes para resolver o problema, tendo em vista que há uma indeterminação resultante de $2n - 1$ (USACE, 2003). Segundo Fredlund e Krahn (1977) é necessário empregar elementos adicionais da física ou

adotar hipóteses simplificadoras que eliminem as incógnitas do problema. Estas incógnitas são justamente as forças interfáticas e, por isto, os métodos de equilíbrio limite adotam diferentes hipóteses simplificadoras para determiná-las.

Tabela 4 – Incógnitas e equações para os métodos de equilíbrio limite

Incógnitas	Número de incógnitas para n fatias
Fator de segurança (F)	1
Força normal na base da fatia (N)	n
Forças normais interfáticas (E)	$n - 1$
Forças cisalhantes interfáticas (X)	$n - 1$
Posição de aplicação da força normal na base da fatia	n
Posição de aplicação das forças normais interfáticas	$n - 1$
NÚMERO TOTAL DE INCÓGNITAS	$5n - 2$
Equações	Número de equações para n fatias
Equilíbrio de forças na direção horizontal	n
Equilíbrio de forças na direção vertical	n
Equilíbrio de momentos	n
TOTAL DE EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO	$3n$
Indeterminações	$2n - 1$

Fonte: Adaptado de USACE (2003)

As Equações 2 e 3 mostram os fatores de segurança que satisfazem às condições de equilíbrio de momentos e de forças, respectivamente, e conseqüentemente garantem o equilíbrio limite da massa de solo mostrada na Figura 3.

$$F_m = \frac{\sum c'lR + \sum(N - ul)R \tan \phi'}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW e \pm Aa + Dd} \quad (2)$$

$$F_f = \frac{\sum c'l \cos \alpha + \sum(N - ul) \tan \phi' \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha + \sum kW \pm A - D \cos \omega} \quad (3)$$

A força normal na base de cada fatia (N) é calculada de acordo com a Equação 4 de forma a garantir o equilíbrio de forças verticais em cada fatia para todos os métodos de equilíbrio limite, com exceção do método de Fellenius (1936). As hipóteses simplificadoras adotadas para determinar as forças interfáticas por cada método de equilíbrio limite influenciam no cálculo da componente N, pois esta é função das forças interfáticas cisalhantes (X_R e X_L). A

componente N também é função do FS , que é o que se quer determinar, sendo necessário utilizar um procedimento de iteração para a resolução do problema.

$$N = \frac{\left[W - (X_R - X_L) + D \operatorname{sen} \omega - \frac{c'l \operatorname{sen} \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \phi' \operatorname{sen} \alpha}{FS} \right]}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \tan \phi'}{FS}} \quad (4)$$

Neste trabalho, serão apresentadas as hipóteses simplificadoras e formulações gerais dos métodos de Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

O método de Fellenius (1936) satisfaz apenas à condição de equilíbrio de momentos para a massa deslizando e desconsidera a ação das forças interfatias, as quais, conseqüentemente não são utilizadas no cálculo do fator de segurança. Sendo assim, o método de Fellenius (1936) resulta em um fator de segurança linear e é considerado um dos mais simples métodos de análise de estabilidade de taludes. Ao negligenciar as forças interfatias, a terceira lei de Newton (ação e reação) não é satisfeita (FREDLUND e KRAHN, 1977) e geralmente os resultados apresentados por este método são inferiores aos obtidos pelos demais. Diferente dos demais métodos, a força normal na base de cada fatia calculada pelo método de Fellenius (1936) não é função das forças interfatias, sendo calculada, portanto, pela Equação 5.

$$N = W \cos \alpha - kW \operatorname{sen} \alpha \quad (5)$$

Segundo Fabrício (2006), o método de Fellenius (1936) pode apresentar erros de até 50% em casos de análises de estabilidade de taludes suaves com poropressões elevadas e, em casos de ausência de poropressões, os erros apresentados são da ordem de até 10% com relação a outros métodos. Entretanto, este método possui forte referência histórica, sendo numerosos os projetos mais antigos desenvolvidos com base nele (USACE, 2003) e a sua simplicidade permite que seus cálculos possam ser realizados facilmente e o resultado obtido pode ser utilizado como estimativa inicial para as iterações necessárias na aplicação do método de Bishop Simplificado (1955) (SILVA, 2015).

O método de análise de estabilidade de taludes proposto por Bishop (1955) é uma modificação do método de Fellenius (1936). O método de Bishop Simplificado (1955) satisfaz apenas à condição de equilíbrio de momentos para a massa deslizando e considera que apenas as forças normais interfatias (E_R e E_L) são suficientes para definir adequadamente o problema, pois adota que as forças cisalhantes interfatias são iguais, sendo, portanto, anuladas durante o

procedimento de cálculo do fator de segurança. A força normal atuante na base de cada fatia utilizando este método é dada pela Equação 6, que consiste em uma simplificação da Equação 4.

$$N = \frac{\left[W - \frac{c'l \operatorname{sen} \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \phi' \operatorname{sen} \alpha}{FS} \right]}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{sen} \alpha \tan \phi'}{FS}} \quad (6)$$

Os métodos de Morgenstern e Price (1965) e de Spencer (1967) consideram todas as equações de equilíbrio, sendo considerados, portanto, métodos rigorosos. Se diferenciam pelo fato do primeiro método considerar que a relação entre as forças interfatias (X/E) varia ao longo da superfície potencial de ruptura seguindo uma função, tal como mostra a Equação 7, e o segundo método considerar esta relação como uma constante, tal como mostra a Equação 8.

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad (7)$$

Onde λ = fator adimensional de escala;

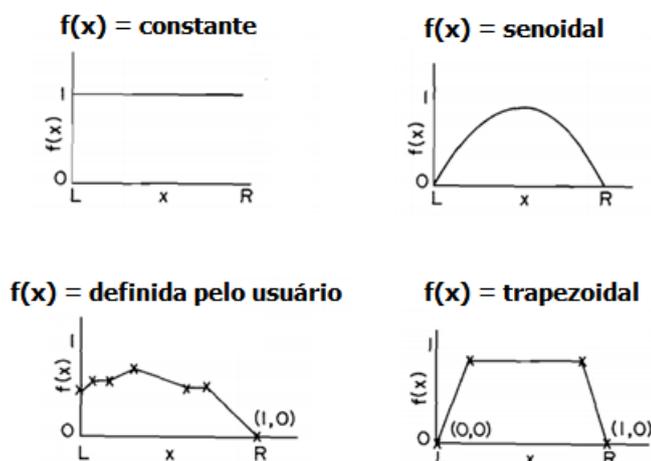
$f(x)$ = função que representa a forma como a relação X/E varia ao longo da massa de solo deslizando;

$$\frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} = \tan \theta \quad (8)$$

Onde θ = ângulo referente à resultante das forças interfatias em relação à horizontal;

Para o método de Morgenstern e Price (1965), as principais funções que podem representar a variação da relação entre as forças interfatias (X/E) ao longo da massa de solo deslizando são apresentadas na Figura 4.

Figura 4 – Possíveis funções representativas da variação da relação entre as forças interfatias (X/E) ao longo da superfície potencial de ruptura



Fonte: Adaptado de Fredlund and Krahn (1977)

A força normal na base de cada fatia para o método de Morgenstern e Price (1965) e de Spencer (1967) é calculada pela formulação geral apresentada na Equação 4, e as Equações 2 e 3 são utilizadas no cálculo dos fatores de segurança com base no equilíbrio de momentos e no equilíbrio de forças, respectivamente.

A Tabela 5 resume as condições de equilíbrio consideradas pelos métodos citados anteriormente.

Tabela 5 – Condições de Equilíbrio consideradas pelos métodos

MÉTODO	MOMENTO	FORÇA
Fellenius	x	
Bishop Simplificado	x	
Spencer	x	x
Morgenstern e Price	x	x

Fonte: Adaptado de Fredlund and Krahn (1977)

Apesar do uso dos métodos que adotam os conceitos de equilíbrio limite ser amplamente difundido nas análises de estabilidade de taludes, os mesmos apresentam as seguintes limitações (USACE, 2003):

- O fator de segurança é considerado constante ao longo da superfície de deslizamento;
- As características de deformação de carga (tensão-deformação) não são explicitamente explicadas;

- c) A distribuição inicial de tensão no talude não é explicitamente explicada;
- d) Resulta equações impossíveis de serem determinadas pelas equações da estática, sendo necessário adotar hipóteses simplificadores para suas resoluções;
- e) Iterativo, tentativa e erro, as soluções podem não convergir em certos casos.

Segundo Krahn (2003), a deficiência principal dos métodos de equilíbrio limite, é que ao satisfazerem equações da estática a fim de atender a uma condição de equilíbrio limite, não consideram a compatibilidade de deformações e deslocamentos. Segundo o autor, essa limitação pode ser superada pelo uso de tensões computadas por elementos finitos dentro de uma estrutura de equilíbrio limite convencional.

2.2.2. Análises tensão x deformação

As análises do comportamento tensão x deformação do solo por meio do método dos elementos finitos (MEF) apresentam uma nova metodologia de análise para os problemas de estabilidade de taludes, trazendo uma modelagem mais realista ao passo que considera as relações entre tensões e deformações dos materiais. Neste tipo de análise, é possível especificar o modelo constitutivo do solo, como por exemplo: modelos elástico-lineares, elásticos não-lineares e diferentes modelos elastoplásticos (SILVA, 2011).

Griffiths e Lane (1999) apresentaram as vantagens de uma abordagem de elementos finitos para a análise da estabilidade de taludes em relação aos métodos de equilíbrio limite, sendo elas:

- a) Nenhuma suposição precisa ser feita antecipadamente sobre o formato ou a localização da superfície de ruptura, pois a ruptura ocorre "naturalmente" nas zonas dentro da massa de solo em que a resistência ao cisalhamento do solo é incapaz de resistir às tensões de cisalhamento aplicadas;
- b) Como não há conceito de fatias na abordagem de elementos finitos, não há necessidade de suposições sobre as forças interfatias. O método dos elementos finitos preserva o equilíbrio global até que a ruptura seja alcançada;
- c) Se dados realísticos de compressibilidade do solo estiverem disponíveis, as soluções de elementos finitos fornecerão informações sobre deformações nos níveis de tensões de trabalho;
- d) Simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos são capazes de monitorar rupturas progressivas, incluindo rupturas gerais de cisalhamento.

Apesar das vantagens apresentadas, é importante ressaltar que o uso de simulações numéricas nas análises de estabilidade de taludes exige uma maior quantidade de dados de entrada, muitas vezes não disponíveis ou de difícil obtenção, sendo, portanto, os resultados obtidos bastante dependentes da qualidade dos dados utilizados (CERVANTES, 2007; SILVA, 2011). Outro fator importante para a qualidade dos resultados diz respeito a modelagem do problema, sendo necessário definir de maneira realista as condições de contorno do problema e os estágios de análise.

A utilização de resultados obtidos através de simulações numéricas nas análises de estabilidade, pode ocorrer tanto de forma direta como de forma indireta. A forma direta consiste em simular o colapso do talude reduzindo os parâmetros de resistência do solo a fim de calcular um fator de segurança. Esta metodologia de cálculo foi proposta por Griffiths e Lane (1999), sendo atualmente uma das formas mais modernas de análises de estabilidade de taludes. Esta técnica ficou conhecida como técnica SRF (*Strength Reduction Factor*) e faz uso de simulações numéricas utilizando o MEF aliado a um modelo tensão x deformação elastoplástico que tem como uma de suas principais vantagens o fato de não precisar adotar uma superfície potencial de ruptura. O fator de segurança resultante deste procedimento é encontrado a partir da busca sistemática pelo fator de redução que levará o talude a ruptura, ou seja: FS=SRF. As Equações 10 e 11 exemplificam o processo de redução dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos até se atingir a ruptura generalizada da massa de solo.

$$c'_f = \frac{c'}{SRF} \quad (10)$$

$$\phi'_f = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{SRF}\right) \quad (11)$$

Onde SRF = fator de redução da resistência;

c'_f e ϕ'_f = parâmetros de resistência mobilizados na condição de ruptura generalizada.

O método indireto de aplicação de resultados obtidos através de simulações numéricas em análises de estabilidade, consiste em obter inicialmente um campo de tensões através de uma simulação numérica e, posteriormente, utilizar estes resultados para calcular um fator de segurança à ruptura considerando ainda uma determinada superfície de ruptura adotada. Esta metodologia de cálculo foi sugerida por Krahn (2003), sendo considerada pelo autor como a melhor maneira de avaliar o fator de segurança de uma massa de solo, pois permite compatibilizar deformações e deslocamentos, bem como permite calcular os fatores de

segurança ao longo da superfície de ruptura. Este tipo de análise ficou conhecida como *Finite Element Stress-Based Stability Analysis* (análises de estabilidade baseada em tensões obtidas através de elementos finitos), e consiste em determinar a tensão normal e a de cisalhamento na base de cada fatia através de análises tensão x deformação e calcular o fator de segurança através do conceito geral apresentado na Equação 1.

Krahn (2003) utilizou a técnica apresentada anteriormente para avaliar um talude simples de inclinação 2h:1v utilizando os modelos constitutivos elástico-linear e elastoplástico. Como resultado, obteve que na análise elástica-linear alguns fatores de segurança locais apresentaram valor abaixo de 1, diferente dos resultados obtidos na análise elastoplástica, em que todos os fatores de segurança foram superiores a 1. Entretanto, ambas as análises apresentaram fatores de segurança globais quase idênticos. Segundo o autor, fatores de segurança locais menores que 1 não são fisicamente possíveis e isto mostra que o modelo constitutivo elastoplástico redistribuiu as tensões na massa de solo de modo a compatibilizar os fatores de segurança locais e, assim, produzir resultados mais realistas do ponto de vista físico. Entretanto, o autor ressalta que modelos constitutivos não lineares são mais difíceis de convergir e por isso, resultam em análises mais demoradas.

Além do modelo constitutivo a ser adotado em uma análise tensão x deformação, outro aspecto importante é a definição do estado de tensão inicial do solo através do coeficiente de empuxo no repouso (k_0). WEI *et al.* (2010) realizaram análises de estabilidade utilizando a técnica proposta por Krahn (2003) e a técnica SRF variando o coeficiente k_0 , e obtiveram como resultado que o aumento de k_0 proporcionou o aumento do fator de segurança global. Segundo os autores, um estado de tensões mais isotrópico tende a produzir um maior fator de segurança. Observaram também que a técnica de análise SRF tende a apresentar resultados de fatores de segurança superiores que os apresentados pelo procedimento sugerido por Krahn (2003) e, é menos sensível à variação de k_0 .

2.2.3. Estado da Arte

Diversos autores estudaram os métodos de equilíbrio limite e as simulações numéricas aplicadas à análise da estabilidade de taludes em diversas áreas da Engenharia.

Cervantes (2007) comparou os fatores de segurança de taludes de grande porte de mineração obtidos através dos métodos direto e indireto, observando que ambos apresentaram resultados próximos. Entretanto, os resultados obtidos através do método indireto apresentaram ser mais sensíveis às variáveis do meio. Esta sensibilidade, segundo o autor, pode ser atribuída

ao fato de que os métodos que utilizam análises tensão x deformação permitirem o estudo do campo de tensões, dos deslocamentos, velocidades e deformações, assim detectando a propagação da zona de plastificação, o que não ocorre nos métodos de equilíbrio limite.

Teixeira (2008) realizou a análise numérica do comportamento de um oleoduto sujeito a movimentos de encostas utilizando as duas abordagens numéricas de análise de estabilidade de taludes por meio do método dos elementos finitos (abordagem direta e indireta) e dos os métodos de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965) e Correia (1989). Os fatores de segurança obtidos por Teixeira (2008) variaram entre si em cerca de 10%, sendo esta variação considerada satisfatória pelo autor.

Silva Filho e Dantas Neto (2009) realizaram a avaliação da segurança de um talude não-saturado em uma obra do metrô de Fortaleza (Ceará) e obtiveram resultados de fator de segurança semelhantes utilizando a técnica SRF e o método de equilíbrio limite de Bishop Simplificado (1955). Demonstraram, também, com suas análises que a técnica de redução de parâmetros de resistência pode ser empregada com simplicidade, sendo uma alternativa viável aos métodos de equilíbrio limite.

Silva (2011) realizou uma comparação entre os métodos de equilíbrio limite e de simulações numéricas na análise da estabilidade de taludes para diversas situações. O autor obteve resultados de fatores de segurança semelhantes quando o maciço analisado apresentava constituição homogênea e não apresentava nível freático, sendo a diferença entre os resultados obtidos de cerca de 1,10%. Em situações em que o maciço apresentava constituição heterogênea ou presença de nível freático, os valores obtidos por ambas as metodologias foram considerados pelo autor bastante distintos, sendo a maior diferença registrada de cerca de 15%. Em todas as análises realizadas pelo autor, os métodos de equilíbrio limite apresentaram resultados mais conservadores que os obtidos nas simulações numéricas.

Nogueira (2016) utilizou os métodos de equilíbrio limite e simulações numéricas do comportamento tensão x deformação dos materiais aplicados à retroanálise de taludes em mineração de carvão. O autor obteve como resultado de suas análises que as simulações utilizando elementos finitos apresentaram ser muito suscetíveis à presença água, já as análises realizadas utilizando os métodos de equilíbrio limite mostraram sofrer uma menor influência quando a água é introduzida ao modelo. Nogueira (2016) justifica isto devido ao fato de que os métodos de elementos finitos utilizados nas simulações numéricas analisarem cada elemento separadamente, levando em consideração a interferência causada por todos os materiais. Já os métodos de equilíbrio limite consideram apenas a geometria e o peso das camadas, não analisando a interferência que ocorre entre as camadas de material. Segundo o autor, apesar das

diferenças, ambos os métodos são confiáveis e devem ser usados de acordo com o tipo de problema existente, sendo os métodos de equilíbrio limite mais indicados para taludes homogêneos e as simulações numéricas mais indicadas para situações mais complexas.

Tendo em vista os trabalhos apresentados anteriormente, o presente estudo tem como hipótese que as diferenças apresentadas entre os métodos de equilíbrio limite e as simulações numéricas do comportamento tensão x deformação dos materiais analisados são decorrentes das simplificações e diferentes formas de determinar as forças interfatias adotadas nos métodos de equilíbrio limite, e, por isso, se propõe a avaliar a influência destas variáveis no resultado final obtido pelos métodos estudados.

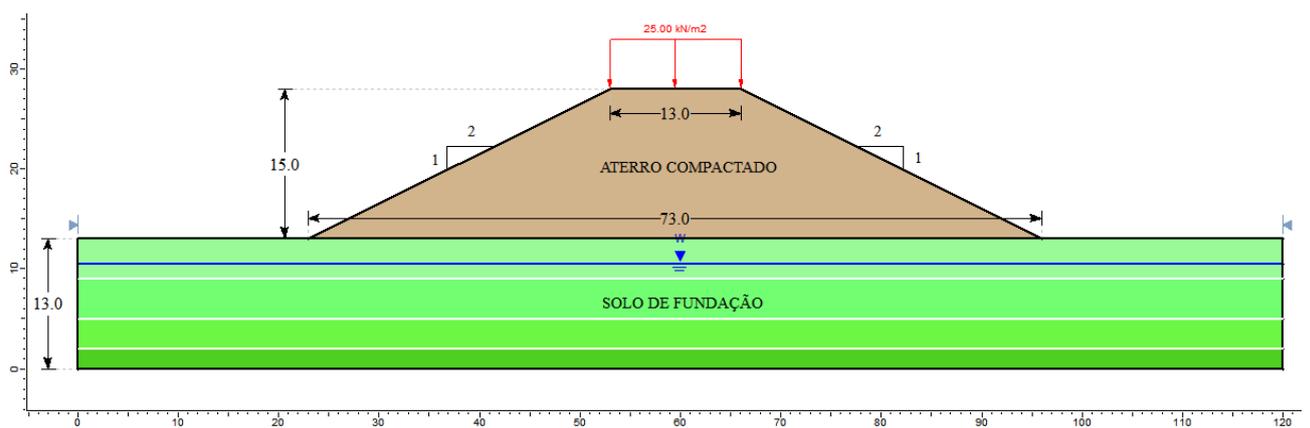
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as informações acerca dos procedimentos e metodologias adotadas na elaboração desse estudo. Serão apresentados os dados geotécnicos dos materiais que compõe o talude analisado e a forma de obtenção dos mesmos, bem como a descrição das etapas necessárias para a realização das análises de estabilidade utilizando os métodos de equilíbrio limite e as simulações numéricas do comportamento tensão x deformação.

3.1. Definição do estudo de caso e caracterização dos materiais

A fim de atender aos objetivos deste estudo, foi desenvolvida uma metodologia de trabalho que consistiu na realização de análises de estabilidade utilizando métodos de equilíbrio limite e análises utilizando resultados de simulações numéricas do comportamento tensão x deformação dos materiais. Para a realização destas análises, foi escolhido um aterro executado em um complexo eólico localizado no estado do Ceará, cuja geometria está apresentada na Figura 5. O aterro possui 15 m de altura, 13 m de plataforma, 73 m de base e inclinações de ambos os taludes de 1h:2v. Tendo em vista que este aterro estará sujeito à tráfego de caminhões, foi adotada uma sobrecarga de 25 kN/m² no topo do aterro para a realização das análises de estabilidade.

Figura 5 – Características geométricas do talude estudado



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Uma vez definidas as características geométricas do problema, foi realizada a caracterização dos materiais constituintes do aterro e do solo de fundação com base em estudos geotécnicos realizados pela equipe responsável pelo projeto.

Para a realização das análises de estabilidade, os parâmetros geotécnicos necessários para caracterizar o material do aterro e do solo de fundação estudados são: peso específico aparente seco máximo (γ_d), umidade ótima (w_{ot}), coesão efetiva (c'), ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e coeficiente de empuxo no repouso (k_0).

O peso específico aparente seco máximo (γ_d), umidade ótima (w_{ot}), coesão efetiva (c'), ângulo de atrito efetivo (ϕ') do aterro foram obtidos a partir de ensaios de laboratório realizados em amostras deformadas de solo, estando os resultados destes ensaios apresentados no ANEXO A.

O módulo de elasticidade (E) do solo constituinte do aterro foi obtido a partir das curvas tensão desvio x deformação específica axial resultantes dos ensaios de compressão triaxial realizados. O coeficiente de Poisson (ν) foi adotado a partir da classificação proposta por Teixeira e Godoy (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003) e o coeficiente de empuxo no repouso (k_0) foi obtido a partir da equação proposta por JAKY (1944) para solos normalmente adensados. A Tabela 6 apresenta, em resumo, os valores obtidos para cada parâmetro geotécnico do solo constituinte do aterro e a sua classificação como areia mal graduada (SP) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Tabela 6 – Resultados dos parâmetros geotécnicos do Aterro

Parâmetros Geotécnicos	Resultado	
Peso Específico Aparente Seco Máximo (γ_d)	19,35	kN/m ³
Umidade Ótima (w_{ot})	10,5	(%)
Coesão Efetiva (c')	15	(kPa)
Ângulo de Atrito Efetivo (ϕ')	34,5	(°)
Módulo de Elasticidade (E)	37,13	MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,4	
Coeficiente de Empuxo no Repouso (k_0)	0,43	
Classificação	Areia mal graduada (SP)	

Fonte: Elaborado pelo Autor

Para a caracterização do solo de fundação, foi utilizado o resultado de uma sondagem de simples reconhecimento do tipo SPT (*Standard Penetration Test*), cujo perfil geológico-geotécnico individual está apresentado no ANEXO B. O solo de fundação foi dividido em subcamadas homogêneas tendo como critério a classificação proposta pela NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio que leva em consideração o tipo de solo e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}). O material que

constitui o solo de fundação é de caráter arenoso e, portanto, a divisão das camadas foi realizada a partir da compactidade do material, como está apresentado na Tabela 7. É importante ressaltar que foram considerados apenas os resultados obtidos da sondagem SPT até a profundidade de 13 m, devido o material apresentar crescente ganho de resistência a partir desta cota, podendo ser considerado rígido o suficiente.

Tabela 7 – Divisão do solo de fundação em camadas e suas características

PROF. (m)	N_{SPT}	IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL	COMPACIDADE	CAMADA
1	7		Pouco compacta	
2	6	Areia siltosa, cor cinza, fofa a pouco compacta	Pouco compacta	Camada 1
3	3		Fofa	
4	8		Pouco compacta	
5	3		Fofa	
6	4	Areia siltosa, cor cinza, fofa a pouco compacta	Fofa	Camada 2
7	3		Fofa	
8	4		Fofa	
9	6			
10	8	Areia siltosa, cor cinza, fofa a pouco compacta	Pouco compacta	Camada 3
11	7		Pouco compacta	
12	14			
13	16	Areia siltosa, cor cinza, fofa a pouco compacta	Medianamente compacta	Camada 4

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Os parâmetros geotécnicos previstos para as diferentes camadas foram obtidos através de correlações utilizando os valores do N_{SPT} médio obtido para cada camada, tendo em vista a não disponibilidade de resultados de ensaios de laboratório para estes materiais.

O peso específico natural (γ), o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) foram obtidos, respectivamente, pelas correlações de Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003), Teixeira (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003), Stroud (1989) *apud* Schnaid (2000) e Teixeira e Godoy (1996) *apud* Cintra *et al.* (2003). O coeficiente de empuxo no repouso (k_0) para o solo de fundação foi obtido de forma semelhante ao do material do aterro e, tendo em vista o caráter arenoso do solo, a coesão do material das subcamadas foi considerada nula. A Tabela 8 apresenta os valores dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade referentes às camadas do solo de fundação.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do solo de fundação

SOLO DE FUNDAÇÃO							
CAMADA	N _{SPT} médio	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν	k ₀
Camada 1	6	18	26	0	12	0,2	0,56
Camada 2	3,5	18	23,4	0	7	0,2	0,60
Camada 3	7	18	26,9	0	14	0,2	0,55
Camada 4	15	19	32,4	0	30	0,3	0,46

Fonte: Elaborado pelo Autor.

3.2. Análises de equilíbrio limite

As análises de estabilidade utilizando os métodos que adotam os conceitos de equilíbrio limite foram realizadas no *software Slide 6.0* desenvolvido pela empresa Rocsciense. O *software Slide* realiza análises de estabilidade utilizando diversos métodos de equilíbrio limite e a subdivisão da massa de solo em fatias, apresentando ao final o fator de segurança da superfície potencial de ruptura e a distribuição das forças atuantes em cada fatia desta superfície.

Os métodos de equilíbrio limite utilizados para a realização das análises de estabilidade foram os de Morgenstern e Price (1965) (utilizando as funções de distribuição das forças interfatias senoidal e trapezoidal) e Spencer (1967). A massa de solo analisada foi dividida em 25 fatias e foram testadas 4170 superfícies potenciais de ruptura circulares. Ao final das análises, foram obtidas para cada método a superfície potencial de ruptura, as forças atuantes nas fatias da massa de solo e os respectivos fatores de segurança.

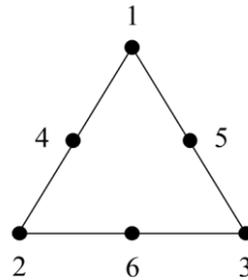
3.3. Análises tensão x deformação

As análises tensão x deformação foram realizadas no *software Phase2 7.0* desenvolvido pela empresa Rocsciense, que consiste em um programa que realiza análises do comportamento tensão x deformação utilizando o método dos elementos finitos para a resolução das equações governantes de equilíbrio em um problema plano de deformação. Os resultados fornecidos pelas análises tensão x deformação são as tensões e deslocamentos em qualquer ponto da massa de solo estudada. Para as análises realizadas neste trabalho, os materiais foram considerados isotrópicos e foram utilizados dois modelos constitutivos: modelo elástico-linear (EL) e modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (EP).

Tendo em vista a utilização do método dos elementos finitos, foi necessário

discretizar as camadas de solo através da definição de uma malha de pontos nodais e a adoção de condições de contorno. A precisão dos resultados obtidos utilizando o MEF está diretamente ligada à quantidade e ao tipo de elementos que compõe a malha do problema, sendo assim, após a realização de testes de precisão, foi adotada uma malha formada por aproximadamente 1500 elementos do tipo triangulares de 6 pontos nodais (Figura 6).

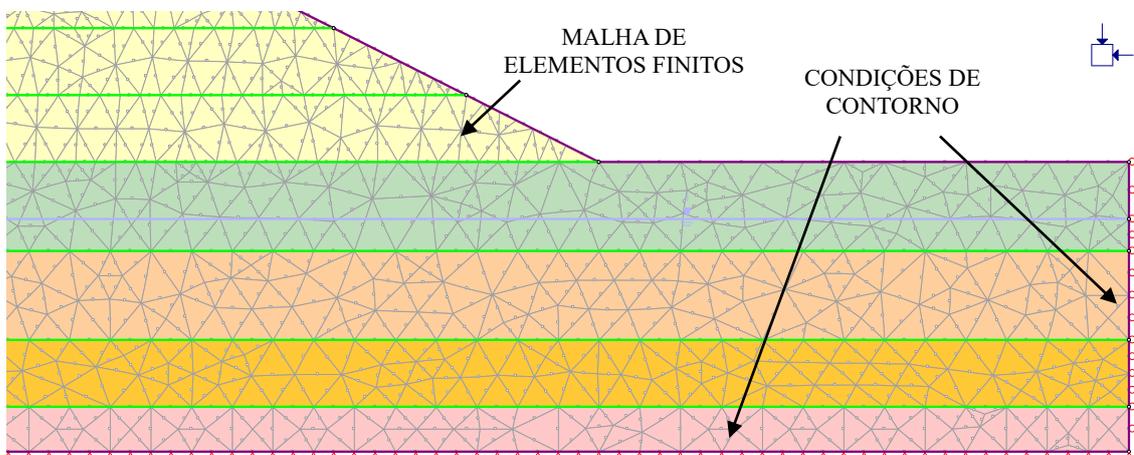
Figura 6 – Elemento triangular com 6 pontos nodais



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Como condições de contorno, foi adotada que a face inferior do solo de fundação possui restrição de deslocamento nas direções X e Y, tendo em vista que esta face representa o início da camada de solo impenetrável. Para as faces laterais, foram permitidos deslocamentos na direção Y e restringido os deslocamentos na direção X, visto que a extensão lateral do solo de fundação foi considerada infinita. Já as faces do aterro foram definidas como livres para deslocar-se nas direções X e Y. As condições de contorno e a malha aplicada podem ser vistas em detalhe na Figura 7.

Figura 7 – Detalhe da malha de elementos finitos e condições de contorno adotadas para as simulações do comportamento tensão x deformação do aterro



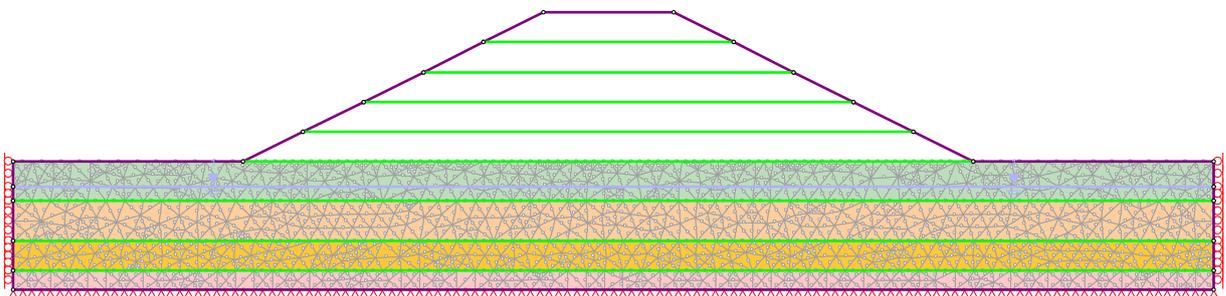
Fonte: Elaborado pelo Autor.

As análises foram realizadas considerando 7 estágios de execução. A construção do aterro foi dividida em 5 etapas, considerando que em cada etapa ocorreria a construção de uma camada de 3 metros de espessura do aterro, totalizando ao final 15 metros que corresponde à altura do talude estudado. A descrição de cada estágio está apresentada a seguir:

- a) Estágio 1: solo de fundação no repouso, antes do início da construção do aterro;
- b) Estágio 2: construção da primeira camada do aterro;
- c) Estágio 3: construção da segunda camada do aterro;
- d) Estágio 4: construção da terceira camada do aterro;
- e) Estágio 5: construção da quarta camada do aterro;
- f) Estágio 6: conclusão da construção do aterro com a execução da quinta camada;
- g) Estágio 7: aterro com carregamento de 25 kPa atuando.

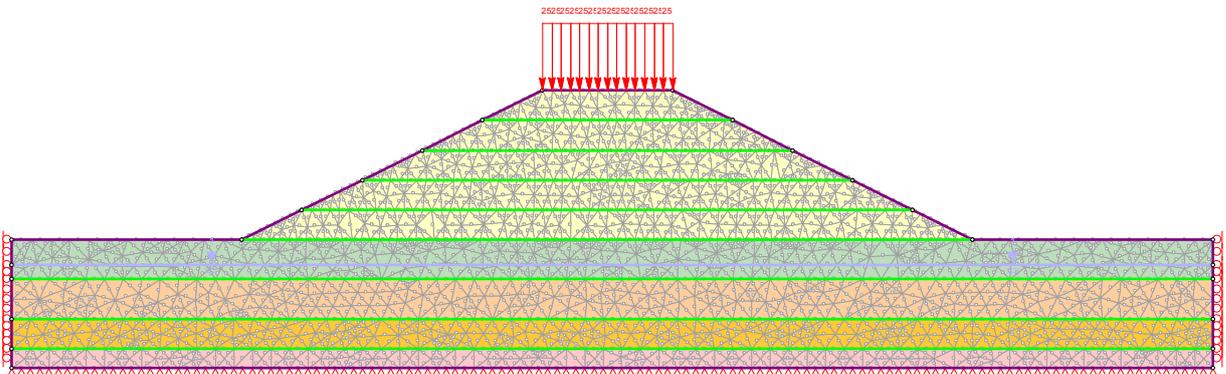
A Figura 8 e a Figura 9 ilustram a modelagem dos estágios 1 e 7 explicados anteriormente.

Figura 8 – Estágio 1: solo de fundação no repouso, antes do início da construção do aterro



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 9 – Estágio 7: aterro construído e com carregamento de 25 kPa atuando



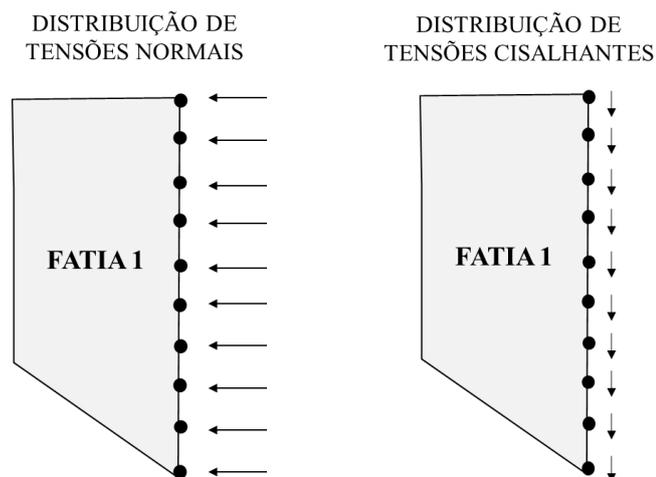
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Como resultado das simulações numéricas realizadas, foram obtidas as distribuições de tensões e os deslocamentos em todos os pontos da malha adotada, e em todos os estágios definidos.

Um dos objetivos deste trabalho é comparar as forças interfáticas calculadas pelos métodos de equilíbrio limite e pelas simulações numéricas do comportamento tensão x deformação do solo, entretanto, a massa de solo não é dividida em fatias nas análises tensão x deformação e não se tem de forma direta estas forças. Por isso, para determinar as forças interfáticas resultantes das simulações numéricas realizadas, foi utilizada a superfície potencial de ruptura obtida nas análises de equilíbrio limite e calculadas as forças resultantes a partir das distribuições de tensões normais e cisalhantes nas regiões interfáticas.

Cada região interfáticas foi dividida igualmente em 10 pontos e foram obtidas as distribuições de tensões normais e cisalhantes nesta região, conforme ilustrado na Figura 10. A resultante da distribuição de tensões normais no trecho correspondente às regiões interfáticas foi considerada como a força normal interfáticas (E), de tal forma, a resultante da distribuição de tensões cisalhantes nesta região foi considerada como a força cisalhante interfáticas (X). Este procedimento foi realizado para o estágio 6 e para o estágio 7, a fim de verificar a influência do carregamento nas forças interfáticas obtidas. Bem como, este procedimento também foi realizado utilizando tanto o modelo constitutivo EL como o modelo constitutivo EP.

Figura 10 – Representação da distribuição de tensões normais e cisalhantes na região interfáticas

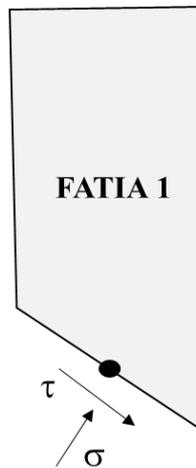


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Este trabalho também se propõe a avaliar a influência das forças interfáticas no cálculo de fatores de segurança e comparar os resultados de fatores de segurança obtidos através de diferentes metodologias de cálculo. Para isto, uma das metodologias utilizada foi a substituição das forças normais interfáticas (E) e cisalhantes interfáticas (X) obtidas considerando os modelos constitutivos EL e EP nas formulações de equilíbrio limite, tanto considerando o equilíbrio de momentos como o equilíbrio de forças.

Outra metodologia de cálculo de FS utilizada foi a aplicação do conceito geral de fator de segurança, apresentada na Equação 1. Para isto, foram determinadas as tensões normais e cisalhantes no ponto médio da base de cada fatia, como exemplifica a Figura 11.

Figura 11 – Tensão normal e cisalhante na base da fatia



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A tensão normal (σ) obtida para cada fatia foi utilizada para calcular a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo (τ_f) a partir da Equação 9 (critério de Mohr-Coulomb). Já a tensão cisalhante obtida para cada fatia foi considerada como a tensão cisalhante atuante (τ_d).

$$\tau_f = c' + \sigma \operatorname{tg} \phi' \quad (9)$$

A partir da determinação da resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo (τ_f) e a tensão cisalhante atuante (τ_d), foi possível calcular o fator de segurança global ao longo da superfície de ruptura. O procedimento explicado foi realizado tanto considerando o modelo constitutivo EL como o modelo EP.

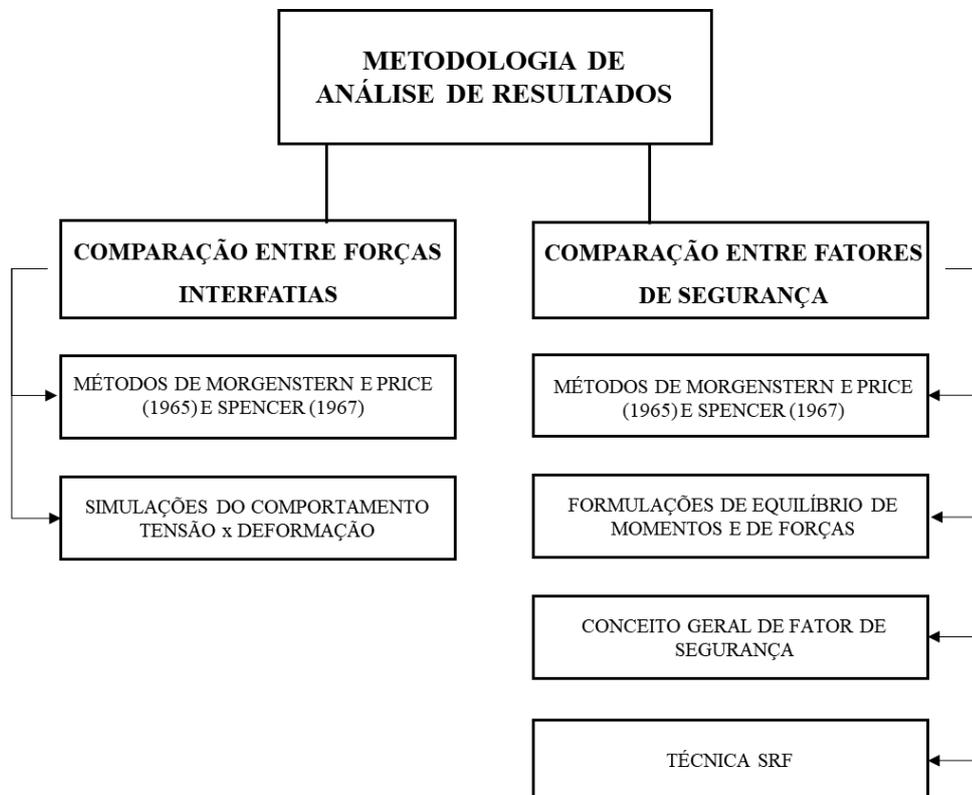
3.4. Análises de estabilidade utilizando a técnica de redução dos parâmetros

O software *Phase2* além de permitir conhecer o comportamento do talude no que diz respeito as tensões e deformações dos materiais que o constitui, também permite realizar análises de estabilidade utilizando a técnica de redução dos parâmetros de resistência (SRF). Esta técnica se aplica apenas para o modelo constitutivo elástoplástico e o resultado deste procedimento é um fator de segurança referente à massa de solo analisada, que posteriormente será comparado com os fatores de segurança obtidos pelas metodologias anteriormente citadas.

3.5. Metodologia de análise dos resultados

A fim de atender aos objetivos deste trabalho, os resultados obtidos pelos procedimentos apresentados ao longo deste capítulo serão analisados comparando os resultados obtidos em termos de forças interfatias e em termos de fatores de segurança. A Figura 12 apresenta um fluxograma que resume a metodologia de análise.

Figura 12 – Metodologia de análise dos resultados



Fonte: Elaborado pelo Autor.

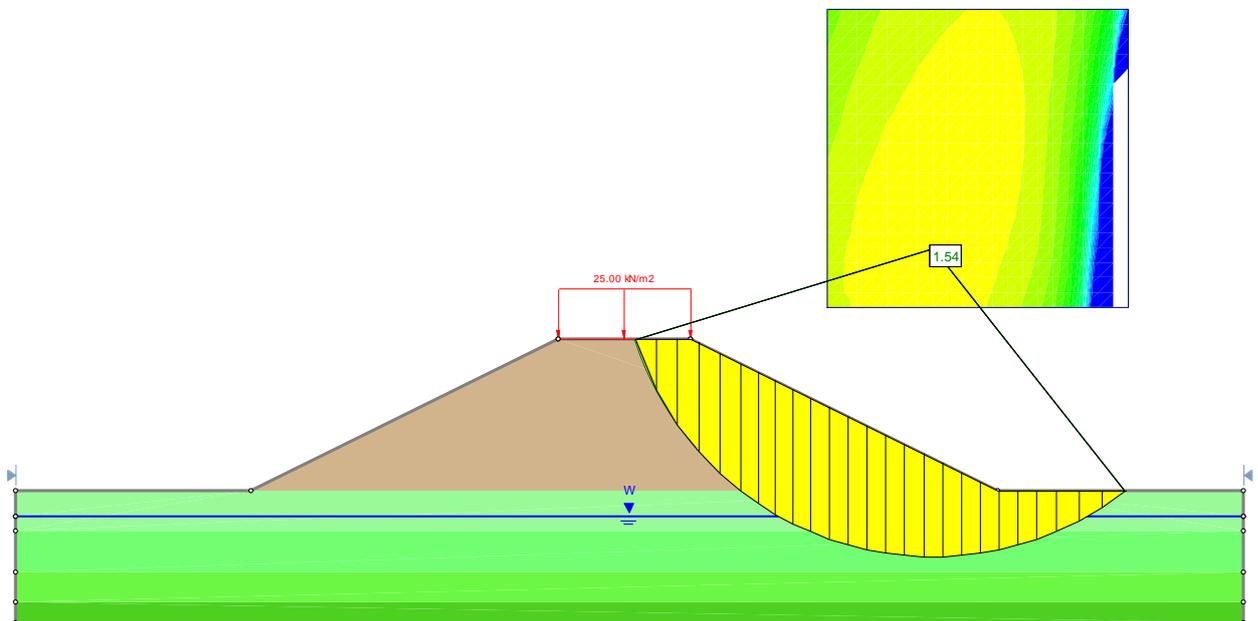
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nas análises realizadas conforme metodologia descrita anteriormente e suas respectivas discussões, levando em consideração os objetivos propostos para este trabalho.

4.1. Análises de estabilidade do aterro via equilíbrio limite

A Figura 13 apresenta a superfície potencial de ruptura e o fator de segurança obtido na análise de estabilidade realizada utilizando o método de equilíbrio limite proposto por Morgenstern e Price (1965). Foram utilizadas as funções senoidal e trapezoidal, ilustradas na Figura 4 apresentada anteriormente, para representar a relação de distribuição das forças interfatias, entretanto o uso destas funções não resultou em fatores de segurança diferentes, apenas em forças interfatias distintas.

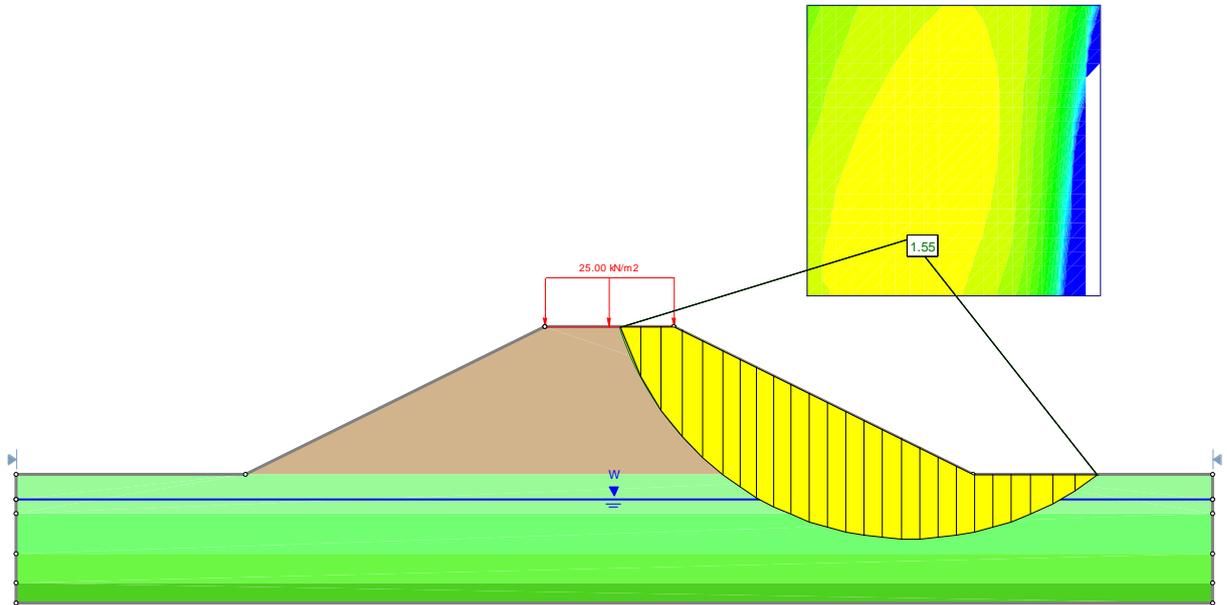
Figura 13 – Resultado da análise de estabilidade realizada utilizando o método de Morgenstern e Price (1965)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 14 apresenta a superfície potencial de ruptura e o fator de segurança obtido utilizando o método de Spencer (1967). Ambos os métodos citados apresentaram a mesma superfície potencial de ruptura e, portanto, a mesma configuração de divisão da massa do solo em fatias, podendo ser considerados iguais os fatores de segurança obtidos.

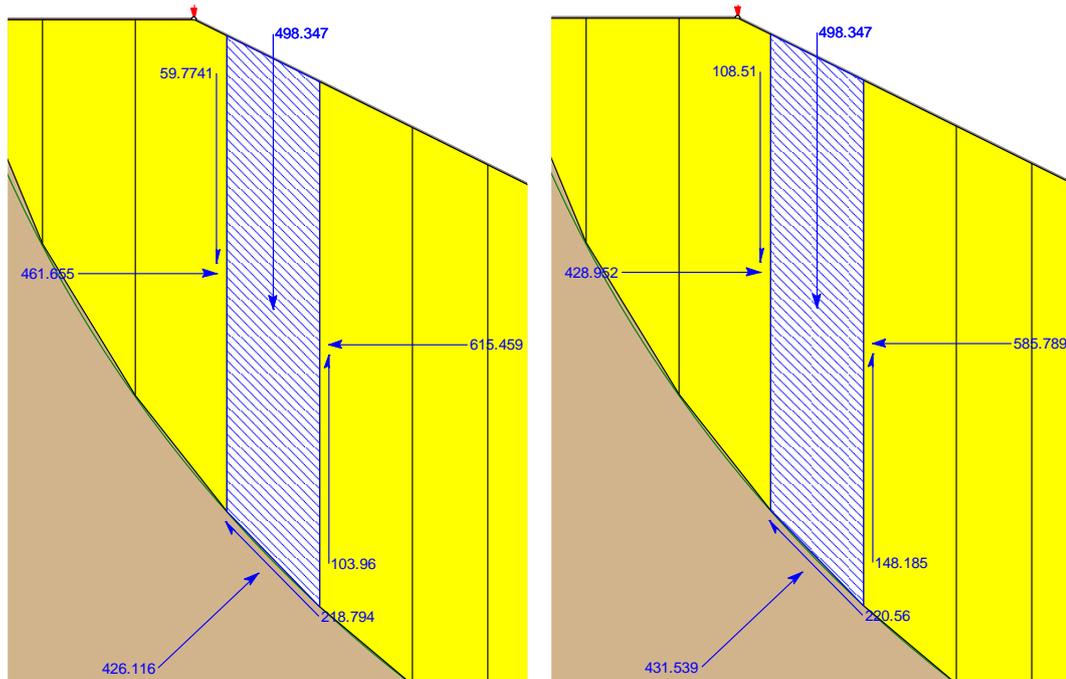
Figura 14 – Resultado da análise de estabilidade realizada utilizando o método de Spencer (1967)



Fonte: Elaborado pelo Autor.

A Figura 15 ilustra as forças atuantes em uma fatia qualquer obtidas pelos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967). As forças interfatias obtidas por estes métodos para todas as fatias da massa de solo analisada estão apresentadas no APÊNDICE A.

Figura 15 – Forças atuantes em uma fatia qualquer



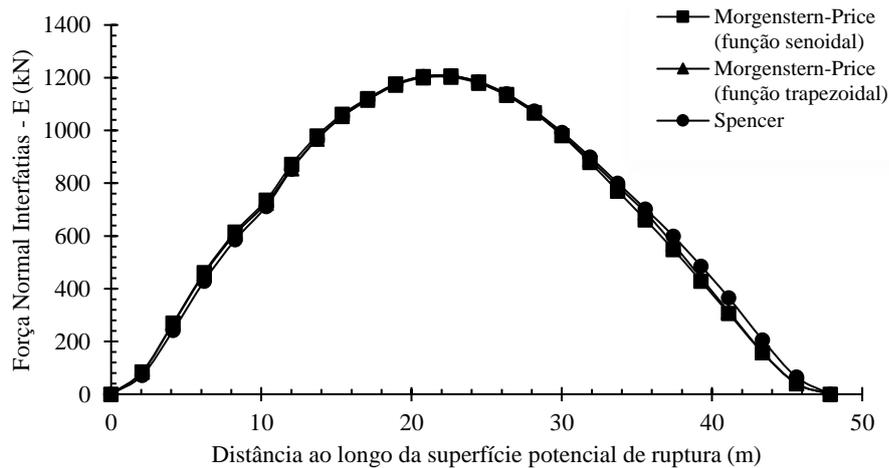
(a) Método de Morgenstern e Price (1965)

(b) Método de Spencer (1967)

Fonte: Elaborado pelo Autor.

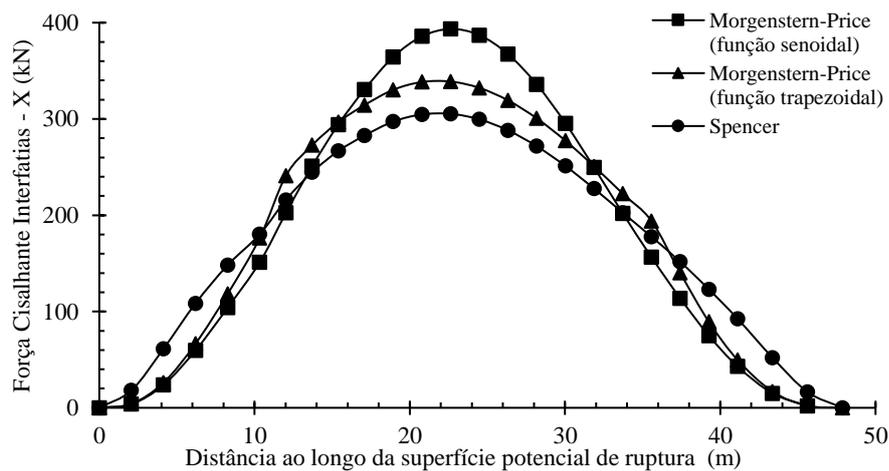
A Figura 16 e a Figura 17 apresentam, respectivamente, a distribuição das forças normais (E) e cisalhantes (X) interfáticas ao longo da superfície potencial de ruptura para os métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967). A Figura 18 apresenta a relação X/E ao longo da superfície potencial de ruptura.

Figura 16 – Distribuição das forças normais interfáticas ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite



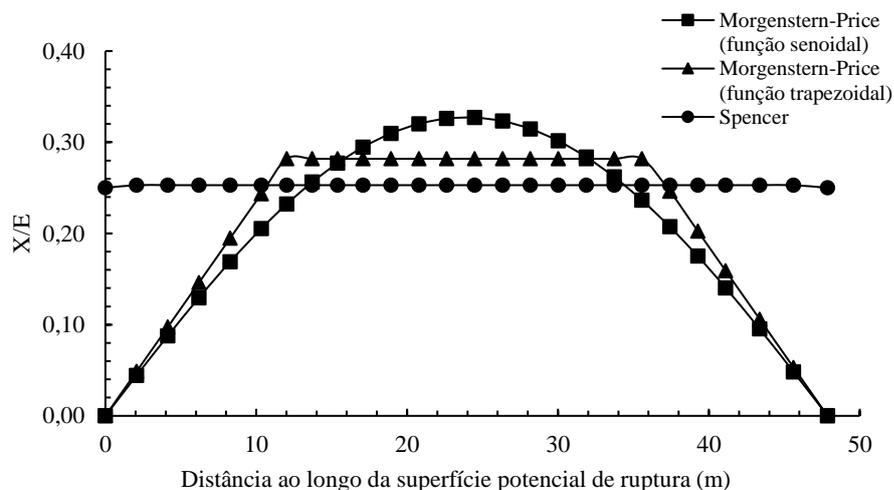
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 17 – Distribuição das forças cisalhantes interfáticas ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 18 – Relação X/E ao longo da superfície potencial de ruptura obtida através de métodos de equilíbrio limite



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Observa-se na Figura 16 que as forças normais interfáticas (E) obtidas para todos os métodos utilizados foram praticamente iguais e que, observando a Figura 17, as forças cisalhantes interfáticas (X) foram diferentes entre os métodos. Este fato pode ser explicado devido o cálculo das forças normais interfáticas (E) independer do método de análise de estabilidade utilizado, pois as mesmas são obtidas apenas através do equilíbrio de forças horizontais. Já as forças cisalhantes interfáticas (X) dependem do método utilizado, pois cada método adota uma hipótese simplificadora para calcular estas forças, como mostra a Equação 8 para o método de Morgenstern-Price (1965) e a Equação 9 para o método de Spencer (1967).

A Figura 18 mostra que os resultados obtidos referentes à relação X/E ao longo da superfície potencial de ruptura são compatíveis com as hipóteses dos métodos utilizados, pois o método de Spencer (1967) apresentou relação X/E constante ao longo da superfície potencial de ruptura e o método de Morgenstern e Price (1965) apresentou relação X/E de acordo com a função de distribuição governante escolhida (senoidal e trapezoidal).

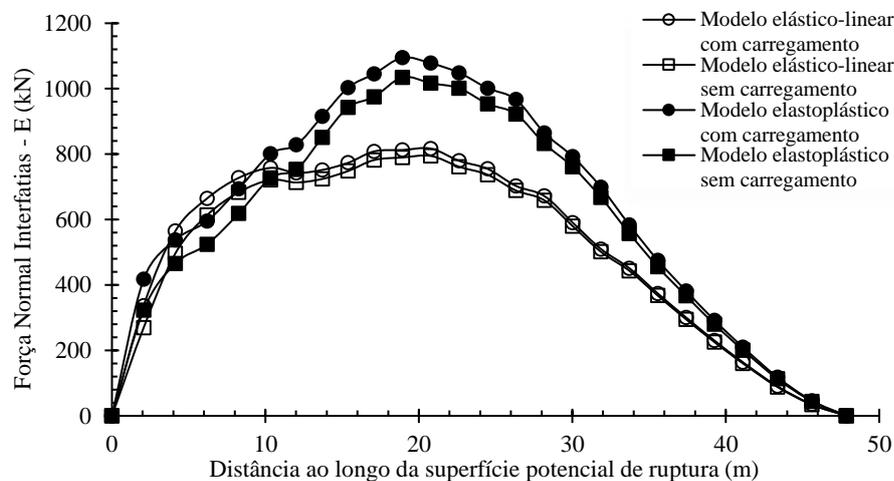
4.2. Análises tensão x deformação

A partir das análises tensão x deformação realizadas, foram levantadas as distribuições de tensões normais e cisalhantes nas regiões correspondentes às interfáticas, além das tensões normais e cisalhantes nas bases das fatias ao longo da superfície potencial de ruptura. Estes procedimentos foram realizados considerando os modelos constitutivos EL e EP.

Com a distribuição de tensões normais e cisalhantes nas regiões interfáticas foram obtidas as forças interfáticas (E e X) que estão apresentadas no APÊNDICE B. Estas forças foram obtidas tanto para o estágio 6 como para o estágio 7, a fim de verificar a influência do carregamento atuante no talude.

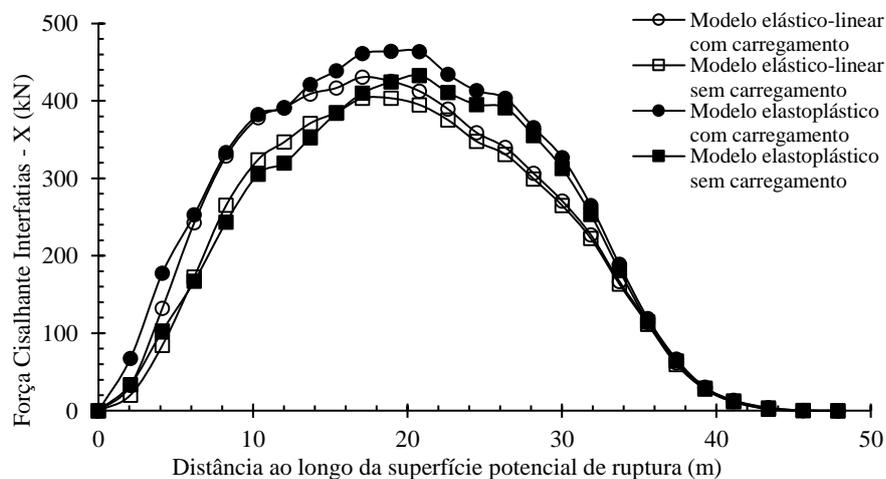
A Figura 19, a Figura 20 e a Figura 21 mostram que o carregamento atuante na crista do talude não influenciou de maneira significativa nos resultados das forças interfáticas obtidas, tanto para o modelo elástico-linear como para o modelo elastoplástico.

Figura 19 – Comparação entre forças normais interfáticas (E) calculadas sob efeito de carregamento e sem carregamento



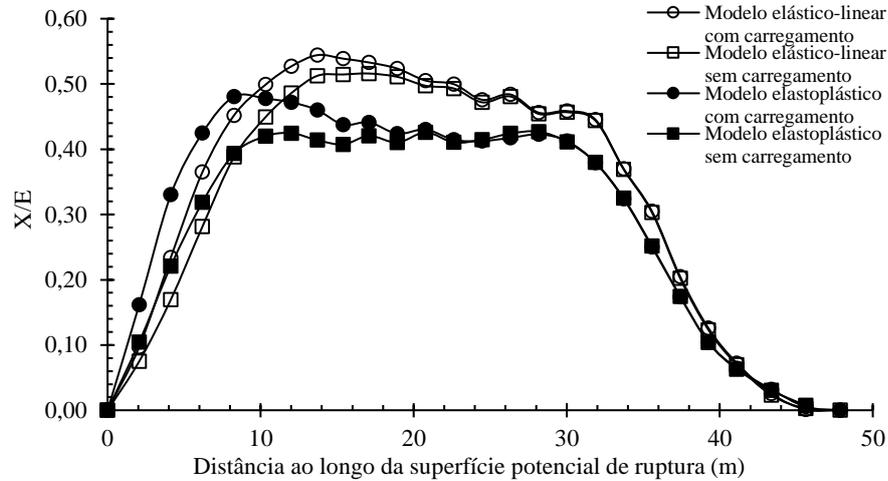
Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 20 – Comparação entre forças cisalhantes interfáticas (X) calculadas sob efeito de carregamento e sem carregamento



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Figura 21 – Comparação entre a relação X/E calculada sob efeito de carregamento e sem carregamento



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Pode-se observar nas figuras apresentadas que as fatias iniciais apresentaram maiores diferenças entre resultados, e que estas diferenças foram diluídas ao longo das demais fatias. Isto pode ser explicado devido o carregamento analisado está atuando diretamente apenas nas três primeiras fatias, conforme pode ser observado na Figura 23 e na Figura 24 apresentadas anteriormente. Este comportamento foi percebido tanto para o modelo constitutivo EL como para o modelo EP.

Para a comparação com as forças interfáticas obtidos pelos métodos de equilíbrio limite e para os demais procedimentos que serão apresentados neste capítulo, foram utilizadas apenas as forças interfáticas obtidas considerando o carregamento de 25 kPa. A Figura 22, a Figura 23 e a Figura 24 mostram a comparação entre as forças interfáticas (E e X) e a relação X/E, respectivamente, obtidas pelos métodos de equilíbrio limite e por meio das simulações numéricas do comportamento tensão x deformação.

Figura 22 – Comparação entre forças normais interfáticas (E) obtidas através de diferentes metodologias

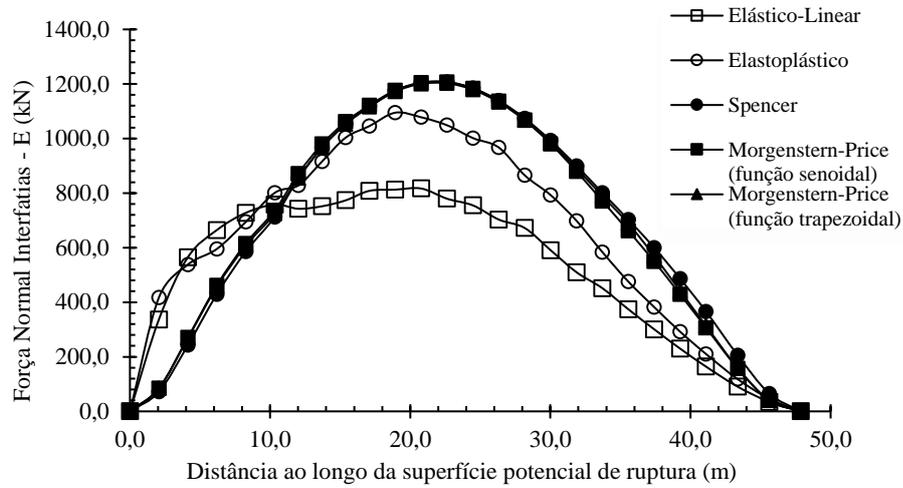


Figura 23 – Comparação entre forças cisalhantes interfáticas (X) obtidas através de diferentes metodologias

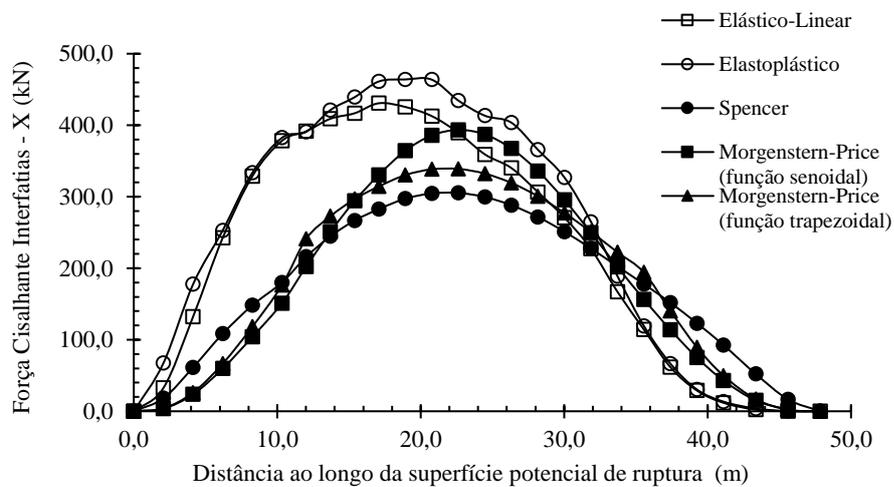
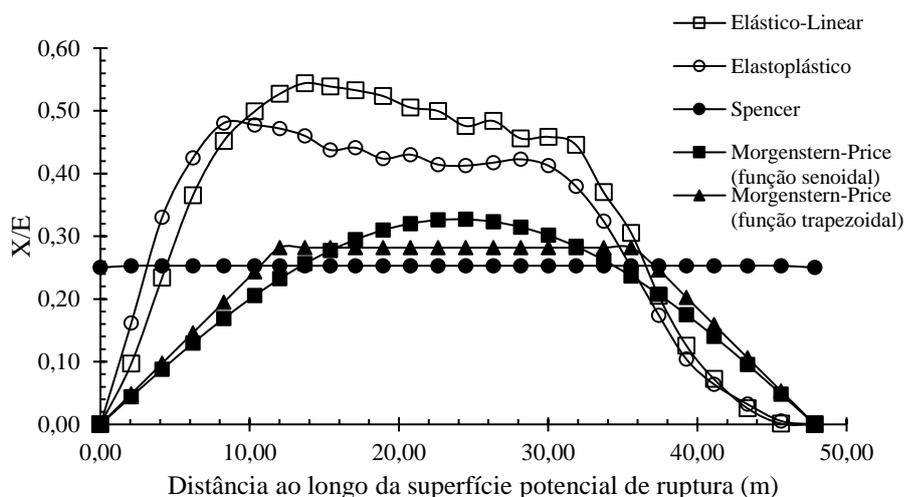


Figura 24 – Comparação entre a relação X/E obtidas através de diferentes metodologias



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Analisando os resultados apresentados na Figura 22, pode-se perceber que as forças normais interfáticas (E) obtidas pelas simulações numéricas, tanto para o modelo constitutivo EL como para o EP, não apresentaram valores semelhantes como foi observado anteriormente nos métodos de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

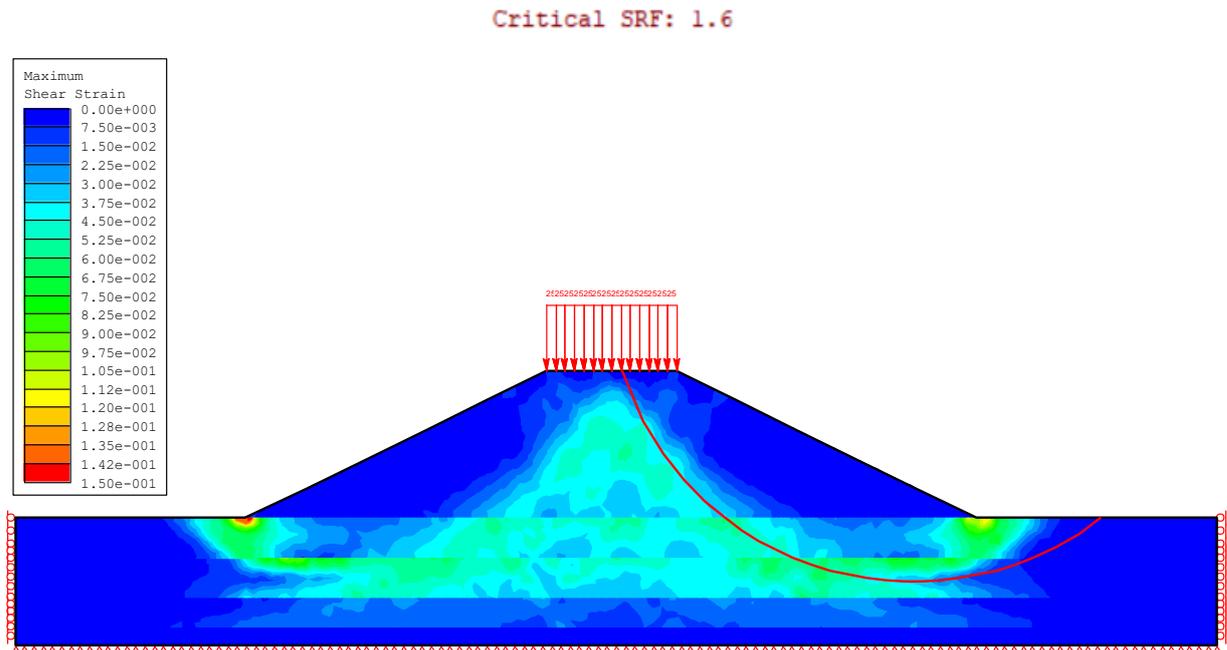
No geral, os resultados apresentados na Figura 22, Figura 23 e Figura 24 mostraram que as forças interfáticas calculadas pelas metodologias utilizadas são bastante diferentes, principalmente no que diz respeito à função de distribuição destas forças (Figura 24). Observa-se que a relação X/E obtida para os modelos EL e EP não é constante, diferente do que considera o método de Spencer (1967), e que o formato de ambas as distribuições se assemelha à um trapézio.

As diferenças apresentadas podem ser justificadas pelo fato das forças interfáticas calculadas pelos métodos de equilíbrio limite não consideram aspectos referentes ao comportamento da estrutura analisada, e serem calculadas apenas considerando uma condição de equilíbrio limite. Com isto, pode-se concluir que as forças interfáticas obtidas pelas análises de equilíbrio limite não representam a estrutura do talude analisado, se comparadas com as forças interfáticas obtidas pelas análises numéricas.

4.3. Análise da estabilidade do talude via SRF

A Figura 25 apresenta os resultados obtidos através da técnica SRF, sendo eles o fator de segurança à ruptura de 1,6 e a distribuição das deformações cisalhantes máximas no talude.

Figura 25 – Distribuição das deformações cisalhantes máximas



A superfície circular desenhada em vermelho na Figura 25 representa a superfície potencial de ruptura obtida nas análises de equilíbrio limite. Tendo em vista que esta superfície se encontra na região das deformações cisalhantes máximas obtidas na análise SRF, pode-se considerar que os resultados obtidos por ambas as metodologias de cálculo se mostraram compatíveis.

4.4. Avaliação dos fatores de segurança obtidos

Além dos fatores de segurança obtidos pelos métodos de equilíbrio limite propostos por Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), e pela Técnica SRF, foram calculados fatores de segurança a partir de duas outras metodologias:

- a) Substituição das forças interfáticas obtidas nas análises tensão x deformação nas formulações de equilíbrio de momentos e de forças;
- b) Substituição das tensões normais e cisalhantes obtidas na base das fatias através das análises tensão x deformação no conceito geral de fator de segurança;

As metodologias apresentadas no item (a) e no item (b) foram realizadas considerando tanto o modelo constitutivo EL como o modelo EP. As planilhas de cálculo utilizadas para o item (a) e para o item (b) estão apresentadas, respectivamente, no APÊNDICE C e no APÊNDICE D.

A Tabela 9 apresenta os fatores de segurança obtidos através das diferentes metodologias de cálculo detalhadas no decorrer deste trabalho.

Tabela 9 – Fatores de segurança à ruptura obtidos por diferentes metodologias

Modelo constitutivo	Metodologia de cálculo	Fator de Segurança
-	Método de Spencer	1,55
-	Método de Morgenstern e Price	1,54
Elástico-linear	Formulação de equilíbrio de momentos	1,51
	Formulação de equilíbrio de forças	1,59
Elastoplástico	Formulação de equilíbrio de momentos	1,50
	Formulação de equilíbrio de forças	1,61
Elástico-linear	Conceito Geral de Fator de Segurança	1,38
Elastoplástico	Conceito Geral de Fator de Segurança	1,54
Elastoplástico	Análise SRF	1,60

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 9, pode-se perceber que o uso das forças interfáticas obtidas nas simulações numéricas considerando o solo como um material elástico-linear, ou elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, não forneceu fatores de segurança iguais que garantam o equilíbrio de momento e de forças, como acontece nas metodologias de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) (métodos de equilíbrio limite). Isto é visto pelas diferenças observadas na formulação de equilíbrio de momentos e de forças (Equações 2 e 3, respectivamente).

Pode-se perceber também que o FS obtido a partir da utilização do conceito geral de fator de segurança considerando os materiais elástico-lineares foi o mais conservador. Provavelmente isto ocorreu pelo fato de que os níveis de deformações foram menores para esta situação, devido às diferenças de redistribuição de tensões no interior da massa de solo do aterro e do solo de fundação, se comparado com os resultados obtidos nas análises tensões x deformações realizadas considerando o comportamento elástico perfeitamente plástico para os solos. Esta diferença já era esperada, tendo em vista que se está analisando um processo de ruptura que não é bem representado por um modelo elástico-linear, visto que o comportamento

dos solos é fundamentalmente afetado pela sua trajetória de tensões e que um modelo constitutivo elástico-linear não considera os efeitos da plastificação sofrida pelo solo.

O FS obtido a partir da aplicação do conceito geral de fator de segurança considerando o modelo constitutivo EP foi praticamente o mesmo dos obtidos pelos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), e próximo ao obtido pela técnica SRF. Vale a pena comentar que esta foi a metodologia considerada mais realista dentre todas as analisadas, pois ela considera o comportamento tensão x deformação da estrutura do aterro, sem nenhuma hipótese simplificadora, ou procedimento que induza uma ruptura generalizada (método SRF), ou equilíbrio à estrutura (métodos de equilíbrio limite). Tendo em vista estes aspectos levantados, pode-se considerar que apesar dos métodos de equilíbrio limite serem baseados em valores de forças interfatias que não representam o estado de tensões dos solos, eles representam de maneira satisfatória o talude analisado em termos de análise global da estabilidade.

5 CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões sobre o tema abordado, tendo em vista os resultados apresentados e discutidos ao longo deste trabalho. Bem como, serão apresentadas sugestões para pesquisas futuras sobre o tema.

5.1. Conclusões

A partir do desenvolvimento do presente trabalho, foram comparadas as forças interfáticas obtidas pelos métodos de equilíbrio limite e pelas análises tensão x deformação. Bem como, foi avaliada a influência destas forças interfáticas e dos modelos constitutivos elástico-linear e elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb no cálculo de fatores de segurança utilizando diferentes metodologias.

A partir das análises de equilíbrio limite, foi possível identificar que a escolha da função de distribuição das forças interfáticas não influenciou no resultado final do fator de segurança calculado pelo método de Morgenstern e Price (1965), e que tanto este método como o de Spencer (1967) forneceram valores de FS semelhantes para uma mesma superfície potencial de ruptura. As forças interfáticas calculadas por estes métodos seguiram o comportamento esperado, pois apresentaram forças normais interfáticas semelhantes e relação X/E ao longo da superfície de ruptura de acordo com o proposto na literatura por cada método.

A relação X/E considerando as forças interfáticas obtidas por meio das análises tensão x deformação não apresentou distribuição constante ao longo da superfície potencial de ruptura, ao contrário do que é adotado no método de Spencer (1967). A distribuição da relação X/E apresentou formato semelhante à um trapézio, tanto para o modelo EL como para o modelo EP, sendo possível considerar, portanto, que este é o formato que melhor representa esta distribuição.

As forças interfáticas (E e X) obtidas pelos métodos de equilíbrio limite foram consideravelmente diferentes das obtidas por meio das análises tensão x deformação e, portanto, pode-se admitir que estas forças não representam o estado de tensões do solo. O uso das forças interfáticas calculadas por meio das simulações numéricas nas formulações de equilíbrio não forneceu fatores de segurança iguais que garantissem o equilíbrio de momentos e de forças, diferente do que acontece nos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967). Este fato reafirma que as forças interfáticas obtidas pelos métodos de equilíbrio limite são calculadas apenas para tornar válida uma condição de equilíbrio limite.

O FS obtido pelo conceito geral de fator de segurança considerando o solo como um material elástico-linear foi o mais conservador, permitindo concluir que o processo de ruptura analisado não é bem representado por um modelo elástico-linear.

O FS calculado por meio do conceito geral de fator de segurança considerando o solo como um material elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb foi considerado neste trabalho como o mais realista. Os fatores de segurança obtidos pelos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) foram praticamente iguais ao obtido pelo método citado anteriormente. Esta semelhança permite concluir que apesar das forças interfatias calculadas por estes métodos de equilíbrio limite não representarem de maneira satisfatória o estado de tensões do solo, a forma como estas forças foram calculadas não afetou os valores obtidos para os fatores de segurança. Além da semelhança entre os fatores de segurança citada, a superfície potencial de ruptura obtida pelos métodos de Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967) coincidiu com a região de deformações cisalhantes máximas obtida pela análise SRF. Estes fatores permitiram concluir que os métodos de equilíbrio limite analisados representam de maneira satisfatória a estrutura do aterro estudado em termos de estabilidade global.

É importante ressaltar que as conclusões referentes aos resultados obtidos neste trabalho são válidas apenas para o tipo de material e de estrutura que foi analisada. Para se ter uma conclusão geral sobre o assunto é importante avaliar outros tipos de estruturas, considerando, por exemplo, outros modelos constitutivos, a influência da variação da poropressão, a influência do solo em seu estado não saturado, superfícies potenciais de ruptura não circulares, entre outros aspectos.

5.2. Sugestões para futuras pesquisas

Como sugestões para trabalhos futuros, pode-se citar:

- a) A aplicação da metodologia apresentada neste trabalho para diferentes geometrias e materiais de taludes;
- b) A realização de novas análises considerando diferentes coeficientes de empuxo no repouso e módulos de elasticidade para os materiais;
- c) A realização de novas análises considerando diferentes modelos constitutivos para o solo.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 11682 – **Estabilidade de Encostas**. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6484 – **Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de Taludes**. In: OLIVEIRA, A.M.S;
- BISHOP. A. W. **The use of the slip circle in the stability analysis of slopes**. Geotechnique, v.5, n.1, p. 7-17, 1955.
- CERVANTES, L. M. T. **Avaliação Geotécnica de projeto de taludes de grande porte de mineração com base nos aspectos de Geologia de Engenharia**. 2007. 248 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- CINTRA, J.C.A; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Tensão admissível em fundações diretas**. Editora Rima. São Carlos, SP, Brasil, 142p, 2003.
- Correia, R.M. **Um método de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes**. Geotecnia, 57, pp.35-45, 1989.
- CULMANN, K., **Die Graphische Statik**. Zurich: Von Meyer & Zeller, 1866.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson, 2007.
- FABRÍCIO, J. V. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contencões**. 2006. 170 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- FELLENIUS, W. **Calculation of the Stability of earth dams**. Trans. 2nd Congress on Large Dams, Washington, v.4, p. 455, 1936.
- FREDLUND, D.G.,KRAHN, J. **Comparison of slope stability methods of analysis**. Canadian Geotechnical Journal, v.14, p.429-439, 1977.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2°. ed. São Paulo: Oficina de Textos, p. 192, 2016.
- GRIFFITHS, D.V. and LANE, P.A. **Slope Stability Analysis by Finite Elements**. Geotechnique, p. 387-403, 1999.
- JAKY, J. **The Coefficient of Earth Pressure at Rest**. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, p. 355-358, 1944.
- KRAHN, J. The 2001 R.M. Hardy lecture: **The limits of limit equilibrium analyses**. Canadian Geotechnical Journal, v.40, p. 643-660, 2003.

MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. **The analysis of the stability of general slip surfaces.** Géotechnique, v.15, p. 79-93, 1965.

NOGUEIRA, R. T. **Simulação Numérica e Equilíbrio Limite aplicado a Retroanálise de Taludes em Mineração de Carvão.** 2016. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, PPGEM, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

PXHERE. **Banco de imagens.** Disponível em: < <https://pxhere.com/pt/photo/21111>>. Acesso em: 28 maio 2018.

RIO DE JANEIRO, Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (GEORIO). **Manual Técnico de Encostas: Análise e Investigação.** 2 ed. Rio de Janeiro, 2000.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** Editora Oficina de Textos. São Paulo, SP, Brasil, 189p, 2000.

SILVA FILHO, F. C.; DANTAS NETO, S. A. **Avaliação da Segurança de um Talude Não-Saturado em Obra do Metrô de Fortaleza – Ce.** In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas (COBRAE), V., 2009, São Paulo: 2009.

SILVA, A. V. **Avaliação do risco de ruptura em análises de estabilidade de taludes de barragens de terra utilizando números fuzzy.** 2015. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

SILVA, A. V. e; DANTAS NETO, S. A.; SOUSA FILHO, F. A. **A Simplified Method for Risk Assessment in Slope Stability Analysis of Earth Dams Using Fuzzy Numbers.** Electronic Journal Of Geotechnical Engineering, v. 21, n. 10, 2016.

SILVA, J. P. M. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na análise de estabilidade de taludes.** 2011. 173 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2011.

SPENCER, E. E. **A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slide forces.** Géotechnique, v.17, n.1, p.11-26, 1967.

TEIXEIRA, L. M. **Análise Numérica do Comportamento de um Oleoduto sujeito a movimentos de Encosta.** 2008. 123 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

TERRAPLENAGEM. **Talude.** Disponível em: <<http://www.terraplenagem.net/dicionario/t/talude/>>. Acesso em: 28 maio 2018.

TERZAGHI, K., and PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, Second Edition: John Wiley & Sons, New York, p. 729, 1967.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Slope stability: Engineer Manual.** Washington, Dc, p. 205 p, 2003.

VARNES, D. J. **Slope movements types and processes.** In Schuster, R.L. e Krizek, R.J. (eds.) Landslides Analysis and Control. National Academy of Science, Washington: 11-33, 1978.

WEI, L.; KOUTNIK, T.; WOODWARD, M. **A Slope Stability Case Study by Limit Equilibrium and Finite Element Methods.** Geoflorida 2010: Advances In Analysis, Modeling & Design. Florida, fev. 2010.

APÊNDICES

APÊNDICE A – FORÇAS INTERFATIAS CALCULADAS PELOS MÉTODOS DE MORGENSTERN E PRICE (1965) E SPENCER (1967)

Tabela 10 – Forças interfáticas obtidas pelo método de Morgenstern e Price (1965) utilizando uma função de distribuição senoidal (1965)

MÉTODO DE ANÁLISE: MORGENSTERN E PRICE (função senoidal)

Centro da superfície potencial de ruptura:	coord. X:	89,65	m
	coord. Y:	36,99	m
Raio da superfície potencial de ruptura:	30,4551		m
Fator de segurança	1,54		

Distância (m)	Força normal interfáticas - E (kN)	Força cisalhante interfáticas - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	84,88	3,75	0,04
4,13	270,50	23,71	0,09
6,20	461,66	59,77	0,13
8,27	615,46	103,96	0,17
10,33	736,06	151,08	0,21
12,02	871,66	202,37	0,23
13,71	979,47	250,98	0,26
15,40	1061,45	294,20	0,28
17,09	1121,77	330,58	0,29
18,93	1176,46	364,39	0,31
20,78	1204,66	385,75	0,32
22,63	1206,79	393,41	0,33
24,48	1183,64	387,03	0,33
26,33	1136,57	367,30	0,32
28,18	1067,77	335,92	0,31
30,02	980,50	295,53	0,30
31,87	879,35	249,54	0,28
33,72	770,46	201,85	0,26
35,57	661,60	156,36	0,24
37,42	549,07	113,78	0,21
39,27	428,53	75,02	0,18
41,11	306,34	42,99	0,14
43,36	157,18	14,98	0,10
45,62	40,37	1,94	0,05
47,87	0,00	0,00	0,00

Tabela 11 – Forças interfáticas obtidas pelo método de Morgenstern e Price (1965) utilizando uma função de distribuição trapezoidal

MÉTODO DE ANÁLISE: MORGENSTERN E PRICE (função trapezoidal)

Centro da superfície potencial de ruptura:	coord. X:	89,65	m
	coord. Y:	36,99	m
Raio da superfície potencial de ruptura:	30,4551		m
Fator de segurança	1,54		

Distância (m)	Força normal interfáticas - E (kN)	Força cisalhante interfáticas - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	84,37	4,11	0,05
4,13	268,31	26,12	0,10
6,20	456,81	66,69	0,15
8,27	607,38	118,24	0,19
10,33	724,46	176,29	0,24
12,02	855,37	241,08	0,28
13,71	967,49	272,68	0,28
15,40	1053,03	296,79	0,28
17,09	1115,65	314,44	0,28
18,93	1171,98	330,31	0,28
20,78	1200,51	338,35	0,28
22,63	1202,31	338,86	0,28
24,48	1179,02	332,30	0,28
26,33	1132,87	319,29	0,28
28,18	1066,74	300,65	0,28
30,02	984,21	277,39	0,28
31,87	889,73	250,76	0,28
33,72	788,85	222,33	0,28
35,57	688,45	194,04	0,28
37,42	569,45	140,15	0,25
39,27	440,90	89,32	0,20
41,11	312,94	49,77	0,16
43,36	159,02	16,86	0,11
45,62	40,13	2,13	0,05
47,87	0,00	0,00	0,00

Tabela 12 – Forças interfáticas obtidas pelo método de Spencer (1967)

MÉTODO DE ANÁLISE: SPENCER

Centro da superfície potencial de ruptura:	coord. X:	89,65	m
	coord. Y:	36,99	m
Raio da superfície potencial de ruptura:	30,4551		m
Fator de segurança	1,54		

Distância (m)	Força normal interfáticas - E (kN)	Força cisalhante interfáticas - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	71,85	18,18	0,25
4,13	242,45	61,33	0,25
6,20	428,95	108,51	0,25
8,27	585,79	148,19	0,25
10,33	712,13	180,15	0,25
12,02	853,69	215,96	0,25
13,71	967,44	244,73	0,25
15,40	1054,26	266,69	0,25
17,09	1117,90	282,79	0,25
18,93	1175,13	297,27	0,25
20,78	1204,41	304,67	0,25
22,63	1206,89	305,30	0,25
24,48	1184,32	299,59	0,25
26,33	1139,02	288,13	0,25
28,18	1073,92	271,67	0,25
30,02	992,68	251,11	0,25
31,87	899,77	227,61	0,25
33,72	800,71	202,55	0,25
35,57	702,35	177,67	0,25
37,42	599,69	151,70	0,25
39,27	486,23	123,00	0,25
41,11	365,77	92,53	0,25
43,36	205,92	52,09	0,25
45,62	65,27	16,51	0,25
47,87	0,00	0,00	0,00

APÊNDICE B – FORÇAS INTERFATIAS OBTIDAS PELAS ANÁLISES TENSÃO x DEFORMAÇÃO

Tabela 13 – Forças interfáticas obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elástico-linear (estágio 6)

MODELO CONSTITUTIVO: ELÁSTICO-LINEAR

ESTÁGIO 6

Distância (m)	Força normal interfáticas - E (kN)	Força cisalhante interfáticas - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	269,31	20,16	0,07
4,13	496,64	84,21	0,17
6,20	613,36	172,66	0,28
8,27	683,37	265,16	0,39
10,33	721,12	324,08	0,45
12,02	713,33	346,83	0,49
13,71	724,08	371,12	0,51
15,40	748,44	385,12	0,51
17,09	781,92	403,49	0,52
18,93	789,77	403,50	0,51
20,78	794,37	394,99	0,50
22,63	761,32	375,35	0,49
24,48	737,07	347,81	0,47
26,33	688,65	331,10	0,48
28,18	658,80	299,17	0,45
30,02	579,98	264,89	0,46
31,87	501,11	222,40	0,44
33,72	443,24	163,61	0,37
35,57	367,46	111,42	0,30
37,42	294,96	59,63	0,20
39,27	225,31	27,69	0,12
41,11	160,36	11,19	0,07
43,36	88,17	2,05	0,02
45,62	34,05	0,09	0,00
47,87	0,00	0,00	0,00

Tabela 14 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elastoplástico (estágio 7)

MODELO CONSTITUTIVO: ELASTOPLÁSTICO			
ESTÁGIO 6			
Distância (m)	Força normal interfatias - E (kN)	Força cisalhante interfatias - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	323,04	33,67	0,10
4,13	465,74	102,90	0,22
6,20	524,01	167,01	0,32
8,27	618,76	243,35	0,39
10,33	727,11	305,31	0,42
12,02	753,04	319,70	0,42
13,71	850,90	352,19	0,41
15,40	942,95	384,14	0,41
17,09	974,97	409,94	0,42
18,93	1034,78	424,55	0,41
20,78	1016,78	432,88	0,43
22,63	1001,24	410,93	0,41
24,48	953,72	395,35	0,41
26,33	922,61	391,33	0,42
28,18	832,27	355,32	0,43
30,02	761,12	312,95	0,41
31,87	667,20	253,41	0,38
33,72	557,54	181,27	0,33
35,57	455,51	114,63	0,25
37,42	366,59	63,95	0,17
39,27	279,99	29,03	0,10
41,11	201,24	12,68	0,06
43,36	113,06	3,45	0,03
45,62	44,34	0,32	0,01
47,87	0,00	0,00	0,00

Tabela 15 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elástico-linear (estágio 7)

MODELO CONSTITUTIVO: ELÁSTICO-LINEAR			
ESTÁGIO 7			
Distância (m)	Força normal interfatias - E (kN)	Força cisalhante interfatias - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	336,92	32,63	0,10
4,13	564,86	132,22	0,23
6,20	664,38	242,57	0,37
8,27	727,55	328,80	0,45
10,33	757,85	378,23	0,50
12,02	742,58	391,47	0,53
13,71	751,69	409,05	0,54
15,40	773,48	416,74	0,54
17,09	808,22	430,73	0,53
18,93	812,65	425,47	0,52
20,78	816,78	412,65	0,51
22,63	779,34	389,38	0,50
24,48	754,89	359,16	0,48
26,33	702,76	340,06	0,48
28,18	671,90	306,39	0,46
30,02	590,46	270,71	0,46
31,87	509,73	227,08	0,45
33,72	451,17	166,99	0,37
35,57	374,09	114,13	0,31
37,42	300,51	61,50	0,20
39,27	229,85	28,88	0,13
41,11	163,83	11,84	0,07
43,36	90,34	2,30	0,03
45,62	35,05	0,04	0,00
47,87	0,00	0,00	0,00

Tabela 16 – Forças interfatias obtidas através de análises tensão x deformação do comportamento do solo utilizando o modelo constitutivo elastoplástico (estágio 7)

MODELO CONSTITUTIVO: ELASTOPLÁSTICO			
ESTÁGIO 7			
Distância (m)	Força normal interfatias - E (kN)	Força cisalhante interfatias - X (kN)	X/E
0,00	0,00	0,00	0,00
2,07	417,31	67,40	0,16
4,13	538,01	177,63	0,33
6,20	595,15	252,90	0,42
8,27	694,17	333,59	0,48
10,33	800,88	382,43	0,48
12,02	828,34	390,80	0,47
13,71	915,78	421,21	0,46
15,40	1003,31	439,15	0,44
17,09	1045,58	461,19	0,44
18,93	1094,69	463,97	0,42
20,78	1077,91	463,66	0,43
22,63	1048,53	434,43	0,41
24,48	1001,54	413,27	0,41
26,33	966,75	403,52	0,42
28,18	864,87	365,58	0,42
30,02	792,45	326,85	0,41
31,87	698,26	264,90	0,38
33,72	583,26	188,91	0,32
35,57	475,40	119,03	0,25
37,42	381,81	66,44	0,17
39,27	291,78	30,33	0,10
41,11	210,03	13,45	0,06
43,36	118,19	3,79	0,03
45,62	46,26	0,25	0,01
47,87	0,00	0,00	0,00

APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE FATORES DE SEGURANÇA UTILIZANDO AS FORMULAÇÕES DE EQUILÍBRIO LIMITE E AS FORÇAS INTERFATIAS OBTIDAS ATRAVÉS DE ANÁLISES TENSÃO x DEFORMAÇÃO

Tabela 16 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de momentos utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear

PLANILHA DE CÁLCULO - FATOR DE SEGURANÇA A PARTIR DO EQUILÍBRIO DE MOMENTOS														
MODELO CONSTITUTIVO: ELÁSTICO-LINEAR														
N° da Fatia	c' (kPa)	ϕ' (°)	L (m)	R (m)	α (°)	W (kN)	x(m)	u(kPa)	XR	XL	N (kN)	Numerador	Denominador	
1	15,00	34,50	5,45	30,46	69,80	105,50	28,58	0,00	32,63	0,00	95,95	4498,12	3015,28	
2	15,00	34,50	3,99	30,46	60,63	279,95	26,54	0,00	132,22	32,63	224,40	6519,75	11064,63	
3	15,00	34,50	3,35	30,46	53,70	396,92	24,55	0,00	242,57	132,22	303,99	7893,25	9742,43	
4	15,00	34,50	2,97	30,46	47,80	458,62	22,56	0,00	328,80	242,57	347,19	8623,79	10346,79	
5	15,00	34,50	2,72	30,46	42,51	498,19	20,58	0,00	378,23	328,80	411,84	9862,85	10253,14	
6	0,00	26,00	2,09	30,46	37,45	565,97	18,52	0,00	391,47	378,23	557,95	8287,71	10481,22	
7	0,00	26,00	2,00	30,46	32,51	574,25	16,37	0,00	409,05	391,47	547,26	8128,91	9399,73	
8	0,00	26,00	1,92	30,46	27,83	573,34	14,22	8,76	416,74	409,05	548,77	7901,51	8152,53	
9	0,00	23,40	1,86	30,46	23,62	494,35	12,20	18,01	430,73	416,74	469,54	5746,68	6032,89	
10	0,00	23,40	1,98	30,46	19,82	482,81	10,33	25,10	425,47	430,73	474,82	5602,84	4985,43	
11	0,00	23,40	1,94	30,46	16,11	466,89	8,45	30,86	412,65	425,47	465,66	5347,89	3944,35	
12	0,00	23,40	1,90	30,46	12,46	446,85	6,57	35,39	389,38	412,65	456,75	5133,38	2936,09	
13	0,00	23,40	1,89	30,46	8,86	422,89	4,69	38,74	359,16	389,38	442,07	4861,24	1984,74	
14	0,00	23,40	1,86	30,46	5,31	395,15	2,82	40,95	340,06	359,16	407,20	4362,90	1112,73	
15	0,00	23,40	1,85	30,46	1,77	363,72	0,94	42,04	306,39	340,06	394,77	4177,68	341,40	
16	0,00	23,40	1,85	30,46	-1,77	328,64	-0,94	42,04	270,71	306,39	367,05	3812,26	-308,48	
17	0,00	23,40	1,85	30,46	-5,31	289,91	-2,82	40,95	227,08	270,71	342,08	3509,98	-816,37	
18	0,00	23,40	1,86	30,46	-8,86	247,49	-4,69	38,74	166,99	227,08	322,51	3300,82	-1161,52	
19	0,00	23,40	1,88	30,46	-12,46	205,53	-6,57	35,39	114,13	166,99	278,04	2787,57	-1350,48	
20	0,00	23,40	1,91	30,46	-16,11	185,97	-8,45	30,86	61,50	114,13	265,47	2723,85	-1571,09	
21	0,00	23,40	1,94	30,46	-19,82	166,81	-10,33	25,10	28,88	61,50	230,84	2400,68	-1722,48	
22	0,00	23,40	1,98	30,46	-23,62	143,27	-12,20	18,01	11,84	28,88	194,97	2099,60	-1748,46	
23	0,00	26,00	2,50	30,46	-27,83	128,74	-14,22	8,76	2,30	11,84	184,09	2409,71	-1830,60	
24	0,00	26,00	2,61	30,46	-32,51	83,75	-16,37	0,00	0,04	2,30	128,49	1908,64	-1370,87	
25	0,00	26,00	2,76	30,46	-37,45	29,57	-18,52	0,00	0,00	0,04	49,59	736,60	-547,63	
												Σ	122638,23	81365,41
												FSteste	1,51	
												FS cálculo	1,51	

Tabela 17 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de momentos utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elastoplástica

PLANILHA DE CÁLCULO - FATOR DE SEGURANÇA A PARTIR DO EQUILÍBRIO DE MOMENTOS													
MODELO CONSTITUTIVO: ELASTOPLÁSTICO													
N° da Fatia	c' (kPa)	φ' (°)	L (m)	R (m)	α (°)	W (kN)	x(m)	u(kPa)	XR	XL	N (kN)	Numerador	Denominador
1	15,00	34,50	5,45	30,46	69,80	105,50	28,58	0,00	67,40	0,00	50,81	3553,28	3015,28
2	15,00	34,50	3,99	30,46	60,63	279,95	26,54	0,00	177,63	67,40	212,18	6263,83	11064,63
3	15,00	34,50	3,35	30,46	53,70	396,92	24,55	0,00	252,90	177,63	340,28	8652,77	9742,43
4	15,00	34,50	2,97	30,46	47,80	458,62	22,56	0,00	333,59	252,90	352,42	8733,45	10346,79
5	15,00	34,50	2,72	30,46	42,51	498,19	20,58	0,00	382,43	333,59	412,15	9869,46	10253,14
6	0,00	26,00	2,09	30,46	37,45	565,97	18,52	0,00	390,80	382,43	562,67	8357,80	10481,22
7	0,00	26,00	2,00	30,46	32,51	574,25	16,37	0,00	421,21	390,80	534,48	7939,08	9399,73
8	0,00	26,00	1,92	30,46	27,83	573,34	14,22	8,76	439,15	421,21	538,73	7752,40	8152,53
9	0,00	23,40	1,86	30,46	23,62	494,35	12,20	18,01	461,19	439,15	461,66	5642,72	6032,89
10	0,00	23,40	1,98	30,46	19,82	482,81	10,33	25,10	463,97	461,19	467,00	5499,79	4985,43
11	0,00	23,40	1,94	30,46	16,11	466,89	8,45	30,86	463,66	463,97	453,59	5188,85	3944,35
12	0,00	23,40	1,90	30,46	12,46	446,85	6,57	35,39	434,43	463,66	462,44	5208,44	2936,09
13	0,00	23,40	1,89	30,46	8,86	422,89	4,69	38,74	413,27	434,43	433,26	4745,19	1984,74
14	0,00	23,40	1,86	30,46	5,31	395,15	2,82	40,95	403,52	413,27	398,05	4242,19	1112,73
15	0,00	23,40	1,85	30,46	1,77	363,72	0,94	42,04	365,58	403,52	399,00	4233,36	341,40
16	0,00	23,40	1,85	30,46	-1,77	328,64	-0,94	42,04	326,85	365,58	370,14	3853,01	-308,48
17	0,00	23,40	1,85	30,46	-5,31	289,91	-2,82	40,95	264,90	326,85	360,98	3759,10	-816,37
18	0,00	23,40	1,86	30,46	-8,86	247,49	-4,69	38,74	188,91	264,90	339,38	3523,26	-1161,52
19	0,00	23,40	1,88	30,46	-12,46	205,53	-6,57	35,39	119,03	188,91	296,67	3033,12	-1350,48
20	0,00	23,40	1,91	30,46	-16,11	185,97	-8,45	30,86	66,44	119,03	265,47	2723,85	-1571,09
21	0,00	23,40	1,94	30,46	-19,82	166,81	-10,33	25,10	30,33	66,44	235,01	2455,53	-1722,48
22	0,00	23,40	1,98	30,46	-23,62	143,27	-12,20	18,01	13,45	30,33	194,82	2097,63	-1748,46
23	0,00	26,00	2,50	30,46	-27,83	128,74	-14,22	8,76	3,79	13,45	184,30	2412,91	-1830,60
24	0,00	26,00	2,61	30,46	-32,51	83,75	-16,37	0,00	0,25	3,79	130,48	1938,08	-1370,87
25	0,00	26,00	2,76	30,46	-37,45	29,57	-18,52	0,00	0,00	0,25	49,97	742,20	-547,63
											Σ	122421,31	81365,41
											FSteste	1,50	
											FScálculo	1,50	

Tabela 18 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de forças utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear

PLANILHA DE CÁLCULO - FATOR DE SEGURANÇA A PARTIR DO EQUILÍBRIO DE FORÇAS VERTICAIS													
MODELO CONSTITUTIVO: ELÁSTICO-LINEAR													
N° da Fatia	c' (kPa)	φ' (°)	L (m)	R (m)	α (°)	W (kN)	x(m)	u(kPa)	XR	XL	N (kN)	Numerador	Denominador
1	15,00	34,50	5,45	30,46	69,80	105,50	28,58	0,00	32,63	0,00	102,23	52,49	95,94
2	15,00	34,50	3,99	30,46	60,63	279,95	26,54	0,00	132,22	32,63	231,71	107,47	201,93
3	15,00	34,50	3,35	30,46	53,70	396,92	24,55	0,00	242,57	132,22	277,55	142,67	223,69
4	15,00	34,50	2,97	30,46	47,80	458,62	22,56	0,00	328,80	242,57	354,37	193,53	262,52
5	15,00	34,50	2,72	30,46	42,51	498,19	20,58	0,00	378,23	328,80	419,07	242,37	283,19
6	0,00	26,00	2,09	30,46	37,45	565,97	18,52	0,00	391,47	378,23	563,68	218,26	342,76
7	0,00	26,00	2,00	30,46	32,51	574,25	16,37	0,00	409,05	391,47	552,09	227,07	296,73
8	0,00	26,00	1,92	30,46	27,83	573,34	14,22	8,76	416,74	409,05	552,78	231,16	258,09
9	0,00	23,40	1,86	30,46	23,62	494,35	12,20	18,01	430,73	416,74	472,05	173,88	189,15
10	0,00	23,40	1,98	30,46	19,82	482,81	10,33	25,10	425,47	430,73	476,87	173,91	161,68
11	0,00	23,40	1,94	30,46	16,11	466,89	8,45	30,86	412,65	425,47	467,25	169,37	129,62
12	0,00	23,40	1,90	30,46	12,46	446,85	6,57	35,39	389,38	412,65	457,94	165,09	98,80
13	0,00	23,40	1,89	30,46	8,86	422,89	4,69	38,74	359,16	389,38	442,88	158,06	68,25
14	0,00	23,40	1,86	30,46	5,31	395,15	2,82	40,95	340,06	359,16	407,65	142,83	37,69
15	0,00	23,40	1,85	30,46	1,77	363,72	0,94	42,04	306,39	340,06	394,92	137,17	12,17
16	0,00	23,40	1,85	30,46	-1,77	328,64	-0,94	42,04	270,71	306,39	366,91	125,06	-11,31
17	0,00	23,40	1,85	30,46	-5,31	289,91	-2,82	40,95	227,08	270,71	341,70	114,60	-31,60
18	0,00	23,40	1,86	30,46	-8,86	247,49	-4,69	38,74	166,99	227,08	321,91	106,83	-49,61
19	0,00	23,40	1,88	30,46	-12,46	205,53	-6,57	35,39	114,13	166,99	277,31	89,07	-59,83
20	0,00	23,40	1,91	30,46	-16,11	185,97	-8,45	30,86	61,50	114,13	264,52	85,53	-73,38
21	0,00	23,40	1,94	30,46	-19,82	166,81	-10,33	25,10	28,88	61,50	229,77	73,72	-77,90
22	0,00	23,40	1,98	30,46	-23,62	143,27	-12,20	18,01	11,84	28,88	193,81	62,70	-77,66
23	0,00	26,00	2,50	30,46	-27,83	128,74	-14,22	8,76	2,30	11,84	182,39	69,24	-85,16
24	0,00	26,00	2,61	30,46	-32,51	83,75	-16,37	0,00	0,04	2,30	126,81	52,15	-68,15
25	0,00	26,00	2,76	30,46	-37,45	29,57	-18,52	0,00	0,00	0,04	48,77	18,88	-29,65
											Σ	3333,12	2097,97
											FS teste	1,59	
											FS cálculo	1,59	

Tabela 19 – Planilha de cálculo do fator de segurança referente ao equilíbrio de forças utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elastoplástica

PLANILHA DE CÁLCULO - FATOR DE SEGURANÇA A PARTIR DO EQUILÍBRIO DE FORÇAS VERTICAIS													
MODELO CONSTITUTIVO: ELASTOPLÁSTICO													
N° da Fatia	c' (kPa)	ϕ' (°)	L (m)	R (m)	α (°)	W (kN)	x(m)	u(kPa)	XR	XL	N (kN)	Numerador	Denominador
1	15,00	34,50	5,45	30,46	69,80	105,50	28,58	0,00	67,40	0,00	57,20	41,80	53,68
2	15,00	34,50	3,99	30,46	60,63	279,95	26,54	0,00	177,63	67,40	221,22	103,93	192,78
3	15,00	34,50	3,35	30,46	53,70	396,92	24,55	0,00	252,90	177,63	350,92	172,52	282,82
4	15,00	34,50	2,97	30,46	47,80	458,62	22,56	0,00	333,59	252,90	361,78	196,95	268,00
5	15,00	34,50	2,72	30,46	42,51	498,19	20,58	0,00	382,43	333,59	421,44	243,58	284,80
6	0,00	26,00	2,09	30,46	37,45	565,97	18,52	0,00	390,80	382,43	570,09	220,74	346,66
7	0,00	26,00	2,00	30,46	32,51	574,25	16,37	0,00	421,21	390,80	540,54	222,32	290,52
8	0,00	26,00	1,92	30,46	27,83	573,34	14,22	8,76	439,15	421,21	543,77	227,28	253,89
9	0,00	23,40	1,86	30,46	23,62	494,35	12,20	18,01	461,19	439,15	464,81	171,01	186,25
10	0,00	23,40	1,98	30,46	19,82	482,81	10,33	25,10	463,97	461,19	469,58	170,94	159,21
11	0,00	23,40	1,94	30,46	16,11	466,89	8,45	30,86	463,66	463,97	455,57	164,52	126,38
12	0,00	23,40	1,90	30,46	12,46	446,85	6,57	35,39	434,43	463,66	463,99	167,65	100,11
13	0,00	23,40	1,89	30,46	8,86	422,89	4,69	38,74	413,27	434,43	434,28	154,38	66,92
14	0,00	23,40	1,86	30,46	5,31	395,15	2,82	40,95	403,52	413,27	398,59	138,93	36,86
15	0,00	23,40	1,85	30,46	1,77	363,72	0,94	42,04	365,58	403,52	399,18	139,02	12,30
16	0,00	23,40	1,85	30,46	-1,77	328,64	-0,94	42,04	326,85	365,58	369,97	126,38	-11,40
17	0,00	23,40	1,85	30,46	-5,31	289,91	-2,82	40,95	264,90	326,85	360,47	122,68	-33,33
18	0,00	23,40	1,86	30,46	-8,86	247,49	-4,69	38,74	188,91	264,90	338,57	113,95	-52,17
19	0,00	23,40	1,88	30,46	-12,46	205,53	-6,57	35,39	119,03	188,91	295,66	96,82	-63,79
20	0,00	23,40	1,91	30,46	-16,11	185,97	-8,45	30,86	66,44	119,03	264,25	85,42	-73,30
21	0,00	23,40	1,94	30,46	-19,82	166,81	-10,33	25,10	30,33	66,44	233,61	75,28	-79,20
22	0,00	23,40	1,98	30,46	-23,62	143,27	-12,20	18,01	13,45	30,33	193,34	62,52	-77,47
23	0,00	26,00	2,50	30,46	-27,83	128,74	-14,22	8,76	3,79	13,45	182,14	69,13	-85,04
24	0,00	26,00	2,61	30,46	-32,51	83,75	-16,37	0,00	0,25	3,79	128,29	52,76	-68,95
25	0,00	26,00	2,76	30,46	-37,45	29,57	-18,52	0,00	0,00	0,25	48,91	18,94	-29,74
											Σ	3359,45	2086,77
											FSteste	1,61	
											FScálculo	1,61	

APÊNDICE D – PLANILHAS DE CÁLCULO DE FATOR DE SEGURANÇA UTILIZANDO O CONCEITO GERAL DE FATOR DE SEGURANÇA

Tabela 20 – Planilha de cálculo do FS referente ao conceito geral de fator de segurança utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear

CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO CONCEITO GERAL DE FATOR DE SEGURANÇA															
Modelo constitutivo: elástico -linear															
Xm (m)	Ym (m)	Lbase (m)	σ_{yy} (kPa)	σ_{xx} (kPa)	σ_{xy} (kPa)	θ (°)	$\sigma_{x'}$ (kPa)	$\tau_{xy'}$ (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	τ_s (kPa)	FSlocal	$\tau_s \times$ Abase	$\tau_{xy'} \times$ Abase	
61,58	25,48	5,45	74,93	59,81	-4,27	-67,71	75,75	2,27	15	34,5	67,06	29,60	365,49	12,35	
63,65	21,25	3,99	148,00	82,71	-15,94	-58,82	144,62	21,52	15	34,5	114,40	5,31	456,44	85,88	
65,71	18,23	3,35	192,40	63,10	-22,60	-51,91	165,14	57,38	15	34,5	128,50	2,24	430,47	192,22	
67,78	15,84	2,97	227,60	46,39	-23,45	-45,96	163,47	89,77	15	34,5	127,35	1,42	378,23	266,61	
69,85	13,89	2,72	255,00	36,74	-22,88	-40,60	151,80	111,35	15	34,5	119,33	1,07	324,57	302,86	
71,72	12,38	2,09	271,10	46,75	-22,25	-36,08	145,73	113,60	0	26	71,08	0,63	148,55	237,42	
73,41	11,24	2,00	279,60	56,00	-24,57	-32,23	141,78	111,47	0	26	69,15	0,62	137,96	222,39	
75,10	10,25	1,92	283,00	64,11	-26,93	-28,55	136,71	106,52	0	26	66,68	0,63	128,02	204,51	
76,79	9,39	1,86	283,90	69,94	-28,10	-24,99	129,63	99,99	0	26	63,23	0,63	117,60	185,99	
78,56	8,64	1,98	280,60	89,73	-30,59	-21,37	135,83	87,23	0	23,4	58,78	0,67	116,38	172,72	
80,41	7,98	1,94	280,20	97,80	-33,05	-17,67	133,73	79,72	0	23,4	57,87	0,73	112,27	154,66	
82,25	7,46	1,90	265,70	98,05	-34,65	-14,06	124,27	70,06	0	23,4	53,78	0,77	102,17	133,12	
84,10	7,05	1,89	253,80	100,10	-35,73	-10,50	118,00	60,89	0	23,4	51,06	0,84	96,51	115,08	
85,95	6,77	1,86	239,40	100,70	-36,47	-6,98	111,54	52,11	0	23,4	48,27	0,93	89,78	96,93	
87,80	6,60	1,85	222,80	100,60	-35,83	-3,48	105,39	42,97	0	23,4	45,61	1,06	84,37	79,50	
89,65	6,54	1,85	204,90	99,30	-34,81	0,00	99,30	34,81	0	23,4	42,97	1,23	79,50	64,40	
91,50	6,60	1,85	185,20	97,29	-32,46	3,48	93,68	26,89	0	23,4	40,54	1,51	75,00	49,75	
93,35	6,77	1,86	164,70	93,06	-29,10	6,98	87,10	19,61	0	23,4	37,69	1,92	70,11	36,47	
95,19	7,05	1,88	143,70	88,35	-24,99	10,50	81,23	13,42	0	23,4	35,15	2,62	66,09	25,23	
97,04	7,46	1,91	123,20	82,73	-20,32	14,06	75,54	8,39	0	23,4	32,69	3,90	62,27	15,98	
98,89	7,98	1,94	103,00	75,45	-14,75	17,67	69,46	4,06	0	23,4	30,06	7,40	58,31	7,88	
100,74	8,64	1,98	84,18	66,83	-9,63	21,37	62,60	1,19	0	23,4	27,09	22,82	53,63	2,35	
102,79	9,54	2,50	63,88	58,41	-4,90	25,58	55,61	0,94	0	26	27,12	28,73	67,67	2,36	
105,04	10,74	2,61	40,92	39,66	-1,05	30,39	39,07	-0,04	0	26	19,05	520,19	49,73	-0,10	
107,29	12,20	2,76	14,49	21,31	-0,35	35,44	18,68	3,34	0	26	9,11	2,73	25,15	9,21	
													Σ	3696,3	2675,7
													FS global	1,38	

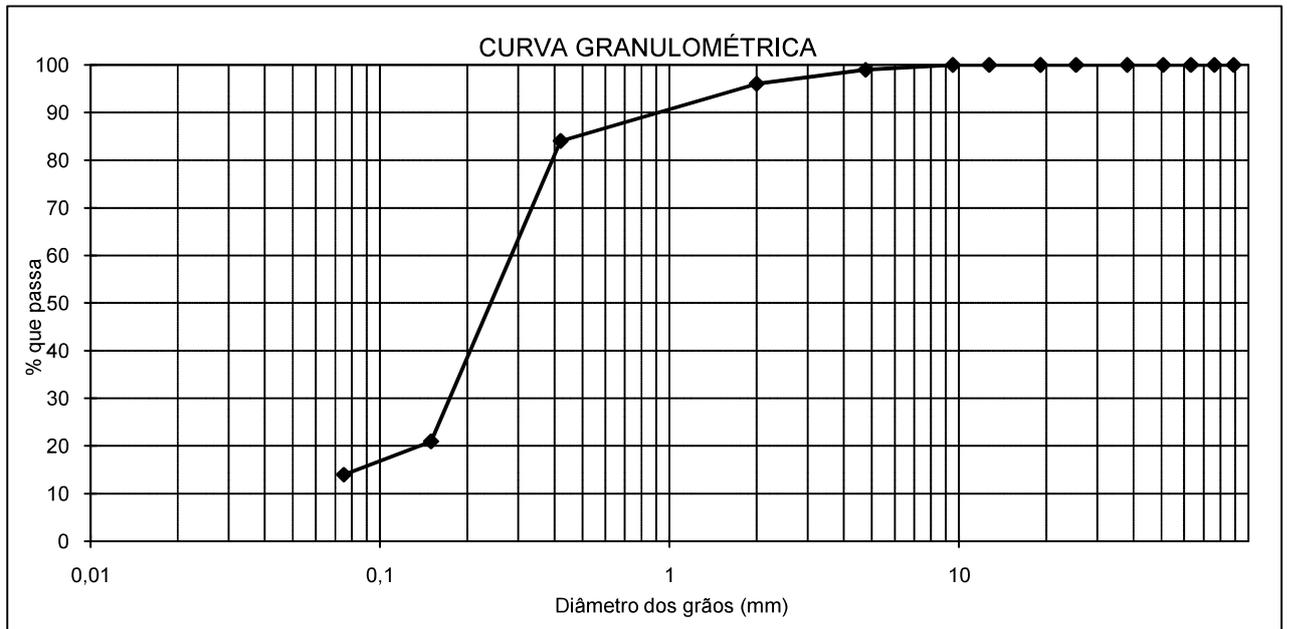
Tabela 21 – Planilha de cálculo do FS referente ao conceito geral de fator de segurança utilizando as forças interfatias obtidas através de uma análise elástica-linear

CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO CONCEITO GERAL DE FATOR DE SEGURANÇA														
Modelo constitutivo: elastoplástico														
Xm (m)	Ym (m)	Lbase (m)	σ_{yy} (kPa)	σ_{xx} (kPa)	σ_{xy} (kPa)	θ (°)	$\sigma_{x'}$ (kPa)	$\tau_{xy'}$ (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	τ_s (kPa)	FSlocal	$\tau_s \times$ Abase	$\tau_{xy'} \times$ Abase
61,58	25,48	68,71	78,3	-8,52	9,78	76,07	-9,43	15	34,5	67,28	7,13	5,45	366,69	-51,42
63,65	21,25	139,3	42,66	-13,46	50,16	125,32	36,56	15	34,5	101,13	2,77	3,99	403,51	145,88
65,71	18,23	192,4	41,7	-9,216	75,91	144,00	70,97	15	34,5	113,97	1,61	3,35	381,80	237,74
67,78	15,84	224,9	50,43	-16,55	88,79	157,13	86,63	15	34,5	122,99	1,42	2,97	365,29	257,29
69,85	13,89	248,9	61,33	-19,5	95,79	160,05	95,66	15	34,5	125,00	1,31	2,72	340,00	260,21
71,72	12,38	267,8	115,5	-18,92	78,47	186,32	78,28	0	26	90,88	1,16	2,09	189,93	163,61
73,41	11,24	274,7	118,5	-29,11	83,35	189,20	83,02	0	26	92,28	1,11	2,00	184,10	165,62
75,10	10,25	282,9	125,9	-31,27	84,50	188,01	82,89	0	26	91,70	1,11	1,92	176,06	159,16
76,79	9,39	280,6	131,2	-35,27	82,61	184,87	79,88	0	26	90,16	1,13	1,86	167,71	148,59
78,56	8,64	277,5	142,9	-42,18	79,43	189,39	76,65	0	23,4	81,96	1,07	1,98	162,27	151,77
80,41	7,98	271,3	142,4	-50,82	82,08	183,68	78,74	0	23,4	79,49	1,01	1,94	154,21	152,75
82,25	7,46	274,1	147,4	-51,22	81,47	179,01	75,03	0	23,4	77,46	1,03	1,90	147,18	142,55
84,10	7,05	251,9	141,7	-49,24	73,90	163,00	65,71	0	23,4	70,53	1,07	1,89	133,31	124,19
85,95	6,77	247	137,9	-48,1	72,73	151,10	59,83	0	23,4	65,39	1,09	1,86	121,62	111,29
87,80	6,60	214	128,1	-46,63	63,40	134,07	51,49	0	23,4	58,02	1,13	1,85	107,33	95,26
89,65	6,54	213,5	124,1	-47,67	65,35	124,10	47,67	0	23,4	53,70	1,13	1,85	99,35	88,19
91,50	6,60	196,9	120,4	-48,81	62,01	114,77	43,81	0	23,4	49,66	1,13	1,85	91,88	81,06
93,35	6,77	173,5	112,9	-44,34	53,70	103,10	35,73	0	23,4	44,62	1,25	1,86	82,99	66,45
95,19	7,05	147,1	105,3	-37,43	42,87	93,28	27,46	0	23,4	40,37	1,47	1,88	75,89	51,62
97,04	7,46	123,8	97,23	-29,49	32,34	84,90	19,75	0	23,4	36,74	1,86	1,91	69,99	37,62
98,89	7,98	101,5	87,49	-20,44	21,61	76,96	12,62	0	23,4	33,30	2,64	1,94	64,61	24,48
100,74	8,64	86,45	77,52	-13,68	14,39	69,42	7,02	0	23,4	30,04	4,28	1,98	59,48	13,90
102,79	9,54	61,79	71,36	-6,31	7,92	64,66	7,68	0	26	31,54	4,10	2,50	78,68	19,17
105,04	10,74	40,7	50,79	-2,366	5,57	46,14	5,56	0	26	22,51	4,05	2,61	58,74	14,51
107,29	12,20	15,43	29,52	-0,3651	7,05	24,44	6,78	0	26	11,92	1,76	2,76	32,90	18,70
												Σ	4115,51	2680,19
												FS global	1,54	

ANEXOS

**ANEXO A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO
REALIZADOS NA AMOSTRA DO ATERRO**

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
					AMOSTRA 4 ATERRO	
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL
P.b.h.	50,00		P. ÚMIDO		1000,00	
P.b.s.	50,00		P. RETIDO NA # Nº 10		44,76	
Tara	13,00		P.h. PASSA # Nº 10		955,24	100,00
ÁGUA	0,00		P.s. PASSA # Nº 10		955,24	100,00
SOLO SECO	37,00		P. AMOSTRA SECA		1000,00	100,00
UMIDADE %	0,00					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO PARCIAL (g)	PESO PASSA (g)	% PASSA AM.TOTAL	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm				
N . G R O S S O	3 1/2"	88,9	0,00	1000,00	100	
	3"	76,2	0,00	1000,00	100	
	2 1/2"	63,3	0,00	1000,00	100	
	2"	50,8	0,00	1000,00	100	
	1 1/2"	38,1	0,00	1000,00	100	
	1"	25,4	0,00	1000,00	100	
	3/4"	19,1	0,00	1000,00	100	
	1/2"	12,7	0,00	1000,00	100	
	3/8"	9,5	3,76	996,24	100	
	Nº 4	4,76	10,61	985,63	99	
F I N O	Nº 10	2	30,39	955,24	96	
	Nº 40	0,42	11,99	88,01	84	
	Nº 100	0,15	66,60	21,41	21	
	Nº 200	0,075	6,35	15,06	14	
						COMP.GRANULOMÉTRICA (%)
						PEDREGULHO: 1
						AREIA GROSSA: 3
						AREIA MÉDIA: 12
						AREIA FINA: 70
						SILTE+ARGILA: 14



DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE DO SOLO

AMOSTRA 4
ATERRO



LIMITE DE LIQUIDEZ

LIMITE DE PLASTICIDADE

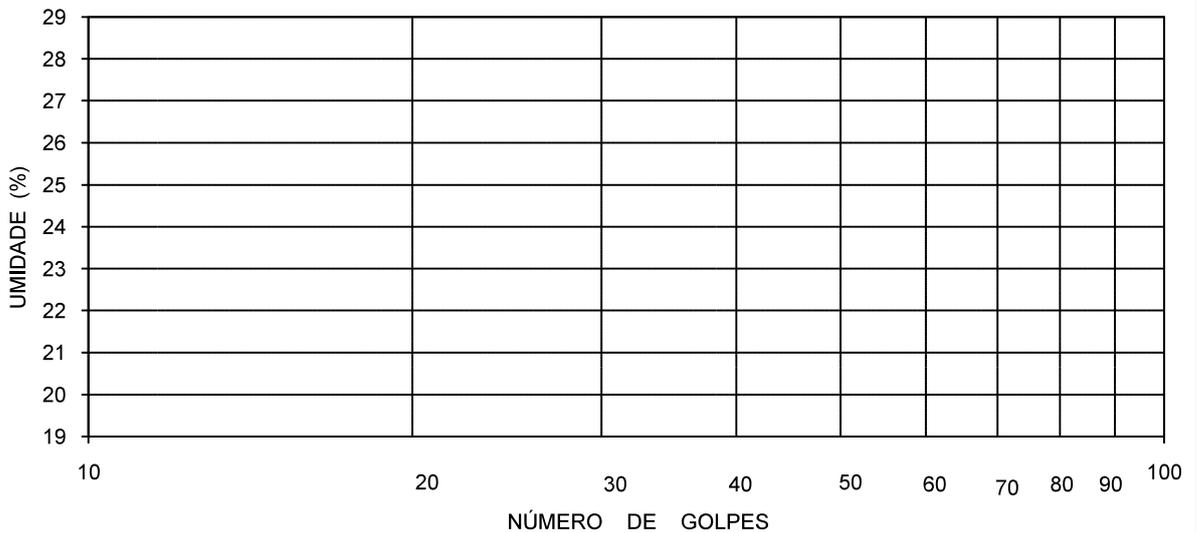
No. DE GOLPES
No. CÁPSULA
SOLO+TARA+AGUA (g)
SOLO+TARA (g)
TARA (g)
ÁGUA (g)
SOLO (g)
UMIDADE (%)

NÃO LÍQUIDO

NÃO PLÁSTICO

LIMITE DE LIQUIDEZ (LL): NL
LIMITE DE PLASTICIDADE (LP): NP
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP): NP

GRÁFICO DE LIQUIDEZ



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL

AMOSTRA 4
ATERRO

15/01/2014

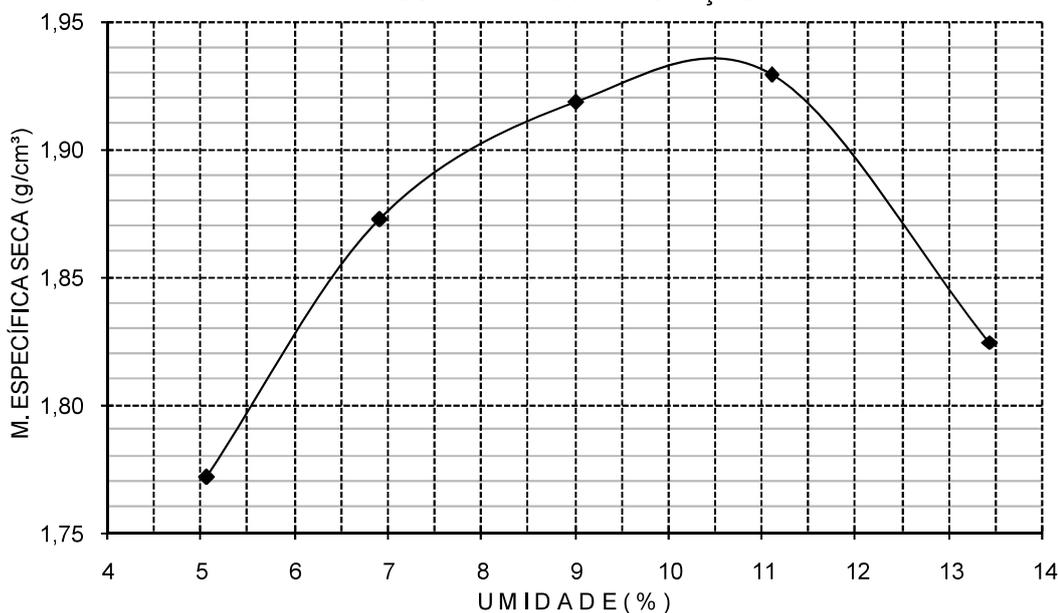
RESULTADOS:

MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA: 1,935 g/cm³

UMIDADE ÓTIMA: 10,5 %

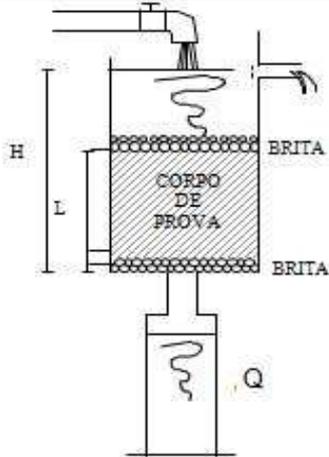
CILINDRO No.	34	VOLUME	2072 cm ³		PESO	5420 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000		g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)	9277	9568	9753	9861	9708		
PESO DA AMOSTRA (g)	3857	4148	4333	4441	4288		
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)	1,861	2,002	2,091	2,143	2,069		
CÁPSULA No.	50	7	4	62	6		
P.BRUTO ÚMIDO (g)	100,36	105,10	137,26	97,15	137,73		
P. BRUTO SECO (g)	96,16	99,14	127,09	88,69	123,16		
P.DA CÁPSULA (g)	13,23	12,84	14,24	12,47	14,65		
ÁGUA (g)	4,20	5,96	10,17	8,46	14,57		
SOLO (g)	82,93	86,30	112,85	76,22	108,51		
UMIDADE (%)	5,06	6,91	9,01	11,10	13,43		
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)	1,772	1,873	1,918	1,929	1,825		

CURVA DE COMPACTAÇÃO



ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA CONSTANTE

AMOSTRA: 4
ATERRO
RECONSTITUÍDA



Q - VOLUME DE ÁGUA MEDIDO NA PROVETA
L - ALTURA DO CORPO DE PROVA
A - ÁREA DO CORPO DE PROVA
H - CARGA HIDRÁULICA
t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO
T - TEMPERATURA DO ENSAIO
Fc - FATOR DE CORREÇÃO

-	cm ³
7,50	cm
181,46	cm ²
135,00	cm
-	s
28	°C
0,828	

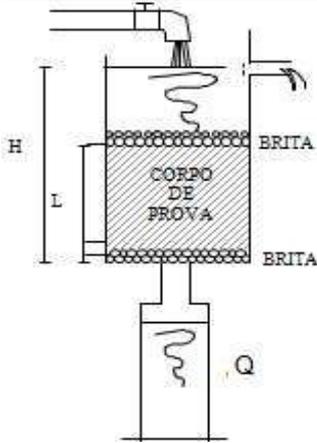
$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$

LEITURA Nº	ALTURA L (cm)	Q (cm ³)	t (s)	K (cm/s)
1	7,5	910	250,00	9,2E-04
2	7,5	910	246,00	9,4E-04
3	7,5	910	245,00	9,4E-04
4	7,5	910	249,00	9,3E-04
MÉDIA				9,3E-04

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA CONSTANTE

AMOSTRA: 4
ATERRO
COMPACTADA



Q - VOLUME DE ÁGUA MEDIDO NA PROVETA

L - ALTURA DO CORPO DE PROVA

A - ÁREA DO CORPO DE PROVA

H - CARGA HIDRÁULICA

t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO

T - TEMPERATURA DO ENSAIO

F_c - FATOR DE CORREÇÃO

-	cm ³
7,50	cm
181,46	cm ²
135,00	cm
-	s
28	°C
0,828	

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$

LEITURA Nº	ALTURA L (cm)	Q (cm ³)	t (s)	K (cm/s)
1	7,5	370	300,00	3,1E-04
2	7,5	365	300,00	3,1E-04
3	7,5	365	300,00	3,1E-04
4	7,5	367	300,00	3,1E-04
MÉDIA				3,1E-04

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$

ENSAIO TRIAXIAL

PROJETO: [REDACTED]

AMOSTRA: 4

TIPO DO ENSAIO: CU sat

C.P. No.: 1

PRESSÃO CONS.: 50 kPa

LEITURA DA VARIACÃO DA ALTURA mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA kN	LEITURA DA TRANSDUTOR kgf/cm ²	CONST. ANEL: DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	-0,013	2,98	0,000	76,33	0,00	50	126,33	2,5	88,2	38,2	50,0	126,3	88,2	38,2
0,25	0,140	3,03	0,250	155,70	5,34	50	205,70	4,1	122,5	77,9	44,7	200,4	127,9	77,9
0,50	0,190	3,03	0,500	181,25	5,34	50	231,25	4,6	135,3	90,6	44,7	225,9	140,6	90,6
0,75	0,222	3,00	0,750	197,35	2,14	50	247,35	4,9	146,5	98,7	47,9	245,2	148,7	98,7
1,00	0,241	2,96	1,000	206,66	-2,14	50	256,66	5,1	155,5	103,3	52,1	258,8	153,3	103,3
1,25	0,260	2,93	1,250	215,92	-5,34	50	265,92	5,3	163,3	108,0	55,3	271,3	158,0	108,0
1,50	0,273	2,90	1,500	222,05	-8,54	50	272,05	5,4	169,6	111,0	58,5	280,6	161,0	111,0
1,75	0,283	2,89	1,750	226,61	-9,61	50	276,61	5,5	172,9	113,3	59,6	286,2	163,3	113,3
2,00	0,292	2,88	2,000	230,63	-10,67	50	280,63	5,6	176,0	115,3	60,7	291,3	165,3	115,3
2,25	0,299	2,87	2,250	233,61	-11,74	50	283,61	5,7	178,5	116,8	61,7	295,3	166,8	116,8
2,50	0,304	2,87	2,500	235,55	-11,74	50	285,55	5,7	179,5	117,8	61,7	297,3	167,8	117,8
2,75	0,308	2,85	2,750	236,98	-13,87	50	286,98	5,7	182,4	118,5	63,9	300,9	168,5	118,5
3,00	0,310	2,85	3,000	237,38	-13,87	50	287,38	5,7	182,6	118,7	63,9	301,3	168,7	118,7
3,50	0,315	2,84	3,500	238,67	-14,94	50	288,67	5,8	184,3	119,3	64,9	303,6	169,3	119,3
4,00	0,320	2,84	4,000	239,94	-14,94	50	289,94	5,8	184,9	120,0	64,9	304,9	170,0	120,0
4,50	0,326	2,83	4,500	241,67	-16,01	50	291,67	5,8	186,8	120,8	66,0	307,7	170,8	120,8
5,00	0,330	2,83	5,000	242,39	-16,01	50	292,39	5,8	187,2	121,2	66,0	308,4	171,2	121,2
5,50	0,336	2,83	5,500	244,07	-16,01	50	294,07	5,9	188,0	122,0	66,0	310,1	172,0	122,0
6,00	0,347	2,82	6,000	248,17	-17,07	50	298,17	6,0	191,2	124,1	67,1	315,2	174,1	124,1
6,50	0,349	2,83	6,500	247,82	-16,01	50	297,82	6,0	189,9	123,9	66,0	313,8	173,9	123,9
7,00	0,350	2,82	7,000	246,98	-17,07	50	296,98	5,9	190,6	123,5	67,1	314,1	173,5	123,5
7,50	0,356	2,81	7,500	248,55	-18,14	50	298,55	6,0	192,4	124,3	68,1	316,7	174,3	124,3
8,00	0,363	2,81	8,000	250,56	-18,14	50	300,56	6,0	193,4	125,3	68,1	318,7	175,3	125,3
8,50	0,369	2,81	8,500	252,06	-18,14	50	302,06	6,0	194,2	126,0	68,1	320,2	176,0	126,0
9,00	0,374	2,81	9,000	253,06	-18,14	50	303,06	6,1	194,7	126,5	68,1	321,2	176,5	126,5
9,50	0,380	2,81	9,500	254,50	-18,14	50	304,50	6,1	195,4	127,2	68,1	322,6	177,2	127,2
10,00	0,384	2,81	10,000	254,97	-18,14	50	304,97	6,1	195,6	127,5	68,1	323,1	177,5	127,5

ÁREA INICIAL: 19,63 cm²

PESO INICIAL: 362,63 g

ENSAIO TRIAXIAL

PROJETO: [REDACTED]

AMOSTRA: 4

TIPO DO ENSAIO: CU sat

C.P. No.: 2

PRESSÃO CONS.: 100 kPa

ALTURA INÍCIA		LEITURA DA CELULA DE CARGA		LEITURA TRANSDU TOR		CONST. ANEL:		ÁREA INICIAL:		PESO INICIAL:							
10,0		10,0		kgf/cm ²		cm ²		364		g							
LEITURA DA VARIACÃO DA ALTURA	mm	LEITURA DA CELULA DE CARGA	kN	LEITURA TRANSDU TOR	kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$	Δu	σ_3	σ_1	σ_1 / σ_3	p'	q'	σ_3'	σ_1'	p	q
0,00	0,000	0,000	0,000	2,93	2,93	0,000	76,33	0,00	100	176,3	1,8	138,2	38,2	100,0	176,3	138,2	38,2
0,25	0,270	0,270	0,270	3,05	3,05	0,250	216,55	12,82	100	316,5	3,2	195,5	108,3	87,2	303,7	208,3	108,3
0,50	0,355	0,355	0,355	3,05	3,05	0,500	260,10	12,82	100	360,1	3,6	217,2	130,0	87,2	347,3	230,0	130,0
0,75	0,400	0,400	0,400	3,02	3,02	0,750	282,73	9,61	100	382,7	3,8	231,8	141,4	90,4	373,1	241,4	141,4
1,00	0,423	0,423	0,423	2,98	2,98	1,000	293,89	5,34	100	393,9	3,9	241,6	146,9	94,7	388,5	246,9	146,9
1,25	0,438	0,438	0,438	2,95	2,95	1,250	300,87	2,13	100	400,9	4,0	248,3	150,4	97,9	398,7	250,4	150,4
1,50	0,447	0,447	0,447	2,94	2,94	1,500	304,73	1,07	100	404,7	4,0	251,3	152,4	98,9	403,7	252,4	152,4
1,75	0,458	0,458	0,458	2,93	2,93	1,750	309,59	0,00	100	409,6	4,1	254,8	154,8	100,0	409,6	254,8	154,8
2,00	0,465	0,465	0,465	2,92	2,92	2,000	312,38	-1,07	100	412,4	4,1	257,3	156,2	101,1	413,4	256,2	156,2
2,25	0,470	0,470	0,470	2,92	2,92	2,250	314,13	-1,07	100	414,1	4,1	258,1	157,1	101,1	415,2	257,1	157,1
2,50	0,473	0,473	0,473	2,91	2,91	2,500	314,85	-2,13	100	414,8	4,1	259,6	157,4	102,1	417,0	257,4	157,4
2,75	0,476	0,476	0,476	2,91	2,91	2,750	315,56	-2,13	100	415,6	4,2	259,9	157,8	102,1	417,7	257,8	157,8
3,00	0,477	0,477	0,477	2,92	2,92	3,000	315,26	-1,07	100	415,3	4,2	258,7	157,6	101,1	416,3	257,6	157,6
3,50	0,484	0,484	0,484	2,91	2,91	3,500	317,15	-2,13	100	417,2	4,2	260,7	158,6	102,1	419,3	258,6	158,6
4,00	0,487	0,487	0,487	2,91	2,91	4,000	317,01	-2,13	100	417,0	4,2	260,6	158,5	102,1	419,1	258,5	158,5
4,50	0,492	0,492	0,492	2,92	2,92	4,500	317,85	-1,07	100	417,8	4,2	260,0	158,9	101,1	418,9	258,9	158,9
5,00	0,496	0,496	0,496	2,92	2,92	5,000	318,17	-1,07	100	418,2	4,2	260,2	159,1	101,1	419,2	259,1	159,1
5,50	0,502	0,502	0,502	2,92	2,92	5,500	319,45	-1,07	100	419,4	4,2	260,8	159,7	101,1	420,5	259,7	159,7
6,00	0,506	0,506	0,506	2,92	2,92	6,000	319,72	-1,07	100	419,7	4,2	260,9	159,9	101,1	420,8	259,9	159,9
6,50	0,514	0,514	0,514	2,92	2,92	6,500	321,92	-1,07	100	421,9	4,2	262,0	161,0	101,1	423,0	261,0	161,0
7,00	0,516	0,516	0,516	2,92	2,92	7,000	321,16	-1,07	100	421,2	4,2	261,6	160,6	101,1	422,2	260,6	160,6
7,50	0,527	0,527	0,527	2,91	2,91	7,500	324,74	-2,13	100	424,7	4,2	264,5	162,4	102,1	426,9	262,4	162,4
8,00	0,530	0,530	0,530	2,91	2,91	8,000	324,43	-2,13	100	424,4	4,2	264,3	162,2	102,1	426,6	262,2	162,2
8,50	0,536	0,536	0,536	2,91	2,91	8,500	325,53	-2,13	100	425,5	4,3	264,9	162,8	102,1	427,7	262,8	162,8
9,00	0,540	0,540	0,540	2,91	2,91	9,000	325,64	-2,13	100	425,6	4,3	265,0	162,8	102,1	427,8	262,8	162,8
9,50	0,544	0,544	0,544	2,91	2,91	9,500	325,74	-2,13	100	425,7	4,3	265,0	162,9	102,1	427,9	262,9	162,9
10,00	0,549	0,549	0,549	2,91	2,91	10,000	326,29	-2,13	100	426,3	4,3	265,3	163,1	102,1	428,4	263,1	163,1

ENSAIO TRIAXIAL

PROJETO: [REDACTED]

AMOSTRA: 4

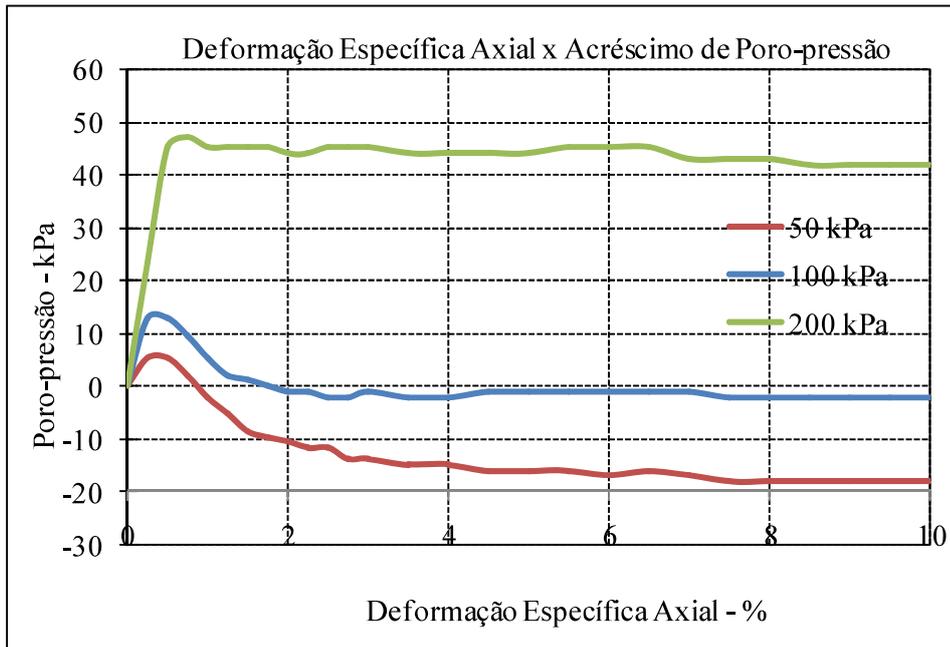
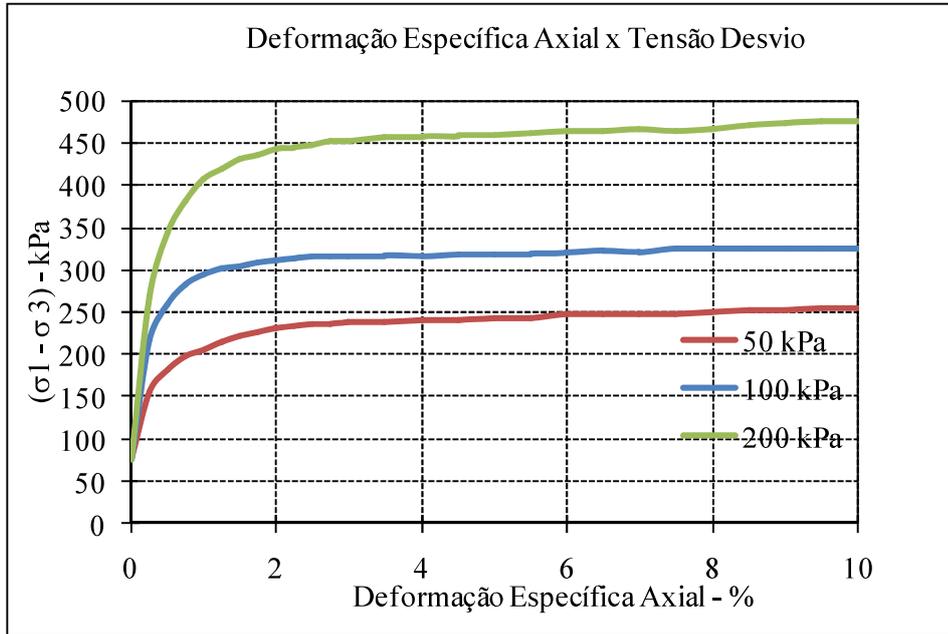
TIPO DO ENSAIO: CU_SAT

C.P. No.: 3

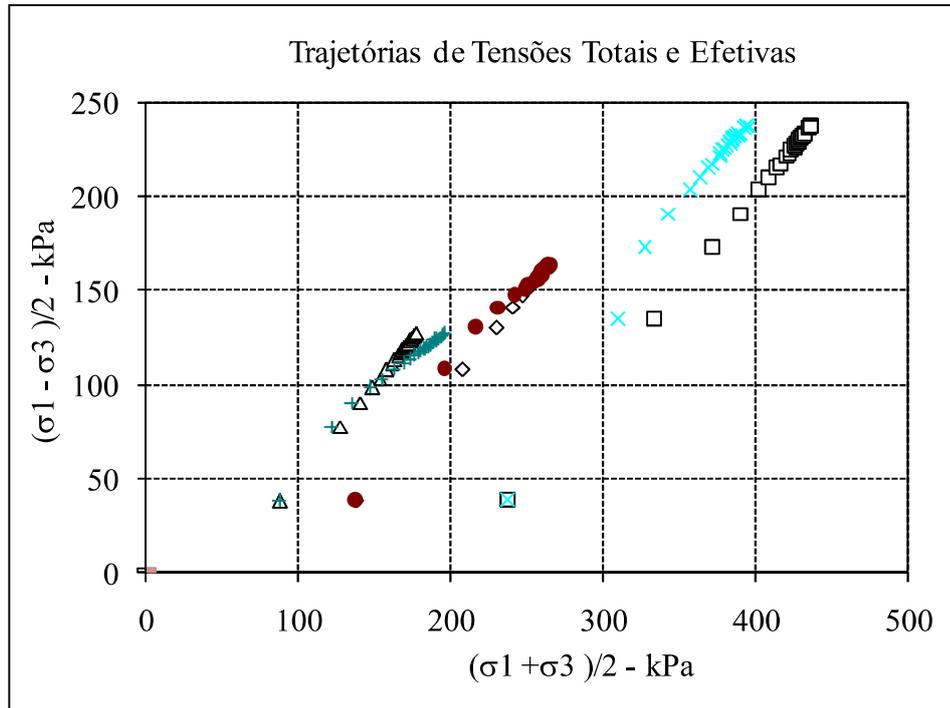
PRESSÃO CONS.: 200 kPa

ALTURA INICIA		LEITURA DA CELULA DE CARGA		LEITURA TRANSDU TOR		CONST. ANEL:		ÁREA INICIAL:		PESO INICIAL:				
mm	kN	kgf/cm ²	DEFORM. ESPECÍF. AXIAL (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	Δu kPa	σ_3 kPa	σ_1 kPa	σ_1 / σ_3 kPa	p' kPa	q' kPa	σ_3' kPa	σ_1' kPa	p kPa	q kPa
0,00	0,050	2,98	0,000	76,33	0,000	200	276,33	1,38	238,17	38,17	200,00	276,33	238,17	38,17
0,25	0,420	3,20	0,250	268,55	23,560	200	468,55	2,34	310,72	134,28	176,44	444,99	334,28	134,28
0,50	0,568	3,40	0,500	344,65	45,173	200	544,65	2,72	327,15	172,32	154,83	499,48	372,32	172,32
0,75	0,642	3,42	0,750	382,07	47,350	200	582,07	2,91	343,69	191,04	152,65	534,72	391,04	191,04
1,00	0,692	3,40	1,000	406,92	45,173	200	606,92	3,03	358,29	203,46	154,83	561,74	403,46	203,46
1,25	0,718	3,40	1,250	419,27	45,173	200	619,27	3,10	364,46	209,64	154,83	574,10	409,64	209,64
1,50	0,741	3,40	1,500	430,02	45,173	200	630,02	3,15	369,84	215,01	154,83	584,85	415,01	215,01
1,75	0,754	3,40	1,750	435,59	45,173	200	635,59	3,18	372,62	217,80	154,83	590,42	417,80	217,80
2,00	0,772	3,39	2,000	443,68	44,085	200	643,68	3,22	377,75	221,84	155,91	599,59	421,84	221,84
2,25	0,776	3,39	2,250	444,59	44,085	200	644,59	3,22	378,21	222,29	155,91	600,50	422,29	222,29
2,50	0,786	3,40	2,500	448,53	45,173	200	648,53	3,24	379,09	224,27	154,83	603,36	424,27	224,27
2,75	0,796	3,40	2,750	452,45	45,173	200	652,45	3,26	381,05	226,23	154,83	607,28	426,23	226,23
3,00	0,800	3,40	3,000	453,31	45,173	200	653,31	3,27	381,48	226,66	154,83	608,14	426,66	226,66
3,50	0,810	3,39	3,500	456,00	44,085	200	656,00	3,28	383,92	228,00	155,91	611,92	428,00	228,00
4,00	0,819	3,39	4,000	458,15	44,085	200	658,15	3,29	384,99	229,07	155,91	614,06	429,07	229,07
4,50	0,824	3,39	4,500	458,25	44,085	200	658,25	3,29	385,04	229,12	155,91	614,16	429,12	229,12
5,00	0,831	3,39	5,000	459,32	44,085	200	659,32	3,30	385,57	229,66	155,91	615,23	429,66	229,66
5,50	0,841	3,40	5,500	461,83	45,173	200	661,83	3,31	385,74	230,91	154,83	616,65	430,91	230,91
6,00	0,850	3,40	6,000	463,79	45,173	200	663,79	3,32	386,72	231,90	154,83	618,62	431,90	231,90
6,50	0,857	3,40	6,500	464,74	45,173	200	664,74	3,32	387,20	232,37	154,83	619,57	432,37	232,37
7,00	0,865	3,38	7,000	466,13	42,998	200	666,13	3,33	390,07	233,07	157,00	623,13	433,07	233,07
7,50	0,867	3,38	7,500	464,59	42,998	200	664,59	3,32	389,30	232,30	157,00	621,59	432,30	232,30
8,00	0,878	3,38	8,000	467,36	42,998	200	667,36	3,34	390,68	233,68	157,00	624,36	433,68	233,68
8,50	0,893	3,37	8,500	471,97	41,913	200	671,97	3,36	394,07	235,99	158,09	630,06	435,99	235,99
9,00	0,903	3,37	9,000	474,14	41,913	200	674,14	3,37	395,16	237,07	158,09	632,22	437,07	237,07
9,50	0,910	3,37	9,500	474,83	41,913	200	674,83	3,37	395,50	237,42	158,09	632,92	437,42	237,42
10,00	0,917	3,37	10,000	475,49	41,913	200	675,49	3,38	395,83	237,75	158,09	633,58	437,75	237,75

ENSAIO TRIAXIAL CU sat

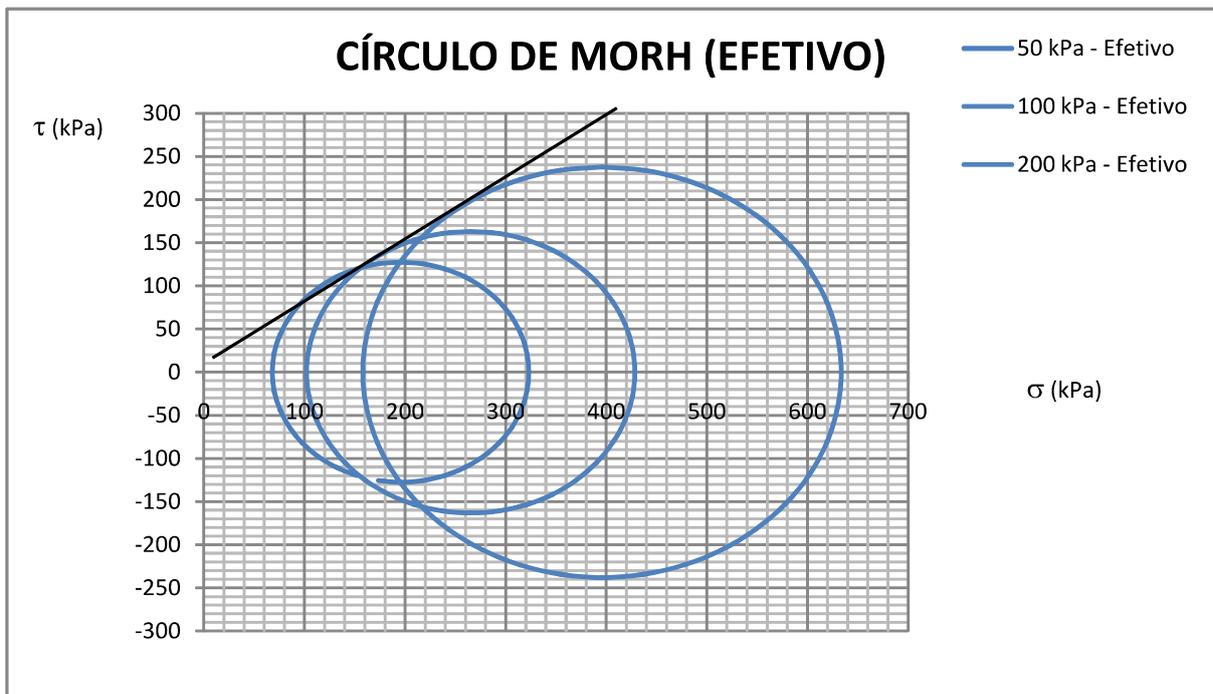
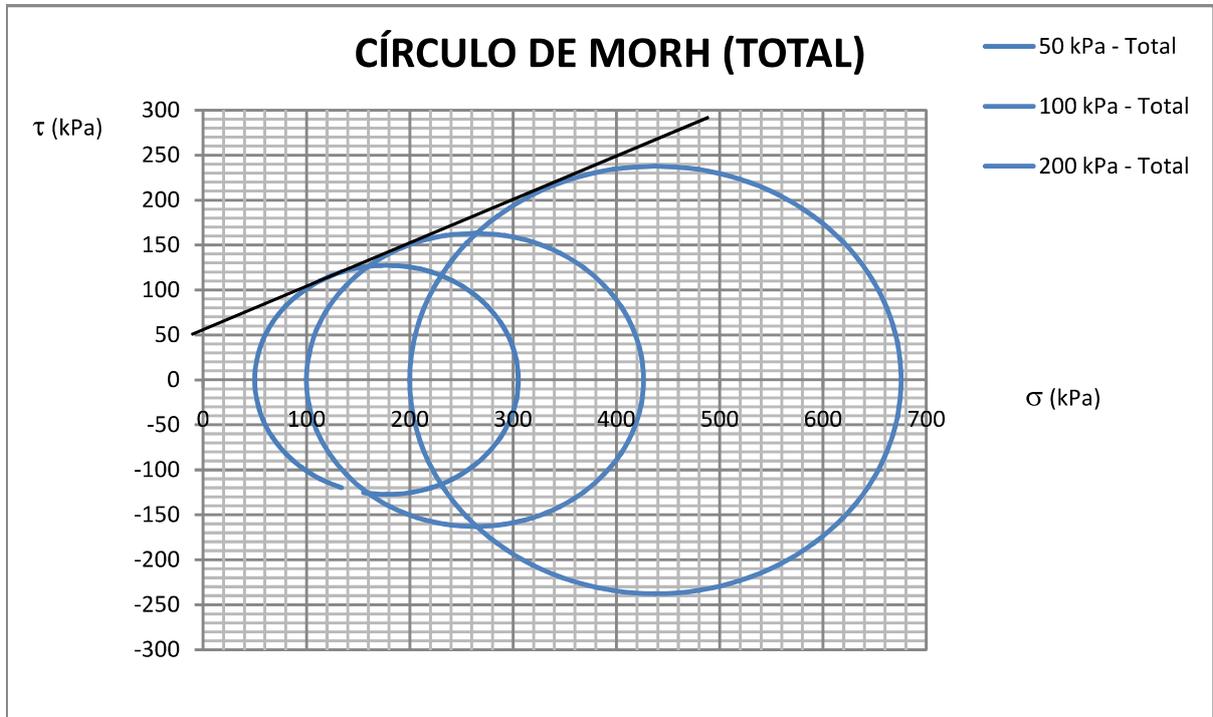


ENSAIO TRIAXIAL CU sat



RESULTADOS

PARÂMETROS TOTAIS		PARÂMETROS EFETIVOS	
Coesão (kPa)	60,0	Coesão (kPa)	15,0
Ângulo de Atrito	25,0	Ângulo de Atrito	34,5



**ANEXO B – SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO
SOLO DE FUNDAÇÃO COM SPT**

	OBRA: _____ LOCAL: _____ CLIENTE: _____	SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR-6484/01
		IDENTIFICAÇÃO: FOLHA: 01

DATA INÍCIO: 11/06/2012 DATA TÉRMINO: 12/06/2012	AMOSTRADOR PADRÃO Ø INTERNO = 3,5 cm Ø EXTERNO = 5,1 cm PESO BATENTE = 65 kg ALTURA DE QUEDA = 75 cm	COORDENADAS UTM: E: 473.373.000 N: 9.632.937.000 RN: COTA: 25,101	NA 01: 2,56 (13/06/2012) NA 02: TC - TRADO CAVADEIRA: 0,00 a 1,00 CA - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA: 1,00 a 18,05
---	---	---	--

COTA	REV.	NA	AVANÇO	GOLPES			INICIAIS (1° e 2°)	FINAIS (2° e 3°)	TORQUE (kgf.m)	GRÁFICO	INICIAIS				AMOSTRA	IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL
				1°	2°	3°					FINAIS					
				10	20	30					40					
			TC	1/15	1/15	2/15	2	3						0		
			1.00	2/15	3/15	4/15	5	7						1		
				3/15	3/15	3/15	6	6						2		
		2.56		2/15	1/15	2/15	3	3						3		
		13/06/2012		2/15	3/15	5/15	5	8						4		
				1/15	1/15	2/15	2	3						5		
				1/15	2/15	2/15	3	4						6		
				1/15	1/15	2/15	2	3						7		
				2/15	2/15	2/15	4	4						8		
			CA	2/15	3/15	3/15	5	6						9		
				3/15	4/15	4/15	7	8						10		
				2/15	3/15	4/15	5	7						11		
				3/15	6/15	8/15	9	14						12		
				6/15	7/15	9/15	13	16						13	13.07m	
				12/15	25/15	14/5	37	39						14		
				16/15	30/15	5/1	46	35						15	15.12m	
				20/15	31/10	-	51	31						16		
				31/13	-	-	31	13						17		
				31/5	-	-	31	5							18.05m	

AEREO 02	OBS: 1- O PRIMEIRO ENSAIO DE SONDAÇÃO À PERCUSSÃO FOI REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 0,20m 2- FURO LAVADO COM BENTONITA 3- HOUVE PERDA D'ÁGUA A PARTIR DA PROFUNDIDADE 15,45 ATÉ A PROFUNDIDADE 21,25m	RESPONSÁVEL: _____
ESC. VERT.: 1/100	DATA: 13/06/2012	TÉCNICO: _____

				OBRA: _____ LOCAL: _____ CLIENTE: _____			SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT NBR-6484/01				IDENTIFICAÇÃO: FOLHA: 02		
DATA INÍCIO: 11/06/2012 DATA TÉRMINO: 12/06/2012		AMOSTRADOR PADRÃO Ø INTERNO = 3,5 cm Ø EXTERNO = 5,1 cm PESO BATENTE = 65 kg ALTURA DE QUEDA = 75 cm			COORDENADAS UTM: E: 473.373.000 N: 9.632.937.000 RN: COTA: 25,101			NA 01: 2,56 (13/06/2012) NA 02: TC - TRADO CAVADEIRA: 0,00 a 1,00 CA - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA: 1,00 a 18,05					
COTA	REV.	NA	AVANÇO	GOLPES			TORQUE (kgf.m)	GRÁFICO - - - - INICIAIS _____ FINAIS				AMOSTRA	IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL
				1°	2°	3°		INICIAIS (1° e 2°)	FINAIS (2° e 3°)	10	20		
													IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR Nota: furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.
AEREO 02			OBS: 1- O PRIMEIRO ENSAIO DE SONDAÇÃO À PERCUSSÃO FOI REALIZADO NA PROFUNDIDADE DE 0,20m 2- FURO LAVADO COM BENTONITA 3- HOVE PERDA D'ÁGUA A PARTIR DA PROFUNDIDADE 15,45 ATÉ A PROFUNDIDADE 21,25m									RESPONSÁVEL: _____	
			ESC. VERT.: 1/100	DATA: 13/06/2012	TÉCNICO: _____								