

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**AILSON RIBEIRO RODRIGUES JUNIOR**

**ESTUDO DE DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES TERROSOS**

**CAÇAPAVA DO SUL  
2015**

**AILSON RIBEIRO RODRIGUES JUNIOR**

**ESTUDO DE DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES TERROSOS**

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

Orientador: Prof. Dr. Engenheiro José  
Waldomiro Jiménez Rojas

**CAÇAPAVA DO SUL  
2015**

**AILSON RIBEIRO RODRIGUES JUNIOR**

**ESTUDO DE DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES TERROSOS**

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

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 30 de Novembro de  
2015.

Banca examinadora:

---

Prof. Dr. José Waldomiro Jiménez Rojas  
Orientador  
UNIPAMPA

---

Prof. Ms. Vinicius Matté  
UNIPAMPA

---

Prof. Dr<sup>a</sup>. Cristiane Heredia Gomes  
UNIPAMPA

*Dedico este trabalho aos professores  
José Waldomiro Rojas e Marcos  
Frichembruder, pela entrega no que  
fazem.*

## **AGRADECIMENTO**

A minha avó Maria Lucilia Bertoi, pela força e companheirismo nos momentos difíceis.

Ao Professor José Waldomiro Jiménez Rojas pela orientação e seu empenho incondicional na elaboração do trabalho de conclusão de curso.

Aos Professores Vinicius Matté e Cristiane Heredia Gomes, pelas sugestões que contribuíram de maneira substancial para a melhoria do projeto.

Aos colegas pela amizade, companheirismo e convivência.

Aos Professores Felipe Guadagnim e Felipe Caron, pelas cobranças, e pelas espetaculares aulas na área da geologia sedimentar.

Ao Professor André Martins Alvarenga, pela paciência nas aulas de cálculo e por acreditar no meu potencial.

Aos demais professores do curso pelo tempo despendido e conhecimento transmitido no decorrer desta graduação.

## RESUMO

Devido à grande importância das obras em terra na engenharia civil como exemplo na construção de (rodovias, ferrovias, oleodutos, barragens e etc), além de obras para contenção de encosta. Em obras em terras são comum a presença de taludes, seja artificiais ou naturais. A exemplo do primeiro: taludes em obras de terraplanagem no nivelamento do terreno, taludes construídos na abertura de rodovias, taludes em barragens, a exemplo do segundo: encostas naturais.

Os fatores que interferem no cálculo de estabilidade são: coesão, ângulo de atrito, peso específico, tensão normal do solo, presença de água e inclinação do talude. No presente trabalho, os dados foram obtidos de maneira empírica através da correlação de seis  $N_{spt}$ . A área de estudo localiza-se no município de Porto Alegre-RS, a pedologia local está classificado como argilossolos vermelho e argilosos vermelhos- amarelos e associação de planossolos hidromórficos. O processamento dos dados foi realizado no programa Geoslope da Geo Studio, os métodos utilizados para calculo da estabilidade foram Bishop, Fellenius, Spencer e Janbu, o calculo da estabilidade foi realizado com coesão e sem coesão, nos dois casos foi variada as inclinações com valores de 60, 30 e 27 graus, a melhor situação encontrada foi com a inclinação de 27 graus e com a presença da coesão, situação calculada pelo método Janbu apresentado um fator de segurança mais conservador, através dos resultados fica claro a importância da coesão, aumentando o fator de segurança para todos as inclinações.

Palavra-chave: Análise numérica. Estabilidade de Talude, Fator de segurança.

## ABSTRACT

Due to the importance of the works on the ground in civil engineering as an example in construction (roads, railways, pipelines, dams, etc.), as well as works to the side of restraint. In works on land are common the presence of slopes, whether artificial or natural. The example of the former: embankments in earthworks in flatwork, embankments built at the opening of roads, embankments at dams, like the second: natural slopes. The factors that affect the stability of the calculation are: cohesion, friction angle, specific weight, normal soil stress, the presence of water and slope gradient. In this study, data were obtained empirically by correlating six  $N_{SPT}$ . The study area is located in the city of Porto Alegre-RS, local soil conditions are classified as red clay and yellow vermelhos- argilossolos and Planosols hydromorphic association. Data processing was carried out in the Geo Studio Geoslope program, the methods used to calculate the stability were Bishop, Fellenius, Spencer and Janbu, the calculation of stability was conducted with cohesion and no cohesion in both cases was varied slopes with values 60, 30 and 27 degrees, the best situation encountered was with the inclination of 27 degrees and with the presence of cohesion situation calculated by Janbu method presented a more conservative safety factor through the results it is clear the importance of cohesion, increasing the safety factor for all the slopes.

Keyword: Numerical analysis. Slope stability, safety factor.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Elementos de um talude.....	13
Figura 2. Correlação entre a tensão de cisalhamento necessária para produzir escorregamento ao longo da descontinuidade e a tensão normal que atua ao longo da mesma.....	14
Figura 3. Círculo de Mohr plotado em função das tensões normal e cisalhante. ....	20
Figura 4. Grau de segurança de acordo com a NBR 11682. ....	21
Figura 5. Imagem representativa de um amostrador.....	22
Figura 6. Imagem ilustrativa dos elementos do SPT. ....	22
Figura 7. Exemplo de Boletim de Sondagem (SPT). ....	25
Figura 8. Perfil do subsolo inferido pelo SPT, perfil ligado com cotas com solos semelhantes. ....	26
Figura 9. Roteiro de cálculo do método de Fellenius. ....	28
Figura 10. Roteiro de cálculo do método de Bishop.....	29
Figura 11. Roteiro de cálculo do método de Spencer. ....	30
Figura 12. Roteiro de cálculo do método de Janbu. ....	31
Figura 13. Fluxograma com o detalhamento das atividades que serão desenvolvidas nesta pesquisa. ....	32
Figura 14. Mapa de situação e localização da área de estudo.....	33
Figura 15. Mapa geológico da região de Porto Alegre. ....	35
Figura 16. Pedologia da área de investigação. ....	36
Figura 17. Vista aérea da área de estudo. ....	37
Figura 18. Vista frontal da área de estudo. ....	38
Figura 19. Localização dos pontos de sondagem. ....	38
Figura 20. Perfil estratigráfico geotécnico do solo da área de estudo.....	42
Figura 21. Estrutura com 60° de inclinação, sem coesão e FS de 0,35 (Bishop).....	43
Figura 22. Estrutura com 60° de inclinação, solo coesivo e FS de 0,62 (Bishop). ....	43
Figura 23. Estrutura com 32° de inclinação, solo coesivo e FS de 0,971 (Bishop). ..	44
Figura 24. Estrutura com 32° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,292 (Bishop). ..	45
Figura 25. Estrutura com 27° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,201 (Bishop). ..	46
Figura 26. Estrutura com 27° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,577 (Bishop). ..	47
Figura 27. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 60°.....	48
Figura 28. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 32°.....	49
Figura 29. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 27°.....	50
Figura 30. Relação entre os métodos de análise de estabilidade. ....	51



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT para areias e solos arenosos. ....	17
Tabela 2. Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT para argilas e solos argilosos. ....	17
Tabela 3. Peso específico de solos argilosos.....	18
Tabela 4. Peso específico de solos arenosos .....	18
Tabela 5 - Classificação dos solos .....	23
Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do SPT .....	24
Tabela 7. Parâmetros geotécnicos adotados para a verificação de estabilidade de talude. ....	41
Tabela 8. FS obtidos para o talude de 60°. ....	44
Tabela 9. Análise de talude tipo 2 – inclinação de 32°. ....	45
Tabela 10. Análise de talude tipo 3 – inclinação de 27°. ....	47

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

SPT	Standard Penetration Test
ASTM	American Society for Testing and Materials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
FS	Fator de Segurança
SiBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de solos
$\phi$	Ângulo de atrito
c	Coesão
$\gamma$	Peso específico natural

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	10
1.1	Objetivos .....	11
1.1.1	Objetivo geral .....	11
1.1.2	Objetivos específicos .....	11
1.2	Justificativa .....	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO .....	12
2.1	Talude .....	12
2.2	Resistência dos solos .....	13
2.3	Parâmetros dos solos .....	14
2.2.1	Ângulo de atrito ( $\phi$ ) .....	15
2.2.1	Coesão (c) .....	16
2.2.3	Peso específico natural .....	17
2.4	Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb .....	18
2.5	Fator de Segurança (FS) .....	20
2.6	Ensaio de simples reconhecimento (SPT) .....	21
2.7	Perfil Geotécnico .....	24
2.8	Geologia de engenharia .....	26
2.9	Métodos de análise de estabilidade de taludes .....	27
2.9.1	Método de Fellenius .....	27
2.9.2	Método de Bishop .....	29
2.9.3	Método de Spencer .....	29
2.9.4	Método de Janbu .....	31
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	32
3.1	Considerações iniciais .....	32
3.2	Caracterização da Pesquisa .....	32
3.2	Delimitação do tema .....	33
3.3	Área de estudo .....	33
3.4	Geologia Regional .....	34
3.5	Pedologia Regional .....	36
3.6	Métodos .....	39
3.6.1	Análise geotécnica .....	39
3.6.2	Análise computacional .....	39
3.6.3	Limitações do estudo .....	40
4	RESULTADOS .....	40
4.1	Dados geotécnicos .....	40
4.3	Perfil Geotécnico .....	41
4.4	Análises da estabilidade de taludes .....	42
4.4.1	Análise Talude tipo 1 – Inclinação de 60° .....	42
4.4.2	Análise Talude tipo 2 – Inclinação de 32° .....	44

5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	47
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	51
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	53
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	54
	ANEXO 1.....	58
	ANEXO 2.....	59
	ANEXO 3.....	60
	ANEXO 4.....	61
	ANEXO 5.....	62
	ANEXO 6.....	63
	ANEXO 7.....	64
	ANEXO 8.....	64

## 1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de encostas, taludes terrosos, taludes rochosos e outras obras civis é freqüente objeto de estudo entre geólogos, engenheiros civis e engenheiros ambientais que lidam com obras geotécnicas. Linhares (2011) destaca que o tema é de repercussão regional e nacional e destaca ainda a recente tragédia ocorrida na região serrana do Rio de Janeiro no mês de janeiro de 2011, onde a ocorrência de chuvas intensas e sucessivas resultou em incontáveis deslizamentos de encostas, causando aproximadamente 700 mortes e severos danos materiais.

Segundo Linhares (2011), através do conhecimento dos parâmetros de resistência do solo, torna-se possível compreender, prever e prevenir movimentos de massa, evitando perdas de vidas humanas e bens materiais. O autor destaca, ainda, que é de fundamental importância o estudo dos parâmetros de resistência de um talude, bem como dos fatores que nela influenciam.

A problemática da análise da estabilidade de talude é uma questão de grande importância, na área da geotecnia, em grande parte pelo risco que este tipo de obra geralmente comporta, no caso de ruptura, quer em termos de bens materiais quer em termos de vidas humanas. A necessidade de ocupar novos espaços e de criar novas infraestruturas - decorrente do aumento populacional e de cada vez mais exigência da sociedade moderna. Desde o início do século 20, uma série de estudos, que tinham como intuito o desenvolvimento de métodos que permitissem avaliar a resistência dos taludes, nomeadamente no que concerne a sua estabilidade. São vários os exemplos de situações onde se impõe este tipo de análise: barragens de terra, vias de comunicação, aterros, estabilização de escarpas, taludes naturais e etc. A generalidade dos métodos desenvolvidos tem por base a Teoria do Equilíbrio Limite (forças atuantes e resistentes), que ainda hoje são bastante utilizados. Determina-se a estabilidade de um talude unicamente por considerações de equilíbrio, adaptando-se hipóteses para resolver a indeterminação estática associada a cada análise.

Com o desenvolvimento dos computadores, a implementação desses métodos tornou-se mais fácil, principalmente daqueles que, por recorrerem a formulações matemáticas mais elaboradas, exigem um esforço de cálculo muito maior, tornando-se, por isso, menos atrativos (embora fossem mais rigorosos). Em razão do enorme aumento do poder de cálculo e a rápida difusão do computador

peçoal, logo surgiram no mercado programas comerciais com a aplicação destes métodos baseados na Teoria do Equilíbrio Limite, os quais aqui serão objeto de estudo: Método de Fellenius, Método Bishop e o Método de Spencer e o Método de Janbu.

Esses métodos possuem grande capacidade para resolverem problemas cada vez mais complexos, quer no que diz respeito à geometria e à estratigrafia dos taludes, quer no que diz respeito à inclusão das pressões neutras e de modelos de variação das forças de corte para o cálculo do fator de segurança.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

O objetivo geral do presente estudo é realizar uma análise comparativa dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes, e determinar o fator de segurança e a influência de cada parâmetro no resultado de estabilidade estrutural de um talude terroso.

### **1.1.2 Objetivos específicos**

Dentre os objetivos específicos deste estudo, destacam-se:

- Realizar uma revisão bibliográfica dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em solo;
- Elaborar um perfil geotécnico da área de estudo;
- Obter os parâmetros necessários para os diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes, através do método de ensaio de penetração do solo (SPT);
- Efetuar um estudo em programa computacional para o cálculo de estabilidade de taludes;
- Realizar uma análise paramétrica, considerando-se a influência da geometria e da coesão no Fator de Segurança de taludes.

## **1.2 Justificativa**

Na construção civil, o solo serve como base para a maior parte das obras de engenharia, sendo em muitas delas necessários taludes de corte originados de

escavações, e/ou taludes artificiais devido a aterros para o nivelamento do solo. Esta é ainda a forma mais barata de estabilização do solo, o que torna importante o conhecimento de suas propriedades, bem como dos métodos de cálculo, aliando-se segurança à economia.

O crescimento das cidades tem levado, em determinadas regiões, à ocupação de áreas de risco por famílias carentes, através de edificações de moradias rústicas, sem adoção dos critérios técnicos normalmente requeridos. Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (1998), no Brasil, existem relatos tratando de escorregamentos nas encostas de Salvador (BA), datadas do Império (1671). Os movimentos em taludes e encostas podem causar acidentes, e muitas vezes, perdas de vidas humanas.

A qualidade e confiabilidade dos resultados, numa análise de estabilidade de taludes e de encostas, são muito importantes. Como os resultados obtidos são diretamente dependentes dos parâmetros que alimentam os diferentes modelos de análises, a definição de uma adequada modelagem matemática para o problema se torna ainda mais relevante.

Com base no desenvolvimento da informática, esses métodos de análise de estabilidade ficaram cada vez mais interativos e complexos, e estarão cada vez mais disponíveis em programas diversos e executáveis em microcomputadores, facilitando sua difusão e utilização.

Com base neste contexto, fica evidente a importância da análise dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes, visando complementar o conhecimento da Geologia de Engenharia, proporcionando maior segurança, economia e confiabilidade tanto a obras como na ocupação do solo.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

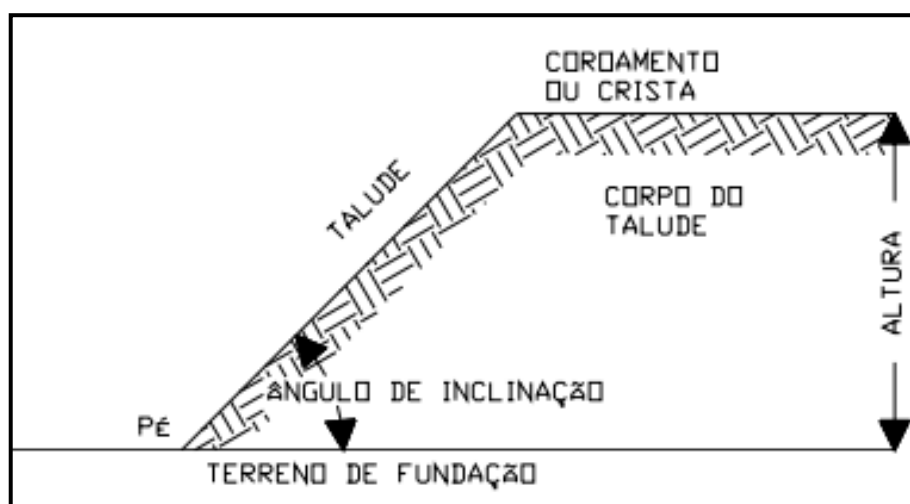
### **2.1 Talude**

Talude compreende qualquer superfície inclinada, que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Segundo Caputo (1988), podem ser naturais - casos das encostas ou vertentes -, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros. A Figura 1 mostra a terminologia usualmente adotada.

O ângulo de um talude natural é o maior ângulo de inclinação para um determinado tipo de solo exposto ao tempo, obtido sem ruptura do equilíbrio do

maciço. Conforme Cardoso (2002), nos solos não coesivos (areias), esse ângulo praticamente coincide com o ângulo de atrito interno, e nos solos coesivos (argilas), que são bastante impermeáveis, este ângulo, teoricamente, equivale a  $90^\circ$ . No entanto, a presença de fissuras devidas à retração por molhagem e secagem acaba permitindo a entrada de água no corpo do talude, o que leva a sua instabilização. Como consequência, o ângulo de talude natural de solos coesivos situa-se em torno dos  $40^\circ$ .

Figura 1. Elementos de um talude.



Fonte: Caputo (1988).

Compreende-se, da sua definição, que na estabilidade dos taludes interferem condicionantes relativas à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica.

Fiori (2001) diz que estes condicionantes tornam seu estudo bastante complexo, abrindo horizontes aos especialistas em geologia aplicada, mecânica dos solos e mecânica das rochas. Salaria ainda sua importância, devido aos numerosos acidentes ocorridos e que ocorrem com frequência, em todas as épocas e em todas as partes do mundo, inclusive com perdas de vidas humanas e grandes prejuízos materiais

## 2.2 Resistência dos solos

A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento. Conforme Pinto (2002), isto acontece, por exemplo, quando uma sapata de



fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração.

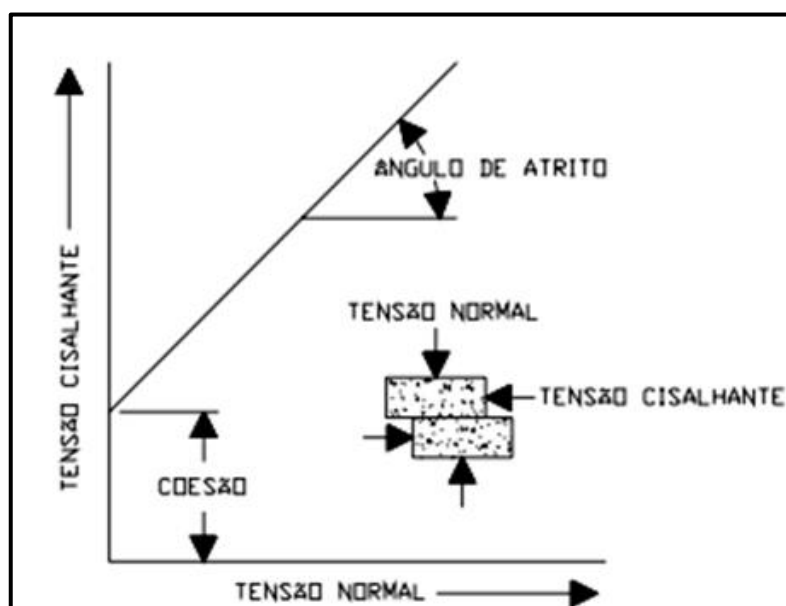
A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (PINTO, 2002). Portanto, segundo Machado (1997), a resistência dos solos pode ser definida como sendo o resultado da ação conjunta de dois fatores denominados de ângulo de atrito e coesão.

Antes de analisar o que se passa no interior do solo no processo de cisalhamento, vejamos algumas ideias sobre o mecanismo de deslizamento entre corpos sólidos, e, por extensão, entre as partículas do solo. Em particular, analisar os fenômenos de atrito e coesão.

### 2.3 Parâmetros dos solos

Conforme Guidicini (1983), as propriedades mais significativas dos materiais, na discussão de problemas de estabilidade, são o ângulo de atrito e a coesão de solos. Observa-se, na Figura 2, que a tensão cisalhante ( $\tau$ ), necessária para provocar deslizamento, aumenta com o aumento da tensão normal ( $\sigma$ ).

Figura 2. Correlação entre a tensão de cisalhamento necessária para produzir escorregamento ao longo da descontinuidade e a tensão normal que atua ao longo da mesma.



Fonte: Horst (2007).

A inclinação da linha que relaciona as duas tensões, normal e cisalhante, define o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Caso a descontinuidade for selada, ou rugosa, quando a tensão normal for igual à zero, será necessário um determinado valor da tensão cisalhante para provocar movimentação. Este valor inicial da tensão de cisalhamento define a coesão no plano de descontinuidade.

### 2.2.1 Ângulo de atrito ( $\phi$ )

Segundo Pinto (2002), o ângulo de atrito pode ser entendido, como sendo o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à sua superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Diz ainda que se atingido este ângulo, a componente tangencial é maior do que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal. De acordo com Caputo (1988A), a denominação genérica de atrito interno de um solo, abrange não só o atrito físico entre suas partículas, como o atrito fictício resultante do entrosamento de suas partículas, e no solo não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

O deslizamento também pode ser provocado pela inclinação do plano de contato, que altera as componentes normal e tangencial ao plano do peso próprio, atingido, na situação limite (LAMBE, 1974).

O fenômeno de atrito nos solos se diferencia do fenômeno de atrito entre dois corpos porque o deslocamento se faz envolvendo um grande número de grãos, podendo eles deslizar-se entre si ou rolarem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontrem no percurso.

As forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e grãos de argila são diferentes porque as forças transmitidas na areia são suficientemente grandes para expulsar a água existente entre as partículas, gerando um contato entre os dois minerais. Já nas argilas o número de partículas de solo é muito maior, ocasionando uma menor força entre os contatos; esta força não é suficiente para expulsar a água absorvida pelas partículas, ou seja, a água se torna a responsável pela transmissão das forças.

Machado (1997), diz que a lei de atrito de Coulomb resultou de observações empíricas, e posteriormente Terzaghi elaborou uma teoria que fornece embasamento teórico para as constatações empíricas das leis de atrito. Segundo ele, a superfície de contato real entre dois corpos constitui apenas uma parcela da

superfície aparente de contato, dado que em nível microscópico, as superfícies dos materiais são efetivamente rugosas. Então, o contato entre partículas ocorre através das protuberâncias mais salientes. Portanto, as tensões transmitidas nos contatos entre as partículas de solo são de valor muito elevado, sendo razoável admitir que haja plastificação do material na área dos contatos entre as partículas.

### 2.2.1 Coesão (c)

Pinto (2012) diz que a resistência ao cisalhamento dos solos é essencialmente devida ao atrito entre as partículas. Entretanto, a atração química entre estas partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano e constitui uma coesão real, como se uma cola tivesse sido aplicada entre os dois corpos.

Segundo Machado (1997), a coesão consiste na parcela de resistência de um solo que existe independentemente de quaisquer tensões aplicadas e que se mantém, ainda que não necessariamente em longo prazo, se todas as tensões aplicadas ao solo forem removidas. Várias fontes podem originar coesão em um solo. A cimentação entre as partículas proporcionada por carbonatação, sílica, óxidos de ferro, dentre outras substâncias, responde muitas vezes por altos valores de coesão.

Machado (1997), diz ainda que a coesão aparente é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, que não tem sua origem na cimentação e nem nas forças intrínsecas de atração. Esse tipo de coesão deve-se ao efeito de capilaridade na água intersticial. Sendo que a pressão neutra negativa atrai as partículas gerando novamente um fenômeno de atrito entre as mesmas. Saturando-se totalmente o solo, ou secando-o por inteiro, esta parcela desaparece. A sua intensidade cresce com a diminuição do tamanho das partículas e pode ser uma parcela bastante considerável da resistência ao cisalhamento do solo, principalmente para solos argilosos.

Assim temos que coesão aparente é a resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa, e coesão real é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas. As tabelas 1 e 2 apresentam os parâmetros de resistência em função do SPT.

Tabela 1. Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT para areias e solos arenosos.

<b>Compacidade</b>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	<b>C</b> (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$
Fofa	1,6	0	25-30
Pouco Compacta	1,8	0	30-35
Medianamente Compacta	1,9	0	35-40
Compacta	2,0	0	40-45
Muito compacta	>2,0	0	>45

Fonte: SCHNAID (2000).

Sendo:

$\gamma$  = Peso Específico Natural do Solo

$\phi$  = Ângulo de Atrito Interno

c = Coesão

Tabela 2. Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT para argilas e solos argilosos.

<b>Consistência</b>	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	<b>c</b> (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$
Muito Mole	1,3	0-1,2	0
Mole	1,5	1,2-2,5	0
Média	1,7	2,5-5,0	0
Rija	1,9	5,0-15	0
Dura	2,0	>15	0

Fonte: SCHNAID (2000).

Sendo:

$\gamma$  = Peso Específico Natural do Solo

$\phi$  = Ângulo de Atrito Interno

c = Coesão

### 2.2.3 Peso específico natural

É uma característica dos sólidos. É a relação entre o peso total do solo e seu volume total. De acordo com Pinto (2002), o peso específico natural não varia muito,

situando normalmente em torno de 19 a 20 KN/m<sup>3</sup>, podendo ser pouco maior (21 KN/m<sup>3</sup>) ou pouco menor (17 KN/m<sup>3</sup>), e em casos especiais, como argilas orgânicas moles, podendo apresentar pesos específicos de 14 KN/m<sup>3</sup>. As tabelas 3 e 4 apresentam os peso específicos de areias e argilas.

Tabela 3. Peso específico de solos argilosos

<i>N (golpes)</i>	<i>Consistência</i>	<i>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</i>
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: SCHNAID (2000).

Tabela 4. Peso específico de solos arenosos

<i>N (golpes)</i>	<i>Consistência</i>	<i>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</i>		
		<i>Seca</i>	<i>Úmida</i>	<i>Saturada</i>
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: SCHNAID (2000).

## 2.4 Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb

Quando considerando o efeito da tensão atuante sobre um plano qualquer dentro do solo, podemos representar a mesma decompondo-a em duas parcelas, uma normal ao plano considerado e outra paralela ao plano (cisalhante). Sabe-se que ambas as parcelas da tensão atuante não existem independentemente e que variam de acordo com o plano considerado.

As tensões variam juntamente com a variação do ângulo entre a normal do plano e a tensão atuante. Com base no que foi dito no parágrafo acima, se

tomarmos a interpretação oferecida por Lambe (1969) para definição do ângulo de atrito, podemos inferir que, em uma situação de ruptura, a relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante, componentes da tensão atuante, está atrelada ao ângulo de atrito interno do material. Em qualquer ponto sob ação de esforço existem três planos ortogonais nos quais a tensão cisalhante é zero.

As tensões normais atuantes nestes pontos são chamadas de tensões principais e conhecidas as tensões principais em um ponto podemos chegar às tensões atuantes (normal e cisalhante) sobre qualquer plano que passe por aquele ponto.

$\sigma_1$ -Tensão Principal Maior

$\sigma_2$ -Tensão Principal Intermediária

$\sigma_3$ -Tensão Principal Menor

Podemos representar graficamente o estado de tensões que passa por um ponto com um sistema de coordenadas no qual as tensões normais são representadas no eixo das abscissas e as tensões cisalhantes são representadas no eixo das ordenadas. Neste sistema gráfico podemos, a partir das expressões a seguir, definir o círculo de Mohr:

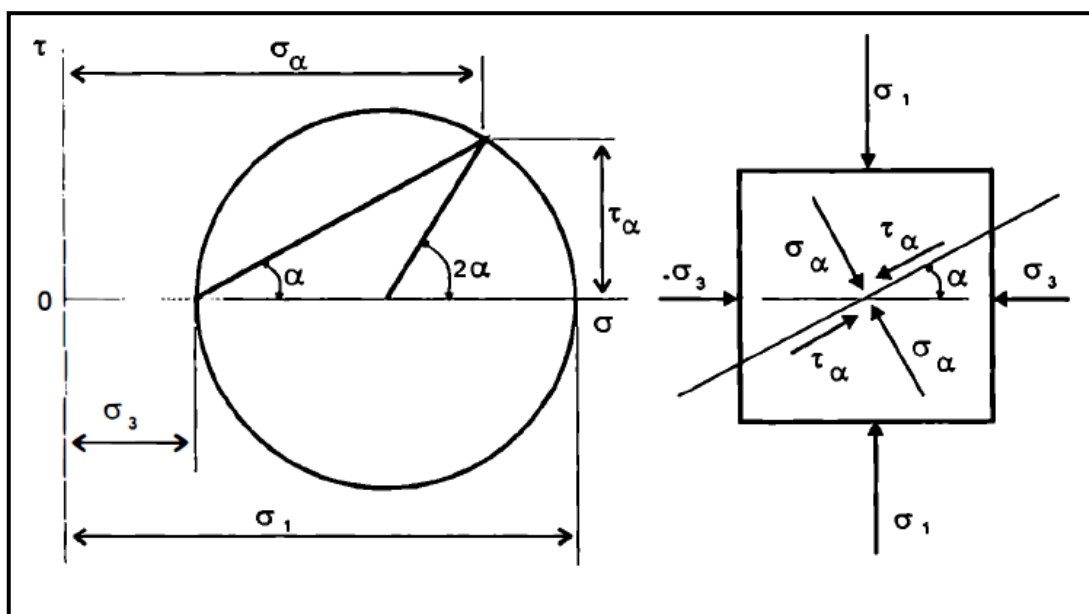
$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \cos 2\alpha \qquad \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \sin 2\alpha$$

\*onde  $\alpha$  é o ângulo formado pelo plano cujas tensões desejam-se conhecer e o plano principal maior

O Círculo de Mohr permite que se definam, a partir das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , os limites de equilíbrio plástico de um solo quando sob um determinado estado de tensões (PINTO, 2006). Os resultados obtidos podem ser plotados em função de  $\sigma$  e  $\tau$ , como apresentado na figura 3.

Segundo o critério de ruptura de Mohr, a resistência ao cisalhamento é função da tensão normal atuante no plano de cisalhamento é independente da tensão principal intermediária. Assim, é possível estabelecer uma condição limite de equilíbrio que pode ser caracterizada graficamente pela definição de uma envoltória a qual chama-se envoltória de resistência (PINTO, 2007).

Figura 3. Círculo de Mohr plotado em função das tensões normal e cisalhante.



Fonte: PINTO (2007).

Ainda não é claro o papel da tensão principal intermediária sobre a resistência ao cisalhamento dos solos, esta e, portanto, os estudos sobre os estados de tensão no solo são feitos em função das outras duas tensões principais ( $\sigma_1$  maior e  $\sigma_3$  menor) cujos efeitos são devidamente compreendidos. A envoltória de resistência, se aproximada por uma reta, pode ser definida pela equação de Coulomb para a resistência ao cisalhamento de um solo. Esta por sua vez é composta de duas parcelas, uma referente à coesão e outra referente ao atrito entre as partículas do solo.

$$T = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \Theta$$

Onde:

$c$  – coesão do solo;  $\sigma$  – tensão total normal;  $u$  – tensão neutra;  $\Theta$  - ângulo de atrito

## 2.5 Fator de Segurança (FS)

A segurança de um projeto de engenharia é usualmente avaliada através de um fator de segurança (FS), definido como a razão entre a resistência disponível e o carregamento atuante. Segundo Dell'Avanzi e Sayão (1998), a adoção de um valor de FS mínimo admissível para uma determinada obra implica na adoção de um risco calculado ou aceitável.

Sua adoção depende do julgamento e experiências profissionais do projetista conjugada com a margem de segurança apropriada, considerando fatores econômicos e sociais. Devido a isso, para uma dada obra com um determinado conjunto de dados, diferentes projetistas irão adotar diferentes valores para o Fator de Segurança.

Na figura 4 são apresentados os valores típicos para o FS mínimo como padrões de avaliação dos parâmetros de segurança, para projetos de taludes, conforme a NBR 11682/1991.

Figura 4. Grau de segurança de acordo com a NBR 11682.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo	Padrão: deslocamento máximo
alto	1,50	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
médio	1,30	
baixo	1,15	

Fonte: NBR 11682 (1991).

## 2.6 Ensaio de simples reconhecimento (SPT)

É a mais usual ferramenta de investigação rotineira e econômica praticamente usada em todo mundo, permitindo uma indicação da densidade de solos granulares, também aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo rochas brandas. Usada em grande escala principalmente no Brasil, (SCHNAID 2000).

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Na amostragem utiliza-se um amostrador padrão, constituído de um tubo de 50,8 mm (duas polegadas) de diâmetro externo de 34,9 mm de diâmetro interno, com a extremidade biselada.

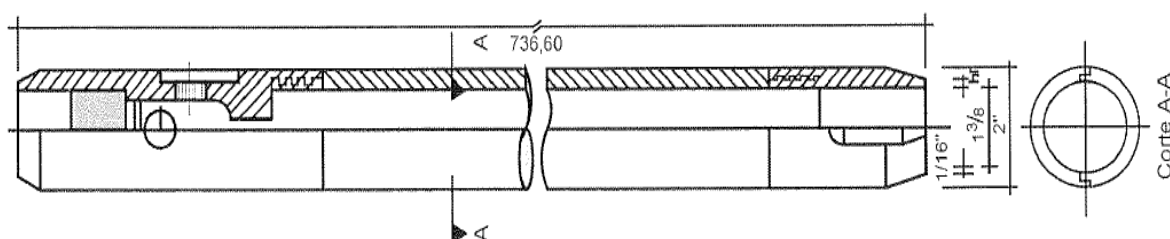
A outra extremidade, que é fixada à haste até o fundo da perfuração, deve ter dois orifícios laterais para saída de água e ar, e uma válvula constituída por uma esfera de aço. A figura 5 indica o amostrador.

O amostrador é conectado à haste e apoiado no fundo da perfuração. A seguir, é cravado pela ação de uma massa de ferro fundido (chamado de martelo)



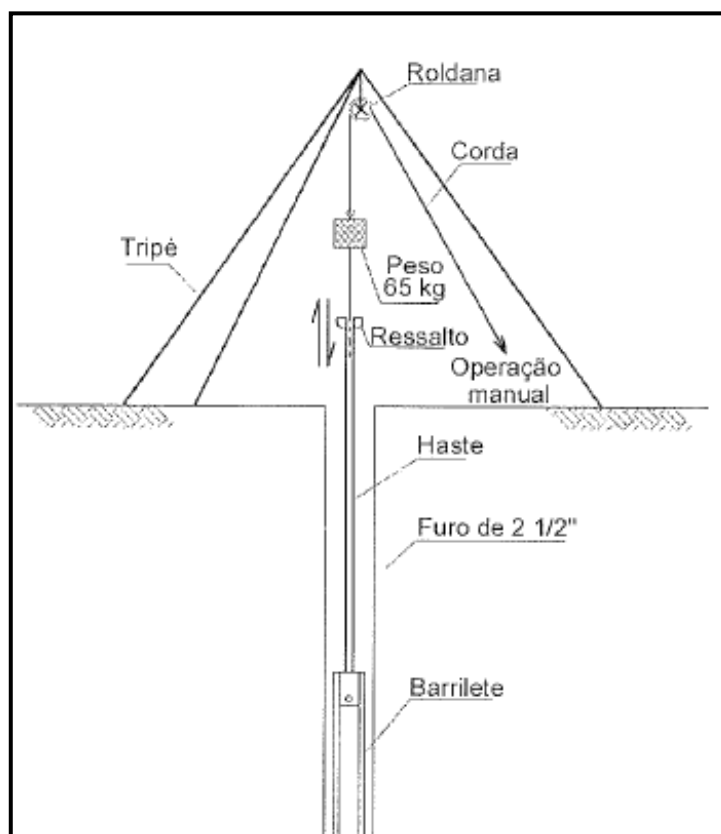
de 65 kg. Para a cravação, o martelo é elevado a uma altura de 75 cm e deixado cair livremente. O alteamento do martelo é feito manualmente ou por meio de equipamento mecânico, através de coroa flexível que passa por uma roldana existente na parte superior do tripé, conforme a figura 6. A cravação do amostrador no solo é obtida por quedas sucessivas do martelo, até a penetração de 45 cm. A amostra colhida é submetida a exame tátil-visual e suas características principais são anotadas. Estas amostras são então guardadas em recipientes impermeáveis para análises posteriores (PINTO, 2007).

Figura 5. Imagem representativa de um amostrador.



Fonte: Pinto (2007).

Figura 6. Imagem ilustrativa dos elementos do SPT.



Fonte: Pinto (2007).

Durante a amostragem, são anotados os números de golpes de martelo necessários para cravar cada trecho de 15 cm do amostrador, desprezam-se os dados referentes ao primeiro trecho de 15 cm e define-se a resistência à penetração como sendo o número de golpes necessários pra cravar 30cm com o amostrador, após o primeiro trecho de 15 cm (SCHNAID, 2000).

A resistência à penetração é também referida como números  $N_{SPT}$  ou Standard Penetration Test.

Quando o solo é fraco, a aplicação do primeiro golpe do martelo leva a uma penetração superior 45 cm, o resultado da cravação deve ser expresso pela relação deste golpe com a respectiva profundidade, (PINTO, 2007).

Em função da resistência à penetração, o estado do solo é classificado pela compacidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila ou silte argiloso. As classificações, fruto da experiência acumulada depende da energia efetivamente aplicada ao barrilete amostrador, conseqüentemente de maneira como o martelo é acionado. Este procedimento é pouco diferente conforme o país. No Brasil, adotam-se a classificação apresentada na NBR 7250.

A classificação das camadas de solo é realizada em função do índice de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ), tipo de solo, consistência ou compacidade (Tabela 5), cor, origem e presença ou não de materiais diversos na amostra.

Tabela 5 - Classificação dos solos

<b>Solo</b>	<b>Índice de resistência à Penetração (<math>N_{spt}</math>)</b>	<b>Designação</b>
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 7250 (1982) e NBR 6484 (2001)

A Tabela 6 apresenta uma síntese das vantagens e desvantagens da utilização do SPT como ferramenta de investigação geotécnica e ambiental, encontradas na literatura (SCHNAID, 2000 e CAVALCANTE, 2002).

Tabela 6 - Vantagens e desvantagens do SPT

<b><i>Vantagens</i></b>	<b><i>Desvantagens</i></b>
<p>Simplicidade e rapidez na execução;</p> <p>Coleta de amostras deformadas para caracterização;</p> <p>Baixo custo financeiro;</p> <p>Informações suficientes para projetos de fundação de obras correntes;</p> <p>Permite a determinação direta do nível d'água do subsolo;</p> <p>Mundialmente utilizado, em função de muita experiência acumulada no meio técnico e da ampla utilização em correlações;</p>	<p>Diversos procedimentos de execução;</p> <p>Grande número de empresas executoras, incorporando modificações no ensaio ou até mesmo não realizar a manutenção necessária no equipamento utilizado;</p> <p>Análise e controle da energia transferida ao amostrador padrão durante a execução;</p> <p>Formação precária das equipes ocasionando vícios na execução;</p>

Fonte: SCHNAID, 2000 e CAVALCANTE, 2002.

A normalização do ensaio SPT foi realizada em 1958 pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM), sendo mundialmente comum o uso de procedimentos não padronizados e equipamentos diferentes do padrão internacional (*International Reference Test Procedure – IRTP / ISSMFE*). Na América do Sul, a normalização Norte Americana ASTM D 1586-67 é utilizada com frequência. No Brasil, o ensaio é normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas a ABNT NBR 6484/1980.

## **2.7 Perfil Geotécnico**

Trata-se de uma forma completa de descrever o subsolo de uma determinada área. Nesta pesquisa os resultados serão apresentados em perfis do subsolo, como se mostra na figura 7, onde são apresentadas as descrições de cada solo encontrado, as cotas de cada camada, a posição do nível da água (e sua pressão), a data em que foi determinado o nível e os valores de resistência do amostrador à penetração.

Figura 7. Exemplo de Boletim de Sondagem (SPT).

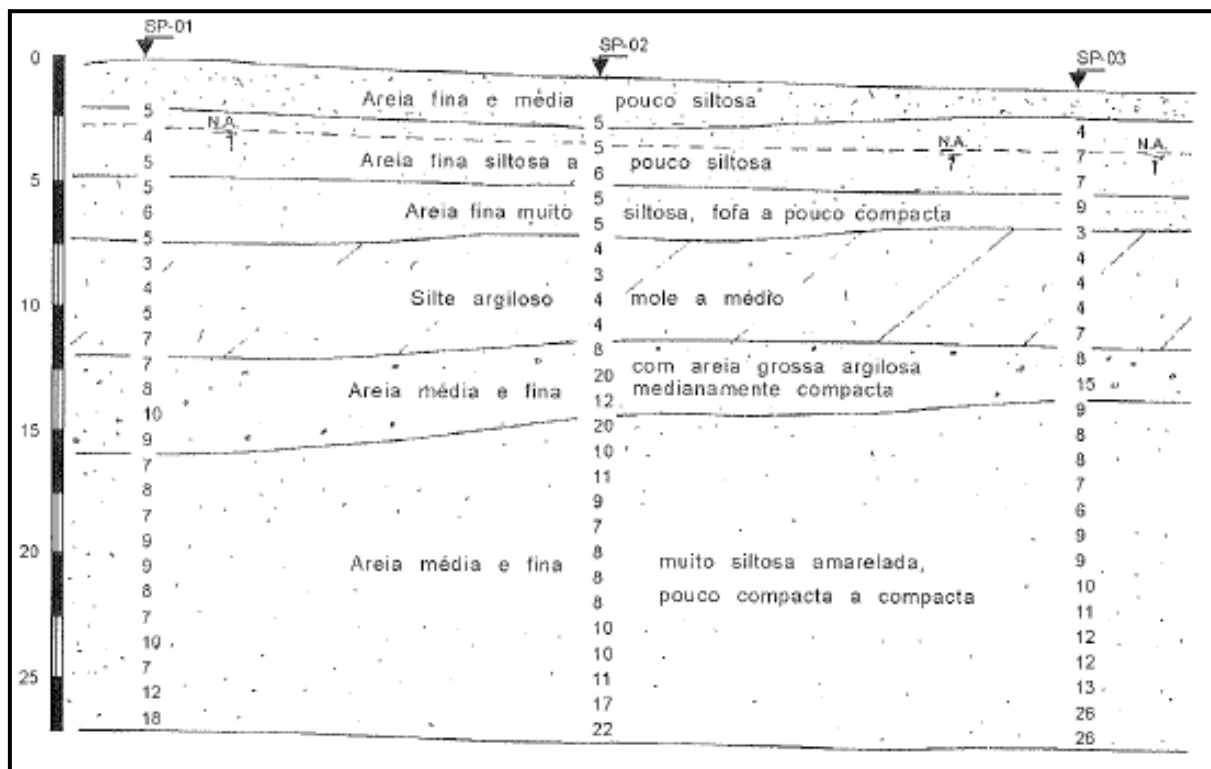
Cota (m)	Profund. (m)	N. A.	S P T	Descrição	Convenção	
781,0	0	(7/7/94) - 8,0	8	Areia fina, média e grossa, argilosa e siltosa, amarela		
	- 2,0		11			
775,0	- 5,0		7	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência média, variegada		
			9			
	- 8,0		8			
			21	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência rija, amarela e cinza		
			17			
15						
770,0	- 10,0		(10/7/94) - 22,30	20	Areia fina e média, pouco argilosa, compacta, cinza amarelada	
				31		
	765,0			- 21,0	41	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor variegada
		48				
		61				
		57				
		58				
30/15						
30/14						
760,0	- 22,0	Lavagem		Limonita (concreções)		
	- 26,0	30/16		Areia fina e média, com algumas lentes de limonita, siltosa, compacta, amarela e vermelha		
		30/12				
30/8						
755,0	- 26,0	Lavagem				

Fonte: (PINTO 2007).

O programa de sondagens, números disposição e profundidade dos furos dependem do conhecimento prévio que se tenha da geologia local, do solo e da obra específica para a qual se está fazendo a prospecção. Recomendações sobre a programação de sondagens são feitas na norma NBR 8036, (PINTO 2007).

Sondagens feitas com proximidade (por exemplo, a cada 20 m) permitem o traçado de seções do subsolo em que se ligam as cotas de materiais semelhantes na hipótese de que as camadas sejam contínuas, como se mostra na figura 8.

Figura 8. Perfil do subsolo inferido pelo SPT, perfil ligado com cotas com solos semelhantes.



Fonte: (PINTO, 2007).

## 2.8 Geologia de engenharia

Segundo Maciel Filho (2008), Geologia de Engenharia é um ramo das ciências geológicas que se dedica aos problemas e aplicações de conceitos geológicos no campo da engenharia e na mineração. Foi a necessidade de encontrar recursos minerais que levou a ciência a um grande desenvolvimento. A geologia de engenharia teve um interesse posterior na engenharia civil, de minas e atualmente ambiental. À Engenharia de Minas interessa, não como procura e localização de minério, mas, sim, como auxílio a obras como estabilidades de taludes, de galerias, etc.

A Geologia de Engenharia tem sido de grande importância na aplicação dos conhecimentos das geociências em estudos, projetos e obras de engenharia civil. Desde o estabelecimento dos planos diretores, estudos de inventários, viabilidades técnicas e econômicas, projetos construtivos executivos, fiscalização técnica, etc. Durante décadas, tanto no Brasil como no exterior, recebeu a denominação de Geologia Aplicada (RUIZ, 1987).

A Geologia de Engenharia, além de sua forte ligação com a geologia, possui fortes conexões com a Mecânica de Rochas e Mecânica de Solos, estas três juntas formam a Geotecnia. No Brasil, a sociedade científica que tem como objetivo de desenvolver a geologia de engenharia é a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. A nível internacional a Associação Internacional de Geologia de Engenharia (International Association of Engineering Geology).

Na prática profissional, geólogos, engenheiros civis, ambientais, e de minas desenvolvem atividades complementares umas das outras, havendo, necessariamente, certa superposição de conhecimentos. As atribuições de cada profissional não é ainda uma questão devida, sendo, antes, uma questão de reflexão. Pode ser dizer, de modo geral, que cabe o geólogo fazer os levantamentos e toda investigação necessária para apresentar ao engenheiro a natureza e situação (composição, propriedades, disposição, estruturas, etc.) dos terrenos sobre os quais serão construídas as obras. Cabe ao engenheiro civil projetar e construir todas as obras usando os levantamentos geológicos e solicitando, quando necessário, novos dados. Na prática, essas tarefas não são bem delimitadas. O engenheiro, não encontrando as respostas necessárias às suas dúvidas, vai buscá-las, por si próprio, em ensaios e experimentos de campo que forneçam tais respostas.

## **2.9 Métodos de análise de estabilidade de taludes**

### **2.9.1 Método de Fellenius**

O método de análise de estabilidade proposto por Fellenius, originalmente para estudar solos saturados, foi ampliado para outros solos e em condições de análise em tensões efetivas. Conforme (STRAUSS, 1998) no método são utilizadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, importante para a análise com tensões efetivas. O Método de Fellenius se deriva do método de fatias onde a solução consiste nas seguintes etapas:

- i) subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear
- ii) efetuar o equilíbrio de forças de cada fatia, assumindo que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia
- iii) calcular o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos.

Método de Fellenius admite uma superfície de ruptura e o circular e o fator de segurança do talude é calculado unicamente através do equilíbrio de momentos, não levando em consideração as forças tangenciais e normais às paredes das fatias. A figura 9 demonstra todo o procedimento de cálculo. É um método muito simples, mas muito conservador e erros apreciáveis podem ocorrer em particular em casos de círculos profundos e poro-pressão elevadas (STRAUSS, 1998).

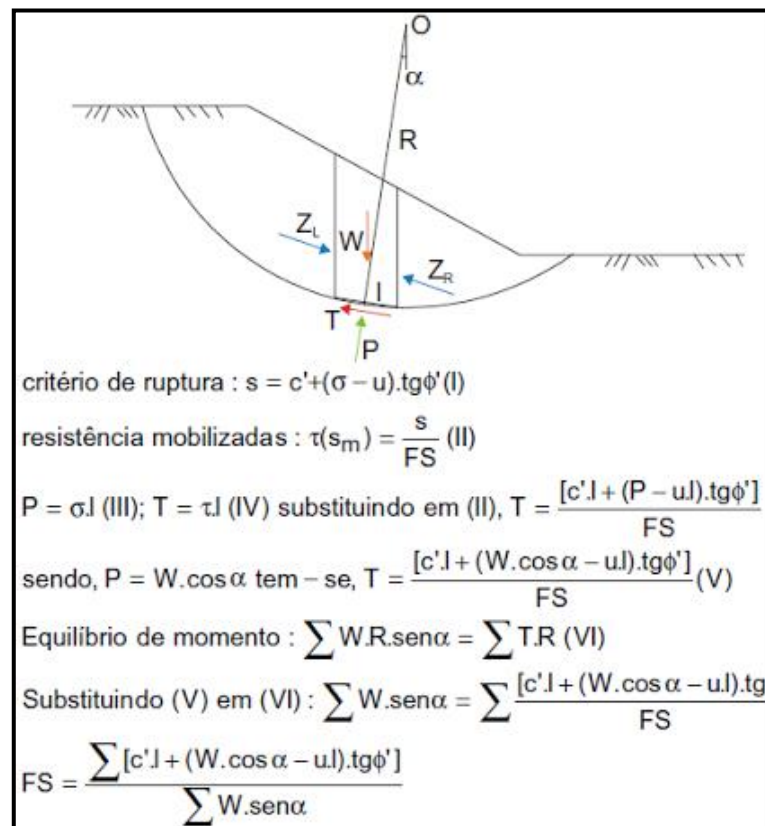
Segundo o método exposto o fator de segurança é uma relação entre a resistência ao corte real do talude e a tensão de corte crítica que tentam provocar a falha, ao longo de uma suposta superfície:

$$FS = \frac{\text{RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DISPONÍVEL}}{\text{TENSÕES DE CISLHAMENTO ATUANTE}} \text{ Eq. (1)}$$

Nas superfícies de falhas circulares, onde existe um centro de giro e momentos resistentes e atuantes, o fator de segurança fica definido por:

$$FS = \frac{\text{RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DISPONÍVEL}}{\text{TENSÕES ATUANTES}} \text{ Eq. (2)}$$

Figura 9. Roteiro de cálculo do método de Fellenius.

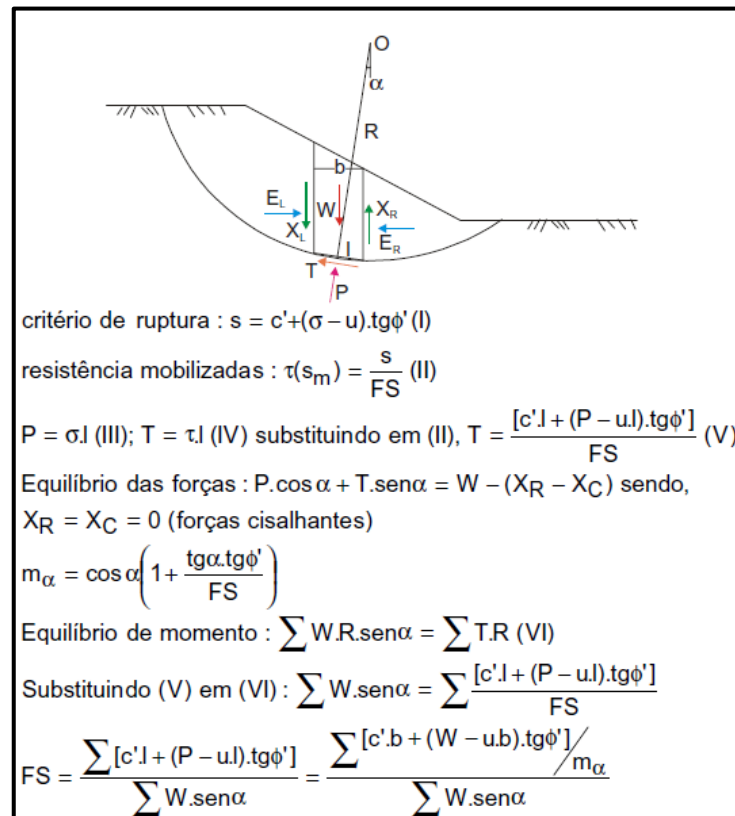


### 2.9.2 Método de Bishop

Este método foi proposto por (BISHOP 1955) e considera a análise de um talude, utilizando, a divisão da cunha de escorregamentos em diversas fatias. Na realidade, representa uma modificação do método de Fellenius. Levando em conta a reações entre as fatias vizinhas. Segundo Rogério (1977), o método de Fellenius leva a uma superestimação do fator de segurança (Fs) da ordem de 15% em relação ao de Bishop, fornecendo assim, um valor conservador.

A hipótese de análise considera: (i) não existem forças cisalhantes entre as fatias, (ii) as forças entre as fatias são horizontais, (iii) a superfície de ruptura é circular. A Figura 10 demonstra o desenvolvimento do método.

Figura 10. Roteiro de cálculo do método de Bishop.



Fonte: Modificado de Lima (2002).

### 2.9.3 Método de Spencer

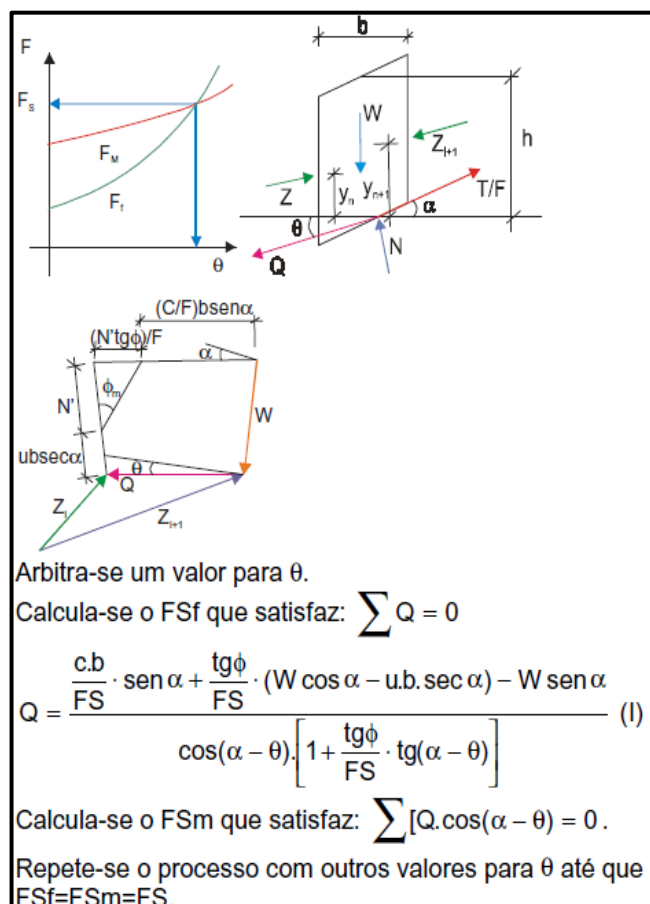
É um método originalmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser adaptado a uma superfície não circular com um centro de rotação fictício, segundo Nash (1987). Ele é um método rigoroso, pois atende as todas as equações de equilíbrio de momentos.



O método desenvolvido por Spencer (1967), assume que as forças entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas são inclinadas de um mesmo ângulo. O valor desse ângulo não é adotado, mas sim calculado como parte da solução do problema. O processo de cálculo é iterativo, onde são adotados valores para o fator de segurança e para inclinação do talude. Os cálculos são repetidos por diversas vezes até que o equilíbrio de forças e momentos seja satisfeito para cada fatia. É considerado um “método exato”, pois considera em sua formulação o equilíbrio de forças e de momentos em cada fatia, porém requer maior tempo computacional, podendo ser utilizado em superfícies de ruptura circular ou não circular (USACE, 2003).

Spencer considerou que as forças  $X_i$ ,  $Y_i$  e  $X_{i+1}$ ,  $Y_{i+1}$  poderiam ser substituídas por uma resultante  $Q_i$  inclinada de ângulo  $\theta_i$  com a horizontal. Supondo a componente sísmica nula, e satisfazendo o equilíbrio de momentos, a força  $Q_i$  deve passar pelo ponto de intercessão das forças  $P_i$ ,  $T_i$  e  $N_i$  ou seja, pelo ponto médio da base da fatia. A figura 11 ilustra as hipóteses de Spencer.

Figura 11. Roteiro de cálculo do método de Spencer.



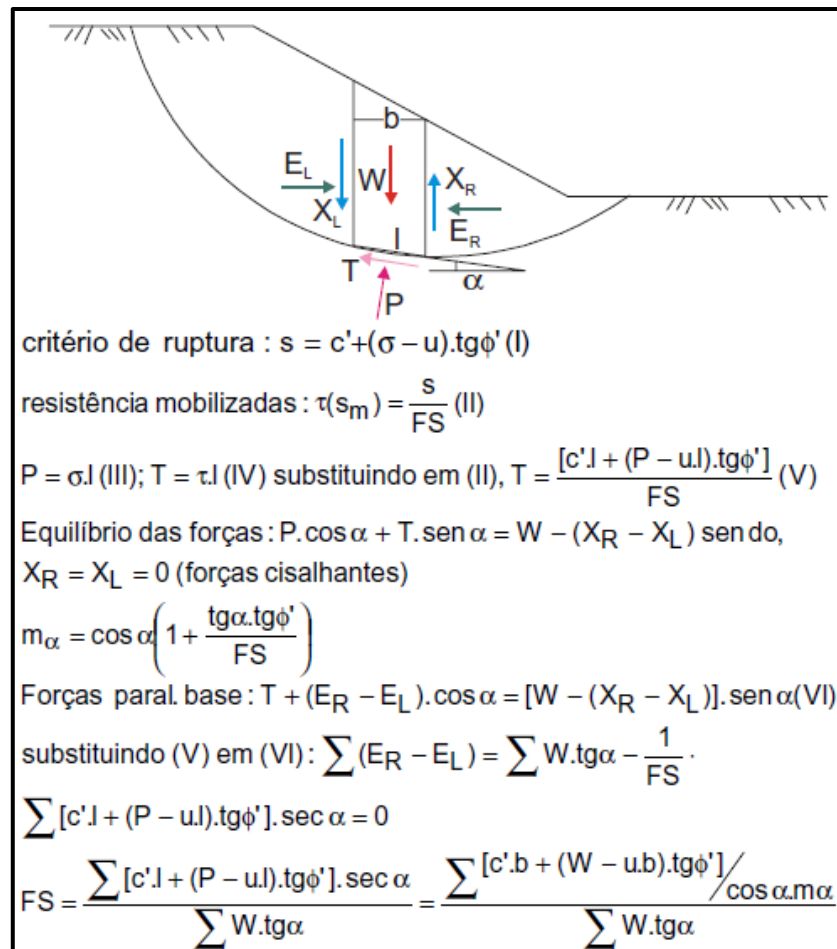
A hipótese de análise considera: (i) as forças são paralelas entre si, (ii) considera-se, para cada fatia uma resultante Q das forças paralelas entre si, (iii) a resultante Q atua no centro da base da fatia, e forma com a horizontal um ângulo de inclinação constante, (iii) superfície de ruptura circular ou qualquer.

#### 2.9.4 Método de Janbu

O método de Janbu avalia o fator de segurança para qualquer tipo de superfície de ruptura, satisfazendo as equações de equilíbrio de forças verticais e horizontais. Entretanto, despreza os esforços cisalhantes entre as fatias (Janbu,1968).

A hipótese de análise considera: (i) qualquer forma de superfície de ruptura, (ii) método do equilíbrio das forças (iii) as forças laterais assumidas são horizontais para todas as lamelas. A Figura 12 demonstra o desenvolvimento do método.

Figura 12. Roteiro de cálculo do método de Janbu.



Fonte: Modificado de Lima (2002).

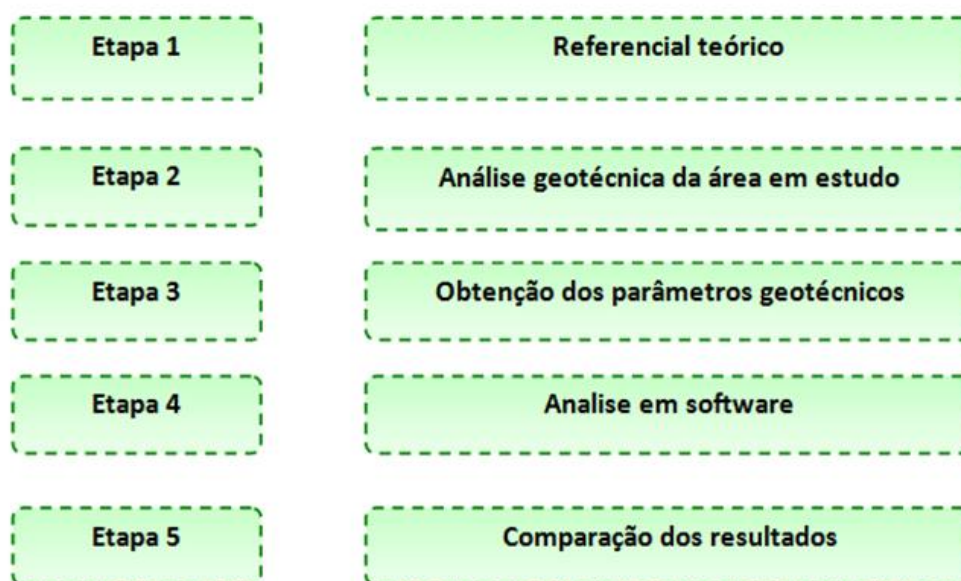
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Considerações iniciais

A metodologia estabelecida para esta pesquisa tem dois objetivos fundamentais, o primeiro constitui em analisar sondagens geotécnicas do tipo SPT, em uma área conhecida, obtendo parâmetros geotécnicos de projeto, através de correlações empíricas e a segunda e principal é aplicar os diferentes parâmetros obtidos como base para cálculo de um talude, verificando os diferentes comportamentos dos taludes a partir de diferentes métodos de análise numérica.

Neste capítulo serão detalhados os métodos e materiais, além do local de estudo. A Figura 13 apresenta resumidamente o fluxograma do delineamento desta pesquisa.

Figura 13. Fluxograma com o detalhamento das atividades que serão desenvolvidas nesta pesquisa.



Fonte: Autor

#### 3.2 Caracterização da Pesquisa

Pesquisar é buscar ou procurar resposta para alguma coisa, algum problema, desta forma e devido as suas características e objetivos específicos, este trabalho está caracterizado como Pesquisa Exploratória. Conforme Gil (2007), o estudo exploratório, por ser um tipo de pesquisa muito específica, quase sempre ele

assume a forma de um estudo de caso e como qualquer pesquisa, ela depende também de uma pesquisa bibliográfica.

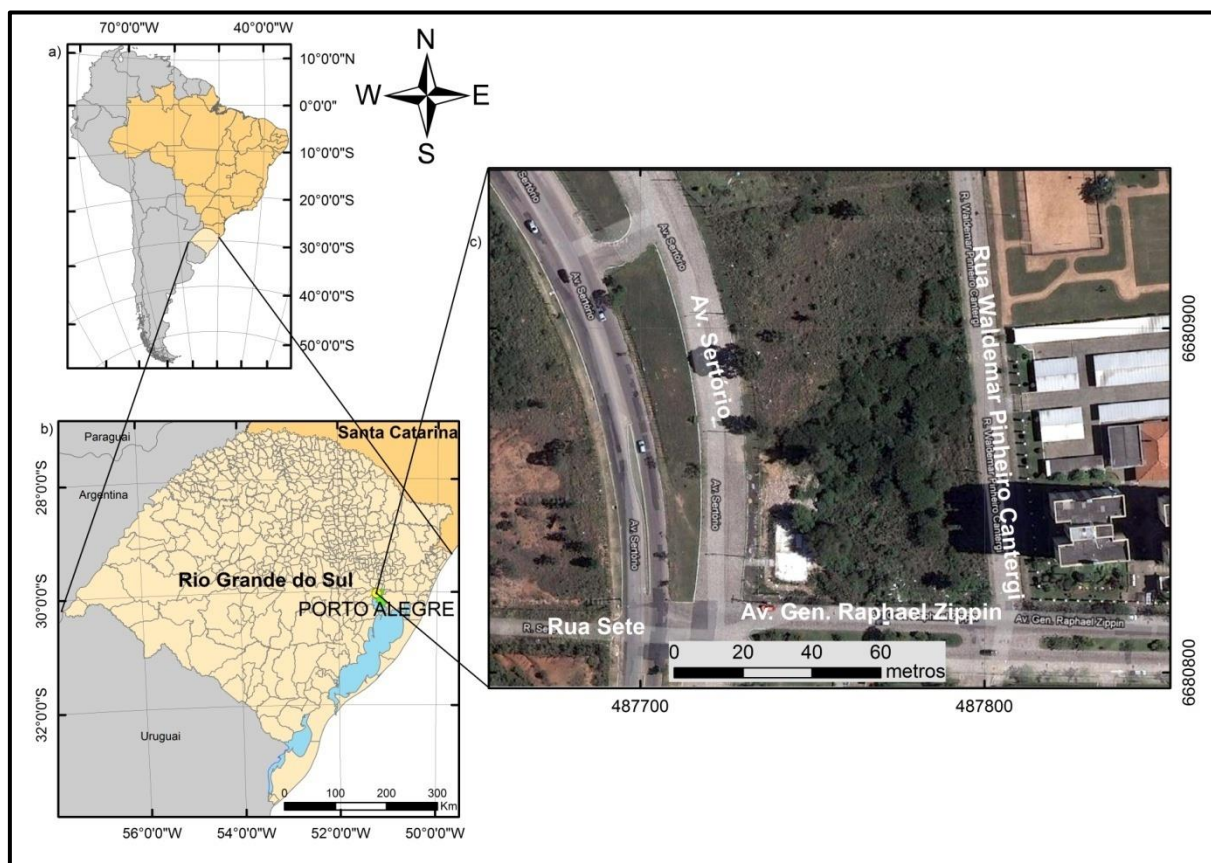
### 3.2 Delimitação do tema

O delineamento deste projeto consiste na apreciação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciços terrosos. Este estudo teve como base a revisão de literatura pertinente aos temas estudados, bem como a análise numérica utilizando-se de programas computacionais e métodos consagrados para uma área no município de Porto Alegre – RS, sul do Brasil.

### 3.3 Área de estudo

O talude em análise localiza-se no bairro Sarandi, na zona norte do município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul, as duas principais avenidas de acesso são Avenida Assis Brasil e a Avenida Benjamin Constant, conforme apresentado pela figura 14.

Figura 14. Mapa de situação e localização da área de estudo



Fonte: Autor

### 3.4 Geologia Regional

A região de Porto Alegre está localizada na porção nordeste do estado do Rio Grande do Sul, inserida no Escudo Sul-Rio-Grandense. A cidade está assentada sobre rochas do embasamento paleoproterozóico e granitos neoproterozóicos (Philipp& Campos, 2004).

O embasamento está representado por gnaisses granodioríticos a monzograníticos com termos subordinados de dioríticos com formas alongadas segundo a direção NE-SW que são cortados pelos granitos Independência e Santana, além de diques riolíticos e em menor proporção de dacitos. Xenólitos gnaissícos são descritos por Philipp& Campos (2004) no granito Viamão. Os gnaisses fazem contato com os granitos no oeste, leste e sul da cidade, sendo sotopostos pela cobertura sedimentar quaternária a norte, conforme a figura 15.

Os granitos neoproterozóicos apresentam forma alongada segundo a direção NE-SW e são individualizados como: Viamão, Independência, Canta Galo, Ponta Grossa e Santana.

O granito Viamão tem coloração cinza, composição monzogranítica e textura porfírica com matriz inequigranular. A mineralogia dos pórfiros se dá por feldspato potássico de 1 a 5 cm. Na matriz são observados plagioclásio, quartzo, biotita e anfibólio. Os minerais acessórios são esfero, zircão, apatita e minerais opacos (Philipp& Campos, 2004).

Segundo Philipp et al. (1998) o Granito Independência tem forma pouco alongada segundo a direção NE-SW e mantém na sua porção leste, contato intrusivo com os Gnaisses Porto Alegre, contendo xenólitos subangulosos dos mesmos e/ou preenchendo um complexo padrão de fraturas na forma de diques e veios de espessuras centimétricas a métricas.

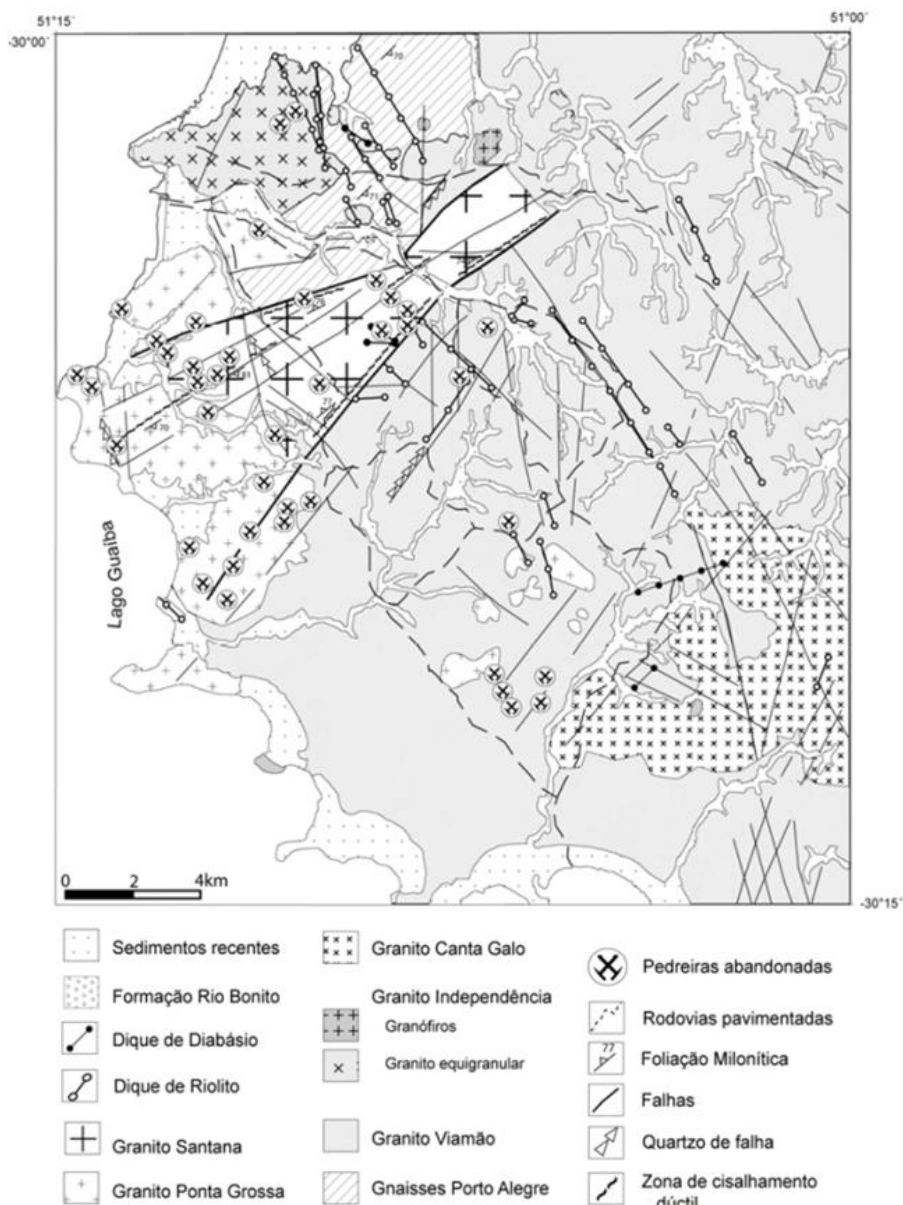
O Granito Independência corta o Granito Viamão através da intrusão de dois corpos tabulares de monzogranitos equigranulares, correlacionáveis geoquímica e petrograficamente, como o Granito Independência.

O Granito Canta Galo é composto por sienogranitos de cor avermelhada a rosada, textura equigranular a heterogranular média a grossa e estrutura maciça.

O Granito Ponta Grossa mostra uma composição sienogranítica, com textura equigranular, cor rosada e estrutura maciça. Ambas unidades mostram contatos intrusivos, retilíneos e bem definidos com o Granito Viamão



Figura 15. Mapa geológico da região de Porto Alegre.



Fonte: modificado de Philippet al. 1998.

O Granito Santana constitui um corpo alongado, limitado por zonas de cisalhamento dúcteis de direção N50°E, intrusivo nas rochas gnáissicas e no Granito Viamão. Apresenta textura equigranular grossa e comumente uma marcada orientação dimensional de cristais prismáticos de K-feldspato e alongamento do quartzo. Associados espacialmente a este granito ocorrem diques ácidos dispostos, preferencialmente, segundo as direções N10-40o W. Os diques de composição riolítica, subordinadamente dacítica, possuem espessuras entre 5 e 20 metros e extensões de centenas de metros. Apresentam estrutura isótropa e textura

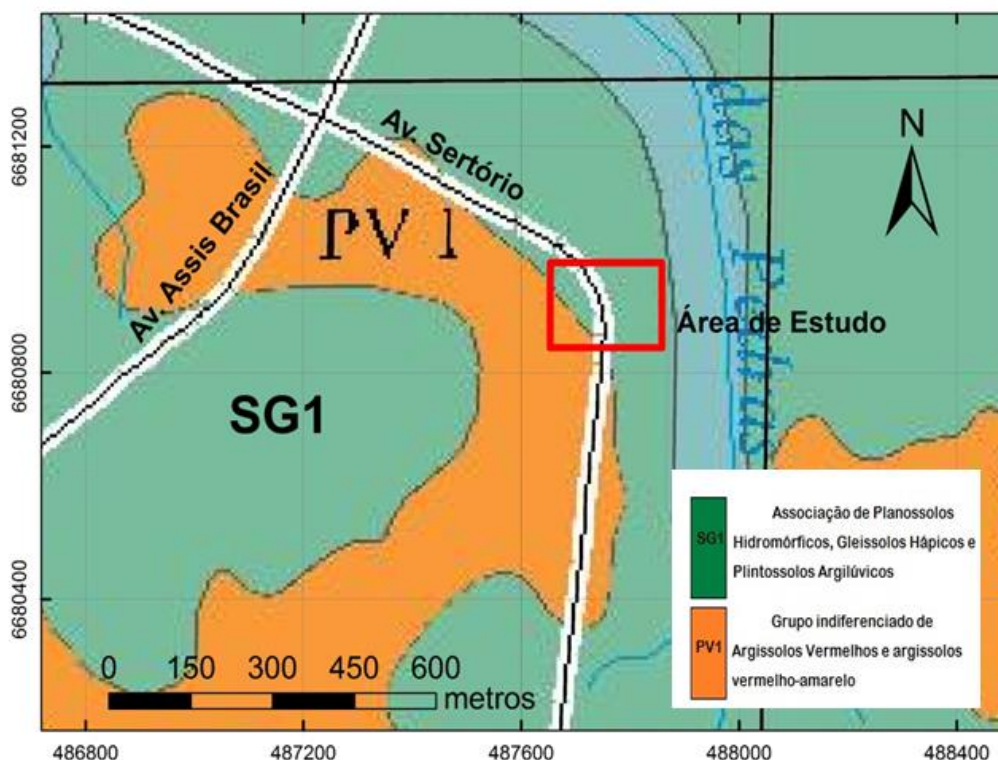
porfírica, em geral, com presença de 5 a 15 % de fenocristais de quartzo e K-feldspato imersos em uma matriz quartzo-feldspática afanítica.

A direção dos corpos graníticos concordante com as principais estruturas regionais sugere que os seus posicionamentos foram controlados pela tectônica brasileira (Philipp et al. 2007; Hartmann et al. 2007).

### 3.5 Pedologia Regional

Na área de estudo localizada no centro urbano de Porto Alegre, conforme a figura 16, destaca-se o pacote espesso de solo. Este solo, proveniente das rochas graníticas que formam o substrato rochoso da cidade, é pouco desenvolvido pedologicamente. Assim, a geologia adquire maior relevância na identificação das unidades geotécnicas. Observa-se no local de estudo uma associação de planossolos hidromórficos, gleissolos hálicos e plintossolos argilúvicos), os quais agregam solos sedimentares de diversas classes, com planícies aluviais e lagunares com microrrelevo. Os planossolos destacam-se por serem solos imperfeitos ou mal drenados, encontrados em áreas de várzeas, com relevo plano a suave ondulado.

Figura 16. Pedologia da área de investigação.



Fonte: Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre (2008).

De acordo com a Secretaria de Meio Ambiente de Porto Alegre (2008) o local também se encontra na unidade grupo indiferenciado de argilosos vermelhos e argilosos vermelho-amarelos, com topo e encosta de elevações, em relevo suave ondulado e ondulado.

As figuras 17 e 18 apresentam uma imagem da área de estudo. Salienta-se que nesta pesquisa o objetivo não foi classificar os horizontes do solo, pois o estudo baseou-se especificamente nos dados obtidos nas sondagens de percussão do solo.

Figura 17. Vista aérea da área de estudo.



Fonte: Rojas, 2013.

A figura 19 apresenta o local onde foram realizados os furos de sondagem. É possível verificar que os ensaios foram realizados linearmente. Os anexos 1 à 6, apresentam os perfis de sondagem dos pontos ilustrados na figura 19.

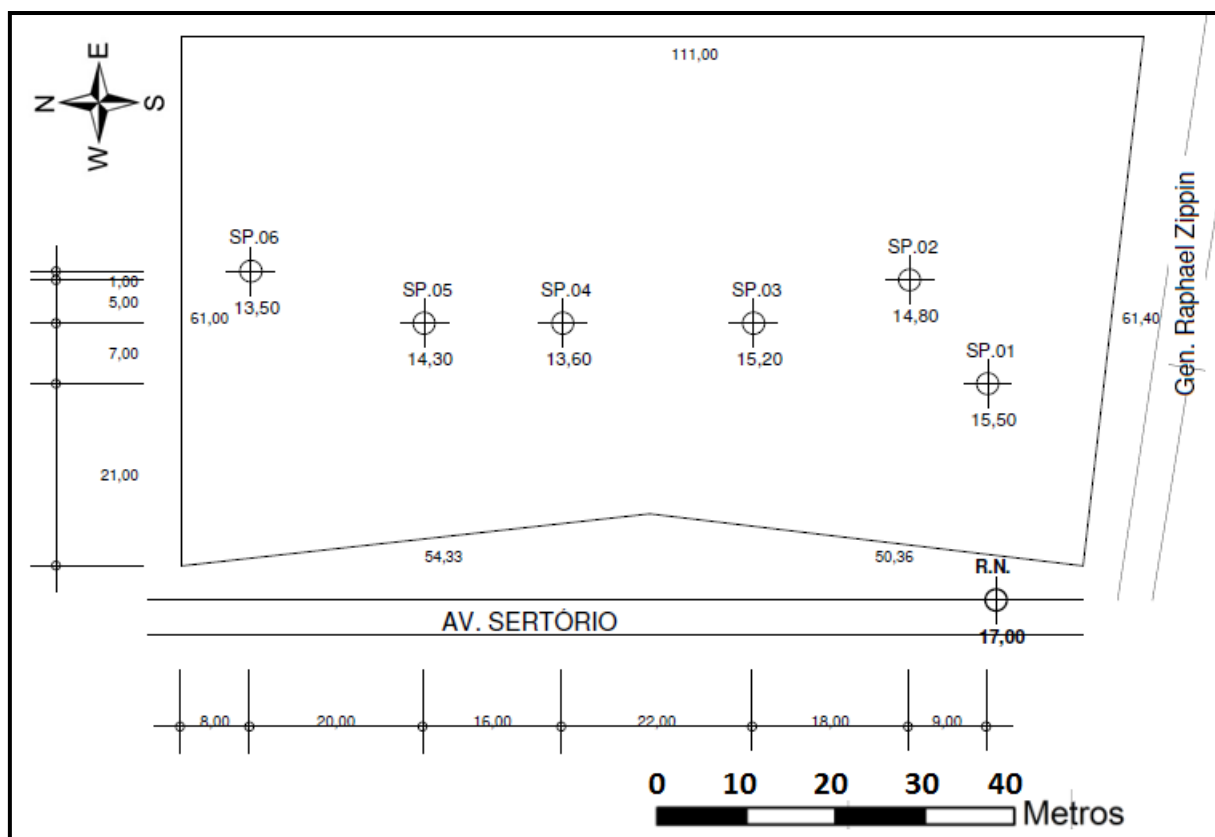


Figura 18. Vista frontal da área de estudo.



Fonte: Rojas, 2013.

Figura 19. Localização dos pontos de sondagem.



Fonte: Rojas, 2013.

## **3.6 Métodos**

### **3.6.1 Análise geotécnica**

Consistiu da análise dos cinco ensaios de SPT realizados na área em estudo, tendo como objetivo observar em cada relatório de sondagem o nível freático, os índices de SPT iniciais, os índices de SPT finais, a profundidade e classificação das camadas de solo.

### **3.6.2 Análise computacional**

Após a coleta dos dados primários, os mesmos serão utilizados para alimentar o software Geo-slope, o programa utiliza parâmetros geotécnicos como quantidade de camadas, ângulo de atrito, coesão e peso específico do solo. O resultado da análise do programa leva em consideração os principais métodos de análise de estabilidade de talude como: Bishop, Fellenius, Spencer e Janbu. Nessa etapa do trabalho os parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito, coesão e peso específico) serão variados nas piores situações possíveis para cada método, com objetivo de quantificar e qualificar o método que apresenta o melhor fator de segurança. E, entender qual parâmetro geotécnico interfere de forma mais significativa nas análises. Nessa última fase da interpretação procura-se definir método de análise de estabilidade de talude que possui o melhor fator de segurança relacionando custo de obra.

Para a análise numérica da estabilidade do talude foi utilizado o programa SLOPE/W. O programa SLOPE/W é um software que utiliza a teoria do equilíbrio limite para calcular o fator de segurança (FS) de taludes em solos ou rochas. Pode efetivamente analisar problemas simples e complexos para uma variedade de formas de superfícies de deslizamento, condições de pressão de poros de água, propriedades do solo, métodos de análise e condições de carga. O programa tem a habilidade de modelar diferentes tipos de solos, estratigrafias complexas além de geometrias complexas de superfície de escoramento. Variáveis utilizando uma grande variedade de modelos de solos.

A definição do modelo de estabilidade define a geometria por regiões e linhas que identifica as camadas de solo, importando um arquivo DXF™. Em seguida, escolha-se um método de análise especifica-se as propriedades do solo e

pressões de poros de água, definir cargas de reforço, e criar superfícies de deslizamento de julgamento.

Depois da análise de estabilidade, SLOPE/W mostra a superfície de deslizamento e fator de segurança, com a opção de ver cada uma individualmente. Ver informações detalhadas sobre qualquer superfície de deslizamento, incluindo a massa total de deslizamento, um diagrama de corpo livre e um polígono vigor mostrando as forças que atuam sobre cada fatia. Contorno dos fatores de segurança, ou mostra parcelas de parâmetros computados.

### **3.6.3 Limitações do estudo**

Como limitante, o trabalho utilizará apenas o ensaio de SPT para a obtenção de dados geotécnicos. Não foi obtido qualquer outro tipo de ensaio de campo ou laboratorial para a obtenção de parâmetros de cálculo.

## **4 RESULTADOS**

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos neste trabalho. Primeiramente estão apresentados os dados geotécnicos, logo o perfil geotécnico e por fim a análise de estabilidade de taludes.

### **4.1 Dados geotécnicos**

Através dos relatórios de sondagem, foram realizadas as descrições detalhadas e o cálculo dos parâmetros geotécnicos para cada camada de solo. Os parâmetros geotécnicos foram obtidos através das fórmulas e tabelas apresentadas na revisão de literatura, descrita no capítulo anterior deste trabalho.

A tabela 7 apresenta os parâmetros geotécnicos calculados a partir do  $N_{SPT}$ . A tabela apresenta os dados geotécnicos resumidos e dividido em camadas. Salienta-se que desta forma foram elaborados os perfis geotécnicos dos taludes, foram estabelecidas 6 diferentes camadas, as quais estão apresentadas na tabela.

O anexo 7 apresenta as tabelas completas de cada boletim de sondagem, com todos os parâmetros calculados para cada furo de sondagem.

Tabela 7. Parâmetros geotécnicos adotados para a verificação de estabilidade de talude.

<i>Prof. (m)</i>	<i>Camadas de solos</i>	$\phi^\circ$	$\phi^\circ/\text{camada}$	<i>c' kPa</i>	<i>c' kPa/camada</i>
1	Aterro variado	30,66	30,66	1,02	1,02
2		36,60		1,68	
3		33,00		1,13	
4	Argila arenosa	28,35	31,58	0,63	0,92
5		30,35		0,81	
6		29,57		0,36	
7	Silte com argila e areia	31,73	31,73	0,44	0,44
8		33,79		0,53	
9		36,59		0,64	
10	Silte arenoso	36,79	35,31	0,65	1,00
11		35,26		1,46	
12		34,65		1,37	
13		34,79		1,36	
14	Silte com areia fina	36,45	37,03	1,58	1,67
15		37,60		1,77	
16	Silte are. c/pedregulho	42,69	37,79	2,19	1,18
17		32,89		0,18	

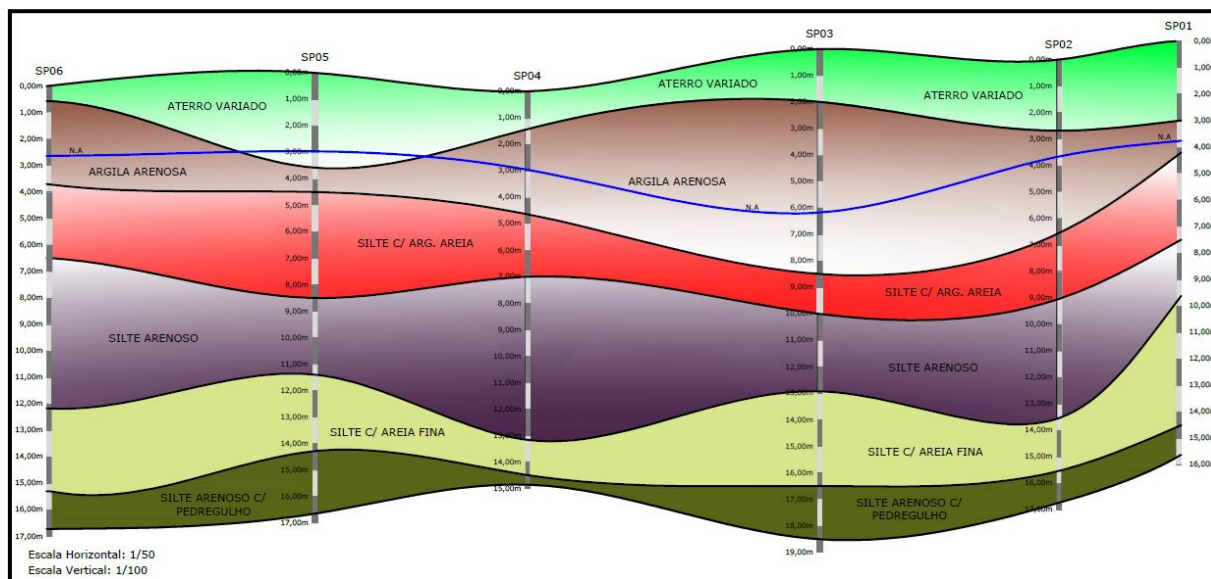
Fonte: Autor.

### 4.3 Perfil Geotécnico

A partir dos dados obtidos nos ensaios de sondagem e das correlações empíricas, onde foi possível obter os parâmetros geotécnicos que são apresentados na tabela 7, foi possível elaborar o perfil estratigráfico geotécnico.

Com os parâmetros citados foi possível delimitar as diferentes características geotécnicas, considerando o tipo de solo quanto a textura, o peso específico natural o ângulo de atrito e a coesão e assim elaborar o perfil padrão para análise da estabilidade do talude. A Figura 20 apresenta o perfil geotécnico. Para melhor visualização a mesma imagem está apresentada no anexo 8.

Figura 20. Perfil estratigráfico geotécnico do solo da área de estudo.



Fonte: Autor.

#### 4.4 Análises da estabilidade de taludes

O objetivo das análises foi aplicar os conhecimentos de estabilidade de taludes para verificar a influência da geometria do talude e da coesão, parâmetros chave, e verificar o grau de segurança entre os métodos de análises: Bishop, Ordinary, Spencer e Janbu.

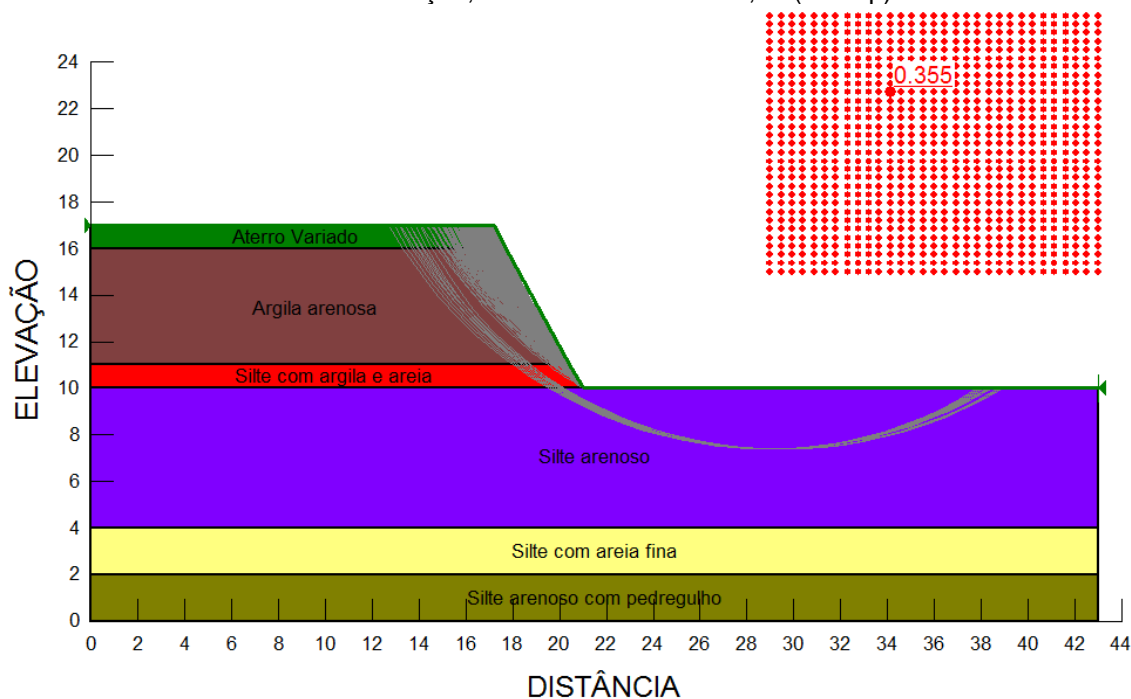
Para as análises de estabilidade de taludes, foi utilizada uma área localizada no município de Porto Alegre, conforme descrita na metodologia desta pesquisa.

Foram realizadas seis diferentes análises para 3 diferentes inclinações, portanto os taludes foram divididos por sua inclinação e chamados de Tipo 1, Tipo 2 e Tipo 3 e suas respectivas inclinações.

##### 4.4.1 Análise Talude tipo 1 – Inclinação de 60°

A figura 21 apresenta o talude com inclinação de 60°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém a coesão foi considerada 0 (zero). O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 0,355. O método de Ordinary apresentou FS de 0,32, Spencer de 0,33 e Janbu de 0,32. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores.

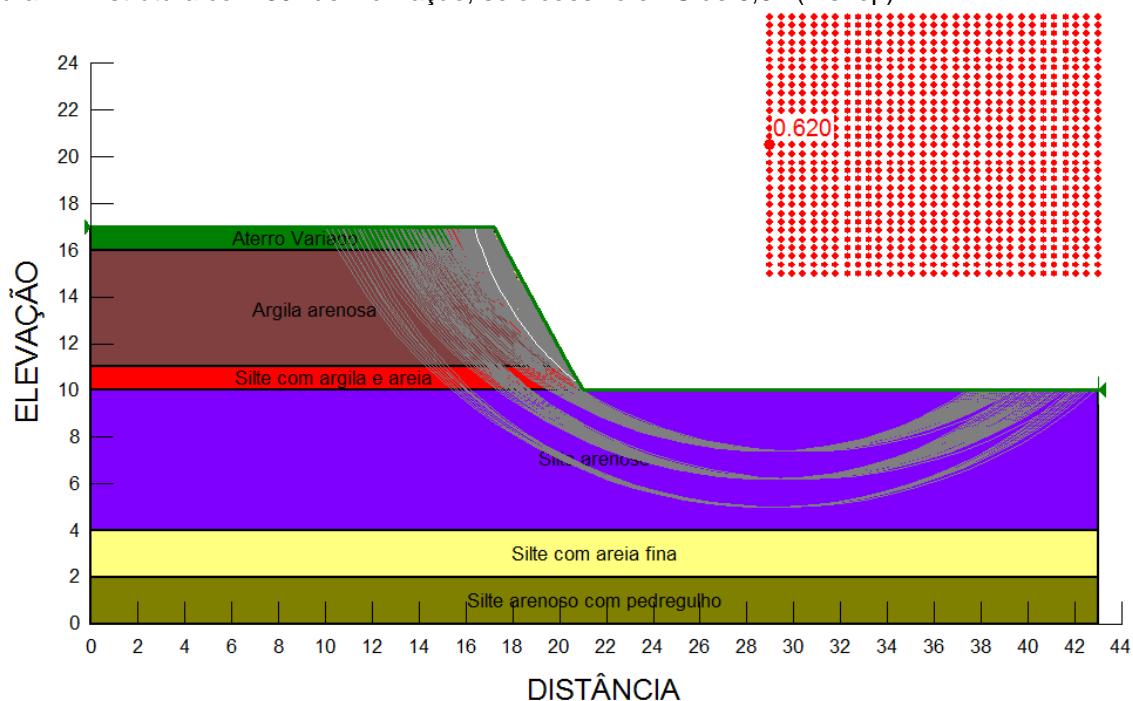
Figura 21. Estrutura com 60° de inclinação, sem coesão e FS de 0,35 (Bishop).



Fonte: Autor.

A figura 22 apresenta o talude com inclinação de 60°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém neste caso o solo foi considerado coesivo. O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 0,62. O método de Ordinary apresentou FS de 0,58, Spencer de 0,60 e Janbu de 0,58. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores.

Figura 22. Estrutura com 60° de inclinação, solo coesivo e FS de 0,62 (Bishop).



Fonte: Autor.

A tabela 8 apresenta os FS obtidos para análises com e sem coesão. Verifica-se que o método de Bishop foi o menos conservador e que Janbu e Ordinary apresentaram valores mais conservadores.

Tabela 8. FS obtidos para o talude de 60°.

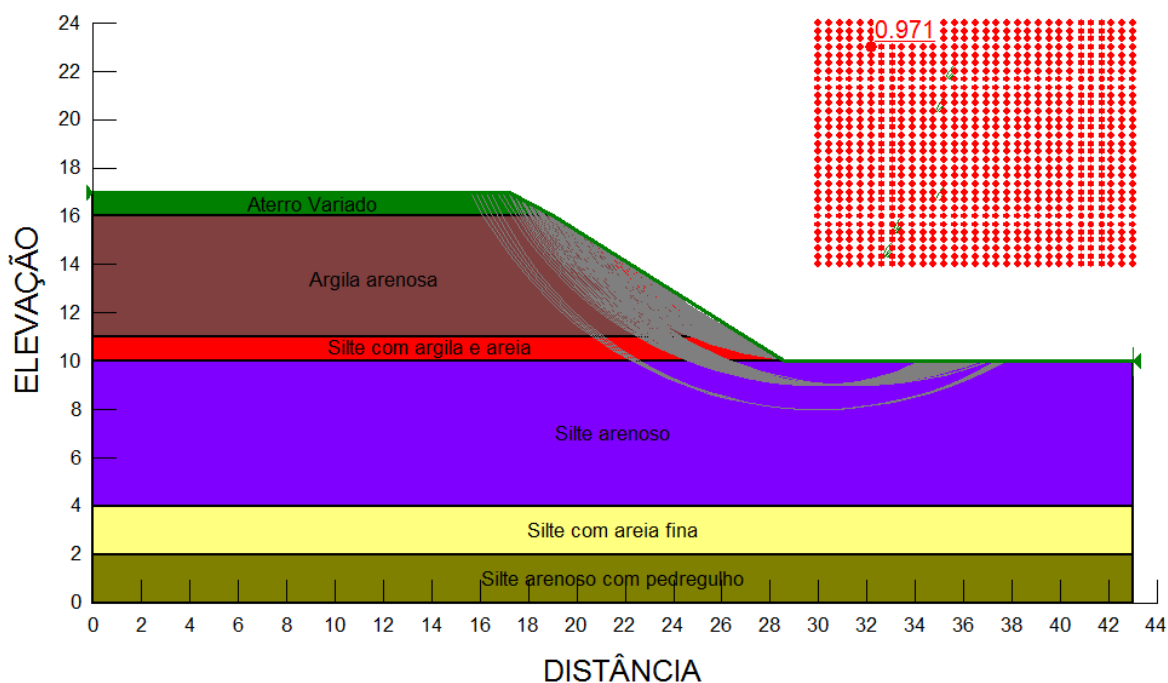
<b>Condição</b>	<b>Inclinação (°)</b>	<b>Método de análise</b>	<b>FS</b>
Sem coesão	60	Bishop	0,355
Sem coesão	60	Ordinary	0,326
Sem coesão	60	Spencer	0,335
Sem coesão	60	Janbu	0,326
Com coesão	60	Bishop	0,62
Com coesão	60	Ordinary	0,587
Com coesão	60	Spencer	0,605
Com coesão	60	Janbu	0,582

Fonte: Autor.

#### 4.4.2 Análise Talude tipo 2 – Inclinação de 32°

A figura 23 apresenta o talude com inclinação de 32°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém a coesão foi considerada 0 (zero). O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 0,971. O método de Ordinary apresentou FS de 0,965, Spencer de 0,969 e Janbu de 0,965. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores.

Figura 23. Estrutura com 32° de inclinação, solo coesivo e FS de 0,971 (Bishop).

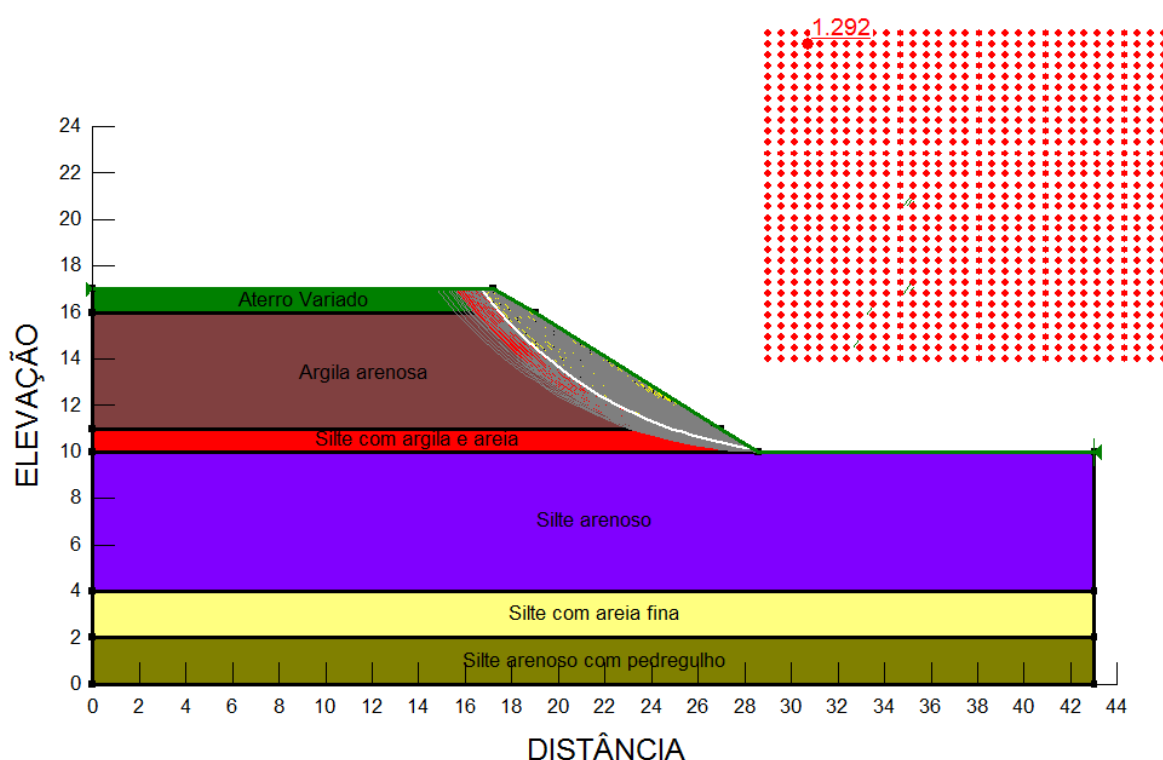


Fonte: Autor.

A figura 24 apresenta o talude com inclinação de 32°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém neste caso o solo foi considerado coesivo. O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 1,292.

O método de Ordinary apresentou FS de 1,246, Spencer de 1,289 e Janbu de 1,242. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores. A tabela 9 apresenta os FS obtidos para análises com e sem coesão.

Figura 24. Estrutura com 32° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,292 (Bishop).



Fonte: Autor.

Tabela 9. Análise de talude tipo 2 – inclinação de 32°.

<b>Condição</b>	<b>Inclinação (°)</b>	<b>Método de análise</b>	<b>FS</b>
Sem coesão	32	Bishop	0,971
Sem coesão	32	Ordinary	0,965
Sem coesão	32	Spencer	0,969
Sem coesão	32	Janbu	0,965
Com coesão	32	Bishop	1,292
Com coesão	32	Ordinary	1,246
Com coesão	32	Spencer	1,289
Com coesão	32	Janbu	1,242

Fonte: Autor.

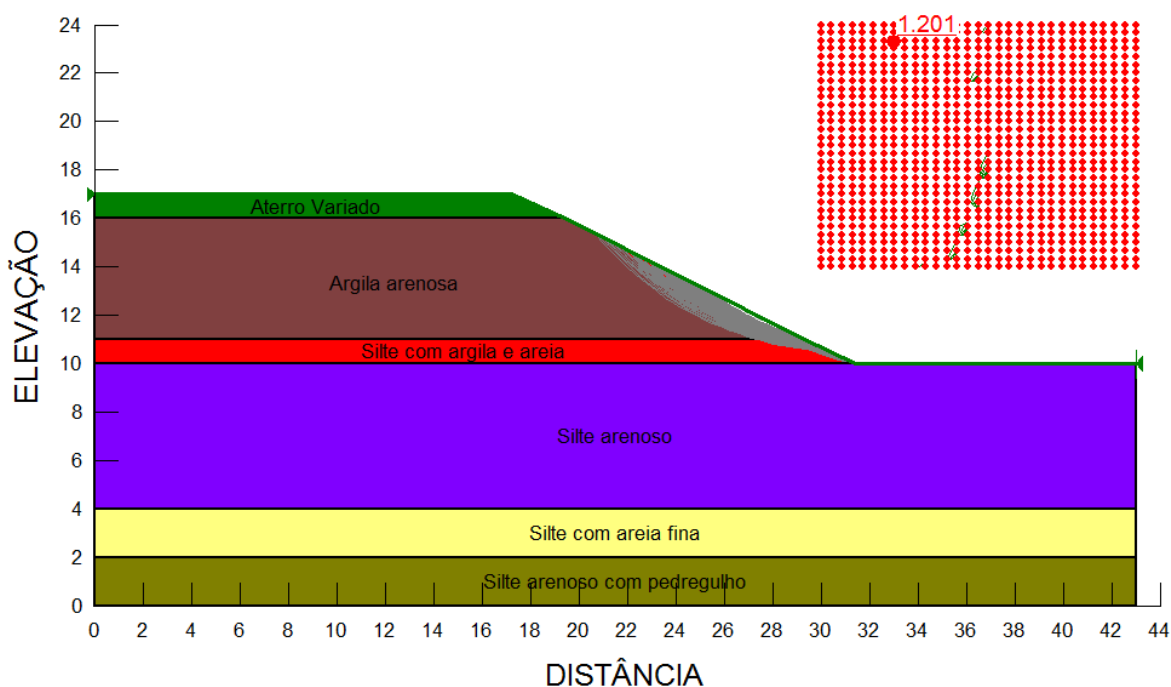


#### 4.4.2 Análise Talude tipo 3 – Inclinação de 27°

A figura 25 apresenta o talude com inclinação de 27°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém a coesão foi considerada 0 (zero). O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 1,201.

O método de Ordinary apresentou FS de 1,195, Spencer de 1,20 e Janbu de 1,19. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores.

Figura 25. Estrutura com 27° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,201 (Bishop).

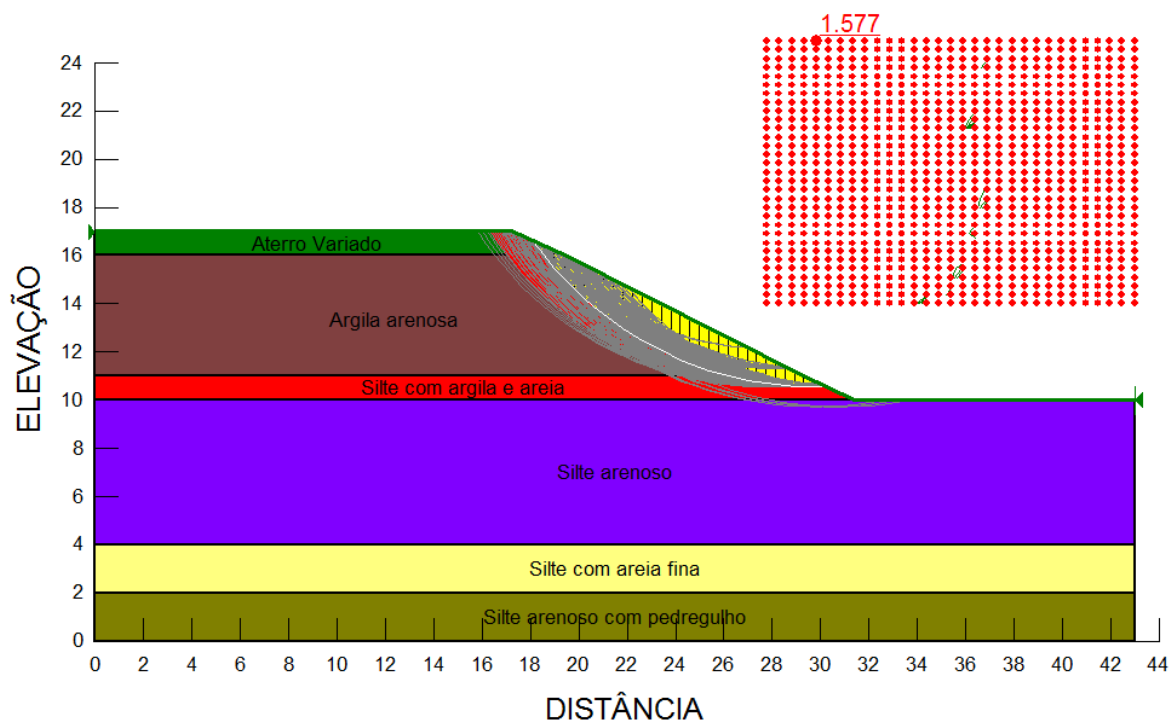


Fonte: Autor.

A figura 26 apresenta o talude com inclinação de 27°, com características geotécnicas conforme a tabela 7, porém neste caso o solo foi considerado coesivo. O método de Bishop apresentou o maior fator de segurança, FS de 1,577. O método de Ordinary apresentou FS de 1,505, Spencer de 1,577 e Janbu de 1,497. Dessa forma os métodos de Ordinary e Janbu mostraram-se mais conservadores.

A tabela 10 apresenta os FS obtidos para análises com e sem coesão.

Figura 26. Estrutura com 27° de inclinação, solo coesivo e FS de 1,577 (Bishop).



Fonte: Autor.

Tabela 10. Análise de talude tipo 3 – inclinação de 27°.

<b>Condição</b>	<b>Inclinação (°)</b>	<b>Método de análise</b>	<b>FS</b>
Sem coesão	27	Bishop	1,201
Sem coesão	27	Ordinary	1,195
Sem coesão	27	Spencer	1,2
Sem coesão	27	Janbu	1,19
Com coesão	27	Bishop	1,579
Com coesão	27	Ordinary	1,505
Com coesão	27	Spencer	1,577
Com coesão	27	Janbu	1,497

Fonte: Autor.

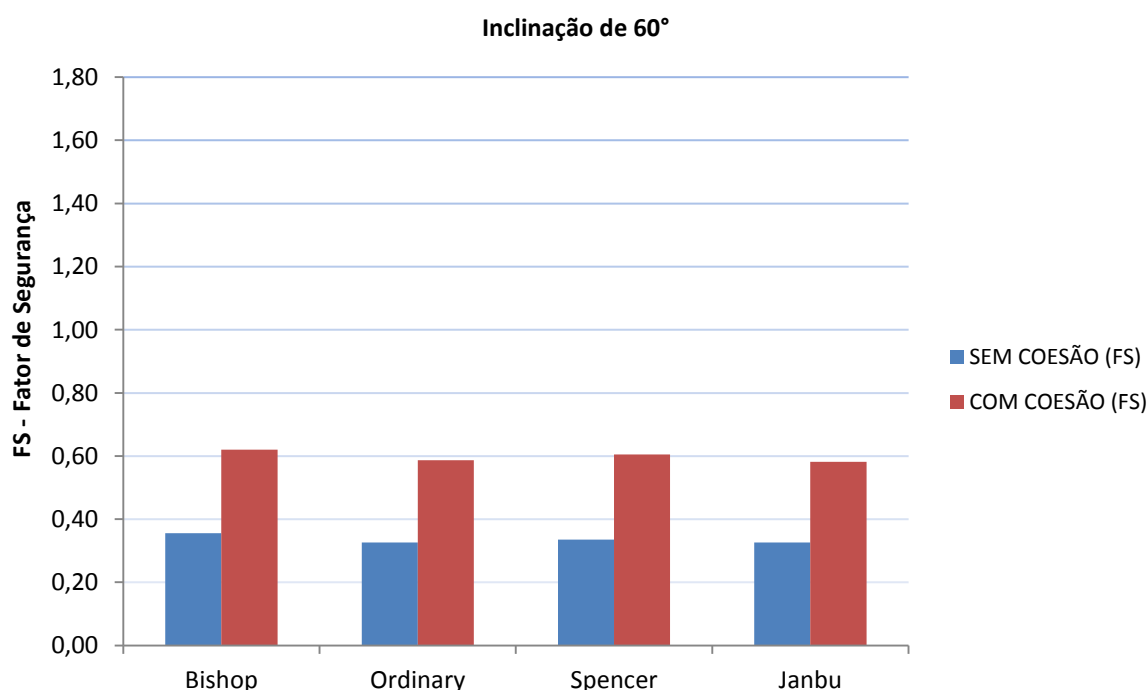
## 5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesse capítulo estão apresentadas as discussões dos resultados obtidos nesse trabalho. Na sequência serão discutidas relações entre a inclinação e o fator de segurança com coesão e sem coesão, a comparação do método Bishop com os métodos (Ordinary, Spencer e Janbu), além da discussão do perfil do geotécnico.

Na figura 27 está apresentado o fator de segurança de cada método analisado (Bishop, Ordinary, Espencer e Janbu) com coesão e sem coesão em função da inclinação de 60° do talude.

Considerando sem coesão o fator de segurança médio dos métodos foi de 0,3355, O método Janbu apresenta o menor fator de segurança de 0,326, o método Bishop apresentou o maior fator de segurança de 0,355, o método Janbu é mais o conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

Figura 27. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 60°.



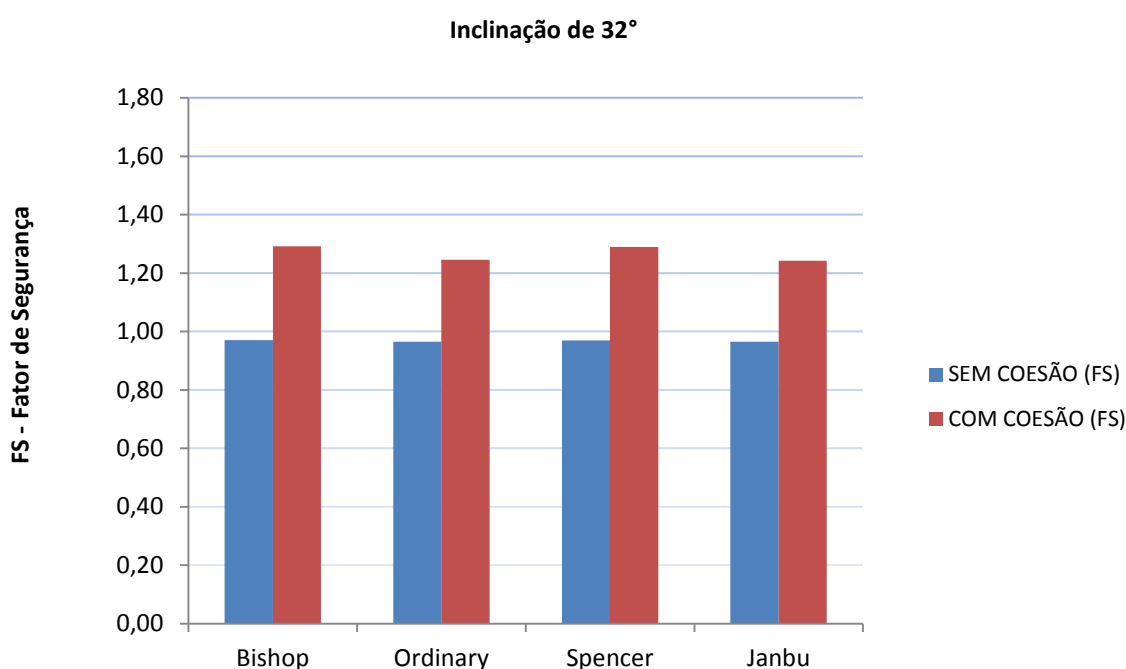
Fonte: Autor.

Considerando a coesão o fator de segurança médio de cada método foi de 0,5985, o método Janbu representa o menor fator de segurança de 0.582, o método Bishop apresenta o maior fator de segurança de 0,62. O método Janbu é mais o conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

Na figura 28 está apresentado o fator de segurança de cada método analisado (Bishop, Ordinary, Spencer e Janbu) com coesão e sem coesão em função da inclinação de 32° do talude.

Considerando sem coesão o fator de segurança médio dos métodos foi de 0,96. O método Janbu apresenta o menor fator de segurança de 0,965, o método Bishop apresentou o maior fator de segurança de 0,971, o método Janbu é mais o conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

Figura 28. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 32°.



Fonte: Autor.

Considerando a coesão o fator de segurança médio de cada método foi de 1,2672 o método Janbu representa o menor fator de segurança de 1,242, o método Bishop apresenta o maior fator de segurança de 1,292. O método Janbu é mais o conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

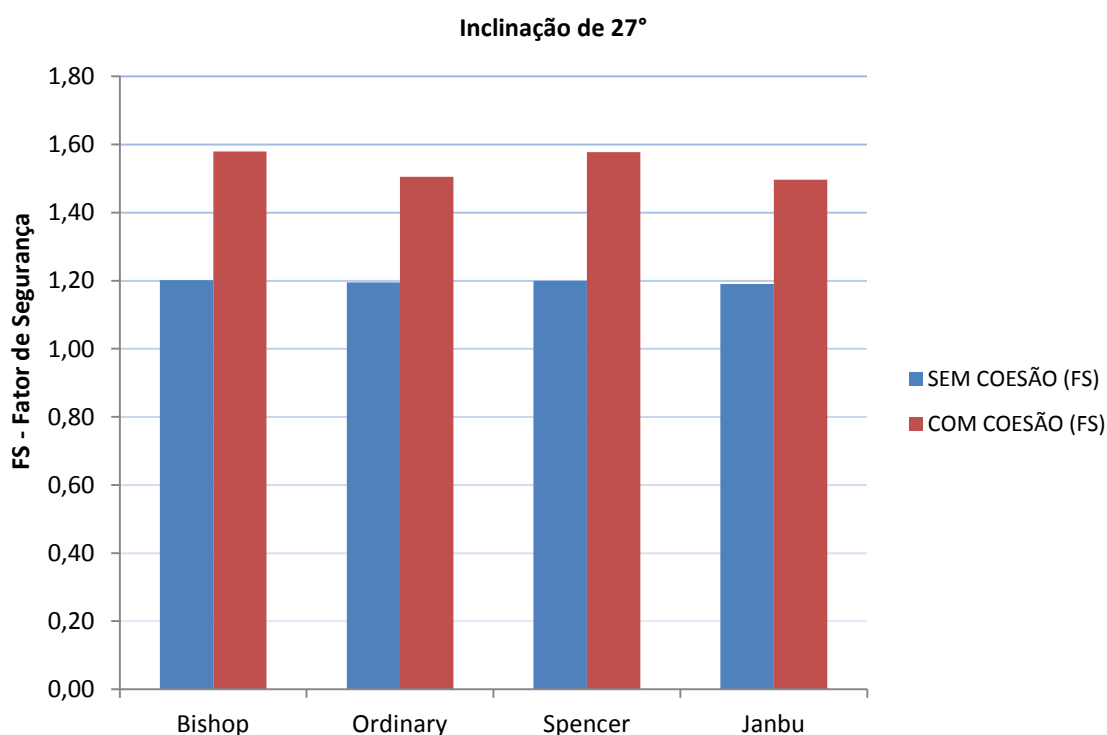
Na figura 29 está apresentado o fator de segurança de cada método analisado (Bishop, Ordinary, Spencer e Janbu) com coesão e sem coesão em função da inclinação de 27° do talude.

Considerando sem coesão o fator de segurança médio dos métodos foi de 1,1965, O método Janbu apresenta o menor fator de segurança de 1,19, o método Bishop apresentou o maior fator de segurança de 1,201, o método Janbu é mais o

conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

Considerando a coesão o fator de segurança médio de cada método foi de 1,5395, o método Janbu representa o menor fator de segurança de 1,497, o método Bishop apresenta o maior fator de segurança de 1,579. O método Janbu é mais o conservador por apresentar o menor fator de segurança comparado com os demais métodos.

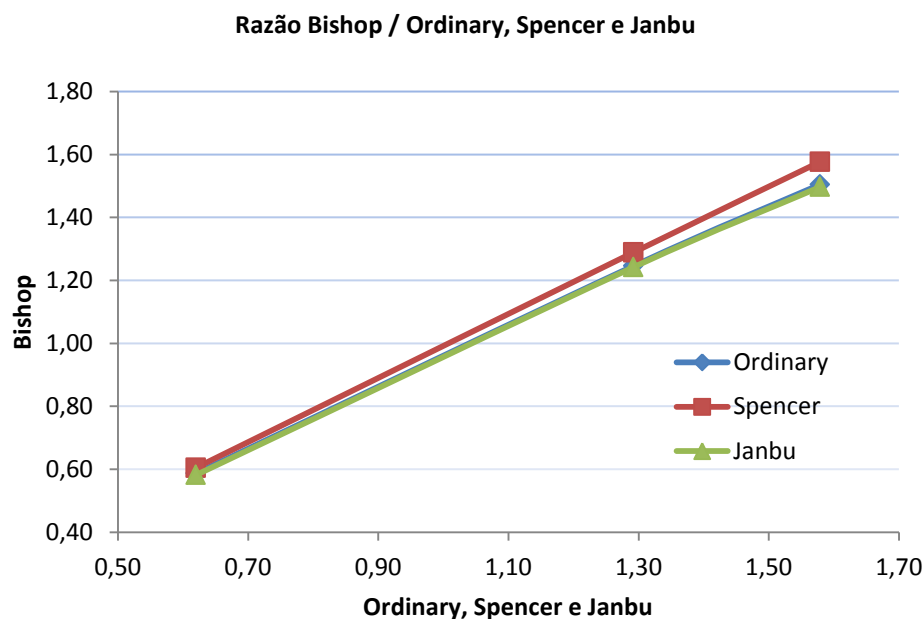
Figura 29. Fator de Segurança FS para cada método analisado com inclinação de 27°.



Fonte: Autor.

A figura 30 representa a relação da dispersão dos resultados dos fatores de segurança. Comparando com o método Bishop, analisando o gráfico há uma pequena diferença entre o método Bishop e Janbu.

Figura 30. Relação entre os métodos de análise de estabilidade.



Fonte: Autor.

O método Spencer comparado com o método Bishop apresentou o mesmo comportamento.

Na escolha do método e na geometria final deve se analisar as piores condições que talude pode se submeter. O método Janbu apresenta o menor fator de segurança comparado ao Bishop, Spencer, Fellenius (Ordinary).

O método Janbu é mais indicado por fornecer fatores de segurança mais conservadores para todos cenários analisados.

No cálculo de estabilidade a inclinação teve um papel importante variando o fator de segurança de modo significativo, tanto para casos sem coesão e com coesão. A inclinação de 27° é mais indicada, pois fornece o melhor fator de segurança.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As análises de estabilidade de taludes transcendem uma simples questão geotécnica, devido principalmente ao grau de importância que tal obra exerce nas questões econômicas e ambientais. No ano de 2015, no estado de Minas Gerais, Sudeste do Brasil, verificou-se que a falta de análises e monitoramentos geotécnicos, em obras de terra, em uma barragem de terra, que servia como barreira de rejeitos minerais causou, através do rompimento da estrutura, danos

econômicos, ambientais e perda de vidas humanas. No contexto do desastre, destacou-se o Fator de Segurança das obras de terra do local onde ocorreu o acidente. Desta forma, utilizando o exemplo citado, as considerações finais deste trabalho não poderiam deixar de fora este parecer.

Em relação aos objetivos expostos para esta pesquisa exploratória, destacam-se as seguintes considerações finais:

### **5.1 Quanto a revisão bibliográfica**

A revisão bibliográfica indicou os principais métodos de cálculo conhecidos, identificando sua aplicação e metodologia empregada para a obtenção dos resultados de segurança.

### **5.2 Quanto ao perfil geotécnico**

Criar um perfil geotécnico através da textura e dos parâmetros do solo, obtidos empiricamente através dos ensaios de sondagem a percussão, mostrou-se ser uma forma clara e objetiva de estabelecer os reais e principais dados para cálculo e formulação do perfil estratigráfico do talude. Caso tivesse mais dados, principalmente de laboratório, o perfil seria preciso.

### **5.3 Quanto aos parâmetros de projeto**

Os parâmetros de projeto foram obtidos através dos ensaios de sondagem a percussão, ressalta-se que foi possível obter resultados que coincidem com o tipo de solo, porém para tal tipo de projeto é necessário ensaios laboratórios, os quais descreveriam melhor o tipo de solo e o seu comportamento mecânico.

### **5.4 Quanto à inclinação**

A inclinação foi estudada variando o ângulo de inclinação talude com ângulos de  $60^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $27^\circ$ , com a presença de coesão e sem presença de coesão, o melhor resultado encontrado foi o talude que apresentou a inclinação de  $27^\circ$ , pois apresentou fatores de segurança acima da norma exigida. Porém, com a suavização do talude de  $60^\circ$  para  $27^\circ$  acarretou o aumento da área do corpo do talude (face) de 10,50 m comparado com a inclinação de  $60^\circ$ .

### **5.5 Quanto à coesão**

Como a coesão é uma das parcelas das forças resistentes do solo, para todos os métodos houve o aumento do fator de segurança (FS). Para todas as análises de inclinações considerando a coesão houve um aumento do fator de segurança (FS).

### **5.6 Quanto aos métodos de cálculo**

A análise paramétrica permitiu também efetuar a comparação entre os métodos de cálculo estudados, verificando dentre eles quais os mais conservadores em relação a segurança. Desta forma, observou-se a tendência menos conservadora para o método de Bishop, oferecendo valores de FS maiores, embora em pequena proporção, que os métodos de Ordinary e Janbu.

É importante ressaltar que este estudo foi realizado levando em consideração apenas as variáveis e valores estabelecidos na tabela 7, e tem sua aplicação em anteprojetos geotécnicos. Para projetos definitivos, deve ser feita a análise para cada situação e obra.

## **7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

A partir dos estudos realizados neste trabalho e verificando a possibilidade de um estudo mais aprofundado em obras de terra, destacam-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar um estudo específico para taludes com maiores números de ensaios geotécnicos, incluindo granulometria, limites de Atemberg, ensaios de resistência a compressão simples e cisalhamento do solo.
- Avaliar a influência da água no cálculo de estabilidade de taludes.
- Realizar um estudo em um corpo de barragem de terra, verificando a permeabilidade do solo e possibilidade de ruptura por erosão interna.
- Estudar a efetividade da técnica da pintura com cal em solos da região.
- Aplicar métodos geofísicos para correlacionar com dados geotécnicos.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE. **Geologia de engenharia**. OLIVEIRA, A. M. S; BRITO, S. N. A (editores). São Paulo: ABGE, 1998, 576 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagem de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

ASTM - **D158-67**. Standard Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of soils. American Society for Testing and materials, 1974.

BISHOP, A W. **The use of the Slip Circle in Stability Analysis of slopes**. Géotechnique vol. 5, 1955, p7-17.

CAVALCANTE, E.H. **Investigação Teórico-experimental sobre o SPT**, Tese Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, 2002 430p.

CAPUTO, HOMERO PINTO. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos. 6<sup>o</sup> edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.

CAPUTO, HOMERO PINTO. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**. 6. Ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: LTC Ed., 2007

CARDOSO, Dr. Francisco Ferreira. **Sistemas de Contenção**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.;ALBIERO, J.H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Editora Rima, 2003. 135 p.

DELL'AVANZI, Eduardo; SAYÃO, Alberto S. F. J. **Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes**. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 1998, volume I, 1998.

Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre: **Geologia, Solos, Drenagem, Vegetação/Ocupação e Paisagem** / coordenado por Heinrich Hasenack. Porto Alegre: Secretaria Municipal do Meio Ambiente, 2008, 84p.

FIORI, Alberto Pio, CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade dos taludes**. Curitiba: Editora da UFPR, 2001.

LIMA, Analice F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

FELLENIUS, W. **Calculation of stability of earth dams**. Trans e and congress Dams, Washingron,1936. Pp445, v4.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ED. SÃO PAULO: ATLAS, 2007.

GUIDICIN I, Guido, NIEBLE, Carlos Manuel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 1983.

GUSMÃO FILHO, J.A. **fundações de conhecimento geológico à prática de engenharia**. editora universitária UFPE, Recife, 1998.

Hartmann, L.A., Chemale Júnior, F. & Philipp, R.P. **Evolução geotectônica do Rio Grande do Sul no Precambriano**. In: Ianuzzi, R. & Frantz. J.C. (Ed.). 50 anos de Geologia: Instituto de Geociências, Porto Alegre, 2007.

HASENACK, Heinrich et AL.(Coord). Diagnóstico Ambiental de Porto Alegre: Geologia, Solos, Drenagem, Vegetação/Ocupação e Paisagem. Secretaria municipal do meio Ambiente, Porto Alegre, 2008.

HORST, RAFAEL (2007). **Avaliação dos métodos para cálculo de Estabilidade de taludes em maciço terroso**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

JANBU, N. **Slope stability computations. Embankment dam-engineering**. Casa Grande memorial, New York, 1973. Pp47-86.

LAMBE, T. William & WHITMAN, Robert V. **Mecânica de solos**. México: Editorial Limusa S.A., 1974.

LINHARES, R. MARIANO. **Análise de Estabilidade de Talude Rodoviário em Solo Residual**. Trabalho de Conclusão. Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2011, 46p.

MACIEL FILHO, C.L. **Introdução à Geologia de Engenharia**. Santa Maria: Editora da UFSM/ Brasília: CPRM, 1994.

MACHADO, Sandro Lemos, MACHADO, Miriam de Fátima. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios**. Salvador, 1997.

NASH, D.F.T. **A comparative review of limit equilibrium methods of slope stability**. In Slope Stability: Geotechnical and Geomorphology, Richards, Anderson MG KS, 1987.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 2a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

PINTO, Carlos de Sousa. Apostila de Aula – Resistência ao Cisalhamento dos Solos; Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, 1974.

Philipp, R.P. & Campos, R. **Geologia, petrografia e litogeoquímica dos Gnaisses Porto Alegre, RS, Brasil: implicações geotectônicas**. Pesquisas em Geociências, 31(2): 79-94, Porto Alegre, 2004.

Philipp, R. P. A Evolução Geológica e Tectônica do Batólito Pelotas, RS. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo 1998, 371 p.

ROJAS, J.W.J.R (2013). **Memorial de Cálculo do Projeto de fundações profundas e estrutural e Laudo Técnico**. ART: 6680253. 2013.

ROGÉRIO, P.R. **Cálculo da estabilidade taludes de terra pelo método Bishop Simplificado**, editora Edgar Blucher, São Paulo, 1997, 153p.

SCHULZE. TAMI, (2013). **Análise da Capacidade de Carga de Estaca Escavada Instrumentada de Pequeno Diâmetro por Meio de Métodos Semi-Empíricos**, São Paulo, Brasil (2013).

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas Aplicações á engenharia de Fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.

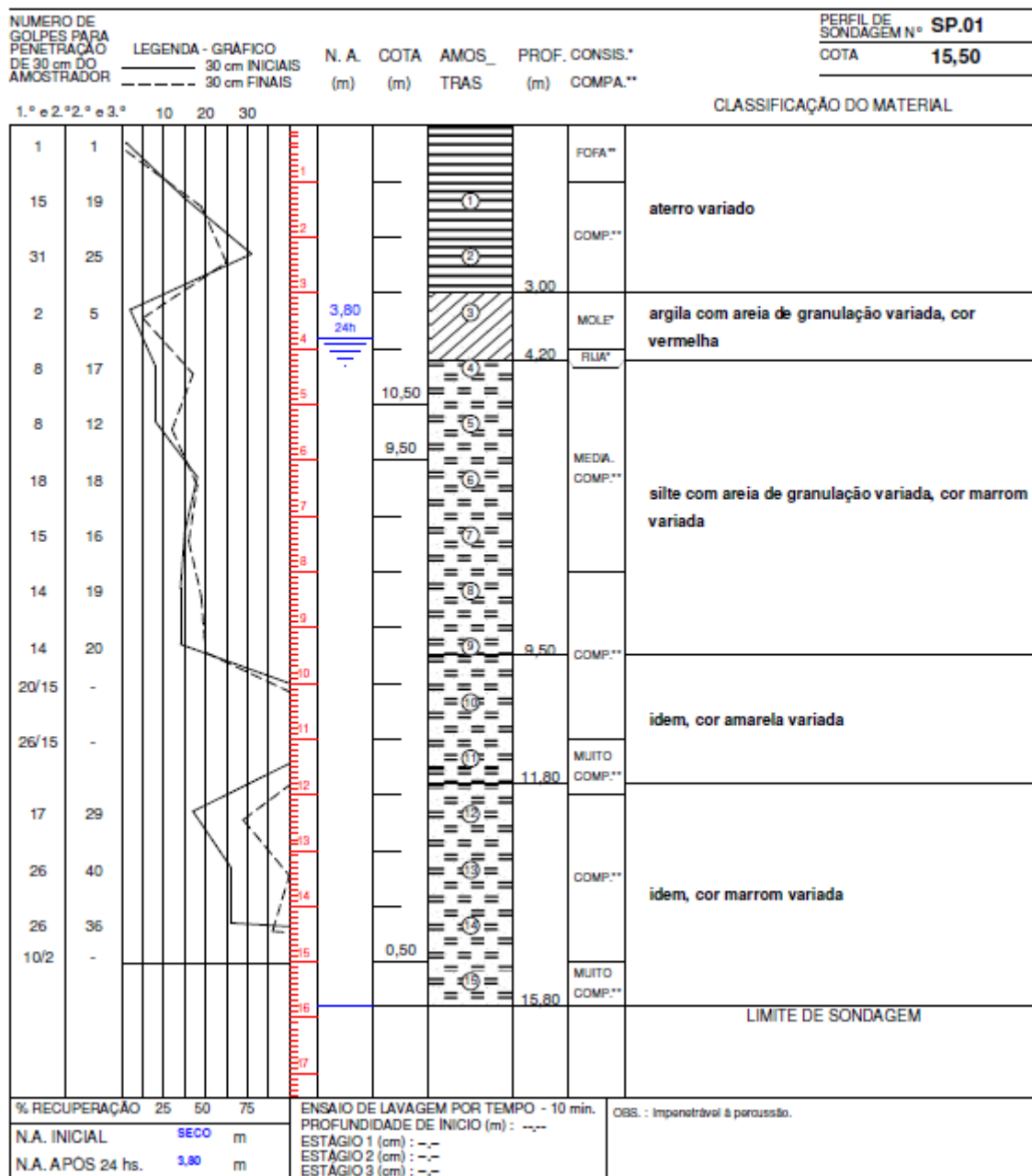
STRAUSS, Marcos. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**. 1998. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SPENCER, A.E. **A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces**. Lon-don,1967. Pp17:11-26.

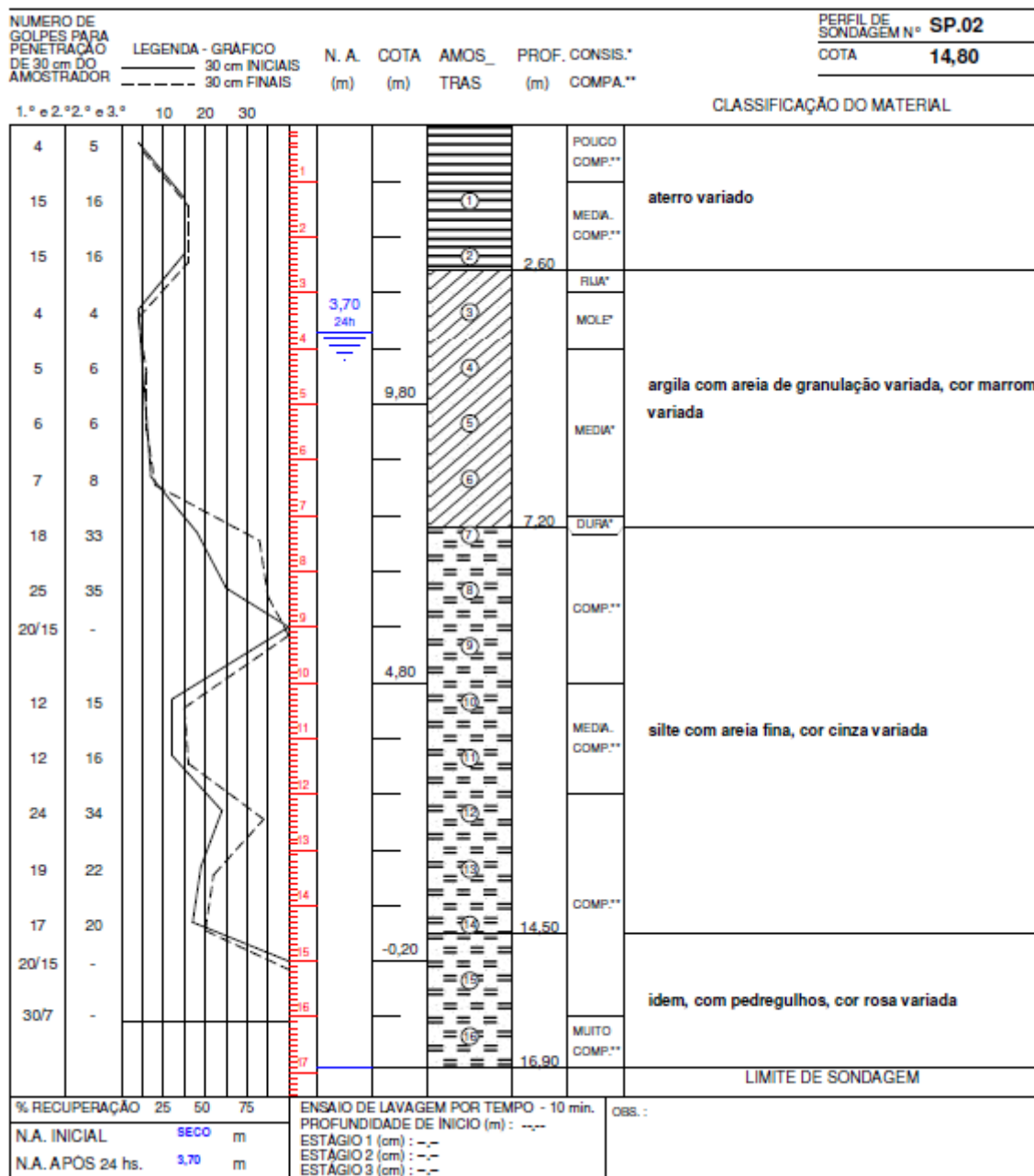
TONISMAR S. PERREIRA. **Avaliação dos Diferentes Métodos de Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra**. Santa Maria, RS, Brasil, 2013.

USACE. Engineering and design- Slop stability. Washington, 2003, 205p.

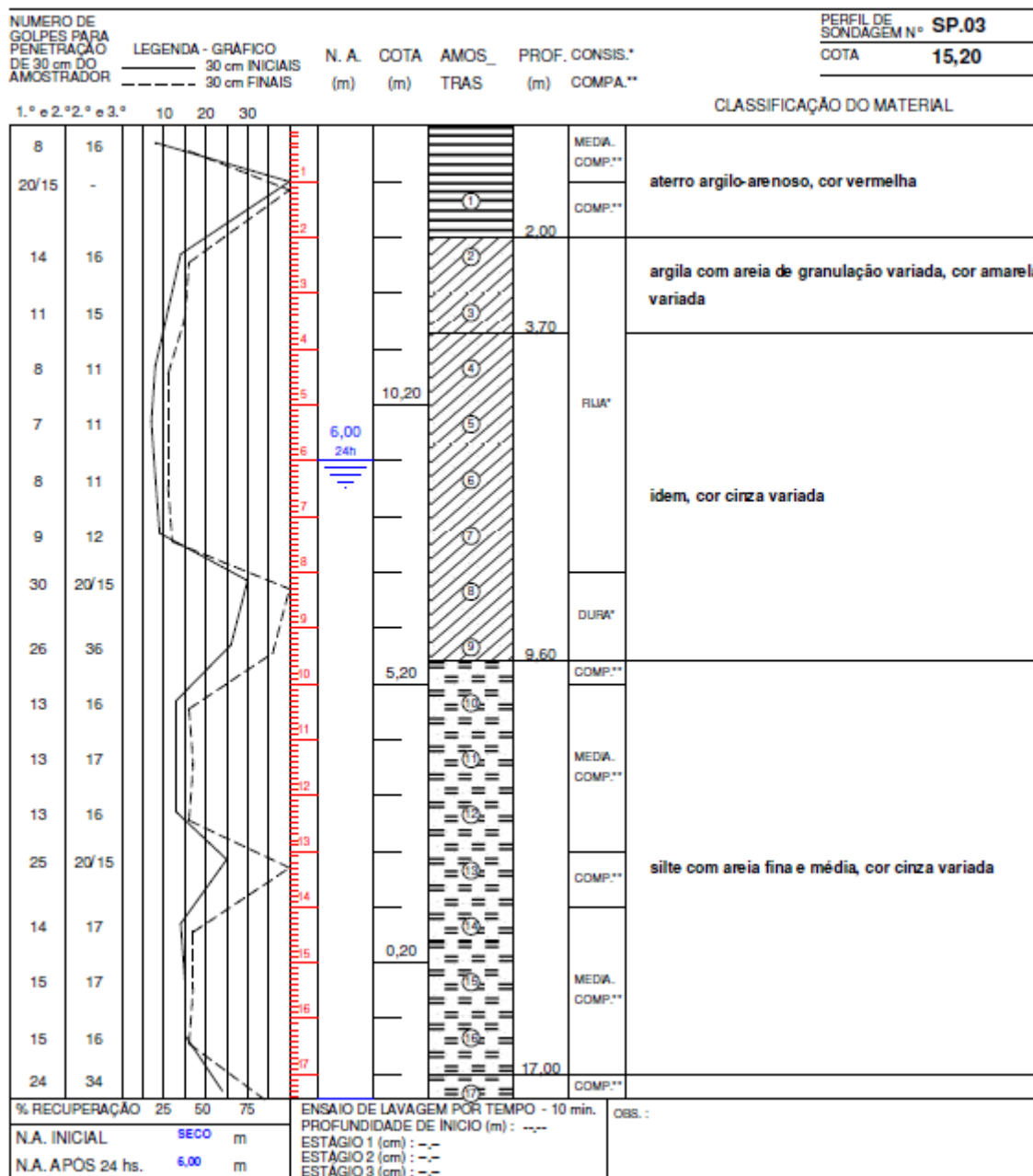
## ANEXO 1



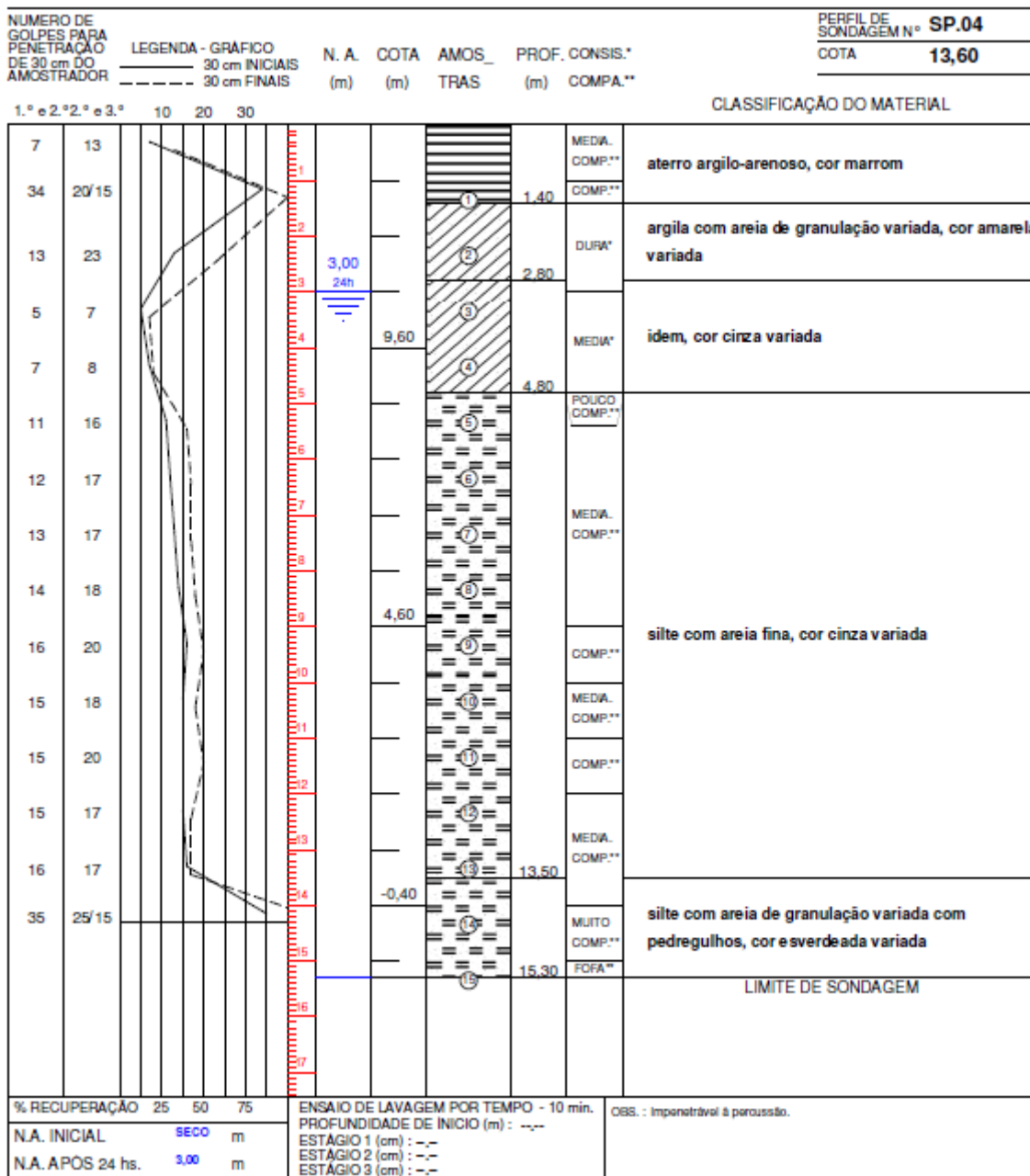
## ANEXO 2



## ANEXO 3

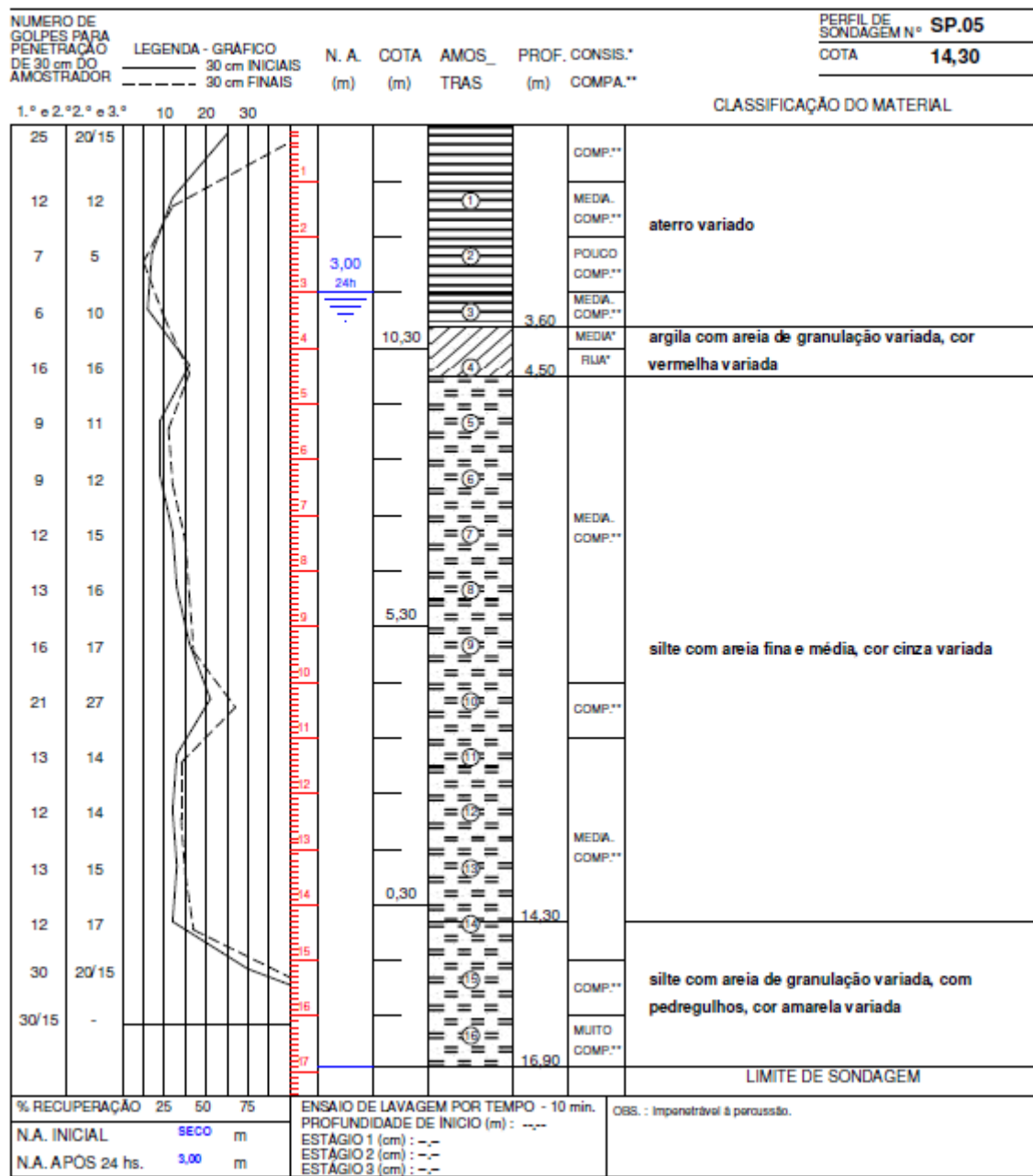


## ANEXO 4

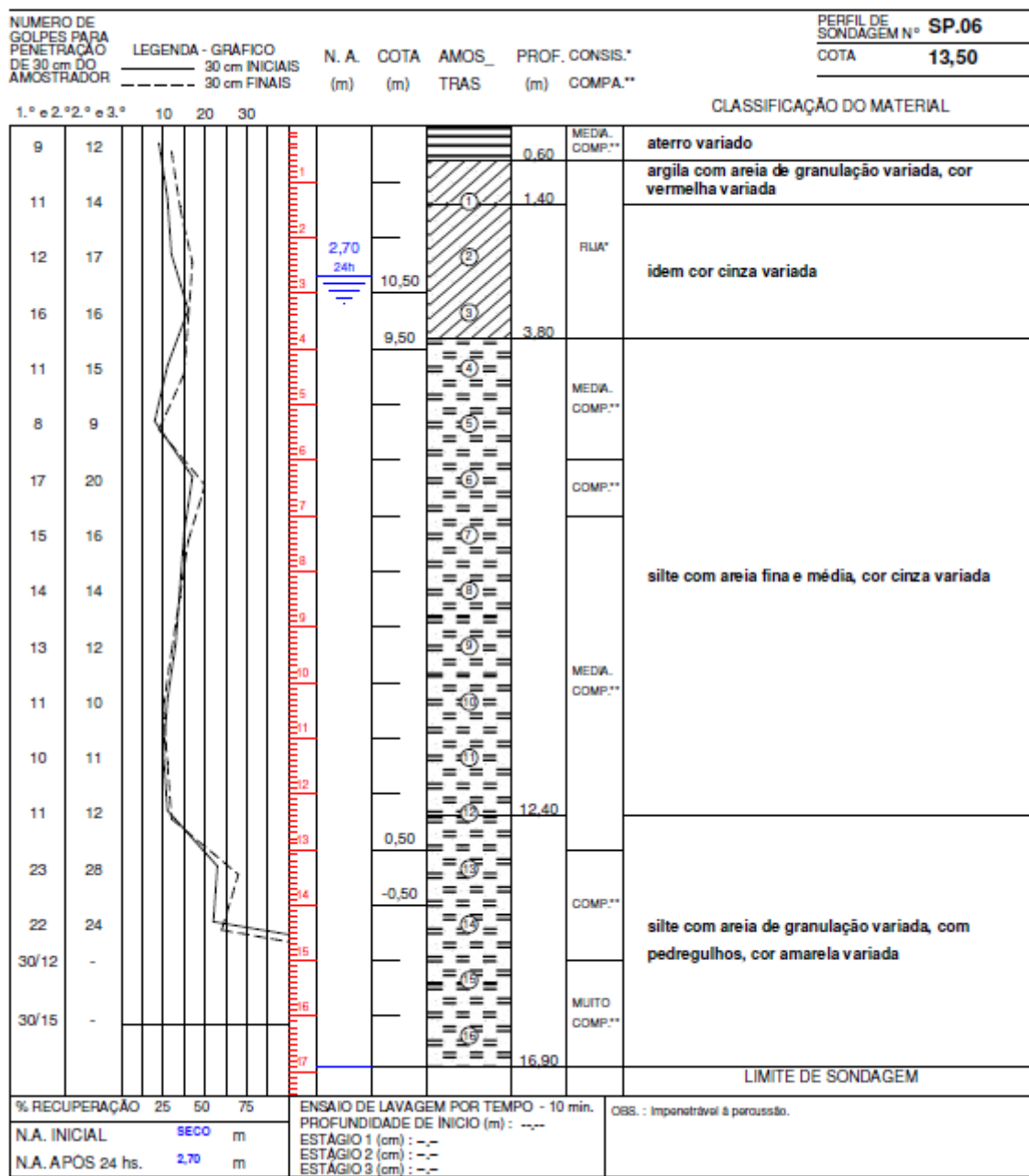




## ANEXO 5



## ANEXO 6



## ANEXO 7

Prof. (m)	SP1				Prof. (m)	SP2				Prof. (m)	SP3			
	Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa		Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa		Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa
1	1	18	19,47	0,07	1	5	19,00	25,00	0,33	1	16	19	32,89	1,07
2	19	20	34,49	1,27	2	16	19,00	32,89	1,07	2	45	20	45,00	3,00
3	25	20	37,36	1,67	3	16	19,00	32,89	1,07	3	16	19	32,89	1,07
4	5	15	25,00	0,33	4	4	15,00	23,94	0,27	4	15	19	32,32	1,00
5	17	19	33,44	1,13	5	6	17,00	25,95	0,40	5	11	19	29,83	0,73
6	12	19	30,49	0,39	6	6	17,00	25,95	0,23	6	11	19	29,83	0,37
7	18	19	33,97	0,53	7	8	17,00	27,65	0,29	7	11	19	29,83	0,37
8	16	19	32,89	0,49	8	33	20,00	40,69	0,81	8	12	19	30,49	0,39
9	19	20	34,49	0,55	9	35	20,00	41,46	0,84	9	45	21	45,00	1,00
10	20	20	35,00	0,57	10	45	20,00	45,00	1,00	10	36	20	41,83	0,86
11	45	20	45,00	3,00	11	15	19,00	32,32	1,00	11	16	19	32,89	1,07
12	45	21	45,00	3,00	12	16	19,00	32,89	1,07	12	17	19	33,44	1,13
13	29	20	39,08	1,93	13	34	20,00	41,08	2,27	13	16	19	32,89	1,07
14	40	20	43,28	2,67	14	22	20,00	35,98	1,47	14	20	20	35,00	1,33
15	36	20	41,83	2,40	15	20	20,00	35,00	1,33	15	17	19	33,44	1,13
16	45	20	45,00	3,00	16	45	20,00	45,00	3,00	16	17	19	33,44	1,13
17					17					17	16	19	32,89	1,07
18					18					18	34	20	41,08	2,27

Prof. (m)	SP4				Prof. (m)	SP5				Prof. (m)	SP6			
	Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa		Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa		Nspt	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi^\circ$	c' kPa
1	13	19	31,12	0,87	1	45	20	45,00	3,00	1	12	19	30,49	0,80
2	45	21	45,00	3,00	2	12	19	30,49	0,80	2	14	19	31,73	0,93
3	23	21	36,45	1,53	3	5	18	25,00	0,33	3	17	19	33,44	1,13
4	7	17	26,83	0,47	4	10	17	29,14	0,67	4	16	17	32,89	1,07
5	8	18	27,65	0,53	5	16	17	32,89	1,07	5	15	17	32,32	1,00
6	16	19	32,89	0,49	6	11	17	29,83	0,37	6	9	17	28,42	0,32
7	17	19	33,44	0,51	7	12	17	30,49	0,39	7	20	20	35,00	0,57
8	17	19	33,44	0,51	8	15	17	32,32	0,46	8	16	17	32,89	0,49
9	18	19	33,97	0,53	9	16	17	32,89	0,49	9	14	17	31,73	0,44
10	20	20	35,00	0,57	10	17	20	33,44	0,51	10	12	17	30,49	0,39
11	18	19	33,97	1,20	11	27	17	38,24	1,80	11	10	17	29,14	0,67
12	20	20	35,00	1,33	12	14	17	31,73	0,93	12	11	17	29,83	0,73
13	17	19	33,44	1,13	13	14	17	31,73	0,93	13	12	17	30,49	0,80
14	17	19	33,44	1,13	14	15	17	32,32	1,00	14	28	20	38,66	1,87
15	45	20	45,00	3,00	15	17	17	33,44	1,13	15	24	20	36,91	1,60
					16	45	21	45,00	3,00	16	45	21	45,00	3,00