



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MIGUEL VERÍSSIMO DA SILVA NETO

**SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO PARA UM DESLIZAMENTO DE TERRA NA  
CIDADE DE SERRA REDONDA - PB**

JOÃO PESSOA

2018

MIGUEL VERÍSSIMO DA SILVA NETO

**SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO PARA UM DESLIZAMENTO DE TERRA NA  
CIDADE DE SERRA REDONDA - PB**

Trabalho de Conclusão de Curso que apresenta à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro(a) Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

JOÃO PESSOA

2018

**Catálogo na publicação**  
**Seção de Catalogação e Classificação**

S586s Silva Neto, Miguel Verissimo da.

Solução de contenção para um deslizamento de terra na cidade de Serra Redonda - PB / Miguel Verissimo da Silva Neto. - João Pessoa, 2018.

67 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.

Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Serra Redonda. 2. deslizamento. 3. talude. I. Soares, Fábio Lopes. II. Título.

UFPB/BC

# FOLHA DE APROVAÇÃO

**MIGUEL VERÍSSIMO DA SILVA NETO**

## **SOLUÇÃO DE CONTENÇÃO PARA UM DESLIZAMENTO DE TERRA NA CIDADE DE SERRA REDONDA – PB**

Trabalho de Conclusão de Curso em 05/11/2018 perante a seguinte Comissão Julgadora

Fábio Lopes Soares

APROVADO

Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

APROVADO

Profª Dra. Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Paulo Germano Toscano Moura

aprovado

Prof. Dr. Paulo Germano Toscano Moura

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga

Profª. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga

Matrícula Siape: 1668619

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

## AGRADECIMENTOS

Em especial aos meus pais, Cezar e Aparecida, por me darem todo o incentivo e educação necessários para a chegar ao término desta graduação. Agradeço por toda confiança depositada em mim e sem o apoio deles e de minhas irmãs não chegaria até aqui.

Aos meus avós paternos, Miguel e Antônia, e maternos, Valfredo e Maria, que apesar de não estarem mais entre nós, foram quem tornaram minha família especial, com seus ensinamentos e virtudes repassados até hoje entre seus filhos, netos e bisnetos.

A minha amada namorada, Karina, por todo o seu companheirismo e carinho dedicados a mim, sempre me incentivando e ouvindo quando necessário.

A todos os amigos da minha cidade natal, em especial a Adeilson, Allan, Anderson, Jomacio e Marquinhos por sempre estarem presentes em todos os bons e maus momentos da minha vida.

A Jailton e sua família pela ajuda na realização dos ensaios, sempre muito solícitos. Tenho o grande prazer de conhecê-los e considerá-los como da minha própria família.

A todas as novas amizades que criei durante todo o ciclo da graduação. Foi de grande valia para mim, pois nossas conversas e estudos juntos contribuíram para o término desta etapa da minha vida.

Ao professor Fábio Lopes Soares, por tornar este estudo possível, com sua orientação sempre clara e objetiva, além da disposição de equipamentos necessários neste trabalho.

A banca avaliadora, composta pela professora Aline Flávia e o professor Paulo Germano, que conseguem repassar da melhor maneira possível os ensinamentos das disciplinas e da vida.

Aos técnicos do laboratório de solos da UFPB, Sérgio e João, que acompanharam e contribuíram nos ensaios realizados neste trabalho.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, que puderam compartilhar seus conhecimentos na formação de profissionais competentes.

A seu Chico, o qual tive o grande prazer de provar de seu almoço quase todos os dias nesta jornada durante o curso. Partiu deste mundo precocemente, mas seu legado prosseguirá nas boas mãos de Felipe, sempre atencioso e bem-humorado em seu atendimento aos clientes.

Por fim, a todos que, de alguma forma ajudaram em minha formação, direta e indiretamente, os quais não caberia em apenas um parágrafo. Serei eternamente grato a todos vocês.

## RESUMO

Em 2011 ocorreram deslizamentos de terra na zona urbana de Serra Redonda, cidade localizada no interior da Paraíba. Foram registrados grandes volumes de chuva neste ano, e em conjunto com a ocupação desordenada de áreas de risco, parte da população local foi atingida pelo deslizamento, causando a interdição de habitações e danos materiais aos moradores. Até o presente momento, o local da ocorrência permanece inalterado, ainda apresentando riscos de desmoronamento. Este trabalho analisou o deslizamento ocorrido, com o objetivo de esclarecer os fatores contribuintes e oferecer uma solução de contenção dos maciços de solos. Inicialmente foram coletados dados e realizados ensaios DPL, como também foram executados ensaios de granulometria, limites de Atterberg e cisalhamento direto, com a finalidade de obter a situação mais próxima da realidade. Através dos ensaios, foi possível criar uma simulação do talude local e obter o fator de segurança em relação a deslizamentos do local atual, sem nenhum tipo de contenção, como também após a solução analisada como mais adequada.

**Palavras chave:** Serra Redonda, deslizamento, talude.

## SUMÁRIO

1	Introdução .....	1
2	Objetivos.....	2
2.1	Objetivo Geral .....	2
2.2	Objetivos específicos .....	2
3	Revisão Bibliográfica .....	3
3.1	Propriedades resistentes dos solos .....	3
3.1.1	Coesão.....	3
3.1.2	Ângulo de atrito interno.....	3
3.2	Taludes.....	4
3.3	Risco geológico .....	5
3.4	Movimentos de massas .....	5
3.4.1	Os tipos de deslizamentos.....	6
3.4.2	Relação entre chuvas e o desencadeamento de movimentos de massas.....	10
3.4.3	Mitigação do risco de deslizamento .....	12
3.5	Fator de segurança (FS).....	13
3.5.1	Métodos de cálculo do fator de segurança.....	14
3.6	Métodos de contação .....	16
3.7	Ensaio DPL.....	21
3.7.1	Componentes .....	21
3.7.2	Passo-a-passo .....	22
3.8	Ensaio SPT.....	23
3.9	Relação dpl-spt .....	24
4	Metodologia .....	25
4.1	Situação.....	25
4.1.1	Ensaio em campo .....	27
4.2	Ensaio no laboratório .....	30
4.2.1	Amostra de solo .....	30
4.2.2	Preparação da amostra e ensaio de umidade higroscópica .....	31
4.2.3	Análise granulométrica.....	32
4.2.4	Limites de Consistência (ou Limites de Atterberg).....	33
4.2.5	Ensaio de Cisalhamento Direto .....	36
4.3	Relação DPL, coesão e ângulo de atrito .....	37
4.4	Geostudio .....	37
5	Resultados e discussões .....	38
6	Conclusões.....	47

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Queda de blocos
- Figura 2 – Envergamentos ou tombamentos
- Figura 3 - Escorregamentos rotacionais
- Figura 4 - Escorregamentos translacionais
- Figura 5 – Espalhamentos
- Figura 6 - Debris flow
- Figura 7 - Correlação entre precipitações diária e acumulada ao desencadeamento de deslizamentos
- Figura 8 - Relação da precipitação e deslizamentos de terra em Hong Kong
- Figura 9 - Equilíbrio de forças no talude pelo método de Fellenius
- Figura 10 - Muro de arrimo por gravidade
- Figura 11 - Muros de flexão
- Figura 12 - Muro de arrimo com contraforte
- Figura 13 - Cortinas atirantadas
- Figura 14 - Crib wall
- Figura 15 - Terra armada
- Figura 16 - Muro de gabiões
- Figura 17 - Contenção com geossintéticos
- Figura 18 - Retaludamento em aterro sanitário
- Figura 19 - Todos os componentes do equipamento DPL
- Figura 20 - Ensaio SPT
- Figura 21 – Casas interditadas pela Defesa Civil
- Figura 22 - Local do deslizamento
- Figura 23 - Área afetada pelo deslizamento em Serra Redonda - PB
- Figura 25 - Preparação para o primeiro furo
- Figura 25 - Colocação da base-guia com a ponta do DPL
- Figura 26 - Base do DPL nivelada
- Figura 27 - Inserção da base junto com a ponta do DPL no Furo 02
- Figura 28 - Amostra indeformada retirada do local sob estudo
- Figura 29 - Lavagem do material retido na peneira #10
- Figura 30 - Execução do peneiramento da amostra
- Figura 31 - Aparelho de Casagrande
- Figura 32 - Realização do ensaio de limite de liquidez no laboratório



Figura 33 - Execução do ensaio de limite de plasticidade

Figura 34 - Moldagem do solo para ensaio de cisalhamento

Figura 35 - Moldagem das amostras

Figura 36 - Ensaio de cisalhamento direto sob condição saturada

Figura 37 - Fator de segurança atual pelo método de Bishop

Figura 38 - Fator de segurança pelo método de Bishop

Figura 39 – Fator de segurança para coesão 12 kPa

Figura 40 - Fator de segurança p/ coesão 2 kPa

## **LISTA DE TABELAS E GRÁFICOS**

Gráfico 1 - Tensões de cisalhamento

Gráfico 2 - Resultado do ensaio de limite de liquidez

Gráfico 3 - Relação entre LL, IP e características dos solos

Gráfico 4 - Tensão de cisalhamento versus deformação horizontal

Gráfico 5 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto

Tabela 1 - Relação entre o fator de segurança e o grau de risco

## 1 INTRODUÇÃO

Deslizamentos de terras são processos naturais de acomodação do terreno, quando ocorridos em locais onde a ocupação humana não está presente, os danos causados são de baixa relevância, porém os mesmos deslizamentos ocorrerem em áreas habitadas, podem ser palco de grandes tragédias. Suas consequências podem variar de apenas danos materiais a um grande número de mortos, feridos e desabrigados. Além disso, o reparo de um desastre natural como um deslizamento tem um alto custo associado e de demorado término, se tornando um grande inconveniente para a população local.

Segundo Guidicini & Nieble (1984), grande parte dos deslizamentos que se têm registros, estão diretamente associados a ocorrência de grandes chuvas. Além disso, a ocupação de áreas de risco é fator contribuinte para a ocorrência de deslizamentos de terra nas cidades, visto que muitas construções são executadas em locais onde não há condições de suporte pelo solo.

No ano de 2011, no estado da Paraíba houve grande volume de chuva, sendo quatro vezes acima da média do registrado em anos de seca (AESAs, 2018). Na cidade de Serra Redonda, localizada na microrregião de Campina Grande (IBGE, 2018), houve um deslizamento de terra desencadeado pelo volume pluvial no período, que causou danos a construções habitacionais no local.

Com a finalidade de evitar estes tipos de acidentes, a engenharia civil desenvolve vários métodos de contenção de taludes. Tais métodos são objeto de estudo e estão sob constante atualização de seus meios de implantação. A evolução na ciência de materiais permitiu a utilização de geossintéticos em reforços de taludes e solos de baixa resistência, onde além de atuarem como suporte para o solo, podem exercer a função de drenos.

Porém, para que um sistema de contenção atue de forma segura e satisfatória sem um custo exagerado sobre a obra, é necessário que a caracterização do local de aplicação seja o mais próximo da realidade, evitando o sub ou superdimensionamento. Esta caracterização pode ser realizada através de vários ensaios in loco e em laboratório através de amostras retiradas do solo objeto de estudo. Outro fator a ser analisado na construção de contenções são as interferências que a mesma pode exercer sob o local a ser reforçado, visto que alguns sistemas podem ocupar grande espaço físico em sua construção, podendo ser muitas vezes impossíveis ou inviáveis de serem construídos.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Realizar estudos com solo no local de um deslizamento na cidade de Serra Redonda - PB obtendo os parâmetros de resistência com o uso do DPL, relacionados a ensaios realizados em laboratório, com a finalidade de obter uma solução adequada de contenção do talude de forma a restabelecer a segurança quanto aos movimentos de massas no local.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Caracterização do local de deslizamentos;
- Estudo de uma solução de contenção para o talude.

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 PROPRIEDADES RESISTENTES DOS SOLOS**

Solos são materiais de grande heterogeneidade, apresentando características variáveis de acordo com a área estudada, pois são resultado de processos geológicos. Segundo Pinto (2002), a ruptura dos solos está ligada a tensões cisalhantes internas. Esta característica é determinada pelo tipo de formação do solo. Caso haja um esforço cisalhante atuando sob uma amostra de solo, onde o valor seja superior a tensão característica do solo, o mesmo entrará em ruptura. Um exemplo deste fenômeno é observado em rupturas de taludes, ocorridas pelo aumento de tensões sob um maciço, ou a perda da resistência do solo, geralmente com a ocorrência de chuvas, onde ocorre a saturação da umidade do meio, resultando em seu desmoronamento.

##### **3.1.1 Coesão**

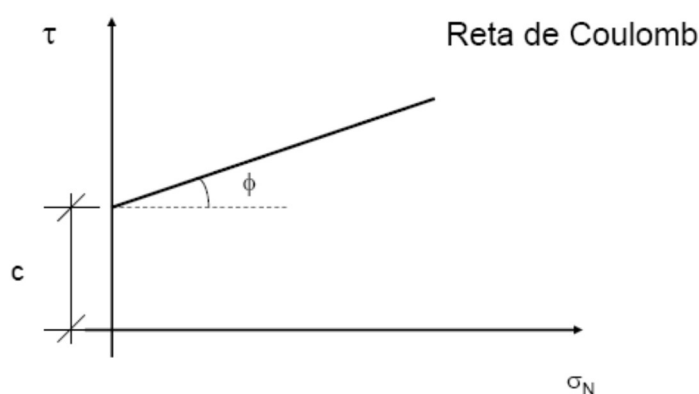
De acordo com Vargas (1977), a coesão é uma resistência que a fração argilosa do solo o torna capaz de se manter coeso, ou seja, mantém a mesma forma ao ser dividido em várias partes. Solos puramente arenosos são considerados pouco coesos, já que a quantidade de argila contida neste tipo de solo é muito reduzida e, portanto, não é capaz de gerar uma coesão aparente ao solo. “De modo geral, poder-se-ia definir coesão como a resistência ao cisalhamento de um solo, quando, sobre ele, não atua pressão externa alguma” (VARGAS, 1977, p. 29).

##### **3.1.2 Ângulo de atrito interno**

O ângulo de atrito de um solo está relacionado com o atrito físico das partículas formadoras dos solos, além da resistência gerada na acomodação destas partículas, interferindo na alteração de valor do ângulo. (CAPUTO, 2015).

Pinto (2002) nos indica que, ângulo de atrito é o ângulo máximo que uma força atuante sob um corpo até sua superfície pode fazer com a normal ao plano de contato, sem o desencadeamento de uma ruptura. Soares (2016), simplifica o entendimento afirmando que é o ângulo onde há maior predisposição do solo a se fraturar quando submetido a forças cisalhantes.

Tanto o ângulo de atrito interno como a coesão, podem ser determinados através de um ensaio de cisalhamento direto, onde tensões laterais e verticais são aplicadas a uma amostra, gerando um gráfico, como a figura a seguir:



*Gráfico 1 - Tensões de cisalhamento. Fonte: Soares [s.d.]*

Onde o eixo horizontal ( $\sigma_n$ ) representa as tensões verticalmente no corpo de prova e o eixo vertical ( $\tau$ ), as tensões horizontais, ou cisalhantes. O ângulo de atrito interno  $\phi$  é representado pelo ângulo entre a reta obtida através das medições no ensaio e sua horizontal. Já a coesão ( $c$ ) é determinada pela distância do eixo das tensões verticais a origem da reta gerada pelos pontos obtidos no ensaio de cisalhamento.

### 3.2 TALUDES

Taludes são quaisquer superfícies de solos ou rochas que se encontram com face inclinada em relação ao plano horizontal. Podem se formar através de processos naturais, como artificiais. A formação dos taludes através dos processos naturais se dá através da movimentação de massas de solo, causadas por terremotos ou pela simples perda de resistência da camada que suporta o volume de solo encontrado acima. Os processos

artificiais de formação de taludes podem ocorrer por diversos motivos, como na criação de superfícies menos íngremes, paisagismo, contenções, etc.

### **3.3 RISCO GEOLÓGICO**

O risco natural está relacionado a ocorrências de cunho natural ou estimulados pelo homem (CASTRO, PEIXOTO e PIRES DO RIO, 2005). Dentro da classe de risco natural, existem outras derivações, como o risco geológico, riscos geomorfológicos, entre outros. Cada termo é usado de acordo com a área de especialidade dos trabalhos desenvolvidos. Para White *et al.* (2001), os riscos naturais estão diretamente ligados a transformações do planeta pelo homem e à exploração dos recursos naturais.

Para Cerri e Amaral (1998), um local pode ser considerado de risco geológico quando há alguma possibilidade de danos ou perdas, materiais ou de vidas humanas, em uma determinada área. Segundo Dias (2010), os riscos geológicos são calculados através de probabilidades de ocorrência de desastres em uma área determinada, por um certo período de tempo, associadas a causas (fatores geológicos) e consequências, como a perda de vidas humanas ou perdas materiais.

“O entendimento dos tipos de processos que podem ocorrer num determinado local é fundamental para avaliar o cenário de risco (o que pode ocorrer? Em que condições? E com que probabilidade?)” (FURTADO, S.B.).

### **3.4 MOVIMENTOS DE MASSAS**

A execução de cortes ou aumento da carga de solicitação em taludes pode gerar o escorregamento de massas de terra, se caso as tensões cisalhantes no superem a resistência ao cisalhamento do solo local. (ABGE, 1998).

Segundo o IBGE (2010), o Brasil possui em média, cerca de 8,2 milhões de pessoas habitando áreas de risco. Este dado foi obtido a partir do cruzamento de dados com o Centro Nacional de Monitoramento e Alerdas de Desastres Naturais (CEMADEN). Risco, segundo Augusto Filho (2001) se classifica como uma grandeza de probabilidade de acontecimentos

à população. Para Cerri (1993), em uma análise de diversos artigos, os escorregamentos de terra são os principais causadores de vítimas fatais no Brasil.

Tais fatos mostram a importância da realização de estudos relacionados a deslizamentos no Brasil, visto que os danos materiais e físicos causados pelos mesmos, são de grande impacto na sociedade.

### 3.4.1 Os tipos de deslizamentos

Os deslizamentos de massas podem ocorrer de diversas maneiras e magnitudes. Cada classificação varia de acordo com alguns fatores analisados no momento do acontecimento, como o tipo de material local, extensão do deslizamento, velocidade de material carreado, cicatrizes resultantes dos movimentos no terreno, etc. (CASTRO, 2006). Segundo Highland e Bobrowsky (2008), os deslizamentos se classificam em cinco grupos, são eles: quedas, envergamentos, escorregamentos, espalhamentos e escoamentos, cada um com sua particularidade associada.

- Quedas

As quedas podem ser associadas tanto a solos como rochas, podendo ocorrer com os dois ao mesmo tempo. Ocorrem geralmente em taludes íngremes onde são registrados poucos deslocamentos por cisalhamento. O maior número de registros desse tipo de movimento se dá em áreas litorâneas ou em áreas no entorno de rios.

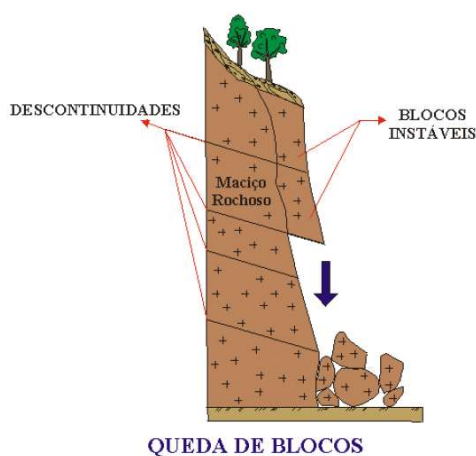


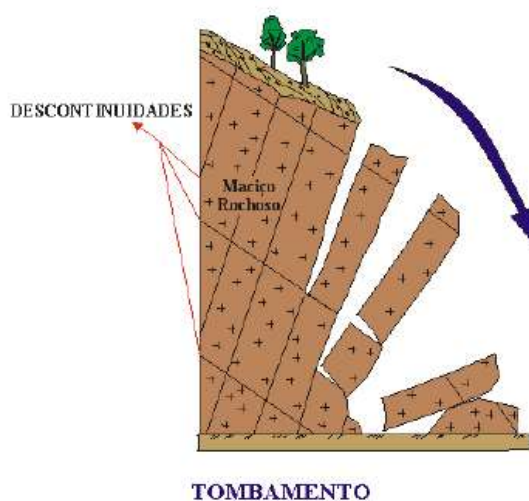
Figura 1 - Queda de blocos. Fonte: Bittencourt [s.d.]



Seu volume deslocado pode variar de pequenos blocos de terras ou rochas únicas a grandes porções de material. A velocidade de desmoronamento neste tipo de movimento é rápida, variando de acordo com a inclinação do talude. Acontece a partir da erosão progressiva das camadas inferiores dos taludes devido a processos naturais como o simples movimento contínuo de águas e/ou escavações realizadas pelo homem de forma indevida, sem a realização das devidas proteções.

- Envergamentos

Os envergamentos ou tombamentos são classificados como uma rotação frontal volumes de rochas ou solos de forma que se separam de seus taludes originários. São geralmente causados por carga no topo do talude e simultânea perda de resistência do solo que se encontra abaixo, podendo ser essa perda de resistência atribuída a ocorrência de chuvas e a consequente saturação do solo.



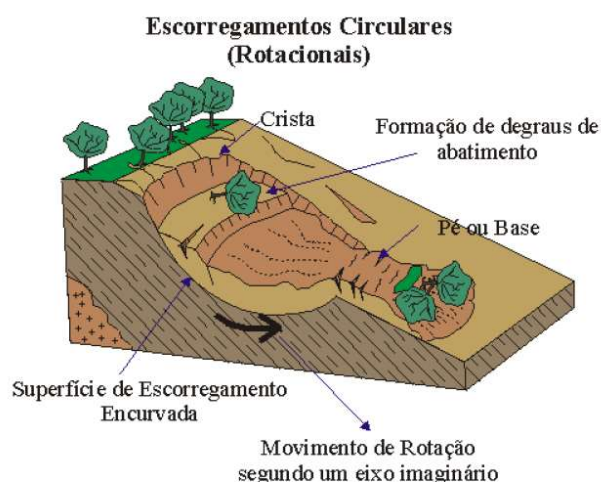
*Figura 2 – Envergamentos ou tombamentos. Fonte: Bittencourt [s.d.]*

Ocorrem em todas as partes do mundo, especialmente em terrenos de formação sedimentar que possuem fraturas ao longo de sua formação. Podem ocorrer tanto de maneira lenta como abrupta, podendo ter seu volume deslocado acelerado ou não.

- Escorregamentos

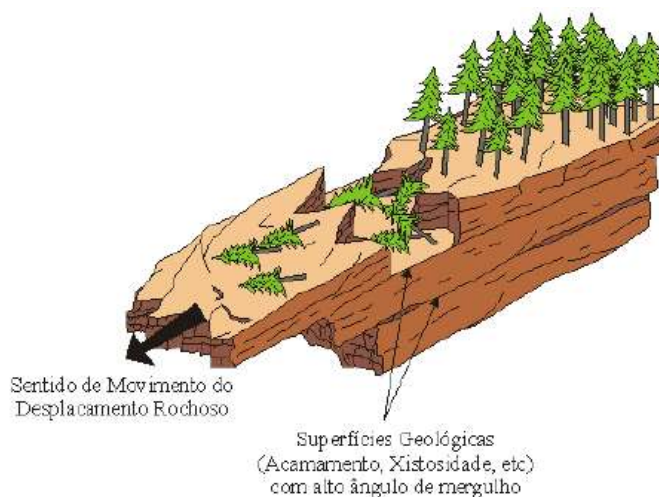
Escorregamentos em geral são movimentos, tanto de solos como rochas, que ocorrem geralmente em zonas de pouca profundidade com grande deformação derivada de forças cisalhantes. Atinge inicialmente uma grande área, a qual se torna a superfície de ruptura, podendo seu volume deslocado aumentar ao longo de sua ocorrência.

Dentre os escorregamentos existem dois tipos principais: os escorregamentos rotacionais e os escorregamentos translacionais. Os escorregamentos rotacionais são caracterizados por gerar uma superfície de escorregamento em forma côncava. O volume de solo deslocado pode não se deformar internamente, como se houvesse apenas uma separação do talude e do solo deslocado. Sua ocorrência se dá em terrenos de boa homogeneidade e é o tipo de escorregamento mais comumente observado na natureza. Os escorregamentos são representados pela Figura 4 a seguir:



*Figura 3 - Escorregamentos rotacionais. Fonte: Bittencourt [s.d.]*

No caso de escorregamentos translacionais a massa de solo se desprende do talude de forma plana com pouco movimento rotacional. Geralmente se dá em terrenos com materiais pouco adensados ou onde há heterogeneidade dos solos, formando então placas de deslocamentos. Também são de grande ocorrência pelo planeta.

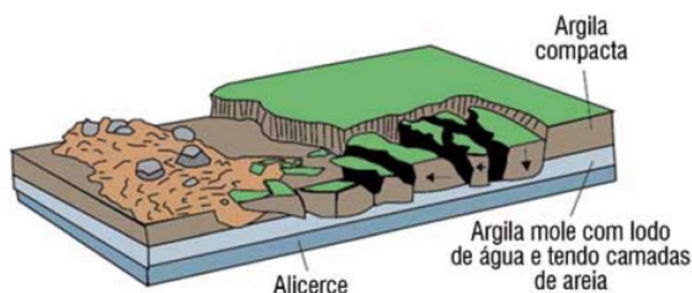


*Figura 4 - Escorregamentos translacionais. Fonte: Bittencourt [s.d.]*

Nos dois tipos, as velocidades dos movimentos podem variar de lentas, registrando o movimento de apenas centímetros por mês, até a velocidades rápidas, registrando vários metros em poucos minutos ou segundos.

- Espalhamentos

Espalhamentos são tipos de movimentos onde grandes massas menos coesivas, em conjunto com fraturas pré-existentes, se liquefazem, gerando espalhamento de material. Ocorrem em geral em taludes onde a inclinação é menor e onde a camada inferior menos resistente é sobreposta por uma camada de material mais rígido, ou seja, a camada superior se mantém composta desliza sobre uma camada inferior fluida, de acordo com a Figura 6.

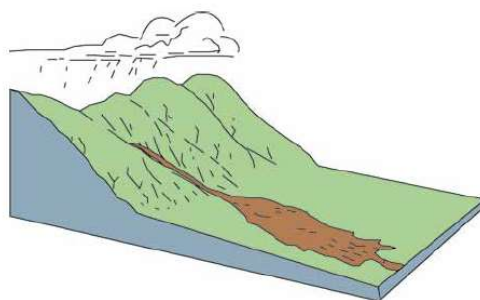


*Figura 5 – Espalhamentos. Fonte: Bittencourt [s.d.]*

Podem acontecer de maneira lenta, como também rápida, podendo ser desencadeada por movimentos geológicos como terremotos.

- Escoamentos

Escoamentos, também conhecidos como fluxo de detritos (debris flow em inglês) são movimentos rápidos de massas de solos e rochas, podendo ou não conter materiais descartados pelo homem, onde não se têm boa coesão e junto com a introdução de água há perda de toda a resistência das camadas superficiais das massas. Podem ocorrer também fluxos de detritos secos, onde solos arenosos não coesivos são pré-dispostos. A Figura 7 a seguir representa o movimento de escoamento:



*Figura 6 - Debris flow. Fonte: Bittencourt [s.d.]*

Ocorrem em geral em locais onde há grande inclinação e remoção da camada superficial de vegetação por meio de queimadas ou exploração de madeiras.

Dentro da classe de escoamentos também há o tipo rastejo ou creep, onde esse fluxo ocorre de maneira muito lenta, quase imperceptível, onde ao passar do tempo o terreno fica com o aspecto ondulado. Geralmente ocorre por deslocamento de uma camada mais abaixo da superfície, sendo esta menos resistente e a carga gerada pelas camadas mais superficiais desencadeia o movimento.

### **3.4.2 Relação entre chuvas e o desencadeamento de movimentos de massas**

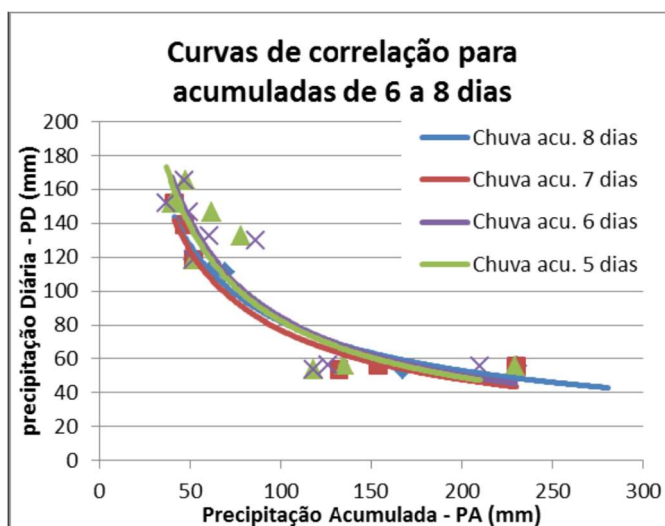
Atualmente, muitos estudos têm o objetivo de correlacionar o volume de chuvas ocorridos em um certo período de tempo e o acontecimento de deslizamentos. Segundo Molina et al. (2015), um dos principais fatores que geram os movimentos de massas em países tropicais como o Brasil é o volume de chuva que se infiltra no solo.

Sabendo disso, os estudos tentam definir qual o volume mínimo de chuva em um determinado local que se possam haver incidentes, sendo eles de grande importância na

prevenção e aviso das populações que habitam áreas de risco, enquanto não se tomam outras atitudes com relação à realocação destas pessoas, já que teoricamente, áreas de risco são áreas não habitáveis.

Um estudo visando relacionar a ocorrência de deslizamentos e chuvas na cidade de João Pessoa – PB foi realizado por Soares e Ramos Filho (2014), onde foram monitorados acontecimentos de deslizamentos, o volume de chuva acumulado e o volume precipitado diário. Percebe-se que quanto maior o volume de chuva acumulado ou se o volume diário é maior que uma média, os acontecimentos de deslizamentos estão intrinsecamente relacionados com os mesmos.

Tal relação é apresentada na Figura 8, onde cada ponto marcado representa um acontecimento de deslizamento.



*Figura 7 - Correlação entre precipitações diária e acumulada ao desencadeamento de deslizamentos. Fonte: Soares e Ramos Filho (2014)*

Já Lumb (1975) analisou a ocorrência de incidentes na região de Hong Kong (Figura 8), definindo faixas de intensidades dos deslizamentos, classificando-os como de pequeno porte, severos e desastrosos.

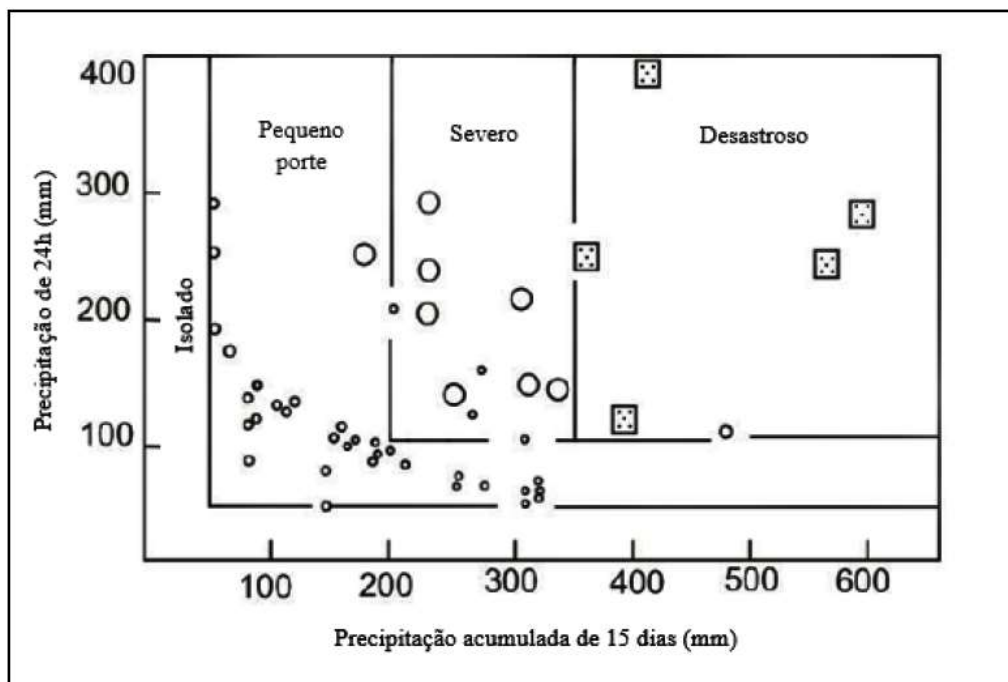


Figura 8 - Relação da precipitação e deslizamentos de terra em Hong Kong. Fonte: Lumb (1975)

Estes estudos são de suma importância em suas regiões, pois podem ser usados como métodos de prevenções a ocorrência de vítimas fatais decorrentes destes acidentes.

### 3.4.3 Mitigação do risco de deslizamento

Segundo Highland e Bobrowsky (2008), o meio mais eficiente para a redução de riscos associados a deslizamentos é evitar a construção de edificações em áreas íngremes com o registro de deslizamentos ocorridos no passado. Em geral a estabilização de solos das encostas por meio de sistemas de drenagem e direcionamento de águas, replantio de vegetação apropriada e minimização do volume de água infiltrado por meio da impermeabilização do solo com a utilização de lonas ou material similar nas encostas. Existem outros meios também para a redução destes riscos, relacionados com o tipo de movimento.

Para a redução de riscos relacionados a quedas de rochas, a implantação de valas de capturas, telas de contenção de blocos desprendidos, ancoragem de rochas por meio de parafusos e até a explosão de blocos são maneiras eficazes. Para a redução do risco de ocorrência do fluxo de detritos, que são mais difíceis de conter após o desencadeamento,

devido a seu movimento acelerado, um dos métodos mais eficientes é a construção de muros de contenção e áreas de coleta do material desprendido. (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008).

### 3.5 FATOR DE SEGURANÇA (FS)

Em grande parte dos projetos realizados pela engenharia, a segurança e estabilidade da obra é definido por um coeficiente chamado Fator de Segurança. Na estabilidade de taludes, segundo Almeida (2016), o fator de segurança pode ser descrito como a relação entre a resistência disponível de um talude natural ou após sua contenção, e a solicitação atuante no mesmo.

As obras de contenção são realizadas com o objetivo de se obter um fator de segurança mínimo, geralmente definidos em norma, podendo variar, de acordo com o responsável a realizar a obra. Numericamente, um fator de segurança  $FS > 1$  indica que o talude é estável, mas caso haja algum incidente onde esse fator venha ficar abaixo deste valor, indica que haverá desestabilidade, acarretando em deslizamentos.

A norma NBR 11682/2009 define alguns valores de fatores de segurança relacionados ao risco de acontecimentos de incidentes, mostrados na Tabela 1.

*Tabela 1 - Relação entre o fator de segurança e o grau de risco. Fonte: NBR 11682 (2009)*

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

### 3.5.1 Métodos de cálculo do fator de segurança

Em estabilidade de taludes, existem métodos diferentes para o cálculo do fator de segurança. Cada método é baseado em considerações adotadas por seus criadores, podendo ser mais ou menos adequado para cada situação encontrada em campo. Usualmente, na realização de projetos de estabilidade, o fator de segurança é determinado utilizando métodos diferentes, com a finalidade de realizar o cruzamento de dados, utilizando-se do menor fator de segurança obtido, tornando o dimensionamento o mais seguro possível. Dentre estes métodos, destacam-se os seguintes:

- Método Fellenius

Neste método desenvolvido por Fellenius em 1927, a massa de solo a ser estudada é dividida em fatias na direção normal à superfície de ruptura. Através da divisão é possível realizar o equilíbrio de forças exercidas em cada fatia. (GERSOVICH, 2009).

Segundo Almeida (2016), é um método simples, onde as forças nas laterais de cada fatia são desprezadas, utilizando-se apenas das forças verticais para a análise de estabilidade. Ainda segundo Almeida (2016), isto faz com que o fator de segurança obtido seja subestimado, ou seja, resultará em baixos valores de FS. Segundo Gersovich (2009), este método não é confiável em taludes onde a superfície de ruptura seja profunda. O equilíbrio de forças pelo método de Fellenius é representado pela Figura 10 a seguir:

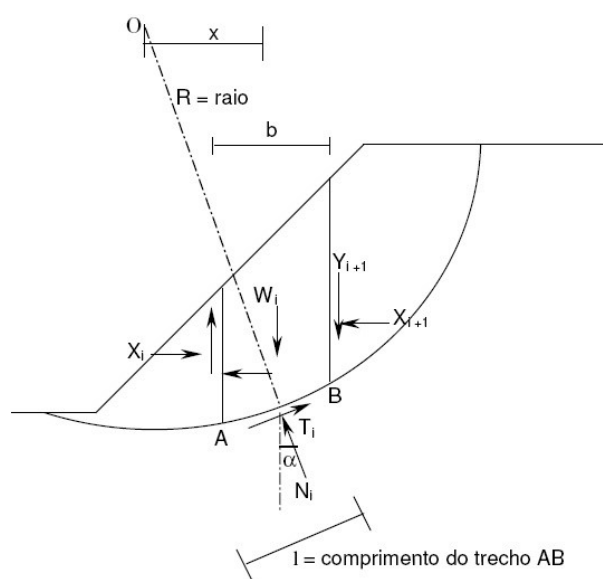


Figura 9 - Equilíbrio de forças no talude pelo método de Fellenius. Fonte: Análises determinísticas de estabilidade (s.d.)



De acordo com ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE (s.d.), o fator de segurança obtido pelo método de Fellenius, pode ser equacionado através da Equação 1:

$$FS = \frac{\sum [c' \left(\frac{b}{\cos \alpha}\right) + (W \cos \alpha - \left(\frac{b}{\cos \alpha}\right) \text{tg} \varphi)]}{\sum W \text{sen} \alpha} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$u$  = poro pressão média na base da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$\varphi$  = ângulo de atrito interno do solo;

$b$  = largura da fatia;

$W$  = peso da fatia.

Ainda segundo ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE (s.d.), o processo deve ser repetido para várias posições da superfície de ruptura. O fator de segurança (FS) a ser adotado é o menor valor dentre todos os outros calculados.

- Método Bishop Simplificado

O método proposto por Bishop utiliza-se da mesma base teórica que o método de Fellenius, considerando também a superfície de ruptura como circular, porém se trata de um processo iterativo. Utiliza-se da hipótese que as força resultante entre as fatias do talude é horizontal. (ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE, s.d.)

O fator de segurança FS é determinado através das seguintes equações:

$$FS = \frac{1}{\sum W \text{sen} \alpha} \sum [c' b + (W - ub) \text{tg} \varphi] / m_\alpha \quad (\text{Equação 2})$$

Onde,

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\text{tg} \alpha \cdot \text{tg} \varphi}{FS_i} \right] \quad (\text{Equação 3})$$

Por se tratar de um processo iterativo, o valor do fator de segurança (FS) definitivo é determinado no momento em que o valor de FS se iguala ao  $FS_i$ . Segundo ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE (s.d.), o método de Bishop nos fornece valores

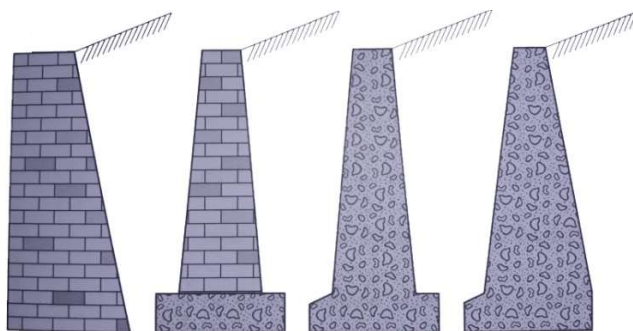
de FS mais próximos ao de processos mais rigorosos, diferentemente do método de Fellenius.

### 3.6 MÉTODOS DE CONTEÇÃO

Há um grande número de métodos de contenção de taludes hoje existentes. Sua implantação depende do tipo de solo a ser contido, custos, métodos de construção e região geográfica. Devem ser adotados de acordo de forma a se adaptar o máximo possível a cada problema apresentado.

- Muros de arrimo por gravidade

Muros de arrimo por gravidade (Figura 11) podem ser feitos em alvenaria de pedra argamassada em concreto ciclópico (MARCHETTI, 2007). São os de execução mais simples, porém demandam grande volume de material a ser utilizado e ocupam grande espaço físico. O solo é contido utilizando-se do peso próprio do muro. Sua base geralmente é mais espessa que o topo, de forma a diminuir sua tensão atuante na camada de solo abaixo da base.



*Figura 10 - Muro de arrimo por gravidade. Fonte: Marchetti (2007)*

- Muros de flexão

São muros que trabalham por equilíbrio de forças entre sua base e sua parede de contenção além de ocuparem uma menor área de construção em relação aos muros de arrimo por gravidade (Figura 12). São construídos majoritariamente de concreto armado e demandam maior conhecimento em sua construção, visto que deve ser levada em sua construção o dimensionamento de sua ferragem de forma adequada. (MARCHETTI, 2007)

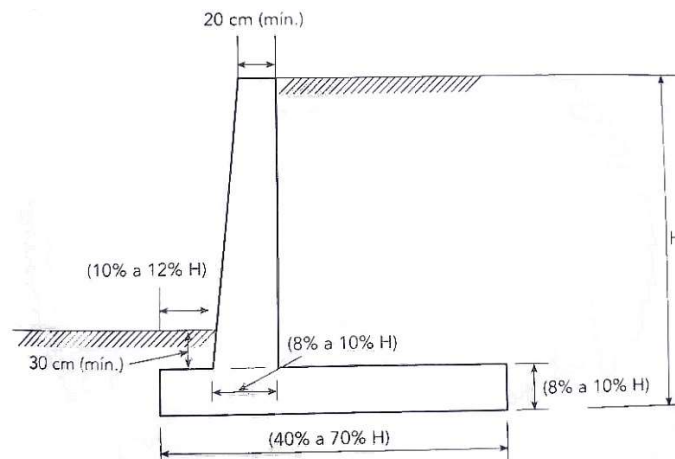


Figura 11 - Muros de flexão. Fonte: Marchetti (2007).

- Muros de arrimo com contrafortes

Este tipo de muro utiliza-se de contrafortes para contenção do empuxo de solo (Figura 13). Possuem dimensões comparáveis aos muros de arrimo por gravidade, porém são mais delgados por serem construídos em concreto armado. (MARCHETTI, 2007)

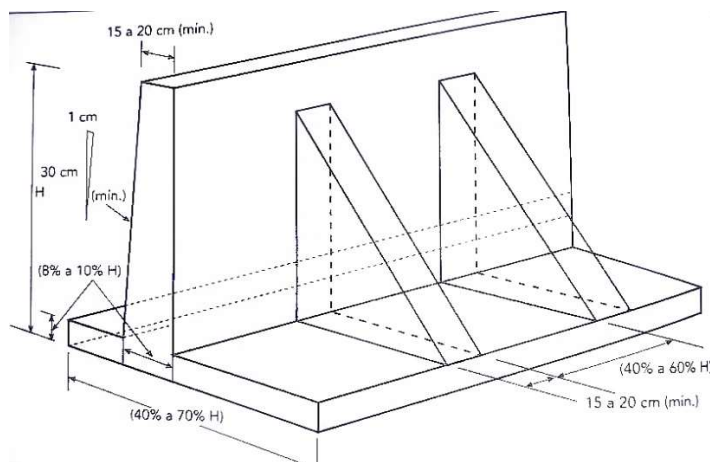


Figura 12 - Muro de arrimo com contraforte. Fonte: Marchetti (2007)

- Cortinas atirantadas

Nas cortinas atirantadas o empuxo do solo é contido através da inserção de tirantes nos taludes e presos por meio de buchas na ponta. Estes tirantes serão posteriormente tensionados através de macacos hidráulicos e presos a um muro construído na face do talude por meio de um sistema de porcas. Os tirantes passam a exercer uma força no muro no sentido do talude, de forma a haver um equilíbrio de forças. É um método que exige maior especialização na execução do projeto e na construção. Um fator a ser observado neste tipo de muro é que, se construídos no limite de um terreno, os tirantes inseridos no talude passarão

a invadir o subsolo vizinho, devendo haver concordância da vizinhança no momento de sua construção de forma a evitar rompimentos dos tirantes em uma posterior construção de um edifício.

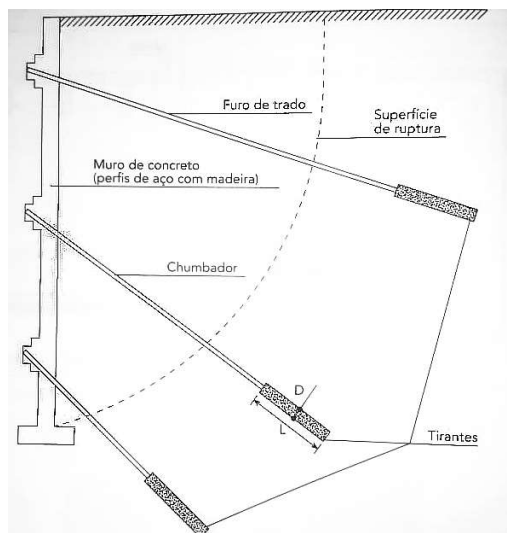


Figura 13 - Cortinas atirantadas. Fonte: Marchetti (2007)

- Muro de arrimo fogueira (crib-wall)

São construídos através de peças pré-moldadas de concreto que se encaixam e são preenchidas com solo ou pedregulhos. São de fácil execução, porém exigem que o solo de sua base seja estável, boa drenagem e compactação do solo a ser associado ao muro (Figura 15).

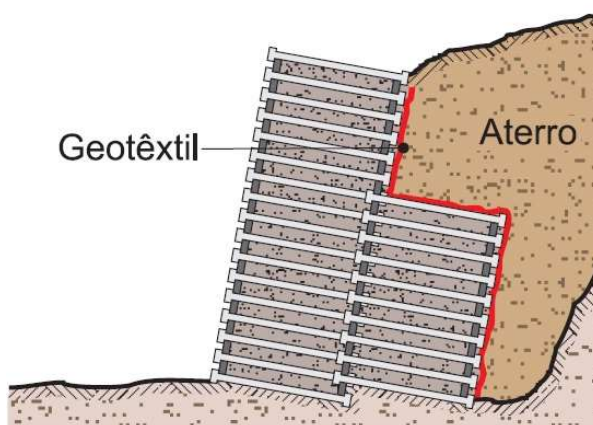
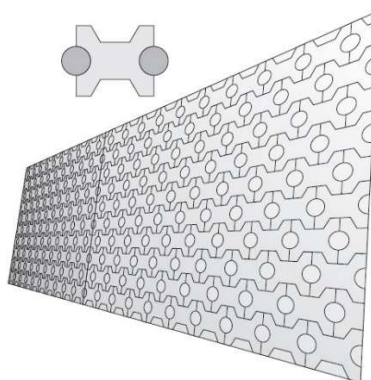


Figura 14 - Crib wall. Fonte: PINI (s.d.)

- Rimoblocos

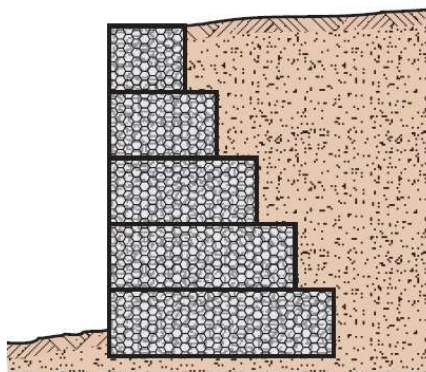
É um sistema de muro onde peças pré-moldadas de concreto contendo chumbadores são encaixadas de forma a formar um grande muro (Figura 16). Neste caso, a região de solo contida por chumbadores atua como um muro de arrimo em relação a porção não contida. Devem ser tomados cuidados na execução deste tipo com relação ao solo que ficará contido pelos chumbadores, devendo ser uniforme e possuir compactação adequada.



*Figura 15 - Terra armada. Fonte: PINI (s.d.)*

- Gabiões

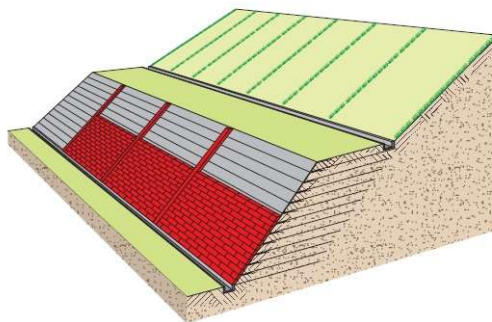
Os gabiões são caixotes construídos com telas de aço contendo material rochoso (Figura 17). Os gabiões atuam como muros de arrimo por gravidade convencionais, utilizando seu peso próprio como forma de contenção. Permite a drenagem de água do muro contido através do espaçamento entre as rochas. São de rápida execução, porém mais frágeis com relação a vandalismo.



*Figura 16 - Muro de gabiões. Fonte: PINI (s.d.)*

- Contenção através do uso de Geossintéticos

São sistemas onde camadas de solos são intercaladas por materiais polímeros que confinam o solo e adicionam a característica de resistência a tração no solo (Figura 18). Sua utilização é cada vez mais comum devido a diminuição dos preços dos materiais e aumento da oferta destes materiais.



*Figura 17 - Contenção com geossintéticos. Fonte: PINI (s.d.)*

- Retaludamento

Segundo Almeida (2016), o retaludamento se trata de um processo de terraplenagem onde são executados cortes e aterros com a finalidade de suavizar inclinações e diminuir alturas dos taludes naturais são suavizados ou divididos buscando uma inclinação menor aliado a diminuição de sua altura.

Trata-se de uma solução de menor custo se comparada a outras soluções estruturais e mais simples de ser executada. O talude a ser trabalhado nesta solução deve ter seu solo sempre compactado em camadas de no máximo 20 centímetros e sua execução deve estar sempre de acordo com o projeto, tomando cuidado com as dimensões projetadas.



*Figura 18 - Retaludamento em aterro sanitário. Fonte: "*

*www.barueri.sp.gov.br/sistemas/informativos/img/53797.jpg". Acesso em 28/10/2018*

Além destes, existem vários outros métodos de contenção em desenvolvimento na geotecnia, os quais não serão abordados neste trabalho.

### **3.7 ENSAIO DPL**

O ensaio DPL é um ensaio (Dynamic Penetrometer Light) é um ensaio desenvolvido por Nilsson (2001), para a obtenção da resistência dos solos a solicitações, podendo também nos dar uma ideia sobre a resistência ao cisalhamento. Foi desenvolvido visando maior mobilidade para sua implantação, principalmente em áreas de difícil acesso, visto que um dos ensaios mais comumente utilizados para se obter a resistência do solo atualmente é o ensaio SPT (Standard Penetration Test) é demasiadamente grande e pesado, principalmente em áreas de taludes, de relevo acidentado, áreas de florestas ou alagadas.

Segundo Nilsson (2001), os ensaios convencionais são de pouca produtividade em áreas de maiores interferências, e por possuir menor tamanho em geral, o custo de implantação do DPL é reduzido em comparação com outros ensaios, podendo ser operado com determinada facilidade por duas pessoas bem treinadas.

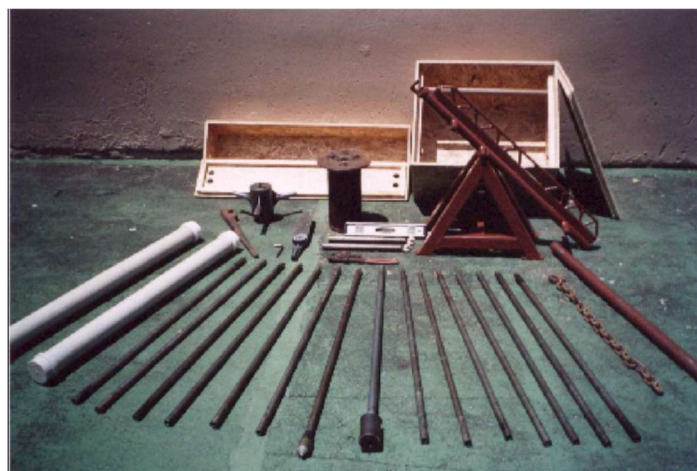
#### **3.7.1 Componentes**

O equipamento DPL é formado por peças onde nenhuma ultrapassa o comprimento de 1 metro (Figura 19). A parte percussora é formada por barras com comprimento de 1 m e diâmetro de 22 mm, demarcadas a cada 10 cm. Possui uma ponteira com diâmetro de 35,7mm, formando uma área total de 10 cm<sup>2</sup>, com ângulo de ponta de 90°.

Para a cravação das barras no solo, existe um batente que pode ser acoplado nas extremidades das barras, para que um martelo de 10 kg seja lançado sobre o mesmo. Cada barra pode ser conectada a outra através de parafusos prisioneiros de rosca compatíveis entre elas e o batente.

Além destes, existe um centralizador para que as barras possam seguir uma trajetória vertical, independentemente da inclinação do terreno. Há também um cavalete e uma alavanca a serem utilizados para a retirada das barras após o ensaio.

Pode-se também utilizar um torquímetro a fim de se obter o ângulo de atrito interno do solo. (NILSSON 2001).



*Figura 19 - Todos os componentes do equipamento DPL. Fonte. Nilsson (2001)*

As tabelas de sondagem e gráficos do ensaio podem ser encontrados nos Apêndices A, B, C e D.

### **3.7.2 Passo-a-passo**

Inicialmente deve se fazer um furo com aproximadamente 30 cm de profundidade e 15 cm de diâmetro para a colocação do nivelador. O nivelador deve ser colocado em posição já com a ponta acoplada uma primeira barra, utiliza-se um nível de bolha com a finalidade de deixa-lo o mais vertical possível. Na outra extremidade da barra, utiliza-se um parafuso prisioneiro para acoplar o batente e no lado posterior do batente outra barra. Esta segunda barra servirá como guia para o martelo. (NILSSON 2001).

Como procedimento, o martelo é levantado a 50 cm do batente e deve cair em queda livre até que o batente esteja a 10 cm da base niveladora. A velocidade dos golpes varia de acordo com o tipo de solo local. Para solos finos e com baixa permeabilidade a velocidade não deve ser maior que 30 golpes por minuto. Já em solos granulares a velocidade dos golpes pode ser inferior a até 60 golpes por minutos. (NILSSON 2001).

São contabilizados e anotados na planilha o número de golpes necessários para a cravação das barras a cada 10 cm, demarcados em cada barra para melhor visualização e velocidade de execução. Após o batente chegar nos últimos 10 cm da barra, o mesmo é



retirado para o encaixe de outra barra, e nela será a acoplado ao batente, repetindo-se o procedimento até atingir a profundidade desejada. (NILSSON 2001). Uma tabela-exemplo do ensaio encontra-se no Anexo A.

O ensaio prossegue até a profundidade desejada, mas devem ser adotados parâmetros para a interrupção do ensaio. De acordo com NILSSON (2001), o ensaio deve ser interrompido e dado como finalizado se,  $N_{10} > 60$  golpes em 5 segmentos (50 centímetros),  $N_{10} > 80$  em 3 segmentos (30 centímetros) ou  $N_{10} > 100$  em 1 segmento da barra (10 centímetros), e a camada de solo atingida deve ser definida como impenetrável, onde  $N_{10}$  é o número de golpes realizados para cada segmento de 10 centímetros.

### 3.8 ENSAIO SPT

O ensaio SPT (Figura 21), assim como o DPL, é um ensaio de sondagem a percussão, porém de maiores dimensões se comparado ao DPL. É um dos ensaios de sondagem mais disseminados no Brasil. Possui um martelo de 65 kg que é lançado sobre o percussor a uma altura de 75 cm, oferecendo grande energia de impacto. Sua ponta possui 20,4 cm<sup>2</sup> de área, com abertura para coleta de amostras do solo. A contagem de golpes é feita em trechos de 30 cm, representando o N30.

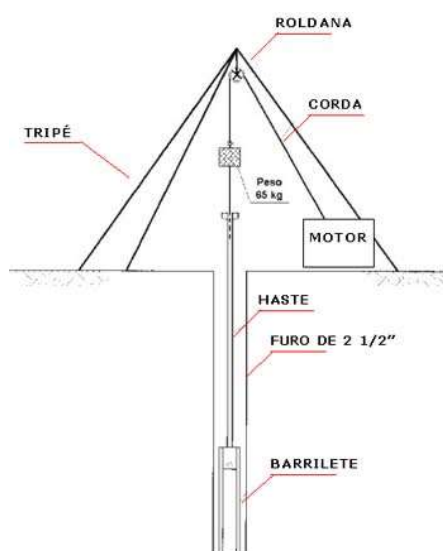


Figura 20 - Ensaio SPT. Disponível em: [www.forumdaconstrução.com.br](http://www.forumdaconstrução.com.br). Acesso em 01/11/2018.

- Relação SPT, ângulo de atrito e coesão.

Teixeira e Godoy (1996) correlacionaram o número de golpes médio de um solo ( $N_{spt}$ ) e a coesão, de acordo com as equações a seguir:

$$c = 10 \times N_{spt} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$c$  – coesão do solo;

$N_{spt}$  – número médio de  $N_{30}$  para uma camada de solo.

Godoy (1983) relacionou o  $N_{spt}$  com o ângulo de atrito, resultando na seguinte correlação:

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

$\varphi$  = ângulo de atrito do solo

### 3.9 RELAÇÃO DPL-SPT

Segundo Nilsson (2001), o SPT possui 10 vezes mais energia de penetração devido ao peso e altura de queda do martelo, porém o DPL apresenta uma área de contato com o solo de pelo menos 12 vezes menos que o SPT por conta do barrilete amostrador do SPT.

Nilsson (2001) estudou vários solos na região Sul do Brasil de forma a encontrar uma relação entre o  $N_{10}$  médio de um solo com o  $N_{spt}$ . Eram feitos furos de sondagem nas mesmas áreas utilizando os equipamentos, de forma a se obter o máximo de semelhança entre os solos estudados. Entretanto, o DPL pode apresentar discrepâncias com relação ao SPT ao encontrar com solos de maior resistência, causando pontos de inflexão nos gráficos de sondagem quando relacionados com os gráficos do SPT.

## 4 METODOLOGIA

Como objeto de metodologia, foi estudado um trecho do solo do talude afetado, através de ensaios realizados *in loco* e no Laboratório de Solos da UFPB. Os ensaios têm o objetivo de caracterizar o solo afetado da maneira mais precisa possível. Através dos resultados dos ensaios, foi levantado um panorama da situação na qual o talude se encontra atualmente com relação ao fator de segurança. Logo após esta etapa, foi realizado o dimensionamento de um sistema de contenção de forma a que ofereça estabilidade e solidez ao talude afetado.

### 4.1 SITUAÇÃO

A cidade de Serra Redonda se localiza na microrregião de Campina Grande na Paraíba, com população de 7.050 habitantes no ano de 2010 e área territorial de 56 km<sup>2</sup> (IBGE, 2018). A cidade ocupa uma região topograficamente acidentada, apresentando grandes variações de cotas altimétricas por toda sua extensão. Em anos comuns, a microrregião possui uma precipitação pluviométrica de 760 mm anuais e 370 mm em anos de seca.

Em 2011 grandes volumes de chuvas atingiram todo o estado, e na microrregião em questão o valor anual de precipitação atingiu a marca de 1169,9 mm (AESAs, 2018), causando deslizamento em área habitada. De maneira a evitar episódios de maiores prejuízos, a população afetada foi realocada, porém a área continua inalterada, sem implantação de algum tipo de contenção.

O local afetado pelo deslizamento (Figuras 22 e 24) possui um comprimento de aproximadamente 50 metros, afetou diretamente 4 casas. Nas habitações mais afetadas, por se encontrarem muito próximas ao pé do talude, tiveram parte de suas instalações soterradas, como cozinhas e terraços na área traseira.



*Figura 21 – Casas interditadas pela Defesa Civil. Fonte: Autor*

Em uma das casas, que se encontra na parte superior do talude sofreu danos severos na sua estrutura, que podem ser constatados através de fissuras espalhadas pelas paredes. Todas as casas afetadas, encontram-se hoje interditadas pela Defesa Civil. Por se tratar de um fato ocorrido a 7 anos, o local todo já se encontra encoberto por vegetação (Figura 23), de menor porte, característica de locais onde aconteceram eventos de deslizamento. Na época do deslizamento, a fim de tentar mitigar a situação, moradores removeram parte do solo que havia caído sobre as casas, fato confirmado através de entrevista a um ex-morador.



*Figura 22 - Local do deslizamento. Fonte: Autor*



Figura 23 - Área afetada pelo deslizamento em Serra Redonda - PB. Fonte: Google Maps

#### 4.1.1 Ensaio em campo

Com a permissão de um morador local, foi obtido acesso a um local próximo ao talude onde se pôde realizar o ensaio DPL. Como o acesso a parte superior do talude é limitado, resultando em uma área pequena, foram executados apenas 2 furos de percussão.

O ensaio levou em torno de 3 (três) dias para ser realizado de forma satisfatória, com a ajuda de mais 2 (duas) pessoas. Nos dias de realização do ensaio, o solo se encontrava seco, sem a ocorrência de chuvas em um período de vários dias antes da execução e também durante o ensaio.



Figura 24 - Preparação para o primeiro furo. Fonte: Autor

O primeiro furo (Figuras 25 e 26) foi o mais demorado a ser realizado e, optou-se por realiza-lo até a profundidade de 5 metros, com a finalidade de representar a maior altura do talude encontrado no local.



*Figura 25 - Colocação da base-guia com a ponta do DPL. Fonte: Autor*

O ensaio prosseguiu normalmente, anotando-se o número de golpes para cada segmento na planilha de realização do ensaio e, seguiu até a profundidade desejada sem maiores dificuldades, com a posterior retirada do equipamento.

Para o segundo furo, procurou-se o local mais distante possível do primeiro furo, a fim de buscar uma maior área de amostra na realização do ensaio. Seguiu-se todos os procedimentos descritos no manual do equipamento, com a escavação do pré-furo e colocação da base-guia nivelada.



*Figura 26 - Base do DPL nivelada. Fonte: Autor*



*Figura 27 - Inserção da base junto com a ponta do DPL no Furo 02. Fonte: Autor*

Como tentativa de realizar o ensaio o mais próximo do primeiro furo realizado, adotou-se também uma profundidade de percussão de 5 metros. Porém, durante a execução, ao atingir a profundidade de 3,2 metros, o número de golpes  $N_{10}$  foi maior que 100, e de acordo com o manual de realização, o ensaio deve ser interrompido.

## 4.2 ENSAIOS NO LABORATÓRIO

### 4.2.1 Amostra de solo

Para a realização dos ensaios no Laboratório de Solos da UFPB, foi necessário retirar e transportar uma amostra de solo do local. A amostra retirada, foi do tipo indeformada, com a finalidade de conservar todas características e esforços internos contidos no solo da área afetada, para a posterior realização do ensaio de cisalhamento. Não foi possível retirar uma amostra diretamente do solo do talude, dada a dificuldade de acesso, porém tentou-se buscar a área mais próxima e adequada para a retirada.

O local de coleta da amostra localiza-se próximo ao segundo furo de percussão, devido a maior facilidade de retirada e causando a menor interferência possível, pois alguns locais ainda são passagem de pessoas. Realizou-se a retirada da camada superficial do solo, a qual contém grande quantidade de matéria orgânica e detritos, com finalidade de obter maior representação. A amostra retirada teve dimensões de aproximadamente 40x60 cm (Figura 29).

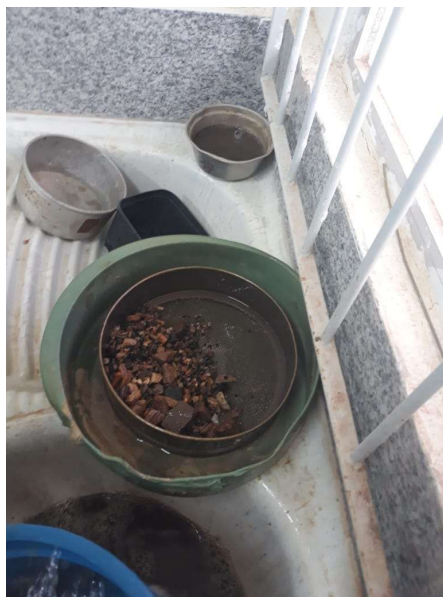


*Figura 28 - Amostra indeformada retirada do local sob estudo. Fonte: Autor*



#### 4.2.2 Preparação da amostra e ensaio de umidade higroscópica

De acordo com o Manual de Procedimentos Operacionais do LAPAV, foi retirada uma quantia de 2000g da amostra coletada. Toda amostra foi peneirada na peneira #10. O material retido, classificado como pedregulho, seguiu para ser lavado posteriormente na peneira #10 (Figura 30).



*Figura 29 - Lavagem do material retido na peneira #10. Fonte: Autor*

Do material passante, foi coletado uma amostra de 50g para a determinação da umidade higroscópica, sendo pesado e levado posteriormente a estufa, durante 24 horas a 110° C. Após este período o material levado a estufa é pesado novamente, e realizados os cálculos, obtêm-se a quantidade de água presente no solo. Para a realização dos ensaios de limites, foi peneirado nas peneiras #40 e #100, o solo passante na peneira #10, de forma a obter algo em torno de 250g de solo retido em cada peneira.

Finalmente, para o ensaio de sedimentação, pesou-se cerca de 30g do material passante na peneira #100, porém, para a realização deste ensaio, foi necessário também executar o ensaio de densidade real.

### 4.2.3 Análise granulométrica

Para a realização dos ensaios de limites, foi peneirado nas peneiras #40 e #100, o solo passante na peneira #10, de forma a obter algo em torno de 250g de solo retido em cada peneira.

O ensaio de granulometria por peneiramento foi criado de maneira a padronizar e definir o tipo de solo que se está trabalhando. Consiste na colocação de uma amostra do solo coletado em uma série de peneiras padronizadas, com a realização do peneiramento e então as quantidades de solos retidas em cada peneira são pesadas e representam uma porcentagem do total disposto para o ensaio. A malha das peneiras adotadas neste ensaio são as seguintes: 1 ½ (38,1 mm), 1” (25,4 mm), 3/4” (19,1 mm), 3/8” (9,5 mm), 4 (4,8 mm), 10 (2,0 mm), 16 (1,2 mm), 30 (0,6 mm), 40 (0,42 mm), 50 (0,30 mm), 100 (0,15 mm), 200 (0,074 mm). (MANUAL DE PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS – LAPAV, 2018).



*Figura 30 - Execução do peneiramento da amostra. Fonte: Autor*

De acordo com a ABNT, os solos são classificados em cinco grupos, que são os pedregulhos, areias grossas, areias finas, siltes e argilas. Pedregulhos são os solos com diâmetros de grãos maiores que 2 mm, areias grossas possuem diâmetros variando entre os 2 mm e 0,42 mm. Abaixo disso ficam as areias finas com diâmetros entre 0,42 mm e 0,074 mm. Siltes possuem diâmetros dos grãos compreendidos entre 0,074 mm e 0,002 mm. Por fim, as argilas são os solos com suas partículas possuindo diâmetros abaixo de 0,002 mm. (VARGAS, 1977).

Porém, o ensaio de granulometria possui uma limitação física na determinação da granulometria de siltes e argilas, visto que peneiras com diâmetro de abertura menores que 0,002 mm são muito complicadas de se fabricar. Para tanto, existe o ensaio de granulometria por sedimentação.

O ensaio de sedimentação consiste na mistura de aproximadamente 30 g do material passante na peneira #100 com 20 ml de substância defloculante e adicionado aproximadamente 200 ml de água destilada. Esta mistura deve repousar por no mínimo 12 horas. Passado o repouso, mistura-se o material que deve ser transferido para uma proveta de vidro até completar 1000 ml. Nesta proveta, adiciona-se um densímetro, que através dele serão feitas leituras em certos intervalos de tempo variando entre 0,5, 1, e 2 minutos. Através das leituras efetuadas, é possível calcular a altura de queda das partículas, o diâmetro das partículas e as porcentagens de argila e silte da amostra. (MANUAL DE PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS – LAPAV, 2018).

#### **4.2.4 Limites de Consistência (ou Limites de Atterberg)**

Os ensaios de Limites de Consistência foram criados por Albert Atterberg de maneira empírica para a caracterização dos solos com relação a sua umidade. São de grande importância na Mecânica dos Solos, pois permitem exprimir por meio de números, qual estado o solo se encontrará com determinada umidade. Existem basicamente 3 (três) tipos de ensaios de limites, são eles: limite de liquidez, limite de plasticidade e o limite de contração.

Define-se como liquidez de um solo, o momento no qual o solo deixará de se comportar como um sólido e passará a se comportar como um líquido viscoso. Já a plasticidade é definida como uma propriedade onde um sólido pode ser moldado sem a variação de volume. Esta característica é bem presente em solos argilosos, visto que as estruturas em forma de lâminas de seus grãos permitem movimentos relativos das partículas sem que haja alteração do volume. A contração de um solo pode ser definida como a umidade mínima em que o solo apresentará quebras, ou seja, passará a se comportar como um sólido. (VARGAS, 1977).

#### 4.2.4.1 Limite de liquidez

O ensaio de limite de liquidez foi padronizado por Arthur Casagrande. Ele criou um aparelho a partir de experimentos realizados por Atterberg, onde uma porção de solo é colocada em um recipiente côncavo padronizado (Figura 32). A amostra de solo é então moldada de forma que se tenha uma espessura constante de 1 cm de solo. É feito então um rasgo no solo através de um cinzel e, variando-se a umidade presente no solo, são contabilizados quantos golpes são necessários para o rasgo se fechar. A altura de queda dos golpes é sempre a mesma, de forma a se obter sempre a mesma energia de impacto.



*Figura 31 - Aparelho de Casagrande. Fonte: [www.didaticasp.com.br/aparelho-casagrande-manual-nbr-6459](http://www.didaticasp.com.br/aparelho-casagrande-manual-nbr-6459), acesso em 21/08/2018.*

Os números de golpes obtidos no ensaio são colocados em um gráfico de acordo com a umidade. Entre os pontos é traçada uma reta, de forma que se adeque o máximo possível, passando o mais próximo possível de todos os pontos. O limite de liquidez é obtido através do gráfico, onde é representado pela umidade que fecharia a ranhura com 25 golpes. (VARGAS, 1977).



*Figura 32 - Realização do ensaio de limite de liquidez no laboratório. Fonte: Autor*

#### 4.2.4.2 Limite de plasticidade

O limite de plasticidade foi pioneiramente realizado também por Atterberg e foi sendo padronizado com o passar do tempo. Consiste basicamente na modelagem de um cilindro com uma pequena amostra de solo sobre uma placa de vidro. As dimensões deste cilindro são determinadas por um cilindro padronizado.

O limite de liquidez é definido como a umidade presente no solo na qual este cilindro de solo, ao atingir as dimensões especificadas, começa a apresentar fissuras. (VARGAS, 1977).



*Figura 33 - Execução do ensaio de limite de plasticidade. Fonte: Autor*

#### 4.2.4.3 Índice de plasticidade

Com os limites de liquidez e plasticidades já obtidos, é possível então definir o índice de plasticidade do solo. O índice de plasticidade é definido como a diferença entre estes limites, como na fórmula a seguir:

$$IP = LL - LP$$

*Equação 6 – Cálculo do índice de plasticidade*

O índice de plasticidade representa diretamente a característica de plasticidade de um solo. Após o cálculo do índice de plasticidade, entra-se com o dado em um gráfico compostos por duas linhas, A e B. A linha “A” representa o quão plástico é o solo, caso o ponto caia acima da linha “A”, supõe-se que o solo é muito plástico, abaixo dela, pouco plástico. A

linha “B” representa a compressibilidade do solo e, caso o ponto caia a sua direita, diz-se que o solo é muito compressível. Contrariamente, caso o ponto caia à esquerda da linha “B”, o solo é considerado pouco compressível. Portanto, com o índice de plasticidade é possível caracterizar o solo quanto a sua plasticidade e compressibilidade simultaneamente. (VARGAS, 1977).

#### 4.2.5 Ensaio de Cisalhamento Direto

Para a realização do ensaio de cisalhamento direto é primordial que a amostra de solo seja indeformada. A amostra é conformada de acordo com a célula de cisalhamento e inserida na mesma, onde será posteriormente será confinada com a adição de cargas verticais.



*Figura 34 - Moldagem do solo para ensaio de cisalhamento. Fonte: Autor*



*Figura 35 - Moldagem das amostras. Fonte: Autor*

São então posicionados extensômetros ou relógios comparadores, com a finalidade de medir o deslocamento lateral da amostra, enquanto que uma força lateral é aplicada e medida através de um anel dinamométrico. Para cada deformação lateral da amostra é feita uma anotação da força aplicada. Com os valores anotados, traça-se uma reta (chamada reta de Coulomb) em um gráfico relacionado a tensão aplicada verticalmente e a tensão lateral, de forma que a reta se aproxime o máximo possível destes pontos, de onde podemos obter os valores de coesão e ângulo de atrito.

### 4.3 RELAÇÃO DPL, COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO

A fim de obter outra fonte de dados para a coesão e ângulo de atrito, relacionou-se o estudo realizado por Nilsson (2001) na região Sul do Brasil e os estudos realizados por Teixeira e Godoy (1996) e Godoy (1983), através de equações apontadas por Nilsson para solos com características similares ao solo.

Através do trabalho de Nilsson (2001), percebeu-se que o solo com características mais parecidas com o solo estudado neste trabalho seria o solo de São José dos Pinhais, se caracterizando por ser um solo homogêneo com presença de silte e valores médios de sondagem com o DPL.

Portanto, a relação julgada mais adequada foi a seguinte:

$$N_{10m} = 7,5N_{spt} - 30 \quad (\text{Equação 7})$$

### 4.4 GEOSTUDIO

O Geostudio é um conjunto de programas voltados a análise e cálculos em várias áreas da engenharia. Será utilizado neste trabalho para fins de velocidade e fiabilidade na obtenção dos resultados.

Na derivação do Slope/W do Geostudio foi realizado uma representação do talude analisado, a partir dos parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratórios realizados. A situação a ser representada foi a considerada menos segura, tanto em solo seco, como saturado.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

- Resultado do ensaio DPL

De acordo com os resultados obtidos do ensaio DPL, podemos observar uma relativa uniformidade no número de golpes para o Furo 01, até a profundidade em torno de 2,6 metros conforme Anexo 2. O trecho compreendido entre 2,6 a 3,4 metros apresenta um acréscimo na resistência a penetração do percussor, com o trecho seguinte apresentando uniformidade similar ao primeiro trecho de solo. A percussão apresenta variações bruscas no número de golpes em trechos pequenos, em torno 10 a 20 centímetros, o que pode representar pedregulhos contidos no solo.

Para o Furo 02, o comportamento do solo foi similar ao solo encontrado pelo Furo 01, porém com maior uniformidade, com uma média de  $N_{10}$  em torno de 30 golpes, podendo ser visto no Anexo 3. Porém, ao atingir a profundidade de 3,2 metros,  $N_{10}$  foi maior que 100, indicando impenetrabilidade do solo, algo que não foi indicado pelo Furo 01. Este fato pode estar associado a existência de matacões ou solos pedregulhosos.

Comparando os dois furos, por volta de 3,0 metros de profundidade o solo apresenta uma maior resistência em ambos os casos, podendo indicar a existência de um solo pedregulhoso, porém, na modelagem computacional, o solo será descrito como uniforme, utilizando os parâmetros de menor resistência, sendo assim, a favor da segurança.

Bastos *et. al*, indica que até os primeiros centímetros de perfuração podem apresentar maiores resistências devido a raízes e pedregulhos, o que pôde ser observado também neste trabalho.

O solo local foi dividido em 3 camadas de acordo com  $N_{10}$ . Os gráficos e resultados das sondagens se encontram no apêndice A, B, C e D.

- Granulometria

Sobre a classificação do solo, foram obtidos os seguintes dados, mostrados no Gráfico 1:



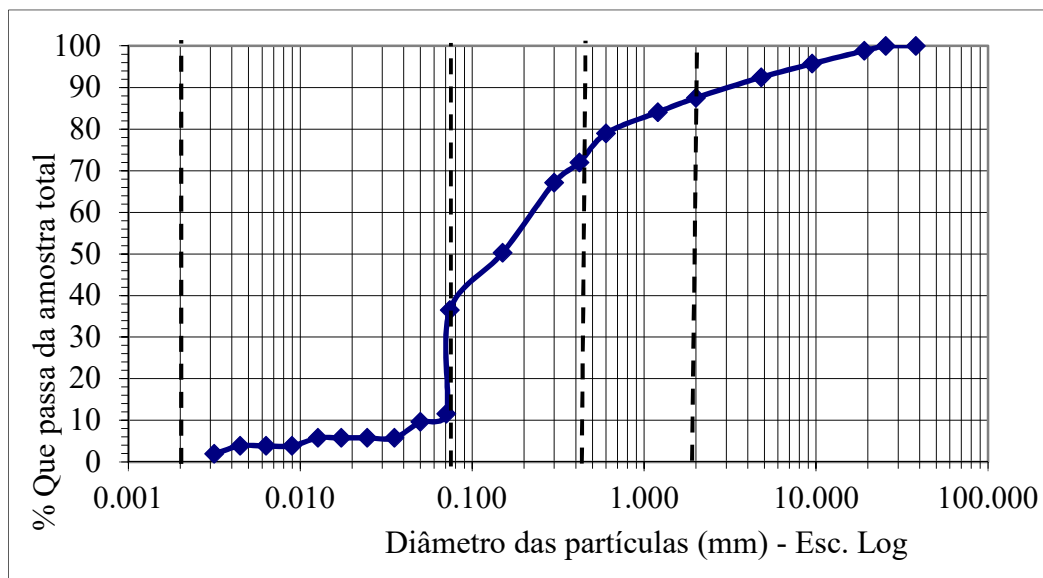


Gráfico 2 - Distribuição das partículas de solo. Fonte: Autor

Onde:

- Pedregulhos ( $d > 2,00$  mm) = 12%
- Areia ( $0,074 < d < 2$  mm) = 51%
- Silte ( $d < 0,074$  mm) = 36%

Porém, a porcentagem apresentada como silte + argila pode ser considerada como apenas silte, pois de acordo com a distribuição granulométrica obtida, não foram contabilizadas nenhuma fração de partículas de argila, que neste caso seriam as partículas de diâmetro menores que 0,002 mm, de acordo com a NBR 6502/1995.

Portanto, o solo foi classificado como uma areia-siltosa.

- Limites de Atterberg

Como resultado dos ensaios de limites de liquidez, plasticidade e índice de plasticidade, foi obtido o seguinte:

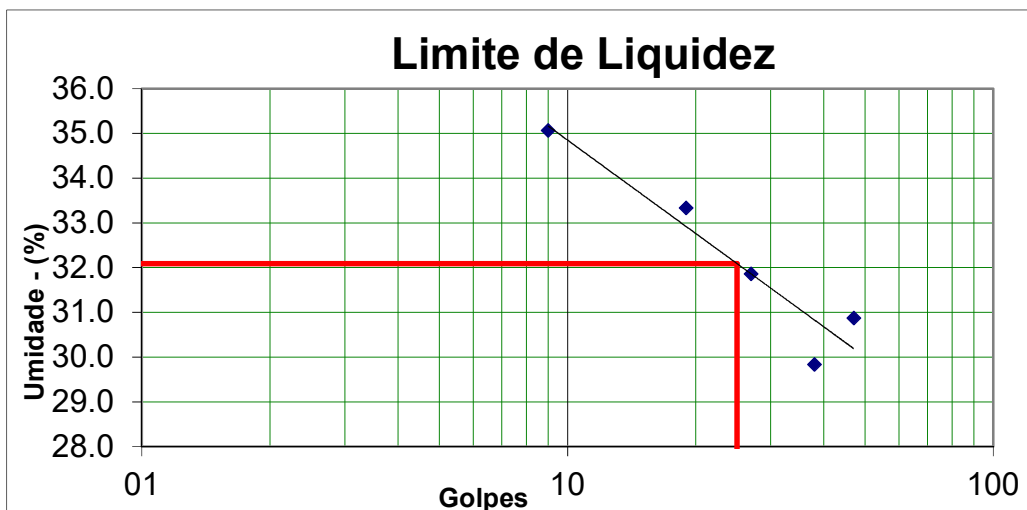


Gráfico 3 - Resultado do ensaio de limite de liquidez. Fonte: Autor

Onde:

- Limite de liquidez (LL) = 32,1%
- Limite de plasticidade (LP) = 22,9%
- Índice de plasticidade (IP) = 9,2%

As tabelas com os dados dos ensaios podem ser encontradas nos Apêndices E e F.

Caputo (1996) apresenta um gráfico onde são relacionados o limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP). A correlação desses dados nos permite classificar o solo com relação a resistência a compressão e sua coesão. O gráfico é apresentado a seguir:

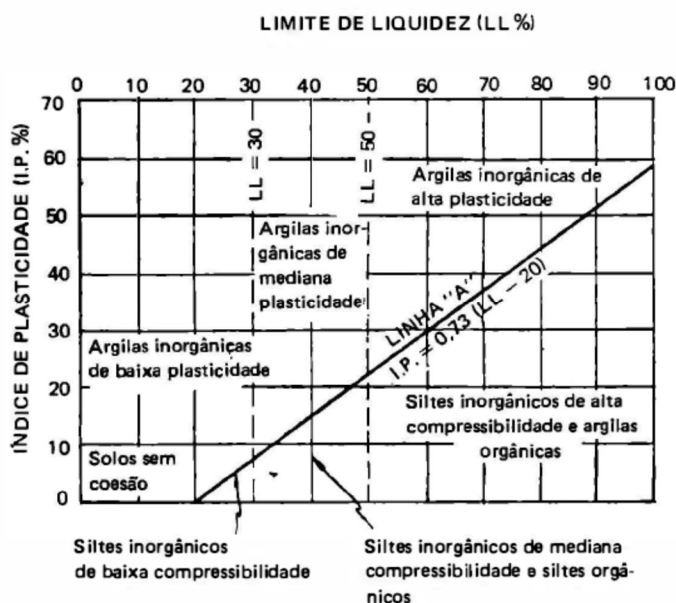


Gráfico 4 - Relação entre LL, IP e características dos solos. Fonte: Caputo (1996)

Com ajuda do gráfico, percebemos que o solo objeto de estudo se encontra entre a região de solos de baixa coesão e siltes inorgânicos de alta compressibilidade. Este fato indica a perda de sua consistência na presença de água.

- Ensaio de cisalhamento direto

Foram realizados ensaios com cargas verticais de 10 e 15 kg compondo a tensão normal aplicada nas amostras do solo (Gráfico 4).

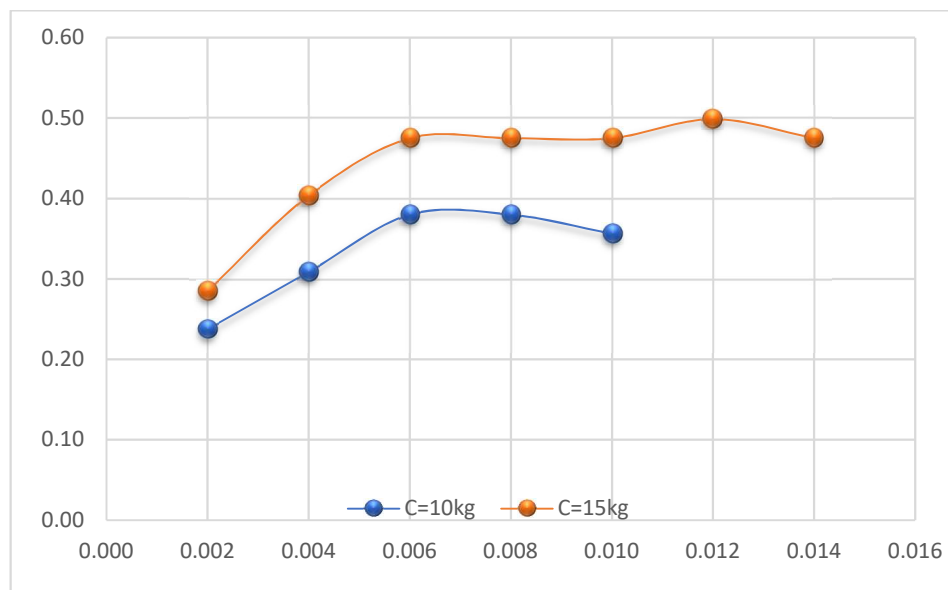


Gráfico 5 - Tensão de cisalhamento versus deformação horizontal. Fonte: Autor

Utilizou-se os pontos de tensões máximas para a construção da reta de Coulomb (Gráfico 5).

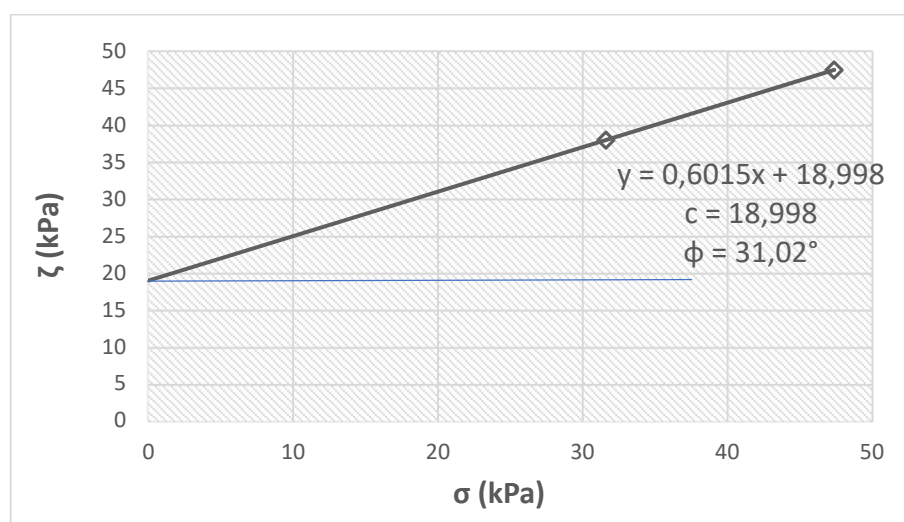


Gráfico 6 - Resultado do ensaio de cisalhamento direto. Fonte: Autor

Utilizando a equação da reta obtida no ensaio, foi possível o cálculo da coesão do solo em estudo. Portanto, na condição seca, a coesão calculada foi de 18,998 kPa.

O ângulo de atrito do solo é representado pelo ângulo formado pelas duas retas apresentadas no gráfico. Portanto, para a amostra seca, o ângulo de atrito  $\varphi$  obtido foi de 31,02°.

Obteve-se também o valor da coesão e ângulo de atrito através das relações propostas por Nilsson (2001) entre o DPL e o SPT conforme a Equação 7 e as relações propostas por Teixeira e Godoy (1996) e Godoy (1983).

A média de golpes do DPL para o solo em estudo foi a seguinte:

$$N_{10M} = 44,45 \text{ golpes.}$$

Substituindo  $N_{10M}$  da Equação 7, obtemos o  $N_{SPT}$  para o solo:

$$N_{SPT} = 1,92$$

Substituindo  $N_{SPT}$  nas Equações 4 e 5, obtemos o seguinte resultado:

$$c = 19,26 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 28,76^\circ$$

Comparando o resultado com o estudo feito por Nilsson (2001), onde ele relacionou o número  $N_{10}$  do DPL com o  $N_{30}$  do ensaio SPT e os estudos de

Tentou-se representar o efeito da chuva no solo, realizando o ensaio de cisalhamento com o solo saturado em água, porém não foi possível obter leituras nos extensômetros da caixa de cisalhamento, com o solo se mostrando muito pouco resistente na presença de água, o que pode ser visto na Figura 36. Nela podemos observar que há grande deslocamento horizontal da amostra, porém sem apresentar nenhuma resistência à tensão cisalhante.



*Figura 36 - Ensaio de cisalhamento direto sob condição saturada. Fonte: Autor*

Portanto, a água adicionada ao solo ao ponto de saturação pode ser considerada como um agente redutor de resistência, como ocorre em casos de chuvas prolongadas ou de grandes intensidades.

As tabelas com os dados do ensaio de cisalhamento encontram-se no Apêndice G.

- Representação no Geostudio

O talude em estudo foi representado no aplicativo por meio de um croqui com as dimensões aproximadas do mesmo. A partir daí foram adicionadas as características do solo obtidas nos ensaios, onde o ângulo de atrito e a coesão são primordiais. Nesta etapa, o talude é representado da forma natural em que se encontra, sem a adição de reforços.

Para o cálculo do fator de segurança, apenas o método de Bishop foi considerado, visto que o método de Fellenius é menos preciso e pouco usual como parâmetro de projeto na geotecnia.

Portanto, como parâmetros de entrada, foram utilizados os seguintes dados:

- Coesão: 19 kPa
- Ângulo de atrito: 31°

De acordo com estes dados e, desprezando o efeito da chuva, o fator de segurança (FS) calculado foi de 1,406 (Figura 38).

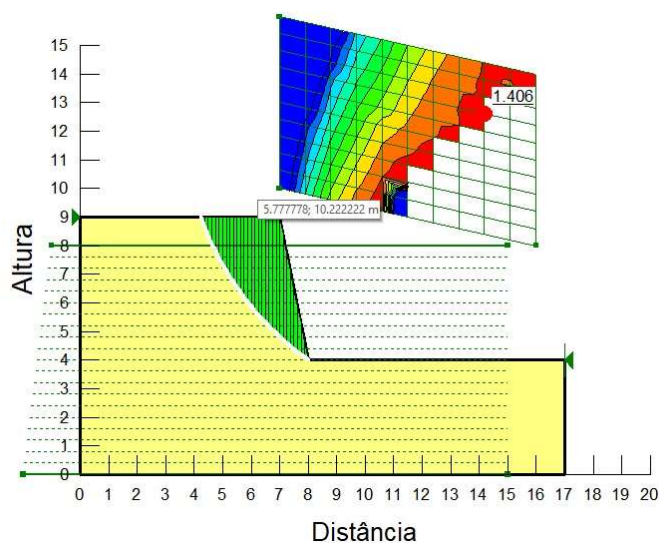


Figura 37 - Fator de segurança atual pelo método de Bishop. Fonte: Autor

Portanto, a situação atual em solo seco, o talude encontra-se seguro com fator de segurança superior ao indicado pela norma para situações de risco médio para perda de vidas humanas e risco médio para danos materiais e ambientais, ou para risco alto a perda de vidas humanas e risco baixo para danos materiais e ambientais.

Por meio de retro análise, considerando que o efeito da chuva diminui a coesão do solo, ao atingir uma coesão de 14 kPa, o talude torna-se instável considerando o risco alto em relação a perda de vidas humanas e bens materiais, atingindo então um fator de segurança (FS) de 1,173 (Figura 39).

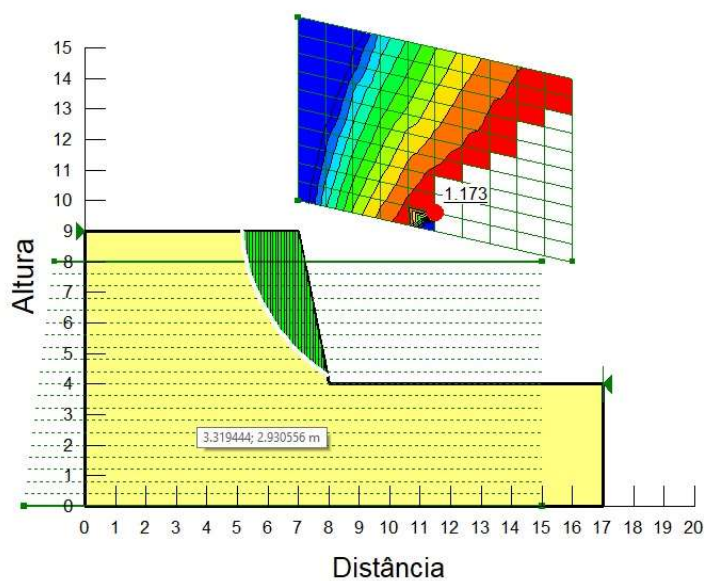


Figura 38 - Fator de segurança pelo método de Bishop. Fonte: Autor

A retro análise também foi executada para um dado valor de coesão que acarretará em um evento de deslizamento, conforme a imagem a Figura 40 seguir:

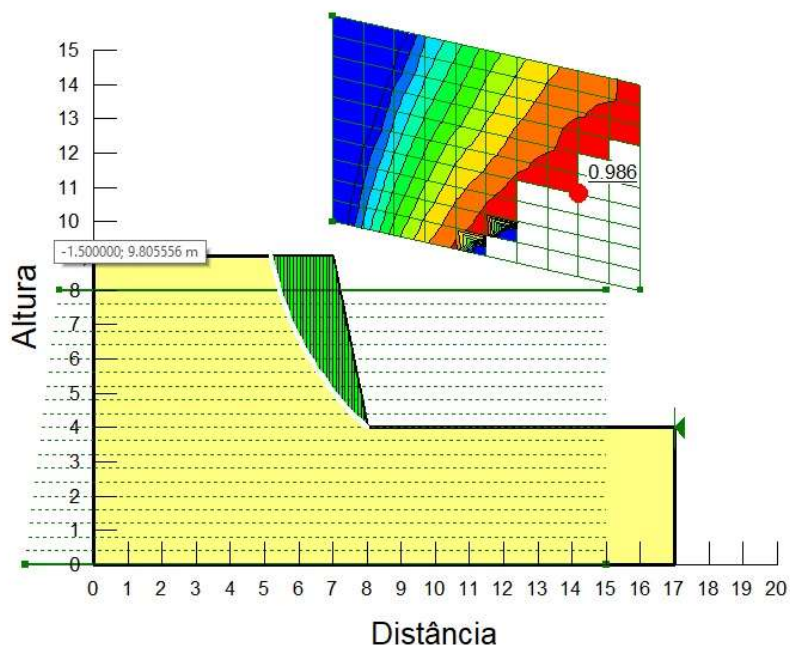


Figura 39 – Fator de segurança para coesão 12 kPa. Fonte: Autor

A coesão encontrada para que o fator de segurança seja numericamente menor que 1 será de 12 kPa.

A área em verde em destaque no talude (Figuras 39, 40 e 41) representa a superfície de deslizamento mais provável. O gráfico com variação de cores nas imagens representa a gama de fatores de segurança possíveis com os parâmetros definidos. Já o ponto em vermelho representa o menor valor do fator de segurança obtido.

Estes resultados serão utilizados como parâmetros de comparação para a solução de contenção adotada.

- Sistema de contenção

Tendo em vista todos os fatos analisados anteriormente, adotou-se o sistema de retaludamento para a situação encontrada. Por se tratar de uma área de pouca extensão e altura, é um método considerado adequado. Se executado de maneira correta, o retaludamento pode gerar resultados satisfatórios tanto quando sistemas mais complexos e

consequentemente mais onerosos. Porém, o sistema de retaludamento deve estar sempre associado a sistemas de drenagens eficientes.

Como critério de projeto, estimou-se a divisão do talude original em três taludes menores, cada um com inclinação de 2:1,66 (largura:altura).

Dito isto, pôde-se então recriar o talude de forma a diminuir sua inclinação buscando um fator de segurança que seja superior ao indicado por norma. Uma nova representação foi criada no aplicativo a fim de obter os novos resultados dos fatores de segurança.

Como o local de estudo apresenta ainda moradores aos arredores, podemos classificar a região como um nível alto em relação ao nível de segurança contra danos a vidas humanas, de acordo com a Tabela 1. Com relação a danos materiais também podemos classificar o risco como alto, pois ainda existem construções local de deslizamento e em seu entorno.

O sistema de contenção adotado se mostrou satisfatório para o solo com uma coesão mínima de 2 kPa, ficando acima dos padrões estabelecidos pela NBR 11682/2009 com relação aos fatores de segurança e riscos associados. Pelo método de Bishop, a solução apresentou um fator de segurança de 1,529 conforme a Figura 41:

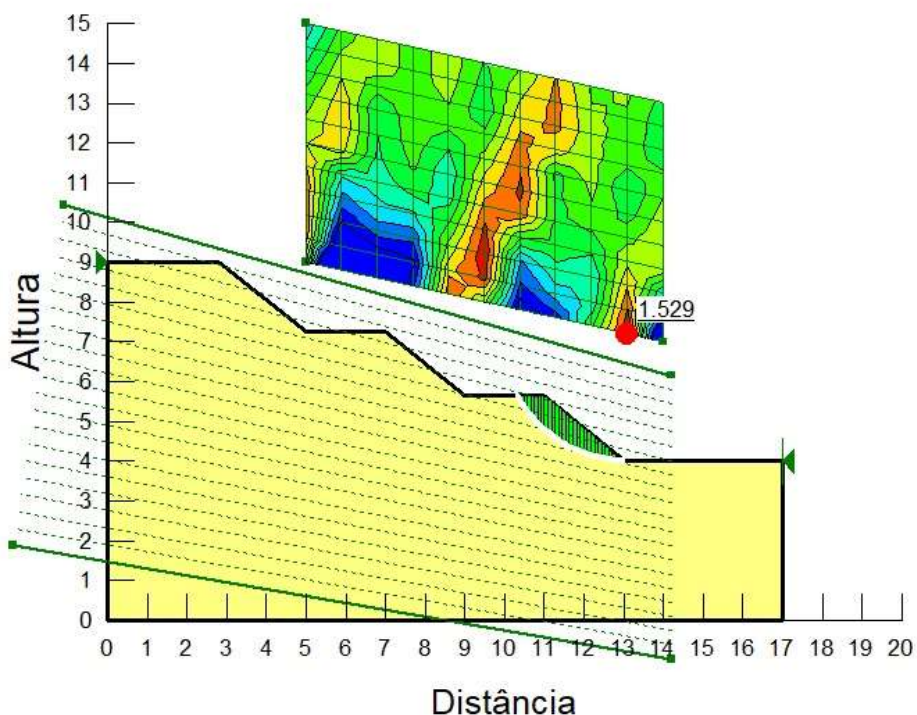


Figura 40 - Fator de segurança p/ coesão 2 kPa. Fonte: Autor



## 6 CONCLUSÕES

Como conclusões deste trabalho, pode-se afirmar que o ensaio DPL proposto por Nilsson se mostrou satisfatório como método de percussão para análises de camadas de solos. Percebeu-se que não há uma camada de menor resistência abaixo da camada superficial, indicando uma homogeneidade do material, dificultando o desencadeamento de novos deslizamentos. O ensaio também se apresentou como de fácil manipulação com logística de transporte e montagem mais simples se comparados com outros métodos tradicionais na geotecnia devido a seu tamanho e peso reduzidos. O solo pôde ser dividido em algumas camadas de acordo com a resistência de ponta atingida. Porém, segundo o manual de utilização do equipamento, no Furo 02 houve o aparecimento de uma camada de solo impenetrável, fato não confirmado na percussão pelo Furo 01 nem pela observação da face do talude, podendo indicar a existência de uma rocha ou matacão no local. Alguns estudos relacionam o resultado obtido pelo ensaio DPL ao ensaio SPT, mais difundido, sendo uma alternativa para a definição da capacidade de carga de solos para o cálculo de fundações.

Com relação a análise do solo, o mesmo demonstrou-se pouco resistente na presença de água no ensaio de cisalhamento direto, devido ao fato de que quando adicionado água ao solo, nenhuma leitura na caixa de cisalhamento foi possível. É de grande importância também realizar o ensaio de cisalhamento em outro equipamento, como meio de comparação entre resultados e como meio de verificação de precisão do aparelho, o que não foi possível neste trabalho.

As relações feitas através dos estudos de Nilsson, Teixeira e Godoy para a obtenção dos valores de coesão e ângulo de atrito através do uso do DPL se mostraram coerentes com o resultado encontrado em laboratório. Deve-se, entretanto, buscar a realização de novos estudos através de sondagens DPL, SPT e cisalhamento direto com a finalidade de correlacionar diretamente o ensaio DPL e os valores de coesão e ângulo de atrito.

Já na análise dos fatores de segurança, a solução do retaludamento no local se mostrou satisfatória e estaria dentro dos padrões estabelecidos em norma.

## REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA EXECUTIVA DE GESTÃO DAS ÁGUAS, AESA. **Meteorologia-Chuvas**. Disponível em: < <http://www.aesa.pb.gov.br/aesa-website/meteorologia-chuvas/> > Acesso em 25/10/2018
- ALMEIDA, A. D. C. **Propostas Para Estabilização De Talude Na Rodovia Br-230, Km 19**. 2016. 102 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, 2016.
- ANÁLISES DETERMINÍSTICAS DE ESTABILIDADE. Disponível em: < [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF) > Acesso em 26/10/2018.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 11682: Estabilidade de Taludes**. Rio de Janeiro, p. 33, 2009.
- BASTOS, N. J. **Interpretação racional do ensaio DPL**. 2016. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil e Ambiental) – Universidade Estadual Paulista “Júlio Mesquita Filho”, Bauru, São Paulo, 2016.
- BRASIL, IBGE. **Censo Demográfico, 2010**. Disponível em: < [www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br) > Acesso em 27/10/2018.
- CASTRO, C. M.; PEIXOTO, M. N. O.; RIO, G. A. P. Riscos Ambientais e Geografia: Conceituações, Abordagens e Escala. **Anuário do Instituto de Geociências – UFRJ**, v. 28, n. 2, p. 11 – 30, 2005.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações – Fundamentos 1**. 6 ed. v. 1. L TC, 1998.
- CERRI, L. E. S.; AMARAL, C. P. **Riscos Geológicos**. In: OLIVEIRA, A. M. S. & BRITO, S. N. A. (eds.) 1998. **Geologia de Engenharia**. São Paulo, ABGE.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. Oficina de textos. Ed. 1, 2010.
- DIAS, R. **Riscos geológicos e geologia urbana**. Portugal Tecnológico, Lisboa, 2010.
- EHRlich, M; BECKER L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos. Oficina de textos, São Paulo, SP, 2009.
- FURTADO, S. B. **Gerenciamento de riscos e redução de acidentes geológicos associados a escorregamentos**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Programa de Pós-graduação em Geotecnia. 2014.
- GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

GUIDICINI, G., IWASA O.Y. (1976). Ensaio de correlação entre pluviosidade e escorregamento em meio tropical úmido. Publicação IPT/São Paulo, nº 1080, São Paulo, SP, 48p.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **O Manual de Deslizamento – Um Guia Para a Compreensão de Deslizamentos**. Geological Survey, Reston, Virginia, 2008.

LUMB, P. Falhas de taludes em Hong Kong. *Quarterly Journal of Engineering Geology* v.8, p. 31–65, 1975.

MANUAL De Procedimentos Operacionais – Lapav, João Pessoa, PB, 2018.

MARCHETTI, O. **Muros de arrumo**. 1ª edição; Blucher, São Paulo, SP, 2007.

MELO, J. F. G. **Utilização De Geossintético No Controle Da Erosão**. 2016. 61 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, 2016.

NILSSON, T. Comparações entre DPL NILSSON e SPT. Disponível em:

<[https://www.researchgate.net/publication/266604138\\_Comparacoes\\_entre\\_DPL\\_NILSSON\\_e\\_SPT](https://www.researchgate.net/publication/266604138_Comparacoes_entre_DPL_NILSSON_e_SPT)>. Acesso em: 21 de outubro de 2018.

NILSSON, T. DPL para taludes. Disponível em:

<<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobrae/2009-thomasnilsson.pdf>>. Acesso em 18 de outubro de 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BARUERI. Disponível em: <

[www.barueri.sp.gov.br/sistemas/informativos/img/53797.jpg](http://www.barueri.sp.gov.br/sistemas/informativos/img/53797.jpg)> Acesso em: 28/10/2018

SILVA, L. F. **Análise de curva de correlação entre pluviosidade e movimentos de massa nas encostas de João Pessoa (PB)**. 2018. 73 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Paraíba, 2018.

SOARES, L. F. Correlações entre movimentos de massa e pluviosidade nas encostas de João Pessoa – PB. **COBRAMSEG**, Goiana, 2014.

SOARES, L. F.; MORAIS, G. S.; DIAS, S. P. Mapeamento De Área Em Risco De Deslizamento E Análise De Estabilidade De Talude Na Cidade De João Pessoa-PB. XII *Conferencia Brasileira sobre Estabilidade de Encostas COBRAE*, Florianópolis, 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH et al (ed.). *Fundações: teoria e prática*. Pini, p. 227-264, 1996.

VARGAS, Milton. **Introdução à mecânica dos solos**. McGraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1977.

WHITE, G. F.; KATES, R. K. & BURTON, I. Knowing Better and Losing even more: the use of knowledge in hazards managment. *Environmental Hazards*, p. 81-92, 2001



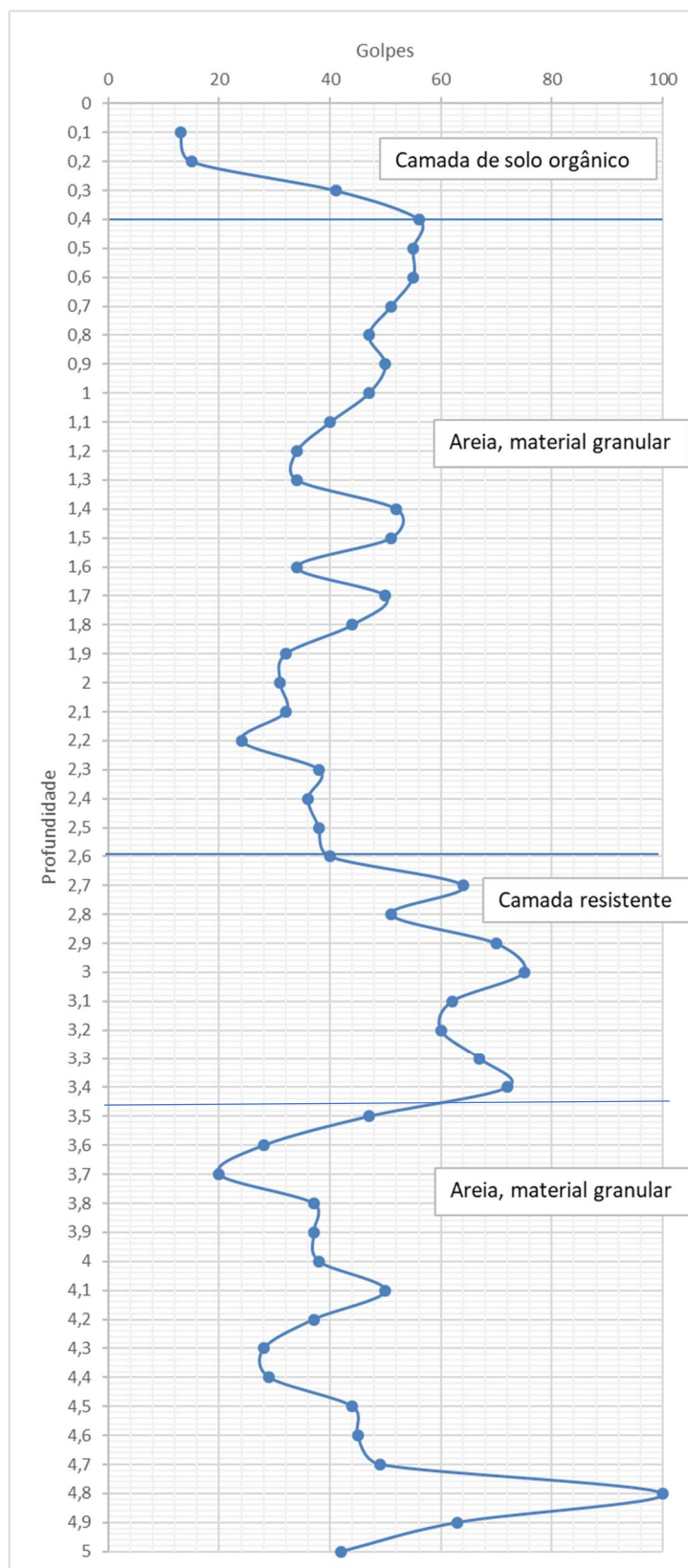
## APÊNDICE A

### Tabela com anotações do ensaio DPL – Furo 01

BOLETIM DE SONDAGEM DPL NILSSON							
PROJETO:		DATA:		HORA in/fim:			
SONDADOR:		FURO:		COTA		NA:	
PROF	N10	PROF	N10	PROF	N10	PROF	N10
0,1	13	3,1	62	6,1		9,1	
0,2	15	3,2	60	6,2		9,2	
0,3	41	3,3	67	6,3		9,3	
0,4	56	3,4	72	6,4		9,4	
0,5	55	3,5	47	6,5		9,5	
0,6	55	3,6	28	6,6		9,6	
0,7	51	3,7	20	6,7		9,7	
0,8	47	3,8	37	6,8		9,8	
0,9	50	3,9	37	6,9		9,9	
1m	47	4m	38	7m		10m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Giro 3</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-
1,1	40	4,1	50	7,1		10,1	
1,2	34	4,2	37	7,2		10,2	
1,3	34	4,3	28	7,3		10,3	
1,4	52	4,4	29	7,4		10,4	
1,5	51	4,5	44	7,5		10,5	
1,6	34	4,6	45	7,6		10,6	
1,7	50	4,7	49	7,7		10,7	
1,8	44	4,8	100	7,8		10,8	
1,9	32	4,9	63	7,9		10,9	
2m	31	5m	42	8m		11m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-
2,1	32	5,1		8,1		11,1	
2,2	24	5,2		8,2		11,2	
2,3	38	5,3		8,3		11,3	
2,4	36	5,4		8,4		11,4	
2,5	38	5,5		8,5		11,5	
2,6	40	5,6		8,6		11,6	
2,7	64	5,7		8,7		11,7	
2,8	51	5,8		8,8		11,8	
2,9	70	5,9		8,9		11,9	
3m	75	6m		9m		12m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-

## APÊNDICE B

## Gráfico de percussão do ensaio DPL – Furo 01



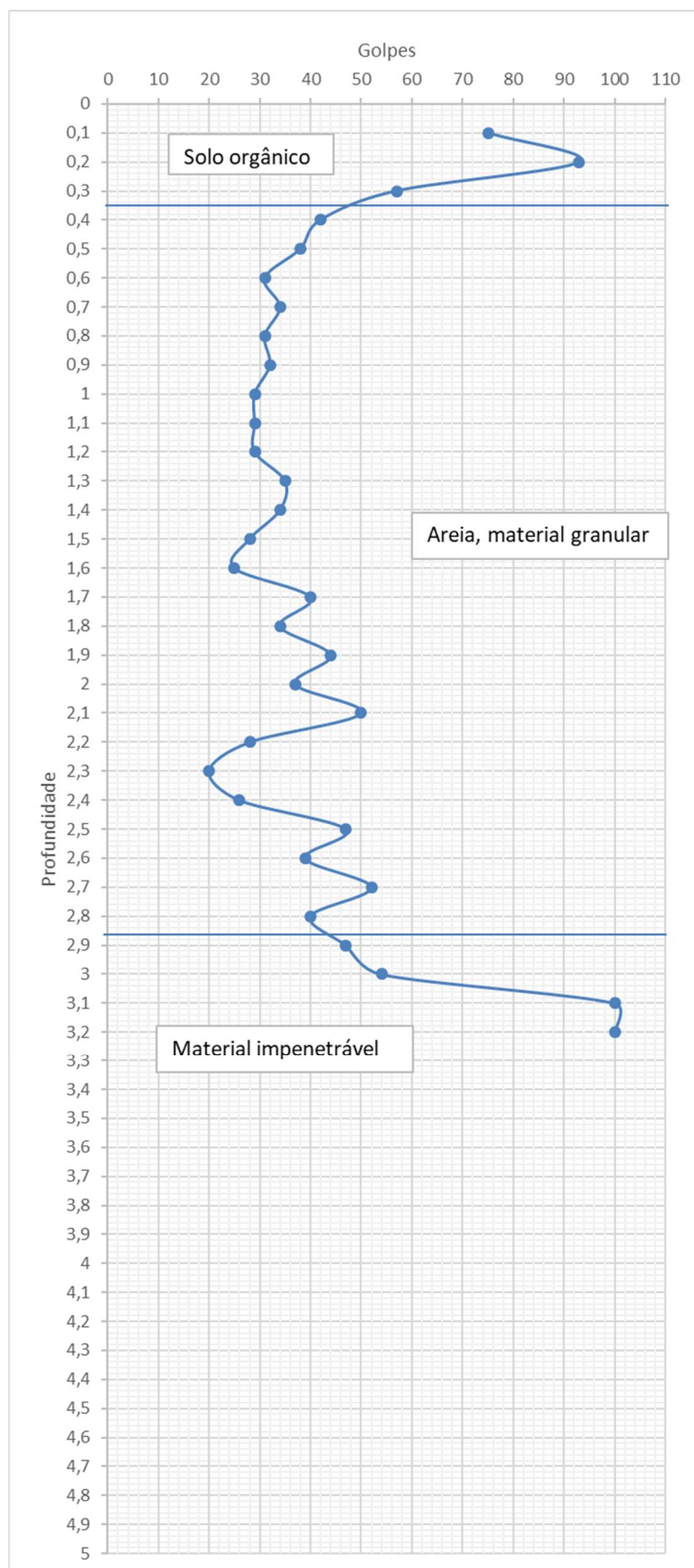
## APÊNDICE C

Tabela com anotações do ensaio DPL – Furo 02

BOLETIM DE SONDAGEM DPL NILSSON							
PROJETO:		DATA:		HORA in/fim:			
SONDADOR:		FURO:		COTA		NA:	
PROF	N10	PROF	N10	PROF	N10	PROF	N10
0,1	75	3,1	100	6,1		9,1	
0,2	93	3,2	100	6,2		9,2	
0,3	57	3,3	67	6,3		9,3	
0,4	42	3,4		6,4		9,4	
0,5	38	3,5		6,5		9,5	
0,6	31	3,6		6,6		9,6	
0,7	34	3,7		6,7		9,7	
0,8	31	3,8		6,8		9,8	
0,9	32	3,9		6,9		9,9	
1m	29	4m		7m		10m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Giro 3</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-
1,1	29	4,1		7,1		10,1	
1,2	29	4,2		7,2		10,2	
1,3	35	4,3		7,3		10,3	
1,4	34	4,4		7,4		10,4	
1,5	28	4,5		7,5		10,5	
1,6	25	4,6		7,6		10,6	
1,7	40	4,7		7,7		10,7	
1,8	34	4,8		7,8		10,8	
1,9	44	4,9		7,9		10,9	
2m	37	5m		8m		11m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-
2,1	50	5,1		8,1		11,1	
2,2	28	5,2		8,2		11,2	
2,3	20	5,3		8,3		11,3	
2,4	26	5,4		8,4		11,4	
2,5	47	5,5		8,5		11,5	
2,6	39	5,6		8,6		11,6	
2,7	52	5,7		8,7		11,7	
2,8	40	5,8		8,8		11,8	
2,9	47	5,9		8,9		11,9	
3m	54	6m		9m		12m	
<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-	<i>Torque 1</i>	-
<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-	<i>Torque 2</i>	-
<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-	<i>Chave</i>	-

## APÊNDICE D

## Gráfico de percussão do ensaio DPL – Furo 02





## APÊNDICE E

### Tabela com resultados do ensaio de Granulometria

Determinação do Teor de Umidade			Resumo da Granulometria - DNER						
Cápsula	Nº	22							
Cápsula + solo úmido	g	78,060	Pedregulho (d>2,00mm)		12				
Cápsula + solo seco	g	77,810	Areia Grossa (0,42mm<d≤2mm)		16				
Tara da cápsula	g	28,060	Areia Fina (0,074mm<d≤0,42mm)		35				
Teor de umidade	W(%)	0,50	Silte + Argila (d≤0,074mm)		36				
Fator de correção	FC	0,9950	Total		100				
Amostra total úmida	Atw	2000,00	Areia Total (entre a Pen Nº 10 e a 200)		51				
Amostra total seca	Ats	1991,24							
<b>PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL</b>									
Peneira	Material Retido			% passa	Peneira (mm)				
	Massa g	% Am. Total	% Am. Acum.	Amostra Total					
1 1/2 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	38,1				
1 pol	0,00	0,00	0,00	100,00	25,4				
3/4 pol	23,02	1,16	1,16	98,84	19,1				
3/8 pol	61,97	3,11	4,27	95,73	9,5				
Nº 4	64,94	3,26	7,53	92,47	4,8				
Nº 10	98,64	4,95	12,48	87,52	2,0				
Soma	248,57								
<b>PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL</b>									
Peneira Nº	Material Retido			% passa Amostra Parcial	% passa Amostra Total	Peneiras (mm)	Am. Parcial Úmida-g	100,00	
	Massa g	% Am. Parcial	% Am. Acum.	Amostra Parcial	Amostra Total		Am. Parcial Seca - g	99,50	
16	3,940	3,960	3,960	96,040	84,05	1,20	Amostra: Laboratório de Mecânica dos Solos		
30	5,760	5,789	9,749	90,251	78,99	0,60			
40	7,980	8,020	17,769	82,231	71,97	0,42			
50	5,480	5,508	23,276	76,724	67,15	0,30			
100	19,220	19,317	42,593	57,407	50,24	0,15			
200	15,650	15,729	58,322	41,678	36,48	0,074			
<b>SEDIMENTAÇÃO</b>						Massa de solo utilizada - g:	30,15		
Massa Específica dos Grãos de Solo: g/cm <sup>3</sup>				2,69	Peneira utilizada:	P <sub>10</sub>	100		
Data	Hora da Leitura	Tempo Leitura (min)	Leitura Dens im. Mg/cm <sup>3</sup>	Temperatura °C	Correção Temp. g/cm <sup>3</sup>	Leitura Corrigida Mg/cm <sup>3</sup>	Altura Queda cm	Diâmetro mm	% Amostra Total
		0,5	1,006	25	-	-	16,3991	0,071	11,546
		1,0	1,005	25	-	-	16,3993	0,050	9,622
		2,0	1,003	25	-	-	16,3996	0,035	5,773
		4,0	1,003	25	-	-	15,7960	0,024	5,773
		8,0	1,003	25	-	-	15,7960	0,017	5,773
		15,0	1,003	25	-	-	15,7960	0,013	5,773
		30,0	1,002	25	-	-	15,7962	0,009	3,849
		60,0	1,002	25	-	-	15,7962	0,006	3,849
		120,0	1,002	25	-	-	15,7962	0,004	3,849
		240,0	1,001	25	-	-	15,7963	0,003	1,924
		1500,0							

## APÊNDICE F

### Tabela com os resultados dos ensaios dos Limites de Atterberg

<b>LIMITE DE LIQUIDEZ</b>							
Cápsula	N.º	O51	O52	O53	O54	O55	Operador:
Golpes	g	09	19	27	38	47	
Peso Bruto Úmido	g	17,54	19,35	20,69	21,12	22,19	Data:
Peso Bruto Seco	g	14,91	16,39	17,37	17,91	18,68	
Peso da Cápsula	g	7,41	7,51	6,95	7,15	7,31	Calculista:
Peso da Água	g	2,63	2,96	3,32	3,21	3,51	
Peso do Solo Seco	g	7,50	8,88	10,42	10,76	11,37	<b>LL= 32,1%</b>
Umidade	%	35,07	33,33	31,86	29,83	30,87	
<b>LIMITE DE PLASTICIDADE</b>							
Cápsula	N.º	O56	O57	O58	O59	O60	<b>LP = 22,9%</b>
Peso Bruto Úmido	g	9,17	8,55	9,54	8,53	8,49	
Peso Bruto Seco	g	8,88	8,22	9,24	8,21	8,19	<b>IP= 9,2%</b>
Peso da Cápsula	g	7,57	6,88	7,86	6,87	6,87	
Peso da Água	g	0,29	0,33	0,30	0,32	0,30	Obs:
Peso do Solo Seco	g	1,31	1,34	1,38	1,34	1,32	
Umidade	%	22,14	24,63	21,74	23,88	22,73	

## APÊNDICE G

### Resultados do ensaio de cisalhamento

Cisalhamento Direto - Amostra 01 - Carga 10 kg													
k = 0,1449 kgf/Div do = 6,35 cm Ho = 2,54 cm A <sub>T</sub> = 31,66 cm <sup>2</sup> V <sub>T</sub> = 80,44 cm <sup>3</sup> Pw = 177 g V <sub>smáx</sub> = 1,725 g/cm <sup>3</sup> Wot = 18,2 %													
LEITURAS					DEFORMAÇÕES					Ac (cm <sup>2</sup> )	ζ (kg/cm <sup>2</sup> )	ε (%)	σ (kg/cm <sup>2</sup> )
Lh (mm)	La1 (mm)	La2 (mm)	La3 (mm)	Média	F (kg)	ε <sub>h</sub> (mm)	ε <sub>a</sub> (mm)	ε <sub>L</sub> (mm)	ε <sub>T</sub>				
0,05	0,1	0,1	0,1	0	7,52	0,0013	0,0003	0,0010	0,00016	31,6676	0,23743	0,0020	0,3158
0,1	0,13	0,13	0,13	0	9,77	0,0025	0,0003	0,0022	0,000348	31,6657	0,30868	0,0040	0,3158
0,15	0,16	0,16	0,16	0	12,03	0,0038	0,0004	0,0034	0,000536	31,6639	0,37993	0,0060	0,3158
0,2	0,16	0,16	0,16	0	12,03	0,0051	0,0004	0,0047	0,000736	31,6619	0,37995	0,0080	0,3158
0,25	0,15	0,15	0,15	0	11,28	0,0064	0,0004	0,0060	0,00094	31,6598	0,35623	0,0100	0,3159
Cisalhamento Direto - Amostra 01 - Carga 15 kg													
LEITURAS					DEFORMAÇÕES					Ac (cm <sup>2</sup> )	ζ (kg/cm <sup>2</sup> )	ε (%)	σ (kg/cm <sup>2</sup> )
Lh (mm)	La1 (mm)	La2 (mm)	La3 (mm)	Média	F (kg)	ε <sub>h</sub> (mm)	ε <sub>a</sub> (mm)	ε <sub>L</sub> (mm)	ε <sub>T</sub>				
0,05	0,12	0,12	0,12	0	9,02	0,0013	0,0003	0,0010	0,000152	31,6677	0,28491	0,0020	0,4737
0,1	0,17	0,17	0,17	0	12,78	0,0025	0,0004	0,0021	0,000332	31,6659	0,40365	0,0040	0,4737
0,15	0,2	0,2	0,2	0	15,04	0,0038	0,0005	0,0033	0,00052	31,6640	0,47491	0,0060	0,4737
0,2	0,2	0,2	0,2	0	15,04	0,0051	0,0005	0,0046	0,00072	31,6620	0,47494	0,0080	0,4738
0,25	0,2	0,2	0,2	0	15,04	0,0064	0,0005	0,0058	0,00092	31,6600	0,47497	0,0100	0,4738
0,3	0,21	0,21	0,21	0	15,79	0,0076	0,0005	0,0071	0,001116	31,6581	0,49875	0,0120	0,4738
0,35	0,2	0,2	0,2	0	15,04	0,0089	0,0005	0,0084	0,00132	31,6561	0,47503	0,0140	0,4738
Cisalhamento Direto - Amostra 01 - Carga 20 kg													
LEITURAS					DEFORMAÇÕES					Ac (cm <sup>2</sup> )	ζ (kg/cm <sup>2</sup> )	ε (%)	σ (kg/cm <sup>2</sup> )
Lh (mm)	La1 (mm)	La2 (mm)	La3 (mm)	Média	F (kg)	ε <sub>h</sub> (mm)	ε <sub>a</sub> (mm)	ε <sub>L</sub> (mm)	ε <sub>T</sub>				
0,05	0,29	0,29	0,29	0	21,80	0,0013	0,0007	0,0005	0,000084	31,6684	0,68853	0,0020	0,6315
0,1	0,42	0,42	0,42	0	31,58	0,0025	0,0011	0,0015	0,000232	31,6669	0,99722	0,0040	0,6316
0,15	0,46	0,46	0,46	0	34,59	0,0038	0,0012	0,0026	0,000416	31,6651	1,09226	0,0060	0,6316
0,2	0,38	0,38	0,38	0	28,57	0,0051	0,001	0,0041	0,000648	31,6628	0,90237	0,0080	0,6317
0,25	0,38	0,38	0,38	0	28,57	0,0064	0,001	0,0054	0,000848	31,6608	0,90242	0,0100	0,6317
0,3	0,4	0,4	0,4	0	30,08	0,0076	0,001	0,0066	0,00104	31,6588	0,94998	0,0120	0,6317