

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM ATERRO HIDRÁULICO  
SOBRE ARGILA MOLE**

**GUILHERME MÓSSO DE AZEVEDO CALDAS**

**MURILO GOMES GONÇALVES**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
AGOSTO – 2012**

# **ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM ATERRO HIDRÁULICO SOBRE ARGILA MOLE**

**GUILHERME MÓSSO DE AZEVEDO CALDAS**

**MURILO GOMES GONÇALVES**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. D.Sc Fernando Saboya

Co-orientador: Prof. D.Sc Sérgio Tibana

**UNIVERSIDADE ESTADUAL NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ  
AGOSTO – 2012**

# **ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM ATERRO HIDRÁULICO SOBRE ARGILA MOLE**

**GUILHERME MÓSSO DE AZEVEDO CALDAS**

**MURILO GOMES GONÇALVES**

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 16 agosto de 2012.

Comissão Examinadora:

---

Prof. D.Sc Fernando Saboya Albuquerque Jr. – UENF

---

Prof. D.Sc Sérgio Tibana – UENF

---

Prof. D.Sc Rodrigo Martins Reis – UENF

---

Prof. D.Sc Aldo Durand Farfán– UENF

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por tudo de bom que acontece na minha vida, e por me fazer aprender lições das coisas ruins.

Aos meus pais, Oscar Da Silva Gonçalves e Alminda Gomes De Jesus Gonçalves, por sempre estarem ao meu lado nos momentos difíceis que passei ao longo da faculdade, e por me darem sempre as melhores condições possíveis para que eu pudesse alcançar essa vitória. Nos momentos mais difíceis da nossa família, jamais me deixaram sem condição de estudos e principalmente, jamais me faltou amor e carinho. Não há forma de retribuir tudo que vocês fizeram por mim, mas eu sei que a conclusão desta etapa na minha vida deixam vocês muito orgulhosos.

A minha irmã querida Kelly, que sempre foi meu porto seguro para me acalmar, e me ensinar tudo que a vida tem para me oferecer, sempre que precisei ou me senti desconfortável com algo.

A minha família toda, em especial meus primos: Dalila, Karen, Carol, Nanda, Danilo, Daniela, Denga, Lu, Le, Bruno, Renan, Ike, Naiara, Marinna, Bruna, Saulo, Adriano, Chico. Aos três últimos serei sempre grato, pois crescemos juntos na época mais importante de uma pessoa, e aprendi com eles o significado de lealdade, honra, amizade, os valores e princípios de como ser uma pessoa correta.

Meus tios, Carlos, Zinha, Cris, Serginho Tata, Vina, Otávio, Tõe, Gordo, Darlene, Tingo, Paulinho, Sandra, Solange, Wesley, Célia, Aldair, Nelsinho, Marlene, Glennys, Maximo, e todos os outros não menos importantes.

Aos meus avós Cidária e Otaviano.

Em memória aos meus avós, Leontina, Alexandre.

Ao professor Sergio Tibana, que no momento mais difícil da faculdade, me motivou a estudar quando eu queria abandonar tudo.

Ao professor Fernando Saboya por acreditar neste projeto desde o início, e nos orientar sempre que precisamos.

A todos amigos que tive na faculdade, em especial: Tiago Mussi, Digão, Manoel, Carlos Diego, Murilo, Emerson, Bernardo, Heitor, Rômulo, Brandão, Feijão, Adalberto, Arthur, Perene, Helder, Tainá, Julia e muitos outros.

Agradeço sempre ao meu amigo e parceiro de projeto final Guilherme, por sempre ser amigo, independente de discussão, a amizade sempre prevaleceu, pois soube separar as coisas, se tornando meu principal amigo na faculdade e na vida.

Por ultimo deixei para agradecer à pessoa mais especial da minha vida, minha namorada Dayani Da Penha Rossi, por sempre estar ao meu lado, me fazendo feliz, e me apoiando sempre. Obrigado meu amor, por tudo que passamos juntos, as dificuldades, as alegrias, e os momentos sempre especiais ao seu lado. Te amo e essa vitória é nossa, pois eu sei que você sofreu junto comigo esses anos todos para que esse dia chegasse.

MURILO GOMES GONÇALVES

Agradeço a Deus, por ouvir até mesmo os que não merecem ser ouvidos.

Aos meus pais Denise Mósso de Azevedo Caldas e Henevaldo da Silva Caldas, pela educação, amor, carinho. Enfim, por terem sido fundamentais na minha formação.

Ao amigo irmão Murilo Gonçalves, pela parceria, companheirismo, por ter me ajudado quando tudo parecia muito difícil. Sem ele este projeto jamais estaria concluído.

A minha namorada Michelle Santoro, por aturar meu stress nas vésperas de provas, e por sempre estar ao meu lado em momentos bons e ruins.

Aos professores Fernando Saboya e Sérgio Tibana, pela orientação e disponibilidade.

Aos vários amigos da República Babilônia, pois com amigos e festas a faculdade e a vida ficam mais fáceis.

A todos os outros amigos e colegas, que durante estes anos me ajudaram de alguma forma. Divido esta vitória com todos vocês.

GUILHERME MÓSSO DE AZEVEDO CALDAS

## SUMÁRIO

RESUMO .....	IX
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES ..	XII
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO .....	1
CAPÍTULO II – MATERIAIS E MÉTODOS .....	8
CAPÍTULO III – ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	9
CAPÍTULO IV – CÁLCULO DO RECALQUE .....	25
CAPÍTULO V – ANÁLISE DA ESTABILIDADE.....	32
CAPÍTULO VI – CONCLUSÃO.....	38
BIBLIOGRAFIA.....	40
ANEXO 1 .....	42
ANEXO 2 .....	43
ANEXO 3 .....	44
ANEXO 4 .....	45
ANEXO 5 .....	46
ANEXO 6 .....	47
ANEXO 7 .....	48
ANEXO 8 .....	49
ANEXO 9 .....	50
ANEXO 10 .....	51
ANEXO 11 .....	52
ANEXO 12 .....	53
ANEXO 13 .....	54
ANEXO 14 .....	55
ANEXO 15 .....	56
ANEXO 16 .....	57





## RESUMO

O objetivo do projeto estudado e analisado, foi estabelecer condições para realização de aterros hidráulicos sobre depósitos de solos moles, objetivando a previsão do comportamento da fundação deste aterro em relação às deformações e rupturas.

O material constituinte foi caracterizado para a construção do aterro com respeito à granulometria e devidas características físicas e método de lançamento.

Quanto às fundações sobre solo mole, previsão de recalques por adensamento foram feitas, bem como interpretação de resultados de instrumentação no decorrer da obra visando: deformações e capacidade de suporte.

As análises de estabilidade foi possível com o auxílio do software Slope/w da GeoSlope® Studio International.

Palavras chave: Argila mole, Aterro Hidráulico, Estabilidade, Recalque

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil do aterro analisado.....	7
Figura 3 – Exemplo de Curva Deformação x Tempo.....	11
Figura 3.1 – Exemplo de resultado Experimental/Teórico – Método de Taylor.....	12
Figura 3.2 – Porcentagem Média de Adensamento x Fator Tempo.....	13
Figura 3.3 – Exemplo de Curva Índice de vazios x Pressão.....	14
Figura 3.4 – Esquema do ensaio Triaxial.....	15
Figura 3.5 – Figura demonstrativa de ensaio SPT.....	19
Figura 3.6 – Figura demonstrativa de materiais utilizados no ensaio Vane Test.....	19
Figura 3.7 – Figura demonstrativa do ensaio Vane Test.....	21
Figura 3.8 – Perfis de sondagem.....	23
Figura 3.8.1 – Perfis de sondagem.....	24
Figura 3.8.2 – Curva de distribuição normal.....	24
Figura 4 – Perfil do aterro.....	29
Figura 4.1 – Curva fator tempo x % de adensamento.....	30
Figura 4.2 – Gráfico recalque x tempo.....	32
Figura 5.3 – Entrada com os parâmetros no SLOPE/W.....	34
Figura 5.4 – Modelagem no SLOPE/W.....	35
Figura 5.5 – Resultados do SLOPE/W.....	36
Figura 5.6 – Superfície de ruptura.....	37

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3 – Ensaio palheta.....	20
Tabela 4 – Tempo por porcentagem de recalque.....	31
Tabela 5.1 – Determinação do ângulo de atrito da areia a partir do NsPT médio (NBR-6484, adaptado).....	28
Tabela 5.2 – Dados de entrada no SLOPE/W.....	28

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

SP: São Paulo

$e$ : índice de vazios

$C_c$ : índice de compressão

$C_r$ : índice de recompressão

$\sigma_v$ : tensão vertical

$\sigma_n$ : tensão normal

SPT: Standard Penetration Test

$\phi$ : ângulo de atrito do solo

$c$ : coesão do solo

$S_u$ : resistência não drenada do solo

$N_{SPT}$ : números de golpes do ensaio spt

$\gamma$ : peso específico do solo

$H_o$ : altura inicial

$H_f$ : altura final

$\Delta H$ : variação da altura

$H_m$ : altura média

$c_v$ : coeficiente de adensamento

$a_v$ : módulo de compressibilidade vertical

$m_v$ : coeficiente de compressibilidade vertical

N.A.: nível da água

$\sigma_t$ : tensão efetiva normal

$\bar{\sigma}_a$ : tensão de pré-adensamento

$\bar{\sigma}_{at}$ : tensão causada pelo aterro

$\bar{\sigma}_i$ : tensão efetiva

$\bar{\sigma}_f$ : tensão final

$\mu$ : poropressão

$z$ : distância entre a linha d'água e o ponto de recalque

$\gamma_w$ : peso específico da água

$\rho$ : recalque no tempo infinito

$\rho t$ : recalque em função do tempo

$H$ : espessura da camada

$e_a$ : índice de vazios inicial

$h$ : altura

$\Gamma$ : fator tempo

$k$ : coeficiente de permeabilidade

$t$ : tempo

$H_d$ : distância de percolação máxima

$U$ : porcentagem de recalque



## **CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO**

### **1.1) Histórico**

O aterro hidráulico é um método construtivo em que o aterro é construído com material transportado por um fluxo de água. Quando a fonte do material (área de empréstimo) está topograficamente mais elevada do que o local onde será implantado o aterro, o fluxo ocorre devido à gravidade, caso contrário são usadas bombas (dragas) que sugam e impulsionam a mistura de material sólido e água até a área onde será depositado.

Este método tem sido muito usado em aterros subaquáticos, quando o material a ser usado provém de uma área de empréstimo subaquática. Exemplos: Aterro do Flamengo, Avenida Beira-Mar, Aeroporto Internacional Tom Jobim, todas no Rio de Janeiro.

Nestes casos, o material, geralmente areia, é dragado da área de empréstimo e lançado diretamente na área onde será feito o aterro, em continuidade da praia, ou dentro de uma área onde os limites do aterro são feitos ou com blocos de rochas (enrocamento) ou com uso de geossintéticos. Esta proteção visa segurar o aterro dentro da área desejada, evitando sua dispersão, enquanto não ocorre sua compactação, e proteção de sua base contra a erosão.

O histórico das barragens construídas com a técnica de aterros hidráulicos tem revelado muitos insucessos com relação ao desempenho e estabilidade deste tipo de estrutura.

De uma maneira geral, os problemas estão associados às características dos projetos e a falta de controle da metodologia construtiva. Estes problemas foram tão importantes, gerando inúmeras rupturas, que culminaram no abandono da técnica do aterro hidráulico no ocidente, principalmente com a finalidade de construção de barragens de acumulação de água.

É importante notar que justamente com a perda da eficiência e a detecção do baixo controle geotécnicos dos aterros hidráulicos, o desenvolvimento das técnicas de compactação contribuíram fortemente para a marginalização desta metodologia. Todo o respaldo tecnológico e controle construtivo deram suporte a técnica de aterros compactados em detrimento à aleatória tecnologia da hidromecanização.

Parece estranho imaginar que uma tecnologia tão antiga, pudesse de uma forma imediata ser esquecida e considerada como responsável por todos os problemas de ruptura. Observa-se que durante anos o processo de hidromecanização foi utilizado na construção de diques, desvios de rios, barragens de contenção de cheias e era a única forma econômica e viável de construir estas estruturas. É claro que o desenvolvimento da ciência revelou incertezas e problemas que o empirismo ou a própria experiência não puderam responder. No entanto não se pensou em desenvolver, naquela época, técnicas de projeto e metodologias construtivas que minimizassem os riscos de rupturas, e assim a técnica de aterro hidráulico foi abandonada.

Pelo acompanhamento histórico sobre o desenvolvimento da técnica de aterros hidráulicos, sabe-se que a ruptura da Barragem de Fort Peck nos Estados Unidos no ano de 1938, pôs fim à tecnologia de aterros hidráulicos no mundo ocidental, fazendo com que o termo aterro hidráulico fosse sempre associado à liquefação. Contudo, o problema não era da técnica de aterros



hidráulicos mas relacionados à inobservância de normas de controle construtivos já impostas(HAZEN, 1920) e que não eram seguidas, como foi o caso de Fort Peck.

No Brasil a hidromecanização representou um papel importante nas construções de barragens entre 1906 e 1945, entretanto estas barragens apresentavam um baixo controle geotécnico, sendo relatadas algumas rupturas relacionadas aos altos valores de índices de vazios e às baixas densidades. De uma forma geral, os aterros brasileiros apresentaram problemas na fase de projeto e durante a construção. A falta de controle do método de lançamento foi também o principal responsável pelas dúvidas e incertezas do método no Brasil, principalmente aplicado na construção de barragens para fins hidroelétricos. Contudo, na década de 80, houve uma tentativa de resgate desta técnica pela viabilização de um projeto pioneiro envolvendo a construção da Barragem de Porto Primavera, no Rio Paraná. A tecnologia empregada seria de aterro hidráulico, usando a metodologia construtiva baseada nas recomendações da técnica soviética. Embora tenha sido comprovada a viabilidade e a vantagem econômica do método, optou-se pela utilização da técnica de aterro compactado.

O que se observa é que, embora vista com restrições, a técnica de aterro hidráulico pode ser considerada viável, principalmente se forem analisadas as características básicas dos projetos, os materiais utilizados e principalmente a metodologia construtiva, isto é, o método de lançamento.

Contudo, mesmo abandonada no contexto das barragens convencionais a técnica de aterro hidráulico sobreviveu devido à sua aplicabilidade no processo de disposição de rejeitos. A imposição de técnicas de baixo custo, as características dos rejeitos, as condições de transporte, geralmente por via

hidráulica, foram fundamentais na manutenção da técnica na prática corrente da maioria das atividades de mineração.

Mas mesmo sendo uma técnica atrativa para as mineradoras, as barragens de rejeitos construídas com a técnica de aterro hidráulico não apresentavam um controle técnico rigoroso, possivelmente pelo descaso técnico que era associado a estas obras no passado. Atualmente, pelas imposições dos órgãos ambientais e mesmo devido aos riscos associados às obras envolvendo grandes volumes de rejeitos construídas recentemente, o panorama geral de controle e segurança, destes empreendimentos têm mudado. Muitos estudos tem sido propostos desde a década de 70 atraindo pesquisadores como MITTAL & MORGENSTERN (1975), KLOHN(1981), VICK(1983), buscando entender o comportamento dos aterros hidráulicos e garantir a sua segurança. Estes estudos têm se baseado em metodologias de construção adequadas revendo as causas das rupturas e avaliando os métodos construtivos empregados.

Dentro desta característica o Comitê Internacional de Grandes Barragens(ICOLD, 1989) tem destacado os riscos associados às barragens construídas no passado, principalmente pelo método de montante em que o controle de qualidade bastante precário resultou em numerosos processos de ruptura. Este mesmo tipo de experiência foi reportado por VALENZUELA (1996) para as barragens de rejeito construídas no Chile e sujeitas a condições sísmicas muito severas. A falta de controle técnico fez com que o método de montante fosse eliminado da prática chilena e no Brasil este método tem sido desaconselhado pela norma brasileira(ABNT, 1993).

Entretanto, o que se observa é que existe uma tendência de avaliar o comportamento dos aterros hidráulicos, mas toda a possibilidade de

aperfeiçoamento tecnológico esbarra nas dificuldades associadas ao controle de qualidade e à complexidade dos métodos de lançamento. Não se pode admitir que uma tecnologia tão importante seja desprezada pelas dificuldades técnicas associadas ao método de aterro hidráulico e nem que os problemas relacionados ao controle de lançamento interrompa ou simplesmente elimine este modelo de aterro. Sabe-se que existem muitas variáveis interferindo no processo de formação destas estruturas, mas que o controle de campo e as simulações em laboratório tentem a gerar dados capazes de melhorar a qualidade técnica dos aterros hidráulicos e no futuro poderão possivelmente estabelecer uma metodologia construtiva viável e segura para os aterros hidráulicos, principalmente quando aplicados às barragens de rejeitos.

Como qualquer obra de aterro, o perfeito conhecimento da geologia do subsolo local é condição essencial, de forma a se prever os recalques do terreno e dimensionar uma perfeita e rápida drenagem da água do material de empréstimo e do material do substrato, devido à compactação.

A presença de material plástico (argilas) no subsolo pode acarretar consideráveis recalques. A argila, ao ser expulsa, flui para as bordas do aterro. Este é um problema recorrente em obras civis construídas em baixadas e mangues. Já houve casos onde o refluxo de argila chegou a dezenas de metro de distância, pressionando as bases de pilares de pontes construídas anteriormente.

Nas últimas décadas tivemos um aumento significativo de obras em depósitos de argilas moles no Brasil, e com isso houve um aprofundamento nos estudos das propriedades geomecânicas de solos, bem como sua ocorrência. Podemos incluir nesses estudos o comportamento de depósitos de argilas localizadas na costa brasileira. Isso devido ao grande número de obras

marítimas, portos, pontes, aeroportos, parques industriais e muitas outras obras de grande importância. Estes estudos também se devem às novas técnicas de investigação de subsolo implementadas, bem como a incorporação da experiência internacional.

Apesar de o assunto apresentar hoje um nível considerável de estudo, os aterros sobre solos moles causam ainda preocupação aos projetistas tanto no que diz respeito a rupturas locais e globais como a recalques inesperados. Vários casos de colapso de aterros podem ser citados e quase em sua totalidade o motivo da maioria do mesmo é a falta de investigações geotécnicas necessárias para definir melhor os parâmetros e/ou uma interpretação errônea desses.

Aterros sobre solos moles são construídos com vários objetivos, pode-se citar como exemplo os aterros rodoviários, ferroviários e de barragens de terra, entre outros. Estes tipos de obras, apesar de extensivamente estudadas, requerem dos projetistas e construtores muita atenção e cuidado para não tornar o empreendimento demasiadamente caro. Não só a concepção final da obra mas também as etapas construtivas devem ser cuidadosamente verificadas e planejadas.

Da concepção de aterros sobre solos moles depreendem-se alguns problemas correlacionados do ponto de vista técnico (Massad, 2003):

- a) a estabilidade dos aterros logo após a construção; e
- b) os recalques dos aterros ao longo do tempo

Do ponto de vista construtivo, os problemas dizem respeito:

- a) Ao tráfego dos equipamentos de construção;

b) Ao amolgamento da superfície do terreno, face ao lançamento do aterro; e

c) Aos riscos de ruptura durante a construção, o que pode afetar a integridade de pessoas envolvidas com as obras e provocar danos aos equipamentos.

## 1.2) Objetivo

O projeto proposto tem como objetivo verificar a estabilidade da fundação de um aterro hidráulico e calcular o recalque devido à construção do mesmo. Foram realizadas análises de estabilidade da fundação utilizando o software GeoStudio<sup>tm</sup> SLOPE/W.

As análises das seções foram feitas considerando os dados dos ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios realizados foram SPT, Compressão Triaxial UU e Adensamento Oedométrico.

## 1.3) Descrição do Aterro

O Aterro proposto tem a finalidade voltada ao minério, ou seja, suportará empilhadeiras e estoque de minério. O estudo de estabilidade do mesmo foi desenvolvido para a construção na área de um porto.

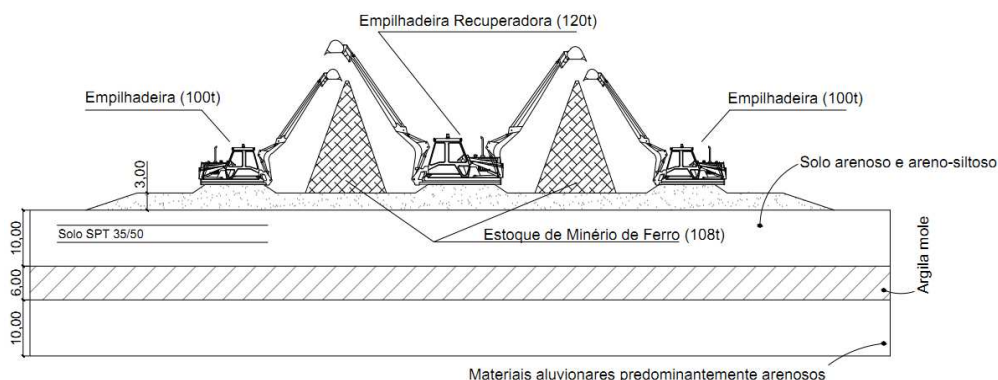


Figura 1 – Perfil do aterro analisado

#### **1.4) Softwares utilizados**

AutoDesk AutoCad – desenvolvimento de projeto com detalhamento das seções transversais;

GeoStudio<sup>tm</sup> SLOPE/W – verificação da análise da estabilidade do aterro;

Microsoft Office Excel – desenvolvimento de planilhas;

### **CAPÍTULO II - MATERIAIS E MÉTODOS**

Primeiramente, foram obtidos dados de um projeto semelhante, de aterro hidráulico, e foi projetado o perfil do caso:

Os valores dos pesos aproximados das empilhadeiras, foram pesquisados e os valores encontrados são de:

- Empilhadeira de recuperação: 120 toneladas
- Empilhadeira comum: 100 toneladas

O solo em questão, é composto por 3 camadas:

- Camada 1 – O horizonte superficial é constituído em sua quase totalidade por solos arenosos e areno-siltosos, via de regra com média a alta compactidade, apresentando espessuras variáveis entre valores de ordem de 10 a 15 metros.

- Camada 2 - Este horizonte é constituído por depósitos sedimentares de material argiloso e siltoso de baixa consistência, apresentando espessuras variáveis entre valores da ordem de 3 a 9 metros. Tal horizonte se constitui na

principal camada tanto que se refere aos estudos de estabilidade quanto às estimativas de deformações por adensamento.

- Camada 3 - Este horizonte é formado por um pacote de materiais aluvionares predominantemente arenosos, mas com intercalações de estratos delgados de material fino, apresentando compacidade média a alta. Tal horizonte, por sua elevada profundidade, alta resistência e pequena deformabilidade, bem como por se situar subjacente à camada de baixa compacidade suscetível aos recalques e com menor resistência ao cisalhamento, acaba servindo como delimitador dos diferentes perfis geológico-geotécnicos de cálculo.

O presente estudo, refere-se à camada 2, no qual se encontra a argila-mole, e foi tratado como uma camada de 6 m de altura.

## **CAPÍTULO III – ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO**

### **3.1 – ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO**

#### **Objetivo:**

Realização do ensaio de adensamento em corpo de prova indeformado de solo. Construção de curvas que relacionam deformações com o tempo e índices de vazios com pressões.

#### **Equipamentos:**

- Prensa devidamente equipada com a célula de adensamento (edômetro);
- Instrumento (extensômetro mecânico ou transdutor elétrico de deslocamento) para a realização das medidas de deformações;
- Jogos de pesos para transmissão de pressão ao corpo de prova;

- Cronômetro para o acompanhamento dos tempos de leituras.

### **Preparação do Corpo de Prova:**

O corpo de prova, sem sofrer deformações, é talhado através do próprio molde cilíndrico usado na prensa. Instala-se o corpo de prova entre duas pedras porosas, no edômetro, o qual deve estar cheio de água para a saturação por 24 horas.

### **Procedimento Experimental:**

Aplica-se uma determinada pressão no corpo de prova e realizam-se leituras no extensômetro nos instantes 15 e 30s, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min etc, até que haja estabilização das deformações. Dobra-se a carga aplicada e procede-se como descrito anteriormente.

### **Cálculos:**

Índice de Vazios num instante qualquer:  $e = h/h_s - 1$ , sendo  $h_s = h_o / (1+e_o)$ , onde:  $e$  - índice de vazios;  $h$  - altura do corpo de prova no dado instante;  $h_s$  - altura reduzida do corpo de prova (altura de sólidos);  $h_o$  - altura inicial do corpo de prova;  $e_o$  - índice de vazios inicial. Pressão Aplicada= Carga aplicada/Área do corpo de prova.

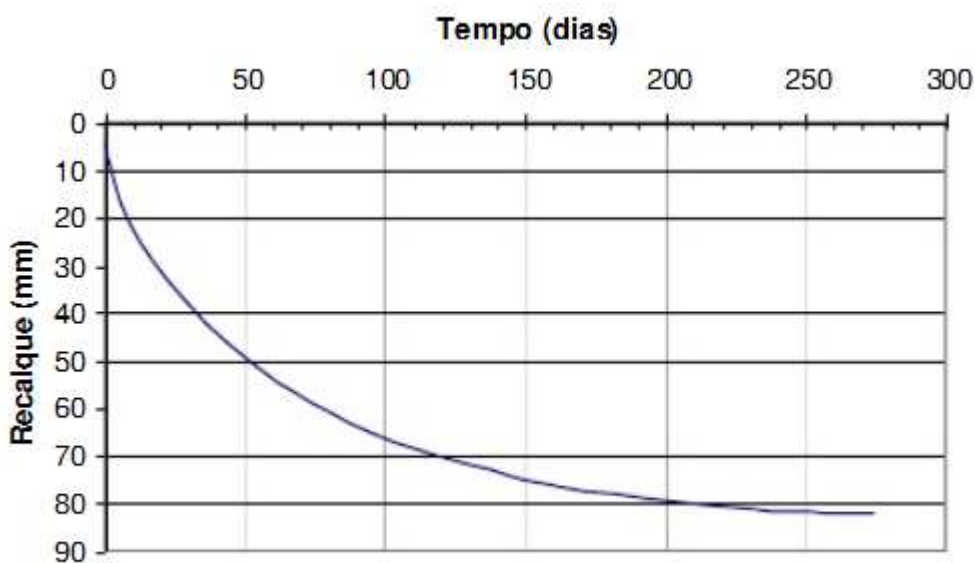
### **Resultados:**

*Curva Recalque-Tempo* - Marca-se os valores das deformações nas ordenadas em escala aritmética e dos tempos nas abscissas, para cada estágio de carga. O adensamento total ( $U=100\%$ ) ocorrerá no ponto de interseção das tangentes à parte central acentuada da curva. O adensamento nulo ( $U=0\%$ ) será determinado escolhendo-se dois instantes  $t$  e  $4t$  em cima da curva.



Obtém-se a diferença entre suas ordenadas e este valor é lançado verticalmente acima da ordenada correspondente a t. A leitura no eixo das deformações será o valor procurado. O adensamento 50% será lido exatamente a meio caminho entre U=100% e U=0%. O valor do tempo para os 50% de adensamento servirá para que o coeficiente de adensamento (cv) seja calculado através da relação:

$$C_v = 0,197 \times (H_d)^2 / t_{50}$$

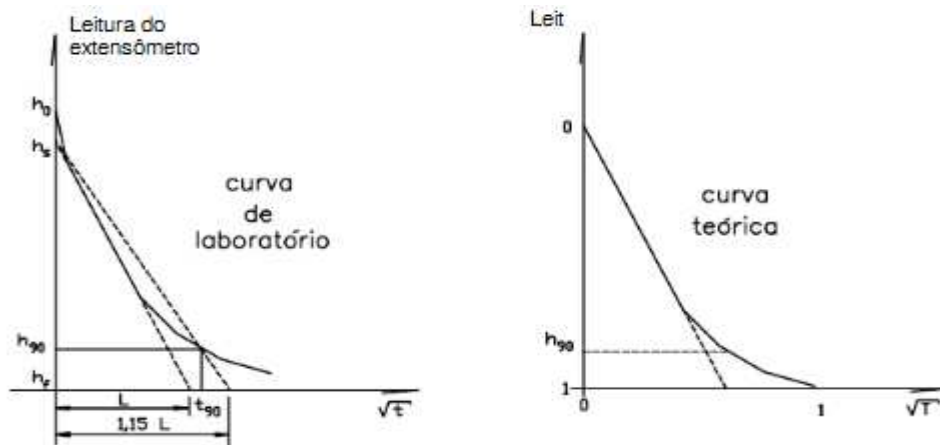


**Figura 3 - Exemplo de curva Recalque x Tempo**

Além desta metodologia, o coeficiente de adensamento (cv) também pode ser obtido através do método de Taylor. Neste método, o deslocamento vertical é plotado em função da raiz do tempo.

Na Figura 3.1 estão vemos um exemplo de resultados de um ensaio em conjunto com a curva teoricamente esperada. A curva teórica é uma reta até cerca de 60% de adensamento e ao final do adensamento, os deslocamentos verticais tendem a ser nulos. Na prática, observa-se diferença nos instantes

inicial e final do ensaio. A curvatura inicial é atribuída a eventual existência de ar na montagem do ensaio e as deformações medidas são relacionadas a ajustes do equipamento. Assim sendo, o método sugere uma correção do trecho inicial através da linearização da curva nesta região.



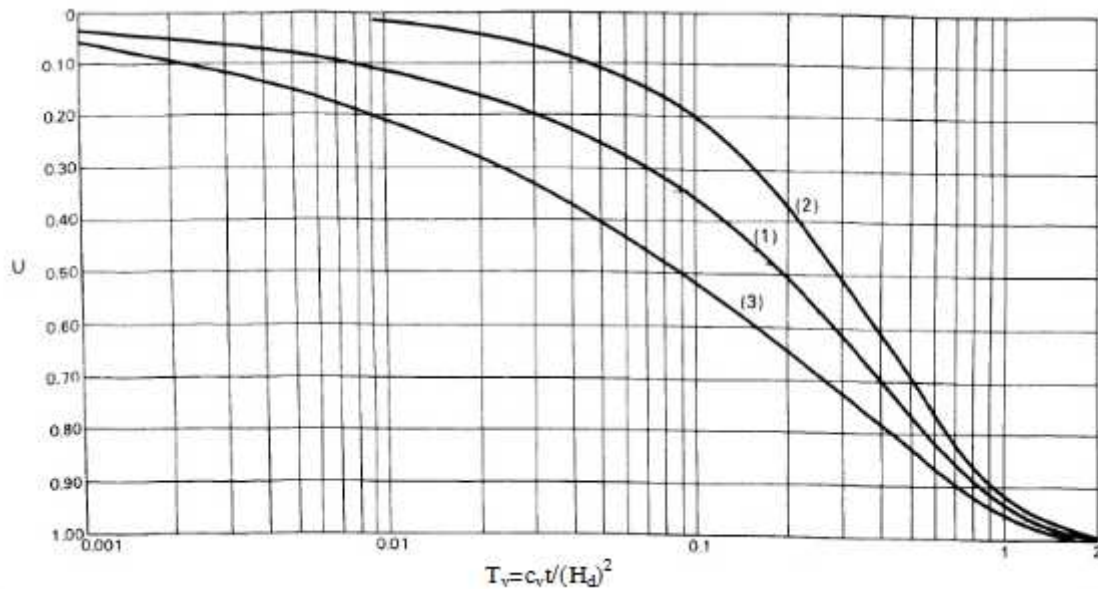
**FIGURA 3.1 – Exemplo de resultado Experimental/Teórico - Método de Taylor**

Após aplicada a correção inicial, o método propõe o traçado de uma segunda reta, coincidindo com a primeira no tempo zero e tendo todas as abscissas 1,15 vezes maior que as correspondentes à primeira reta. O ponto de interseção entre a segunda reta e a curva de ensaio corresponde a um tempo associado a uma porcentagem de adensamento de 90% ( $t_{90}$ ).

Conhecendo-se o tempo real correspondente a 90% de adensamento ( $t_{90}$ ) é possível determinar o fator tempo associado ( $T_{90}$ ) consultando a Figura 3.2. O coeficiente de adensamento fica então calculado pela equação abaixo:

$$U = 90\% \Leftrightarrow T_{90} = 0,048$$

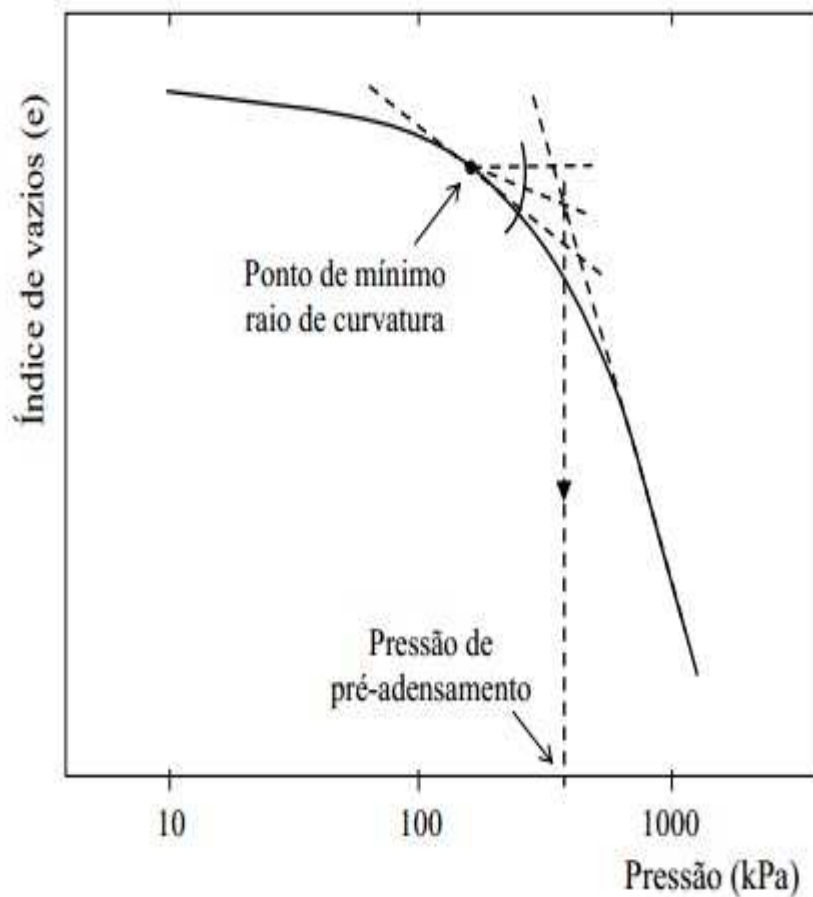
$$C_v = \frac{0,048 \times Hd^2}{t_{90}}$$



**Figura 3.2 – Percentagem Média de Adensamento x Fator Tempo**

*Curva Índice de Vazios-Pressão* - Marca-se os valores dos índices de vazios em escala aritmética, nas ordenadas, e as pressões em escala logarítmica, nas abscissas. Deste gráfico é extraído o índice de compressão ( $c_c$ ), o qual define a inclinação da reta virgem:

$$C_c = (e_1 - e_2) / (\log p_2 - \log p_1)$$



**Figura 3.3 – Exemplo de curva Índice de vazios x Pressão**

Para obtenção da pressão de pré-adensamento procede-se da seguinte maneira: por um ponto de maior curvatura traça-se uma tangente à curva e um segmento de reta horizontal. A bissetriz do ângulo formado por essas duas linhas interceptará o prolongamento do trecho reto num certo ponto, cujo valor lido nas abscissas é a pressão de pré-adensamento do solo ensaiado.

### 3.2 – ENSAIO TRIAXIAL

O ensaio de compressão triaxial é feito moldando-se um corpo de prova cilíndrico, a partir de uma amostra de solo, o qual é colocado dentro de uma câmara de ensaio envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água, à qual se aplica uma pressão, que é chamada pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio. No ensaio com carga controlada é aplicada uma carga constante no pistão que penetra na câmara, e no ensaio de deformação controlada o pistão é deslocado para baixo com velocidade constante.

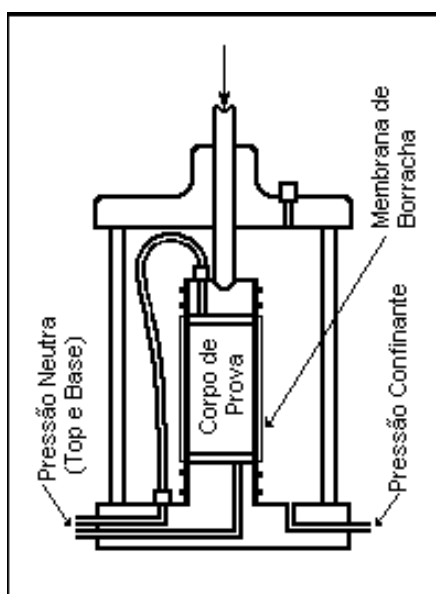


Figura 3.4 – Esquema do ensaio triaxial

A partir dos dados obtidos no ensaio, é possível traçar o círculo de Mohr correspondente à situação de ruptura. Com os círculos de Mohr determinados em ensaios feitos em outros corpos de prova, é possível traçar a envoltória de resistência conforme o critério de Mohr. Através deste ensaio é possível ter-se uma idéia do comportamento tensão-deformação de um dado solo.

Durante o ensaio, pode-se drenar a água da amostra por meio de pedras porosas colocadas no topo e na base do corpo de prova. O ensaio pode ser feito de tres maneiras distintas:

- **Consolidado Drenado (CD - consolidated drained)** - após aplicar a pressão confinante, espera-se que a pressão neutra se dissipe (fase de consolidação ou adensamento da amostra) para dar início à compressão axial. Durante a execução do ensaio, a compressão axial é feita lentamente, para permitir a drenagem e a dissipação da pressão neutra.
- **Consolidado Não drenado (CU - consolidated undrained)** - espera-se que a pressão neutra se dissipe após aplicar a pressão confinante e, durante a execução do ensaio, não é feita a drenagem.
- **Não consolidado Não drenado (UU - consolidated undrained)**- logo após a aplicação da tensão confinante é iniciada a compressão triaxial, sem aguardar a dissipação da pressão neutra. Durante a execução do ensaio não é feita a drenagem.

### **3.3 – SONDAGEM SPT (STANDARD PENETRATION TEST)**

Sondagem SPT também conhecido como sondagem à percussão ou sondagem de simples reconhecimento, é um processo de exploração e reconhecimento do subsolo, largamente utilizado na engenharia civil para se obter subsídios que irão definir o tipo e o dimensionamento das fundações que servirão de base para uma edificação.

O projeto de fundações é uma etapa importante de qualquer construção, de todos os portes. Afinal, é sobre a fundação que repousa todo o peso da obra, e de nada adianta construir sobre uma base instável

Para informações de caracterização que possibilitam a elaboração do perfil do solo, o teste mais econômico e elucidativo é o ensaio SPT. A partir dele o projetista de fundações poderá solicitar exames mais específicos, caso ache necessário.

Os materiais utilizados neste ensaio são:

- i) Tripé equipado com sarriho, roldana e cabo;
- ii) Tubos metálicos de revestimento, com diâmetro interno de 63,5mm;
- iii) Hastes de aço para avanço da perfuração, com diâmetro interno de 25mm;
- iv) Martelo de ferro para cravação das hastes de perfuração, do amostrador e do revestimento. Seu formato é cilíndrico e o peso é de 65 kg;

- v) Conjunto de motor-bomba para circulação de água no avanço da perfuração;
- vi) Trépano de lavagem constituído por peça de aço terminada em bisel e dotada de duas saídas laterais para a água ser utilizada;
- vii) Trado concha com 100mm de diâmetro e helicoidal com diâmetro de 56 a 62mm;
- viii) Amostrador padrão de diâmetro externo de 50,8mm e interno de 34,9mm, com corpo bipartido.

Na execução do ensaio, o amostrador é cravado por meio de golpes do um martelo de 65kg em queda livre de 75cm de altura. Durante o ensaio são registrados o número de golpes necessários à penetração de cada 15cm da camada investigada, além da observação das características do solo trazido pelo amostrador. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos inicialmente. (SAYÃO *et al.*, 2009)

Após o avanço de 65 centímetros, por meio de trado ou de golpes, 3 rodadas de 15 cm são cravadas no solo. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30cm finais define o valor de NSPT.





Figura 3.5 – Figura demonstrativa de ensaio SPT

### 3.4 – PALHETA (*Vane-test*)

A finalidade deste ensaio é medir a resistência não drenada ( $S_u$ ) ao cisalhamento dos solos puramente coesivos (argilas).

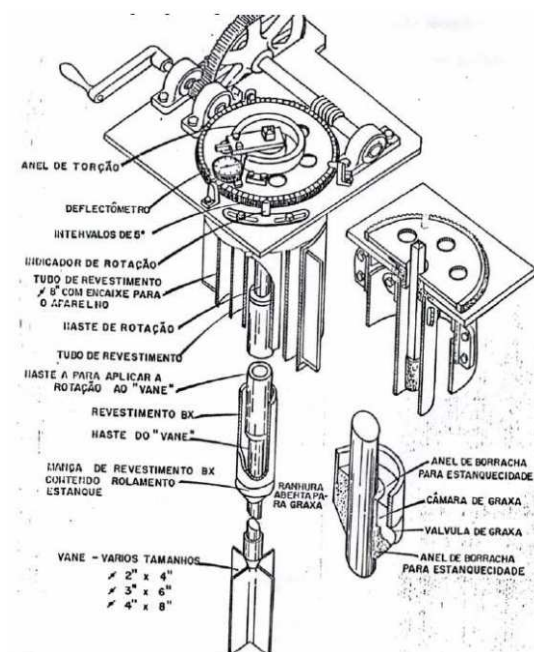


Figura 3.6 – Figura demonstrativa de materiais utilizados no ensaio Vane Test

Os materiais utilizados neste ensaio são:

- i) Sistema de reação;
- ii) Unidade de leitura;
- iii) Tubo de revestimento;
- iv) Haste;
- v) Rolamentos;
- vi) Sapata de proteção;
- vii) Palheta.

O ensaio consiste na cravação estática de palheta de aço, com secção transversal em formato de cruz, de dimensões padronizadas, inserida até a posição desejada para a execução do teste. A ponteira é cravada, utiliza o sistema duplo de hastes, visa eliminar qualquer atrito da haste da palheta de teste com o solo e elimina interferências nas medidas de resistência. Uma vez posicionada, aplica torque à ponteira por meio de unidade de medição, com velocidade de 0,1 a 0,2 graus / segundo. O torque máximo permite a obtenção do valor de resistência não drenada do terreno, nas condições de solo natural indeformado.

Posteriormente, para obtenção da resistência não-drenada, representativa de uma condição pós-amolgamento da argila, gira-se a palheta rapidamente por 10 voltas consecutivas, obtendo-se a resistência não drenada

do terreno nas condições de solo “amolgado”, permitindo avaliar a sensibilidade da estrutura de formação natural do depósito argiloso.



**Figura 3.7 – Figura demonstrativa do ensaio de Palheta**

### **3.5 - Perfil Su x Profundidade**

O perfil foi feito através de dados obtidos no ensaio palheta, que é o mais utilizado para a determinação da resistência não-drenada  $S_u$  do solo mole, consistindo na rotação constante de 60 rotações por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades pré-definidas. A medida do torque  $T$  versus rotação permite a determinação dos valores de  $S_u$  do solo natural e amolgado. Para as

hipóteses usuais de condição não-drenada, solo isotrópico,  $S_u$  constante no entorno da palheta, e razão altura  $H$  versus diâmetro  $D$  da palheta igual a 2, a equação utilizada para o cálculo de  $S_u$  é:

$$S_u = 0,86T/\pi D^3$$

Wroth (1984) mostrou resultados experimentais indicando que a hipótese de  $S_u$  constante no topo e na base da palheta não se verifica. Como consequência, a equação proporciona, em teoria, resultados conservativos da ordem de 9%.

Vários cuidados devem ser tomados na realização desse ensaio normalizado pela ABNT. Cita-se por exemplo a necessária padronização do tempo de espera entre cravação e rotação da palheta, fixado em 1 minuto pela referida norma.

A medição do torque se dá em geral através de dispositivo mecânico (Ortigão e Collet, 1987) instalado na superfície do terreno. Assim, recomendam-se cuidados para que não sejam incorporadas ao torque medidas indevidas, como atritos internos no equipamento e no contato haste-solo.

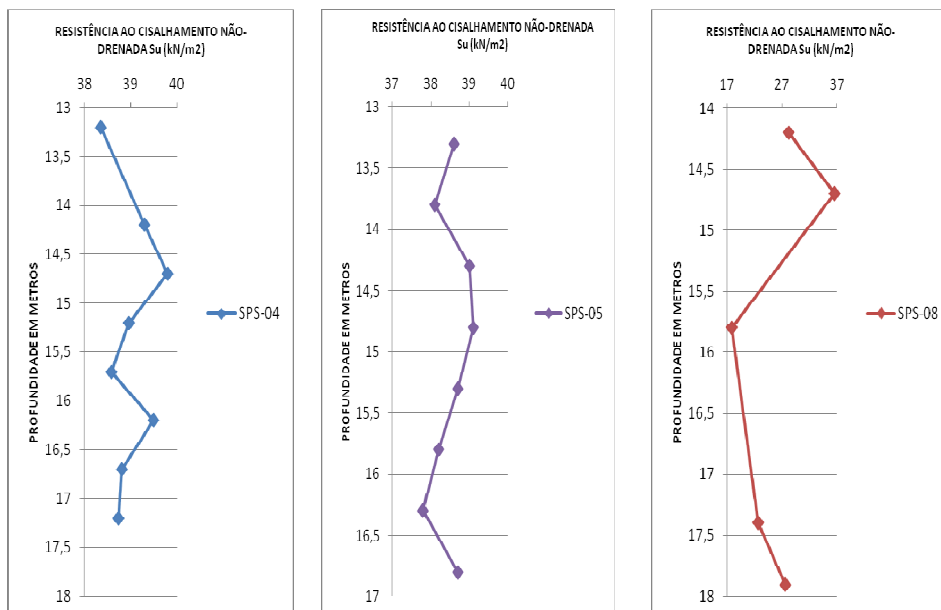
Os valores dos ensaios encontram-se na tabela abaixo:

<b>Resultados dos Ensaio de Palheta</b>				
Furo nº	Ensaio (nº)	Profundidade (m)	Resistência não drenada $S_u$ (kPa)	
			Solo natural	Solo amolgado
SPS-04	1	13,2	38,5	-
	2	14,2	>39,3	-
	3	14,7	>39,8	-
	4	15,2	38,96	-
	5	15,7	38,58	-
	6	16,2	>39,5	-
	7	16,7	38,81	-
	8	17,2	38,73	-
SPS-05	1	13,3	>38,6	9,20
	2	13,8	>38,1	8,44
	3	14,3	>39,0	24,93
	4	14,8	>39,1	29,53
	5	15,3	>38,7	30,07
	6	15,8	>38,2	-
	7	16,3	>37,8	7,21
	8	16,8	>38,7	-
SPS-08	1	14,2	28,15	16,80
	2	14,7	36,05	20,55

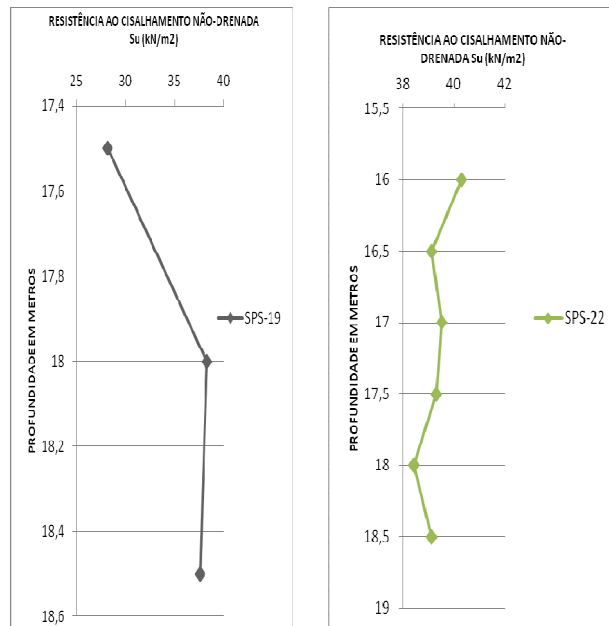
	3	15,8	17,79	3,30
	4	17,4	22,55	13,81
	5	17,9	27,46	16,87
SPS-19	1	17,5	28,15	-
	2	18	>38,3	-
	3	18,5	>37,6	-
SPS-22	1	16	>40,3	-
	2	16,5	>39,12	-
	3	17	>39,5	-
	4	17,5	>39,3	-
	5	18	>38,4	-
	6	18,5	>39,1	-

**Tabela 3 – Ensaio palheta**

Os perfis de solo encontrados através do ensaio foram:

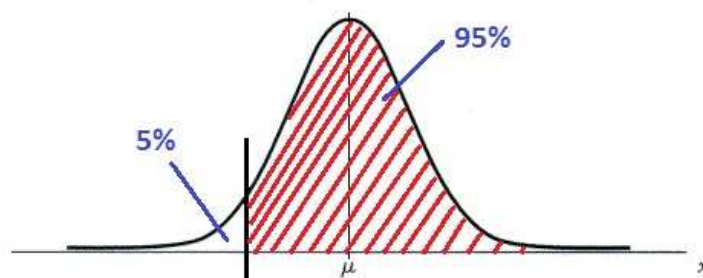


**Figura 3.8 – Perfis de Palheta x profundidade**



**Figura 3.8.1 – Perfis de Palheta x profundidade**

A partir dos perfis encontrados, foi calculado o valor da resistência (Su) através de uma curva de distribuição normal, no qual nos dá uma confiabilidade de 95% de que os valores de Su estarão acima do valor encontrado. O método consiste em cálculo da resistência média, do desvio padrão, e logo após retira-se da tabela de distribuição normal encontra-se o valor de z, e entra-se com os dados na fórmula. O esquema mencionado acima foi calculado para o caso:



**Figura 3.8.2 – Distribuição normal**

RESISTENCIA MÉDIA -->

$$\mu = 37,05724$$

DESVIO PADRÃO	-->	$\sigma = 4,415104$
PELA FORMULA	-->	$S_u = (S_\mu - Z\sigma)$
PARA 95% PELA TABELA		$Z = 1,65$
ENTÃO $S_u$ PARA 95% É		$S_u = 29,7723 \text{ Kpa}$

## **CAPÍTULO IV – CÁLCULO DO RECALQUE**

### **4.1 – TEORIA DE ADENSAMENTO PRIMÁRIO**

A estimativa de recalque feita para este projeto, levou em consideração apenas o recalque primário, ou seja, foram consideradas as seguintes hipóteses:

- O solo é totalmente saturado;
- A compressão e o fluxo d'água são unidimensionais;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Essas hipóteses são do modelo proposto pela Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzaghi.

Esta configuração de análise nos leva a resultados pouco refinados e servem para dar uma previsão de quanto será o recalque. Sendo que, para valores mais refinados, programas com base em elementos finitos podem ser utilizados mediante uma maior acurácia dos dados.

A princípio, para calcular o recalque, é preciso determinar o estado de adensamento do solo, comparando a tensão de pré-adensamento ( $\bar{\sigma}_a$ ) com a tensão efetiva ( $\bar{\sigma}_1$ ).

Se a tensão de pré-adensamento for maior do que a tensão efetiva, o solo é pré-adensado. No entanto, se a tensão de pré-adensamento for igual à tensão efetiva, o solo é normalmente adensado.

Esta informação será de grande valia, pois nos informa se o recalque será calculado apenas no intervalo pré-adensado ou aparecerá como um somatório das fases pré-adensada e normalmente adensada.

A tensão efetiva é determinada através da equação 1:

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_z - \mu \quad (1)$$

Sendo que, a tensão efetiva normal ( $\sigma_z$ ) é calculada através da equação 2

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (2)$$

Para este trabalho, o recalque calculado foi referente a um ponto em um ponto da camada mais importante do projeto, que é a camada de argila mole, localizada a 14 m abaixo do nível da água.



Para a determinação da tensão de pré-adensamento ( $\bar{\sigma}_p$ ) podem ser utilizados os métodos do engenheiro Pacheco Silva, ou o método de Casagrande, citados no capítulo 3 deste trabalho.

Segundo Pinto (2006), a equação do recalque no tempo infinito é dada pela equação 3:

$$\rho = \frac{H}{1+e_0} \left( C_r \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_i} + C_c \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_p} \right) \quad (3)$$

O termo do coeficiente  $C_r$  representa o recalque na fase pré-adensada enquanto o termo do coeficiente  $C_c$  representa o recalque na fase normalmente adensada.

O índice de compressão é determinado através da equação 4:

$$C_c = \left( \frac{e_1 - e_2}{\log \bar{\sigma}_2 - \log \bar{\sigma}_1} \right) \quad (4)$$

Além de calcular o recalque infinito, também pode-se calcular o recalque em função do tempo. Para isso, terá de ser introduzido o conceito de fator tempo ( $\Gamma$ ).

O fator tempo é uma variável adimensional, que correlaciona os tempos de recalque às características do solo, através do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) e às condições de drenagem do solo, através da distância de percolação máxima ( $H_d$ ).

Quando a camada estudada encontra-se entre duas camadas de areia, com estas servindo como um colchão drenante para a argila, a maior distância de drenagem será igual à espessura da camada dividida por dois. Quando ela é drenada apenas por uma camada de areia, a altura de drenagem é a espessura da camada de argila.

Por definição, temos o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) como sendo um parâmetro que reflete as características físicas do solo, sendo representado pela equação 5:

$$c_v = \frac{k (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad ( 5 )$$

O fator tempo é definido pela equação 6:

$$\Gamma = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad ( 6 )$$

Tendo todos os parâmetros, pode-se então calcular o recalque em função do tempo.

#### **4.2- CALCULOS DE RECALQUE**

Para o calculo do recalque, obtivemos os valores do ensaio oedométrico de um projeto de aterro hidraulico com as mesmas condições de solo e camadas, no qual já se obteve os valores de tensão atual, pré-adensamento, e outros parametros expressos no anexo 11.

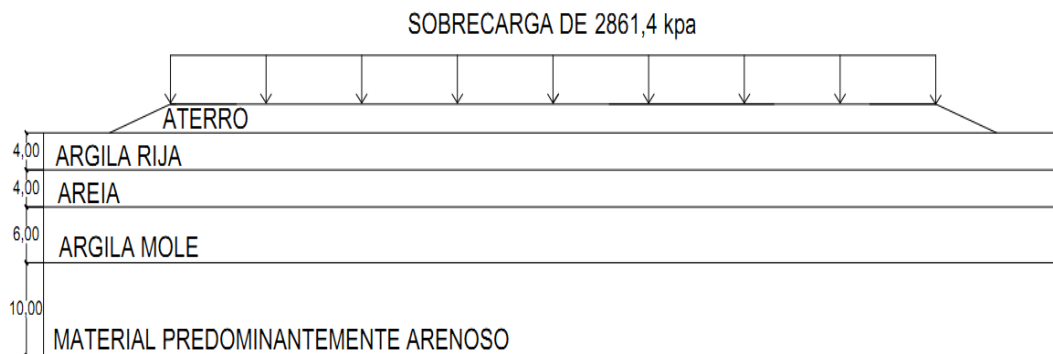
Primeiramente foi pesquisado o peso das empilhadeiras, a recuperadora com 120 t e as normais com 100t cada. Foi calculada a tensão que as empilhadeiras provocam na superfície do aterro, dividindo-se o valor da soma das mesmas por uma área de 1,8mx1m, e obteve-se o valor de 177,78t/m<sup>2</sup>.

A tensão gerada no aterro pelo estoque de minério é de 54 t/m<sup>2</sup>, que somadas as tensões das empilhadeiras, gerou uma tensão de:

Tensão total = (Tensão emp.<sub>recuperadora</sub>) + 2x(Tensão emp.<sub>comum</sub>) + 2x(carga estoque de minério) + Tensão do solo

Carga total = (120/1,8) + 2x(100/1,8) + 2x(54) + 6 = 291,77 tf/m<sup>2</sup> , que transformada em kpa obtém-se: 2861,4 kpa.

Para efeito de cálculo, as tensões geradas pelas empilhadeiras, e o estoque de minério, foram consideradas uniformemente distribuídas, como mostrado na modelagem a seguir:



**Figura 4 – Perfil do aterro.**

Verifica-se que o solo é normalmente adensado, pois o valor da tensão de pré-adensamento é a tensão atual.

Com os dados, foi feita a média dos índices  $C_c$ ,  $C_c/1+e^0$ ,  $C_v$ , e tensão atual.

Profundidade – de 13 m à 19 m → 6 m

$C_{c\text{médio}} = 0,42$

$C_c/1+e^0_{\text{médio}} = 0,17$

$C_{v\text{médio}} = 3,4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$

$\bar{\sigma}_{\text{atual média}} = 293,33 \text{ kpa}$

A partir destes valores, foi calculado o recalque para a camada estudada pela fórmula de recalque infinito(Pinto 2006):

$$\rho = \frac{H}{1+e_0} \left( C_r \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_i} + C_c \cdot \log \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_a} \right)$$

Para um H de 6m(espessura da camada de argila mole), e o solo normalmente adensado a formula sofre uma variação:

$$\rho = (Cc/1+e^0) \times H_0 \times \log (\bar{\sigma}'_{final}/\bar{\sigma}'_{inicial})$$

Obteve-se um recalque de 1,0 m, no qual 80% deste recalque será 0,8 m. O tempo necessário para que se ocorra os 80% do recalque é calculado a partir da equação:

$$T = t \times C_v / H d^2$$

Onde o fator tempo (T) foi retirado do abaco a seguir:

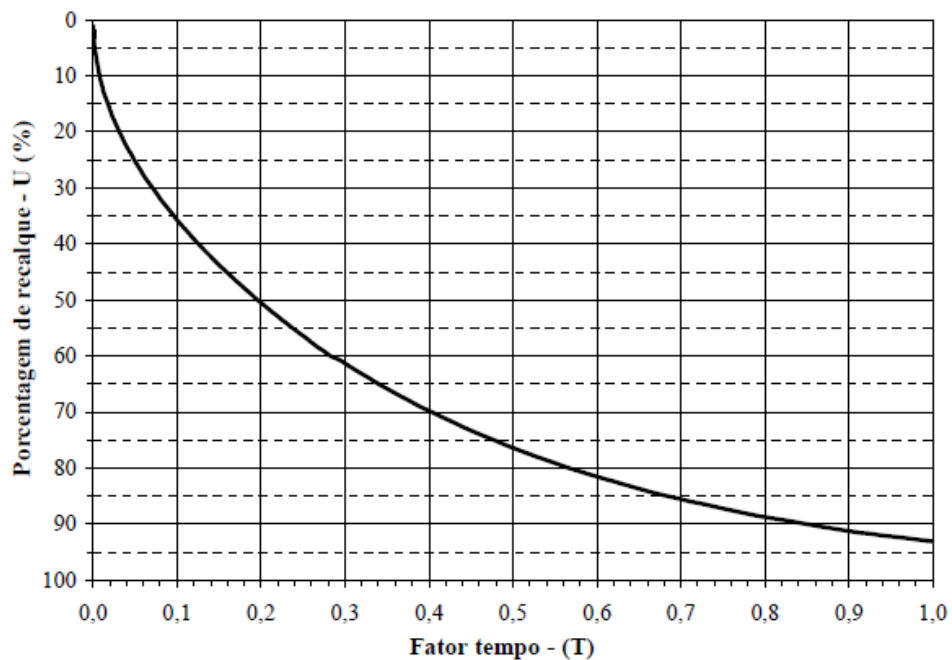


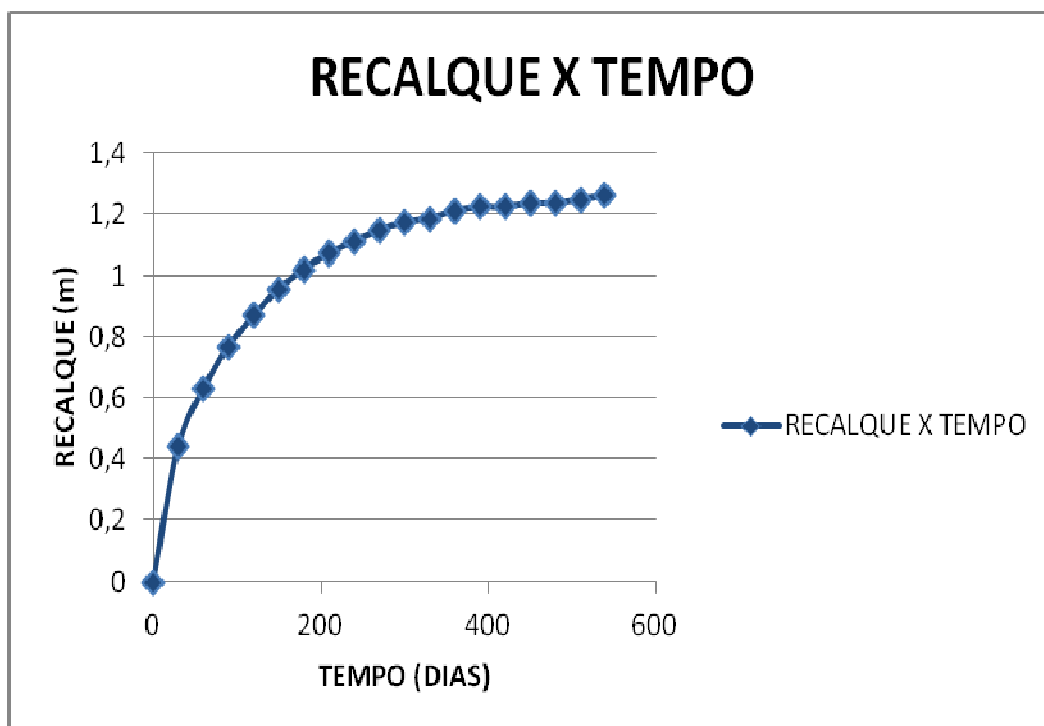
Figura 4.1 – Curva fator tempo x % de adensamento.

Como a camada superior e inferior são arenosas, a altura de drenagem(Hd) usada foi de 3 m, e o tempo para que ocorra os 80% de recalque será de 174 dias.

O grafico abaixo representa o recalque em função do tempo.

Tempo (dias)	Fator tempo	U (%)	Recalque (m)
0	0	0	0
30	0,098	35	0,441
60	0,196	50	0,63
90	0,294	61	0,7686
120	0,392	69	0,8694
150	0,49	76	0,9576
180	0,588	81	1,0206
210	0,686	85	1,071
240	0,784	88	1,1088
270	0,882	91	1,1466
300	0,98	93	1,1718
330	1,078	94	1,1844
360	1,176	96	1,2096
390	1,274	97	1,2222
420	1,372	97	1,2222
450	1,47	98	1,2348
480	1,568	98	1,2348
510	1,666	99	1,2474
540	1,764	100	1,26

**Tabela 4 – tempo por porcentagem de recalque**



**Figura 4.5 – Gráfico recalque x tempo.**

Ainda existe a possibilidade de acelerar este tempo de recalque, com a instalação de drenos verticais geossintéticos na estrutura de solo, pois com isso, diminuiria a altura de drenagem, pois além de drenar a camada verticalmente, ela passaria a drenar radialmente também.

## **CAPÍTULO V – ANÁLISE DA ESTABILIDADE**

Para cálculo de estabilidade do projeto, foi utilizado o programa GeoStudio<sup>tm</sup> SLOPE/W, no qual foram gerados os valores dos fatores de segurança pelos métodos de Fellenius e Bishop, e também foi traçada as superfícies de ruptura dos mesmos.

Para a modelagem do projeto, foram consideradas 3 camadas de solo abaixo do aterro: uma camada de 4m de argila rija, uma com 4m de areia, e a camada principal de argila mole com espessura de 6m.

A análise feita admite um comportamento não drenado da argila e são realizadas com base nas tensões totais. (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Os valores da resistência  $S_u$ , foram retirados através do ensaio palheta de campo, como foi demonstrado no capítulo II, e os valores estão no anexo 7, e para entrada de dados no programa, foi considerado a resistência( $S_u$ ) igual a coesão( $c$ ). Além desses dados, é necessário inserir o peso específico do solo ( $\gamma$ ), obtido por meio de ensaios de laboratório.

O peso específico da argila rija foi estimado de  $18.5\text{kN/m}^3$  já que a mesma apresenta um NSPT de 35/50. Segundo Pinto (2006), o peso específico das areias não varia muito e encontra-se entre 19 a  $20\text{ kN/m}^3$ . Quando não é estimado por meio de ensaios, atribui-se o peso específico de  $20\text{ kN/m}^3$ , que foi o valor adotado neste projeto. Para a camada de argila mole, o peso específico foi retirado do ensaio de caracterização(anexo 9) e foi considerado o valor de  $15\text{ kN/m}^3$ .

Os valores de resistência das camadas de argila rija e argila mole, são respectivamente 50kpa e 29,77kpa, e o  $S_u$  da camada de areia é zero.

Para efeito de calculo, a areia foi considerada como compacta, e seguindo a NBR-6484, foi usado o ângulo de atrito para a mesma de  $45^\circ$ . Para as camadas de argila, o ângulo de atrito é nulo.

NSPT	Estado	$\phi$ (°)
$\leq 4$	fofo	$< 30$
5 a 8	pouco compacto	30 a 35
9 a 18	medianamente compacto	35 a 40
19 a 40	compacto	40 a 45
$\geq 40$	muito compacto	$> 45$

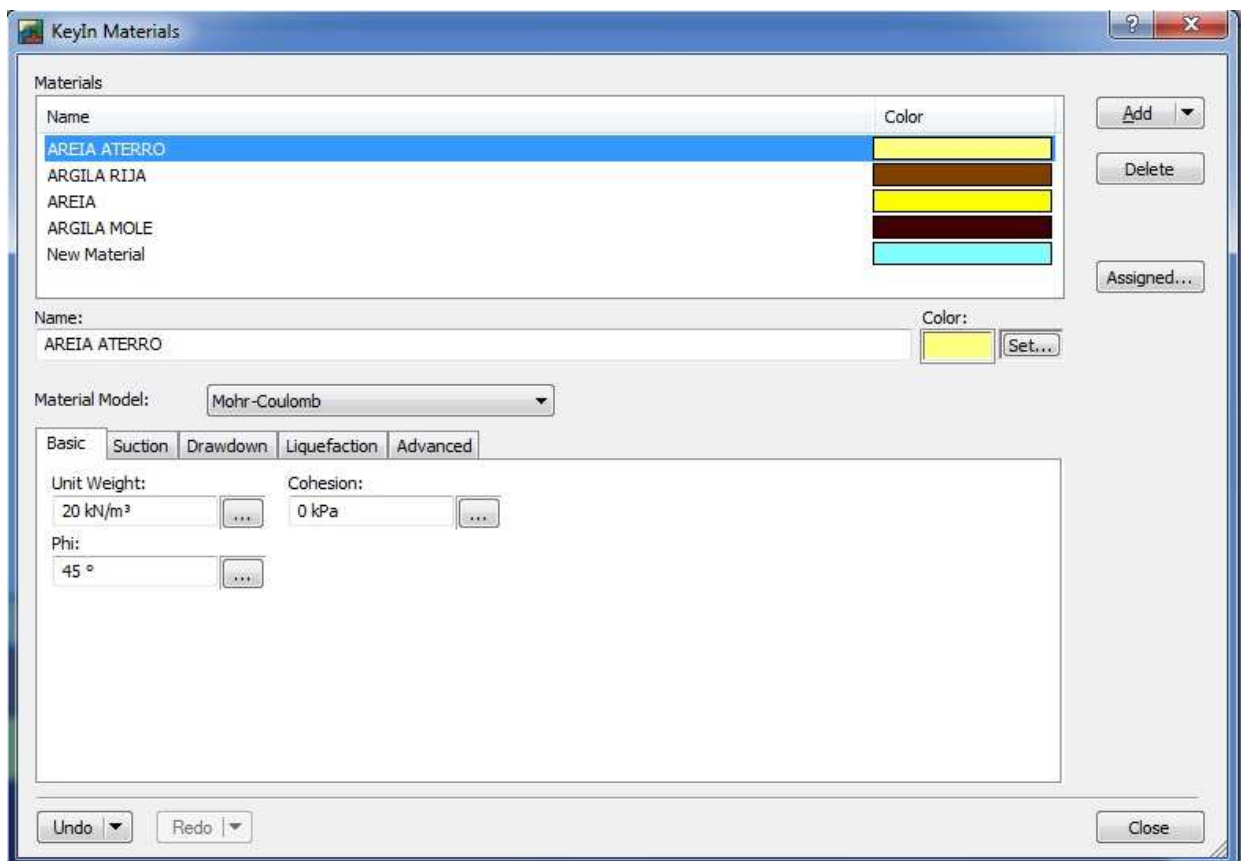
**Tabela 5.1 – Determinação do ângulo de atrito pelo spt. (Pinto, C.S.; 2006)**

O resumo dos parâmetros considerados para as camadas de solo sob o aterro hidráulico foi descrito na tabela 5.2.

Camada	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Su (kPa)
Areia Aterro	45	20	0
Argila Rija	0	18.5	50
Areia	45	20,0	0,0
Argila Mole	0	15	29.77

**Tabela 5.2 – Dados de entrada no SLOPE/W**

A figura 5.3 mostra o quadro de entrada desses parâmetros no SLOPE/W.



**Figura 5.3 – Entrada com os parâmetros no SLOPE/W**

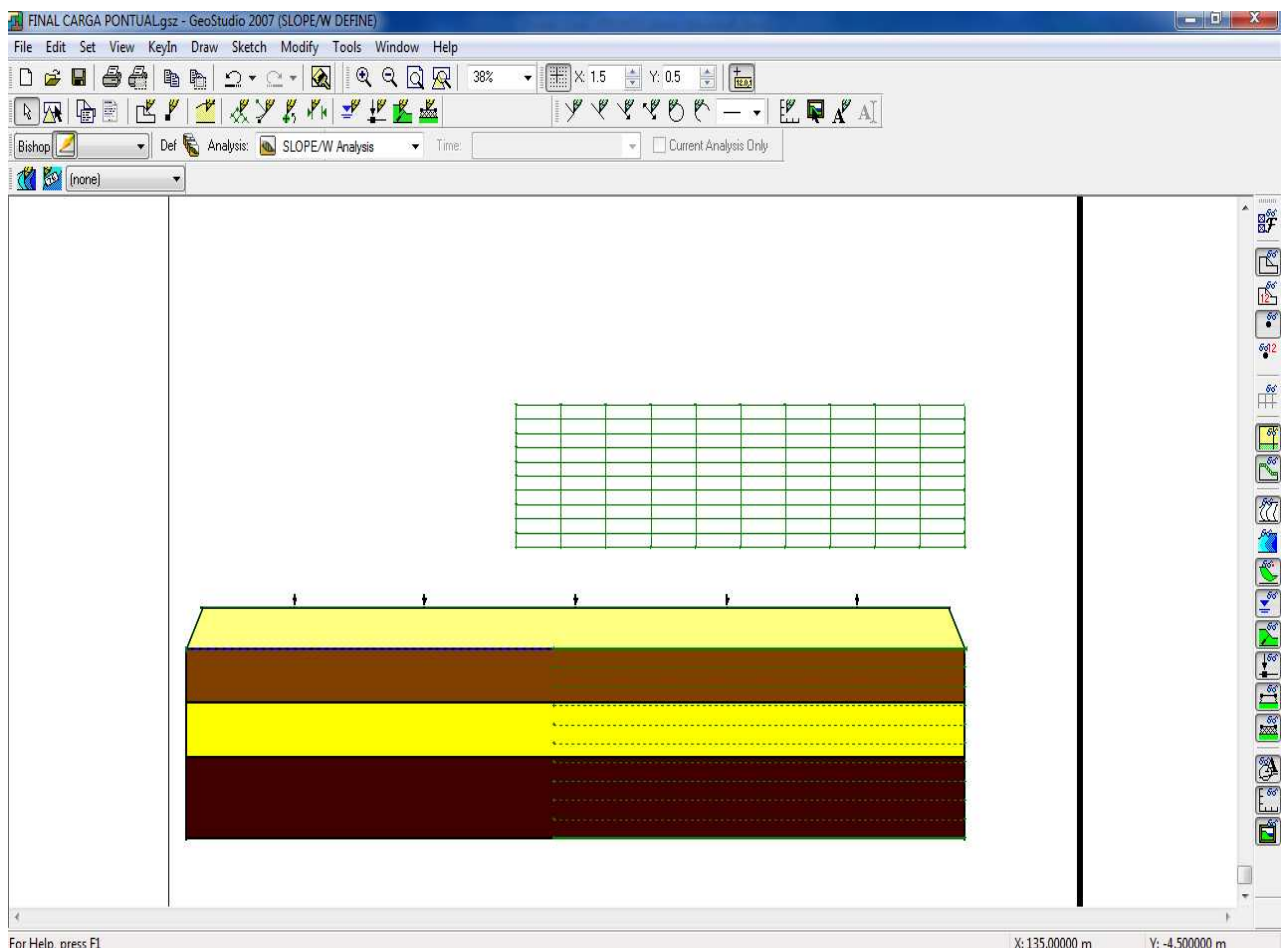


Para a modelagem, o nível do lençol freático foi considerado como sendo o mais crítico, ou seja, localizado logo abaixo do aterro, considerando o aterro desconfinado. O empuxo na face do aterro não é considerado.

O peso das empilhadeiras, e do estoque de minério, foram considerados como cargas pontuais na superfície do aterro.

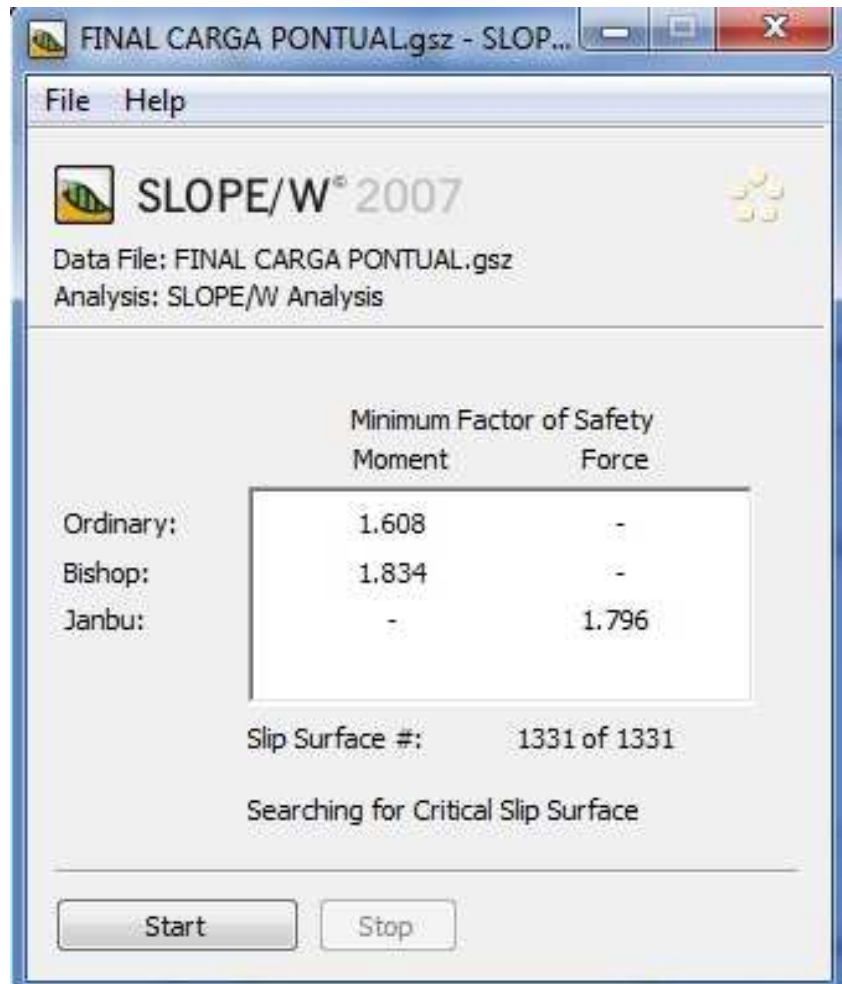
O perfil foi analisado até a metade, tendo em vista que o aterro é simétrico, não havendo necessidade de análise na outra metade.

Todas as seções foram modeladas no SLOPE/W para o cálculo da estabilidade, como pode ser observado na figura 5.4.



**Figura 5.4 – Modelagem no SLOPE/W**

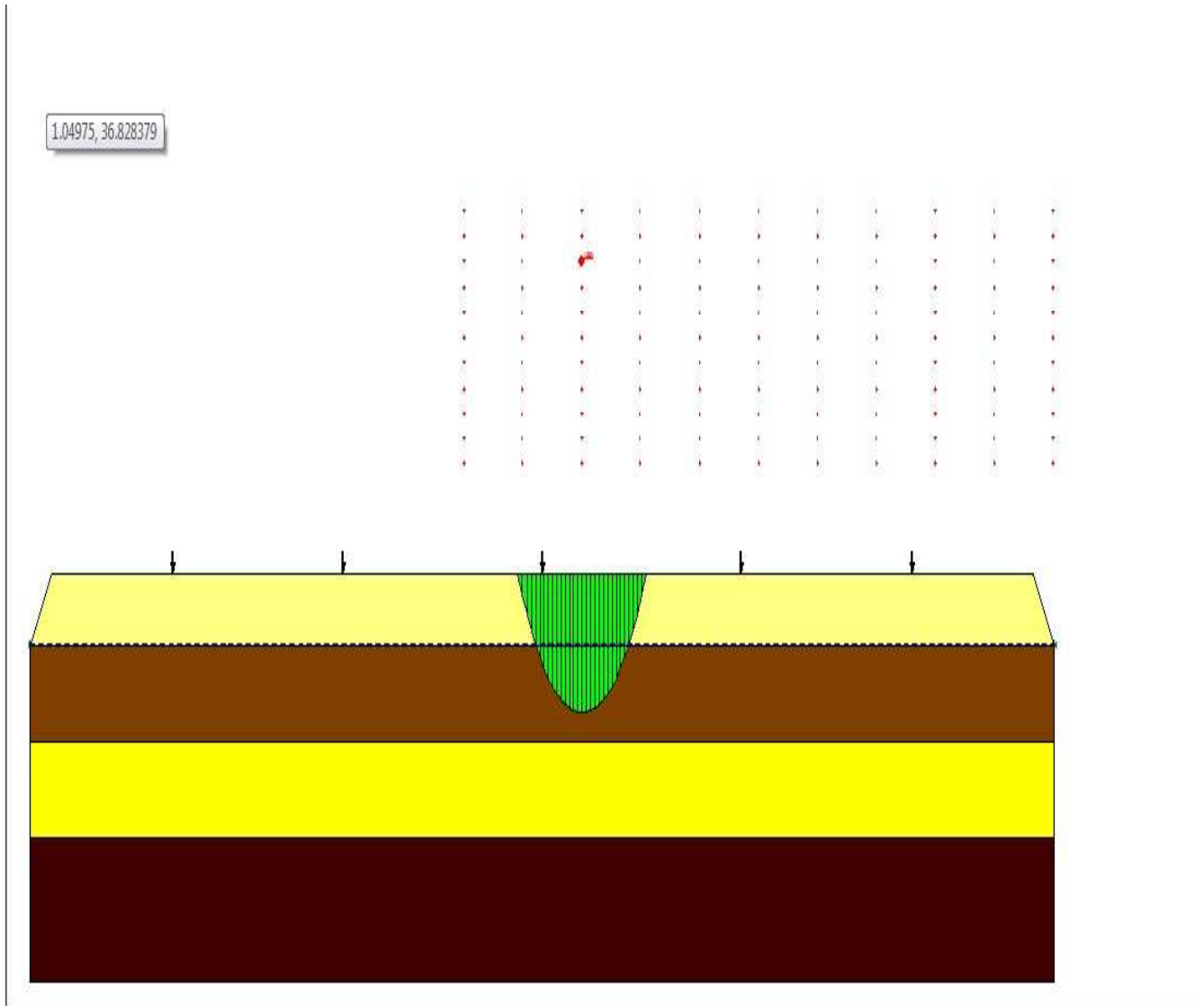
Depois de modelado, o programa foi solicitado a calcular os fatores de segurança, e a superfície potencial de ruptura pelos métodos de Fellenius e de Bishop e os resultados apresentados na figura 5.5.



**Figura 5.5 – Resultados do SLOPE/W**

Com os valores dos fatores de segurança obtidos, foi possível determinar que a fundação do aterro hidráulico não romperá, pois está acima do previsto pela norma, que é de 1,5. Fatores de segurança menor do que 1, indica que a estrutura romperá com o acréscimo de carga, inviabilizado assim a construção, o que não foi o caso da estrutura proposta.

Após a obtenção dos fatores de segurança, foi solicitado ao programa que exibisse a superfície potencial de ruptura, como pode ser visto na figura 5.6.



**Figura 5.6 – Superfície de ruptura**

O método de Fellenius é mais conservador do que o método de Bishop. Por isso, os valores dos fatores de segurança obtidos para Fellenius foram menores do que os para Bishop, como pode ser observado na figura

5.5(resultados do slope), lembrando que o fator de segurança pelo método ordinary corresponde ao Fellenius.

A diferença entre os 2 valores de fator de segurança ocorreu pelo fato de Bishop levar em consideração a interação entre as lamelas do solo.

## **CAPÍTULO VI – CONCLUSÃO**

Tendo em vista a proposta inicial do projeto, consideramos que o mesmo se mostrou satisfatório em ambas as análises, a de estabilidade e a de recalque.

Vale resaltar que o projeto em si, serve apenas para uma análise superficial do caso, visto que não tivemos muito acesso a ensaios mais apurados, e satisfatórios. O principal motivo para a afirmação, foi que o trabalho foi feito baseado nos valores de resistência ( $S_u$ ) apenas do ensaio palheta, que na prática não pode ser utilizado como único parâmetro para estimativa de resistência não drenada.

Os valores de recalque do aterro Hidráulico, se mostraram dentro do padrão de obras desta magnitude, e em solos moles.

E os valores do fator de segurança tanto por Bishop, quanto por Fellenius, também estão dentro do esperado para uma construção sobre as condições de solos moles. Pela modelagem no SLOPE/W podemos identificar que a provável superfície de ruptura seria na camada de aterro e na de argila rija.

Tendo em vista a abordagem de dois dos principais problemas de uma construção de um aterro hidráulico, o projeto foi de grande valia para se ter uma ideia do comportamento do mesmo.



## BIBLIOGRAFIA

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras - Casos históricos, materiais de construção e projeto.** Editora Oficina de Textos, São Paulo - SP, 1996, 647p

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E.; 2009, Obras e gestão de portos e costas – A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental, Ed. Blucher, São Paulo, SP. 761p.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; 2010, Aterros sobre solos moles – projeto e desempenho, Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP. 254p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **Estabilidade de taludes:** NBR 11682, Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, anexo A:** NBR 6484, Rio de Janeiro, 2001.

DAS, B.M.; 2010, Fundamentos de engenharia geotécnica, Cengage Learning Edições, Tradução da 7ª edição norte-americana, São Paulo, SP. 599p.

KAPPEL, T.A.; PEREIRA, A.C.; 2010, XVI Simpósio Carioca de História do Brasil, Rio de Janeiro, RJ.

PINTO, C.S.; 2006, Curso básico de mecânica dos solos, Editora Oficina de Textos, 3ª edição, São Paulo, SP. 362p.

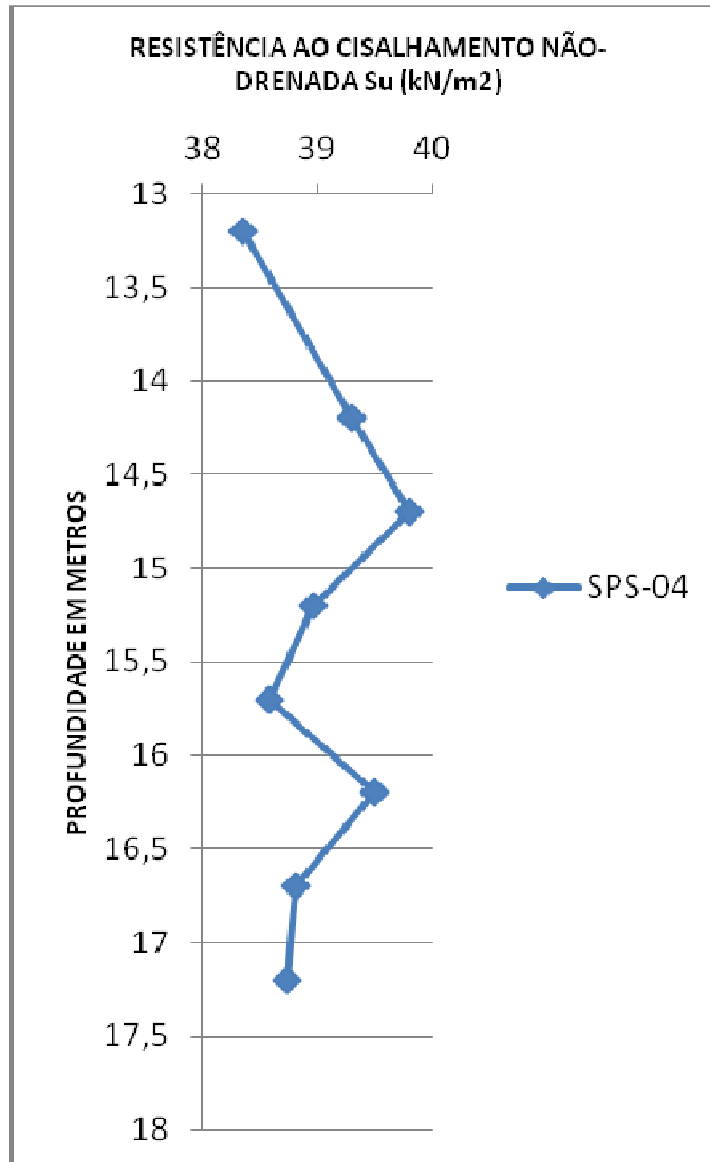
SAYÃO, A.; SIEIRA, A.C.; SANTOS, P.; 2009, Manual técnico – reforço dos solos, Maccaferri do Brasil LTDA.

SOARES M.F.M; FERREIRA V.M.; 2000, Grande dicionário – enciclopédia volume XII, Editora Clube Internacional do Livro.

SCHNAID, F.; 2000, Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, Editora Oficina de Textos, São Paulo, SP. 182p.

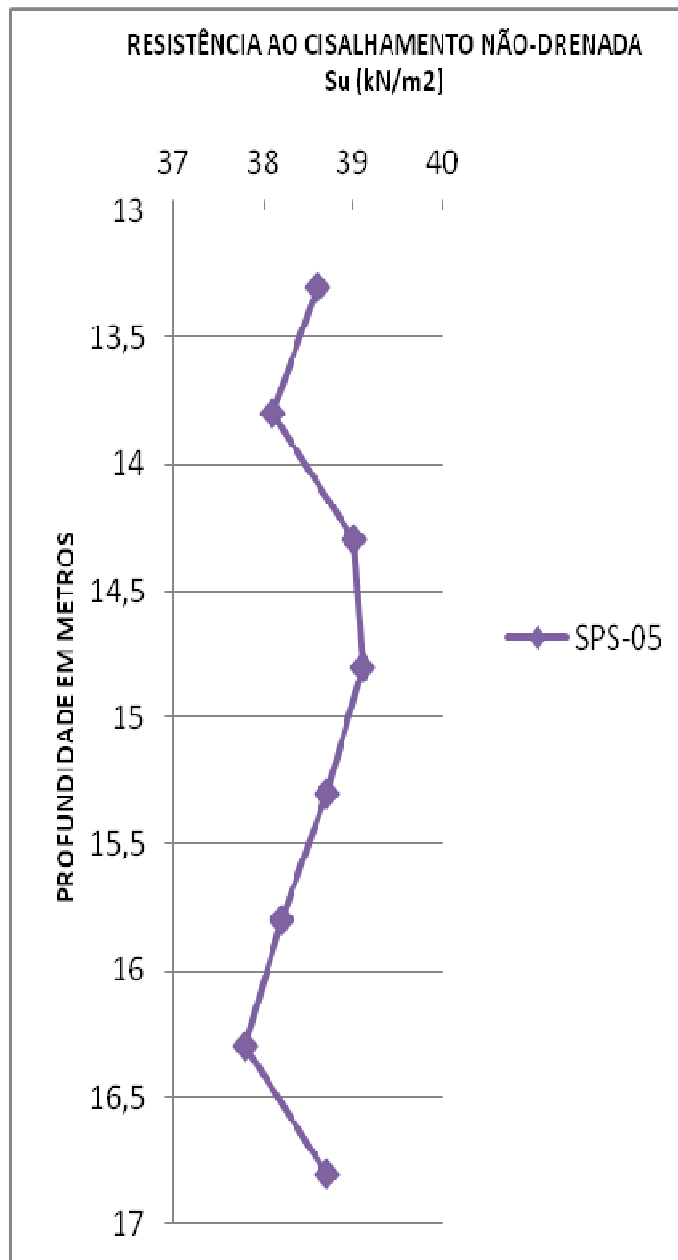
VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R.; 2011, Fundações – Volume 1, Editora Oficina de textos, 2ª edição, São Paulo, SP. 277p.

ANEXO 1

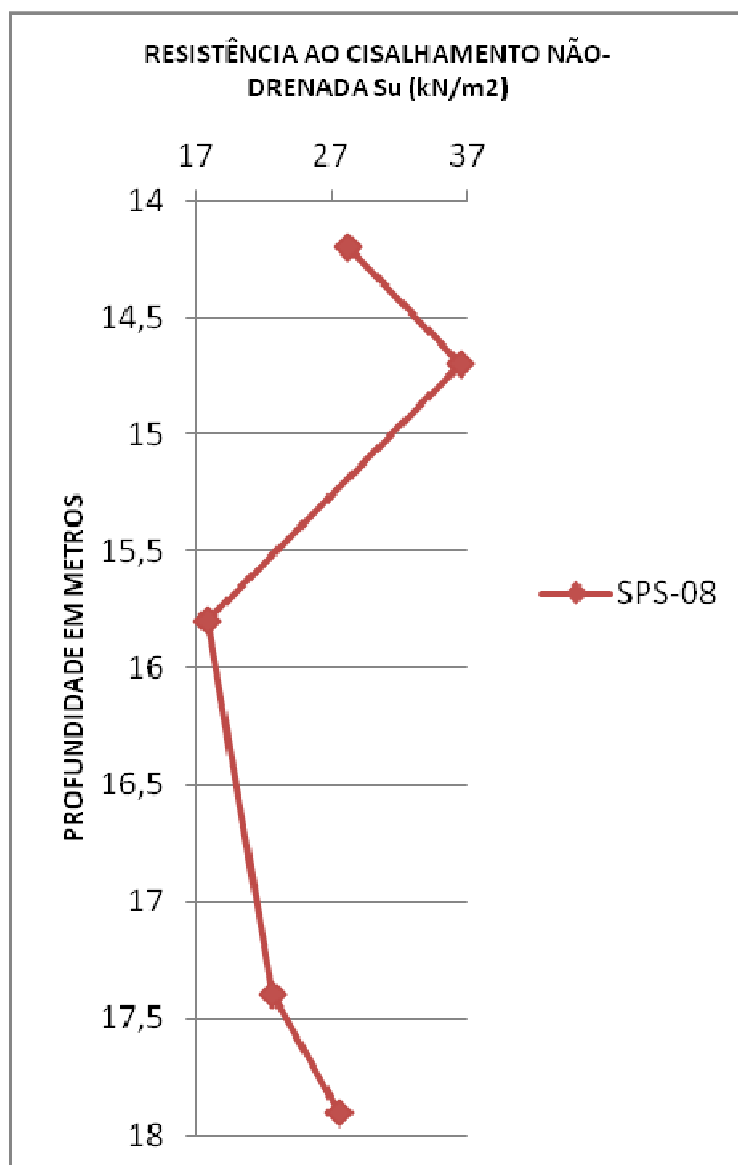




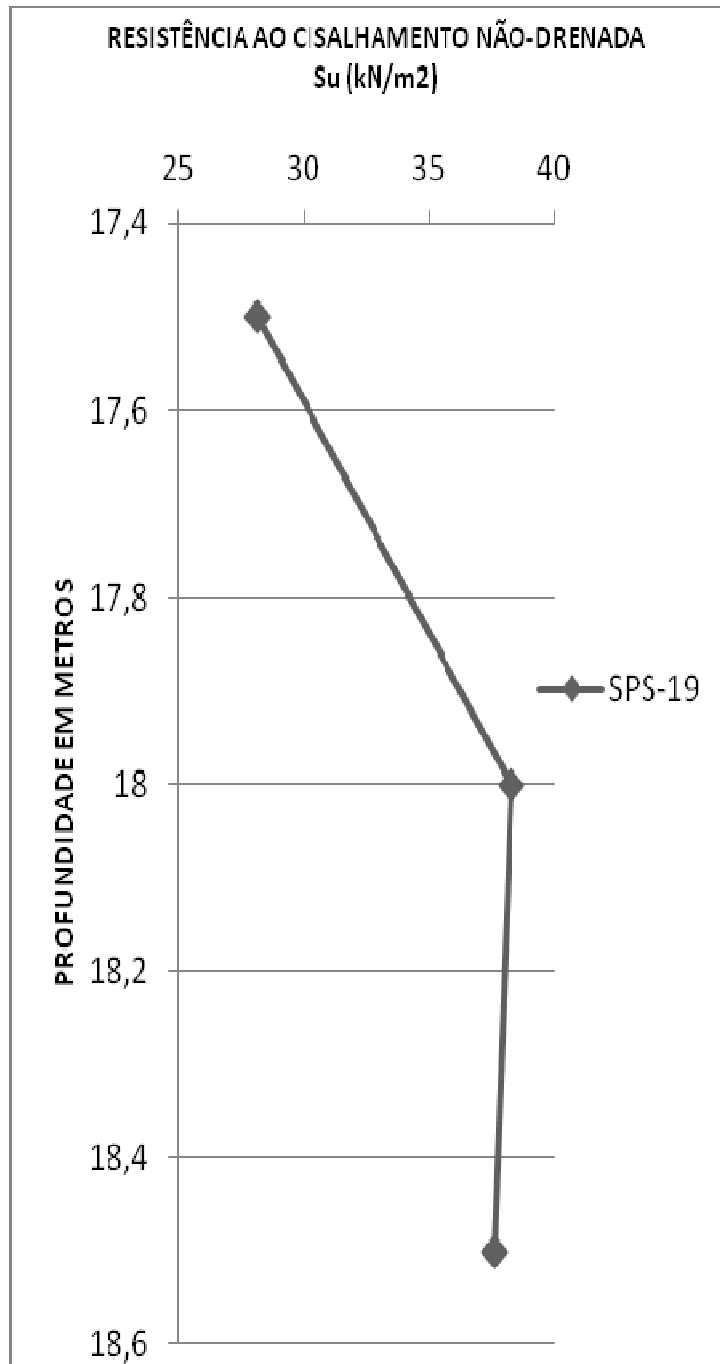
## ANEXO 2



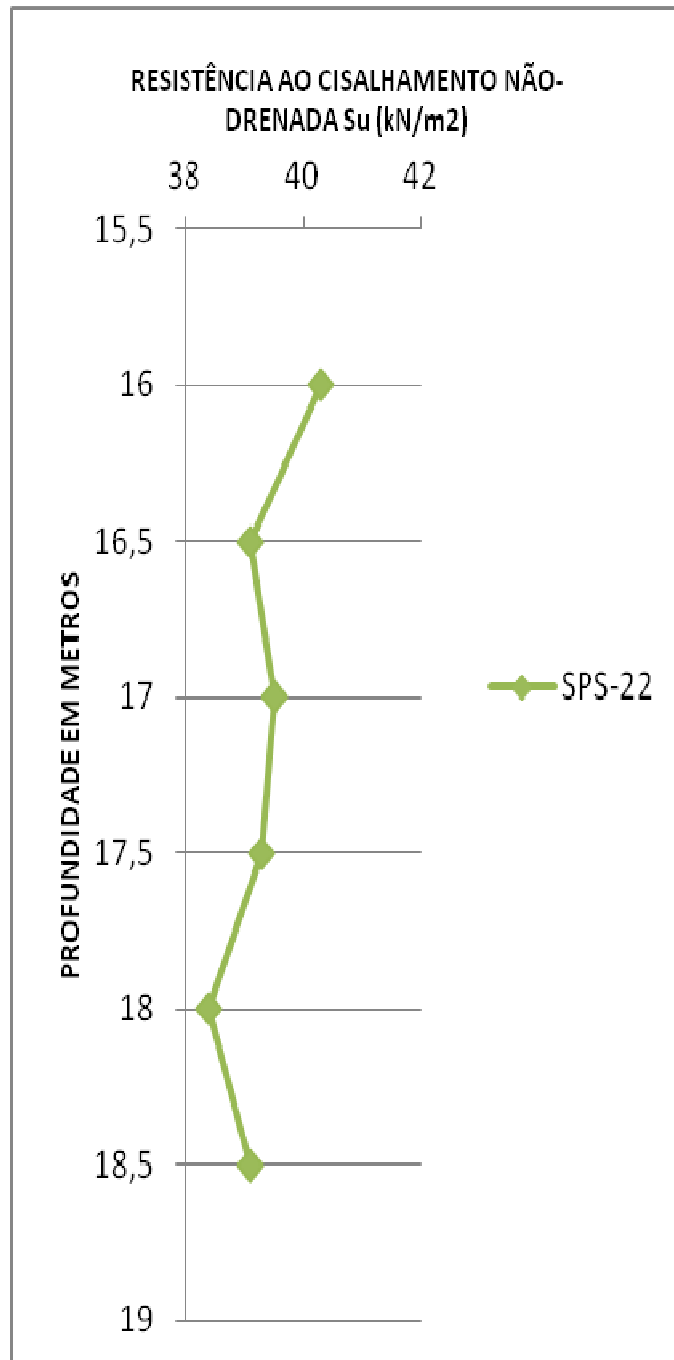
### ANEXO 3



## ANEXO 4



ANEXO 5



## ANEXO 6

<b>Resultado do ensaio triaxial (UU)</b>		
Furo	Profundidade (m)	$S_u(UU)_{\text{médio}}$ (kPa)
AM-SPS-2A	15,00 a 15,52	56,9
AM-SPS-05	17,85 a 18,38	38,6
AM-SPS-06	13,30 a 13,85	45,4
AM-SPS-08	13,00 a 13,55	46,2
	16,90 a 17,45	41,6
AM-SPS-12A	16,00 a 16,55	19,2
AM-SPS-15A	15,00 a 15,50	50,6
AM-SPS-16	15,80 a 16,40	44,0
AM-SPS-19	15,70 a 16,30	33,0
	17,30 a 17,90	51,7

## ANEXO 7

Resultados dos Ensaios de Palheta				
Furo nº	Ensaio (nº)	Profundidade (m)	Resistência não drenada $S_u$ (kPa)	
			Solo natural	Solo amolgado
SPS-04	1	13,2	38,5	-
	2	14,2	>39,3	-
	3	14,7	>39,8	-
	4	15,2	38,96	-
	5	15,7	38,58	-
	6	16,2	>39,5	-
	7	16,7	38,81	-
	8	17,2	38,73	-
SPS-05	1	13,3	>38,6	9,20
	2	13,8	>38,1	8,44
	3	14,3	>39,0	24,93
	4	14,8	>39,1	29,53
	5	15,3	>38,7	30,07
	6	15,8	>38,2	-
	7	16,3	>37,8	7,21
	8	16,8	>38,7	-
SPS-08	1	14,2	28,15	16,80
	2	14,7	36,05	20,55
	3	15,8	17,79	3,30
	4	17,4	22,55	13,81
	5	17,9	27,46	16,87
SPS-19	1	17,5	28,15	-
	2	18	>38,3	-
	3	18,5	>37,6	-
SPS-22	1	16	>40,3	-
	2	16,5	>39,12	-
	3	17	>39,5	-
	4	17,5	>39,3	-
	5	18	>38,4	-
	6	18,5	>39,1	-

## ANEXO 8

Valores de $N_{spt}$ para Camada 1																												
Sondagens	Valor de $N_{spt}$																											
	SP-05	SP-06	SP-07	SP-08	SP-09	SP-10	SPS-01	SPS-02	SPS-02A	SPS-03	SPS-04	SPS-05	SPS-06	SPS-08	SPS-09	SPS-22	SPS-23	SPS-24	SPS-38	SPS-39	SPS-40	SPS-42	SPS-47	SPS-48	SPS-49	SPS-54	SPS-55	
Camada 1 - Material Arenoso	2	2	3	8	7	4	9	9	5	8	5	6	12	15	5	16	12	6	6	26	29	15	15	6	11	6	34	
	6	3	5	10	8	12	11	7	15	8	9	7	14	13	6	28	21	6	9	24	26	12	11	7	10	7	41	
	14	4	13	10	10	6	14	7	16	17	10	7	20	17	9	19	16	11	12	24	15	26	11	9	14	10	7	
	31	16	59	14	9	40	16	9	17	19	9	8	36	17	11	21	20	9	20	22	16	29	51	15	50	16	16	
	29	60	57	17	10	49	19	24	20	19	26	26	43	20	10	16	26	21	24	21	25	33	71	32	64	53	24	
	29	19	68	19	13	64	25	25	17	40	35	26	60	25	11	27	22	19	26	24	27	36	70	61	75	69	60	
	60	22	64	28	23	60	28	53	23	35	43	29	40	26	12	19	17	41	29	25	26	114	32	35	36	26	29	
	60	23	38	60	13	59	29	29	17	42	47	29	44	27	12	16	36	46	29	27	30	10	20	26	10	26	25	
	2	13	35	68	9	13	26	27	16	42	20	29	19	28	16	21	42	46	12	22	68	10	16	30	6	7	17	
	3	15	18	69	14	12	18	19	13	36	26	26	11	30	28	17	36	34	6	21	114	14	18	25	27	14	36	
	4	11	23	19	9	10	16	18	12	36	22	29	11	30	35	15	38	31	5	19	10	15	10	20	16	11	29	
	-	14	5	15	7	-	9	16	-	34	17	10	-	50	30	26	39	-	-	22	10	-	16	9	-	12	23	
	-	-	-	-	5	-	-	16	-	-	6	-	-	-	-	-	16	11	-	-	20	14	-	11	32	-	-	39
	-	-	-	-	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27	-	-	-	16	15	-	-	-	-	-	57
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

## ANEXO 9

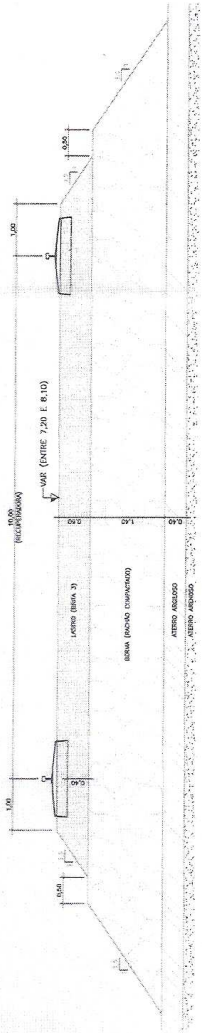
Resultados dos ensaios de Caracterização (cont.)													
Furo	Prof. (m)	Condição da amostra	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Gs	W (%)	e <sub>0</sub>	γ <sub>nat</sub> (KN/m <sup>3</sup> )
SP - 33	0,00-13,00	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	19,3	-	-
	13,00-18,00	deformada	0	20	50	30	54,5	35,6	18,9	2,738	65,4	1,57	16,4
	18,00-23,40	deformada	0	24	38	38	66,0	29,5	36,5	2,770	43,1	1,19	17,6
	23,40-29,60	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	8,3	-	21,4
	29,60-35,00	deformada	2	23	37	38	51,5	24,1	27,4	2,763	42,5	0,93	18,2
	35,00-44,15	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	11,8	-	-
SP - 36	0,00-6,70	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	17	-	-
	6,70-11,65	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	28,4	-	-
	11,75-17,15	deformada	0	18	53	29	47,0	29,0	18,0	2,659	49	1,51	15,8
	14,00-14,60	indeformada	0	41	35	24	39,0	25,4	13,6	2,673	45,9	1,22	17,5
	17,15-24,40	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	18,8	-	-
	24,40-30,70	deformada	0	34	36	30	43,5	21,6	21,9	2,744	49,8	-	-
AM - SPS - 02A	32,00-44,45	deformada	-	-	-	-	-	-	NP	-	17,6	-	-
	2,30-2,75	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,634	-	-	-
	9,00-9,45	deformada	1	91	5	3	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	15,00-15,52	indeformada	1	24	54	21	40,8	25,3	15,6	2,547	59,6	1,51	15,9
	16,85-17,38	indeformada	1	41	39	19	36,3	22,7	13,6	2,606	19,6	-	-
	21,30-21,75	deformada	1	93	3	3	NP	NP	NP	2,639	-	-	-
AM - SPS - 05	27,30-27,75	deformada	2	82	11	5	NP	NP	NP	2,634	-	-	-
	3,00-3,45	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,642	-	-	-
	9,00-9,45	deformada	0	93	7	0	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	14,50-15,05	indeformada	0	39	56	5	40,4	26,1	14,3	2,606	56,5	1,49	16,1
	17,85-18,38	indeformada	1	54	31	14	31,4	2,03	11,1	2,657	29	0,77	18,9
	23,00-23,45	deformada	0	65	33	2	23,1	15,7	7,4	2,648	-	-	-
AM - SPS - 06	29,00-29,45	deformada	0	56	42	2	34,7	26,6	8,1	2,658	-	-	-
	2,10-2,55	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,654	-	-	-
	8,10-8,55	deformada	0	97	1	2	NP	NP	NP	2,675	-	-	-
	13,30-13,85	indeformada	0	25	70	5	45,7	29,6	16,0	2,676	59,9	1,63	15,6
	15,30-15,85	indeformada	0	23	72	5	13,9	27,3	16,7	2,574	56,7	-	-
	20,60-21,05	deformada	0	30	60	10	55,8	31,5	24,3	2,564	-	-	-
AM - SPS - 08	26,10-26,55	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,653	-	-	-
	3,00-3,45	deformada	9	59	2	0	NP	NP	NP	2,646	-	-	-
	9,60-10,05	deformada	0	92	7	1	NP	NP	NP	2,669	-	-	-
	13,00-13,55	indeformada	0	21	75	4	48	29,0	19,0	2,594	54,9	1,49	16,1
	16,90-17,45	indeformada	0	70	28	2	24,1	15,9	8,1	2,635	31,2	0,85	18,4
	24,60-25,05	deformada	0	66	8	4	NP	NP	NP	2,626	-	-	-
AM - SPS - 12A	3,00-3,45	deformada	0	100	0	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	7,00-7,45	deformada	0	97	3	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	11,00-11,45	deformada	0	92	5	3	NP	NP	NP	2,645	-	-	-
	16,00-16,55	indeformada	1	30	63	6	38,2	24,3	13,9	2,667	55,8	1,55	16,0
	21,00-21,45	deformada	1	90	8	1	NP	NP	NP	2,630	-	-	-
	25,00-25,45	deformada	3	59	8	3	NP	NP	NP	2,614	-	-	-
AM - SPS - 15A	3,00-3,45	deformada	4	95	1	0	NP	NP	NP	2,644	-	-	-
	7,00-7,45	deformada	2	94	4	0	NP	NP	NP	2,643	-	-	-
	11,00-11,45	deformada	0	92	7	1	NP	NP	NP	2,630	-	-	-
	15,00-15,50	indeformada	1	29	63	7	41,5	23,6	17,9	2,641	5,05	1,54	15,4
	22,00-22,45	deformada	0	58	21	21	40,2	19,5	20,6	2,608	-	-	-
	24,00-24,45	deformada	1	78	14	7	25,3	17,7	7,5	2,648	-	-	-
AM - SPS - 16	4,60-5,05	deformada	0	98	1	1	NP	NP	NP	2,667	-	-	-
	9,60-10,05	deformada	1	97	2	0	NP	NP	NP	2,655	-	-	-
	12,80-13,35	indeformada	0	22	73	5	44	28,0	15,9	2,60	-	-	-
	15,80-16,35	indeformada	0	55	42	3	46,9	28,7	18,2	2,644	55,6	1,54	15,9
	18,40-18,95	deformada	14	18	62	6	41,1	27,2	13,8	2,619	-	-	-
	22,60-23,05	deformada	0	61	36	3	29,8	18,5	11,3	2,532	-	-	-
AM - SPS - 19	30,15-30,60	deformada	1	98	1	0	NP	NP	NP	2,655	-	-	-
	4,15-4,60	deformada	0	99	1	0	NP	NP	NP	2,664	-	-	-
	10,02-10,60	deformada	0	92	8	0	NP	NP	NP	2,673	-	-	-
	15,70-16,30	indeformada	0	53	47	0	41,6	26,5	15,3	2,640	50,0	1,35	16,5
	17,30-17,90	indeformada	0	26	66	6	34,6	24,2	10,6	2,618	54,4	1,43	16,4
	22,15-22,60	deformada	0	27	68	5	51,7	24,6	27,0	2,509	-	-	-
AM - SPS - 23	3,02-3,65	deformada	0	97	2	1	NP	NP	NP	2,656	-	-	-
	10,20-10,65	deformada	1	96	1	0	NP	NP	NP	2,663	-	-	-
	15,40-15,80	indeformada	0	21	75	4	49,6	30,7	18,8	2,582	59,6	1,58	15,7
	17,30-17,85	indeformada	0	18	80	2	46,8	29,0	17,8	2,587	-	-	-
	22,20-22,65	deformada	0	69	25	6	26,4	19,0	7,5	2,644	-	-	-
	27,20-27,65	deformada	0	59	37	4	45,2	25,4	19,8	2,601	-	-	-



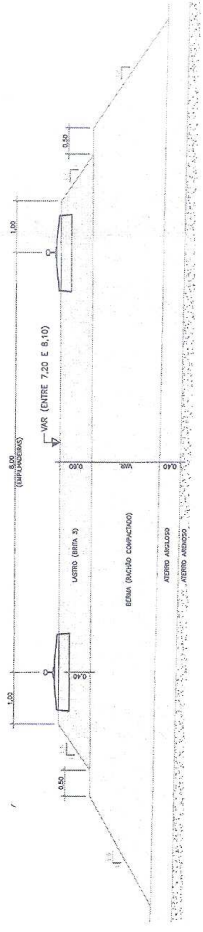
<b>Resultado dos Ensaio de Dissipação (Piezocone)</b>				
<b>Ensaio de piezocone</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>C<sub>h</sub> (PA) (cm<sup>2</sup>/s)</b>	<b>C<sub>h</sub> (NA) (cm<sup>2</sup>/s)</b>	<b>C<sub>v</sub> (NA) (cm<sup>2</sup>/s)</b>
EC-SPS 02A	15,20	$52 \times 10^{-4}$	$10 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$
	16,80	$8700 \times 10^{-4}$	$1700 \times 10^{-4}$	$870 \times 10^{-4}$
	Areia	-	-	-
EC-SPS 04	Areia	-	-	-
	Areia	-	-	-
	Areia	-	-	-
EC-SPS 06	13,40	$88 \times 10^{-4}$	$18 \times 10^{-4}$	$9 \times 10^{-4}$
EC-SPS 08	14,40	$330 \times 10^{-4}$	$67 \times 10^{-4}$	$33 \times 10^{-4}$
	15,80	$260 \times 10^{-4}$	$51 \times 10^{-4}$	$26 \times 10^{-4}$
	17,40	$3900 \times 10^{-4}$	$780 \times 10^{-4}$	$390 \times 10^{-4}$

Resultados dos Ensaio de Adensamento Oedométrico							
Furo	Profundidade (m)	$e_0$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$C_c$	$C_c/(1+e_0)$	$C_v$	
						Valor (cm <sup>2</sup> /s)	Estágio de $\sigma'_v$
SP-10	15,00-15,60	1,62	70	0,47	0,18	$8 \times 10^{-4}$	320
	18,00-18,60	0,92	97	0,2	0,1	$81 \times 10^{-4}$	320
SP-13	15,00-15,60	1,47	38	0,37	0,15	$24 \times 10^{-4}$	320
	17,00-17,60	0,89	45	0,19	0,1	$8 \times 10^{-4}$	320
SP-16	13,00-13,60	1,7	73	0,48	0,18	$20 \times 10^{-4}$	320
	19,00-19,60	0,68	56	0,12	0,07	$114 \times 10^{-4}$	320
SP-25	14,00-14,55	1,73	37	0,41	0,15	$13 \times 10^{-4}$	320
SP-36	14,00-14,60	1,22	53	0,27	0,12	$86 \times 10^{-4}$	320
AM-SPS-02A	15,00-15,52	1,57	115	0,86	0,33	$5 \times 10^{-4}$	240
AM-SPS-05	14,50-15,05	1,49	125	0,74	0,3	$11 \times 10^{-4}$	240
AM-SPS-06	13,30-13,85	1,57	69	0,6	0,23	$11 \times 10^{-4}$	240
AM-SPS-08	16,90-17,45	0,84	105	0,28	0,15	$29 \times 10^{-4}$	240

SEÇÃO "A"



SEÇÃO "B"



SEÇÕES TÍPICAS  
ESCALA 1:50

