



A INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO  
EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Rafael Junqueira Villela

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Mauricio Ehrlich

Rio de Janeiro  
Fevereiro de 2017

A INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO  
EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Rafael Junqueira Villela

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.

---

Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
FEVEREIRO DE 2017

Villela, Rafael Junqueira

A influência do módulo de deformação das camadas de solo em análises de estabilidade/ Rafael Junqueira Villela.  
– Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XII, 121 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Mauricio Ehrlich

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 60-63.

1. Estabilidade de Taludes. 2. Análises Numéricas. 3. Elementos Finitos. I. Ehrlich, Maurício. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu grande amigo  
José Alfredo Barbosa Drehmer. Ser humano fantástico  
tanto no profissional quanto como pessoa.  
Eterno no coração de quem o conheceu.

## AGRADECIMENTOS

Muitas foram as pessoas que me ajudaram a concluir este trabalho. Agradeço a Deus, a minha família, minha esposa Lis Eveline e a todos os meus colegas e professores.

Faço um agradecimento especial ao meu Professor orientador, Mauricio Ehrlich, que por toda a sua sapiência e dedicação às suas atividades da universidade e aos seus alunos, é um exemplo a ser seguido e aos Professores Márcio Almeida e Marcos Barreto, pessoas com grande influência na minha formação acadêmica, por aceitarem a fazer parte da banca de defesa.

Por fim, não poderia deixar de agradecer à Sondotécnica Engenharia S.A., empresa que me apoiou e que tem grande participação na minha formação profissional. Meus colegas de trabalho e ao engenheiro Luiz Antônio Sant'Anna, a quem tem tenho grande admiração como profissional e como pessoa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

A INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO  
EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Rafael Junqueira Villela

Fevereiro/2017

Orientador: Mauricio Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação visa discutir as análises de estabilidade de maciços terrosos a partir de diferentes métodos, dos mais tradicionalmente empregados de equilíbrio limite aos que consideram o comportamento tensão-deformação dos materiais através de análises de elementos finitos. É apresentada uma discussão teórica sobre três abordagens citadas, ressaltando em que ponto se aproximam ou se afastam do estado real em análise, com foco em situações envolvendo materiais com diferentes deformabilidades, onde as diferenças de resultados podem ser mais significativas. É discutido o conceito de fator de segurança e o que ele está representando em cada tipo de análise. As metodologias foram cotejadas entre e si e se buscou validá-las com base nos resultados de um aterro instrumentado construído sobre solos moles na costa de Florianópolis, que foi levado à rotura. São apresentados também dois outros estudos de caso com análises de estabilidade envolvendo materiais de diferentes rigidezes.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STABILITY ANALYSIS OF LAYERED SOILS WITH DIFFERENT  
DEFORMABILITIES

Rafael Junqueira Villela

February/2017

Advisor: Mauricio Ehrlich

Department: Civil Engineering

This dissertation aims to discuss the stability analyzes of earth masses from different methods, from the most traditionally employed limit equilibrium procedures to those considering the stress-strain behavior of the materials through finite element analysis. A theoretical discussion is presented about the three mentioned approaches, highlighting the point of approach or distance from better representing the real condition found in the field, especially for studies involving materials with different stiffnesses, where the differences in results may be more significant. The concept of safety factor is discussed and what it represents for each type of analysis. The methodologies were cross-checked between themselves and validated based on the results of an instrumented landfill constructed on soft soils on the coast of Florianópolis/SC, which was taken to failure. Two other case studies are also presented with stability analyzes involving soil layers of different stiffnesses.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	REVISÃO DE LITERATURA .....	3
2.1	COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS .....	3
2.2	MODELO ELÁSTICO LINEAR PERFEITAMENTE PLÁSTICO DE MOHR-COULOMB. ....	3
2.3	MODELO HIPERBÓLICO.....	4
2.4	HARDENING SOIL MODEL (HSM).....	8
2.5	MÉTODOS UTILIZADOS PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	12
2.5.1	<i>MÉTODO I - EQUILÍBRIO LIMITE.....</i>	<i>12</i>
2.5.2	<i>MÉTODO II - ELEMENTOS FINITOS COM REDUÇÃO PROGRESSIVA DOS PARÂMETROS.....</i>	<i>14</i>
2.5.3	<i>MÉTODO III - ELEMENTOS FINITOS COM BUSCA DE SUPERFÍCIES</i>	<i>15</i>
2.6	DISCUSSÃO SOBRE O CONCEITO DE FATOR DE SEGURANÇA .....	16
3	AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS ATRAVÉS DA RETRO-ANÁLISE DA RUPTURA DE UM ATERRO INSTRUMENTADO NA COSTA DE FLORIANÓPOLIS .....	18
3.1	DESCRIÇÃO DA SITUAÇÃO ESTUDADA.....	18
3.2	ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	21
4	APLICAÇÕES EM OUTROS CASOS REAIS .....	46
4.1	PATIO DE MINÉRIO SOBRE CAMADA DE AREIA COMPACTA, SOBREPOSTA A UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE .....	46
4.1.1	<i>DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....</i>	<i>46</i>
4.1.2	<i>ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....</i>	<i>48</i>
4.1.3	<i>DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....</i>	<i>52</i>
4.2	OPERAÇÃO DE GUINDASTE SOBRE CAMADA DE RACHÃO COMPACTADO, SOBRE ESPESSA CAMADA DE SOLO MOLE.....	53
4.2.1	<i>DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....</i>	<i>53</i>
4.2.2	<i>ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....</i>	<i>54</i>
4.3	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	56
5	CONCLUSÕES .....	58
6	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS .....	60
	APÊNDICE A .....	64
	APÊNDICE B.....	70
	APÊNDICE C.....	97



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb. ....	4
Figura 2.2- Curva tensão – deformação hiperbólica.....	5
Figura 2.3- Curva tensão – deformação hiperbólica transformada .....	5
Figura 2.4 – Relação tensão- deformação hiperbólica em ensaios triaxiais convencionais, consolidados e drenados (SCHANZ et. al. 1999).....	9
Figura 2.5 - Resultados de ensaios triaxiais para areia compacta de Hostun medidos e simulação por HSM – Curva tensão desvio versus deformação. ....	11
Figura 2.6 - Resultados de ensaios triaxiais para areia compacta de Hostun medidos e simulação por HSM – Curva deformação volumétrica versus deformação axial. ....	11
Figura 2.7 - Efeito da dilatância em ensaios triaxiais com determinação do índice de vazios máximo.....	12
Figura 3.1 - Situação dos aterros experimentais (MAGNANI, 2006).....	20
Figura 3.2 - Análise Equilíbrio Limite - condição de rotura - superfície circular.....	24
Figura 3.3– Análise Equilíbrio Limite - condição de rotura - superfície otimizada.....	24
Figura 3.4 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.....	25
Figura 3.5 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.....	26
Figura 3.6 - Deslocamento total do aterro após a redução de parâmetros (condição de colapso).....	26
Figura 3.7 – FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies circular e otimizada. ....	27
Figura 3.8 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.....	28
Figura 3.9 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.....	28
Figura 3.10 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies Circulares.....	28
Figura 3.11 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies com otimização.....	29
Figura 3.12 - Análise Equilíbrio Limite – alteamento +2.8m - superfície circular.....	32
Figura 3.13 - Análise Equilíbrio Limite – alteamento +2.8m - superfície otimizada ....	33
Figura 3.14 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.....	33
Figura 3.15 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.....	34
Figura 3.16 - Deformação total após a redução de parâmetros.....	34
Figura 3.17 - Pontos de medição de deslocamentos.....	35
Figura 3.18 - Coeficiente de redução versus deslocamento total no ponto “A”.....	35
Figura 3.19 - Coeficiente de redução versus deslocamento total no ponto "B". ....	35
Figura 3.20 - Mobilização de tensão cisalhante no ponto “L” em função da redução de parâmetros.....	36
Figura 3.21 - Mobilização de tensão cisalhante no ponto “K” em função da redução de parâmetros.....	37
Figura 3.22- Pontos de medição de tensão.....	37
Figura 3.23 - FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies.....	38
Figura 3.24 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.....	39
Figura 3.25 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.....	39
Figura 3.26 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies Circulares.....	39
Figura 3.27 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies com otimização.....	40
Figura 3.30 - Superfície circular de rotura.....	42
Figura 3.31 - Tensões normais à base ao longo da superfície em consideração.....	42
Figura 3.32 - Fatores de Segurança ao longo da superfície.....	44
Figura 4.1- Seção de Análise.....	47
Figura 4.2 - Geometria de cálculo.....	48

Figura 4.3 - Equilíbrio Limite - Sup. circular.....	49
Figura 4.4 - Equilíbrio Limite - Sup. Otimizada. ....	50
Figura 4.5 - Elementos Finitos com busca de superfície (circular). ....	50
Figura 4.6 - Elementos Finitos com busca de superfície (otimizada). ....	50
Figura 4.7 - Elementos Finitos com redução de parâmetros. ....	51
Figura 4.8 - Modelo de cálculo utilizado nas simulações dos guindastes. ....	54
Figura 4.9–Equilíbrio Limite – Busca Circular.....	55
Figura 4.10 – Equilíbrio Limite – Busca Otimizada.....	55
Figura 4.11 – Elementos Finitos – Busca Circular.....	55
Figura 4.12 – Elementos Finitos – Busca Otimizada. ....	56
Figura 4.13 – Elementos Finitos com redução progressiva de parâmetros. ....	56
Figura A.1- Limites de consistência.....	66
Figura A. 2- Curvas tensão-deformação típicas dos ensaios triaxiais convencionais não-consolidados e não-drenados realizados.....	67
Figura A. 3- Perfil de Su na região do ATE3 (MAGNANI, 2006). ....	69
Figura B. 1 - Exemplos de sondagens com ensaios NSPT com destaque, em laranja, para o trecho central da camada arenosa que possui maior compacidade.....	71
Figura B. 2 -Perfil Geológico Típico do Local.....	72
Figura B. 3 -Valores de Módulo de Elasticidade para o Aterro Hidráulico.....	76
Figura B. 4 -Granulometria da Camada Arenosa.....	77
Figura B. 5 - Valores de tangente do Ângulo de Atrito obtidas.....	80
Figura B. 6 - Valores de Módulo de Elasticidade para os Três Estratos Arenosos.....	82
Figura B. 7 - Carta de Plasticidade.....	83
Figura B. 8 - Su x Rotação em Solo com Areia.....	84
Figura B. 9 - Exemplos de Ensaios de Palheta que indicam drenagem parcial.....	85
Figura B. 10 - Exemplos de Ensaios de Palheta com Pico após Rotação Excessiva.....	86
Figura B. 11- Ajuste do Fator de Cone <b>Nkt</b> em Função dos Ensaios de Palheta e Triaxiais.....	89
Figura B. 12 - Revisão de Valores de <b>Nkt</b> Obtidos na Prática Nacional.....	89
Figura B. 13 - Valores de Resistência não Drenada a partir dos Ensaios de Piezocone.....	90
Figura B. 14 - Resistências normalizadas obtidas nos ensaios de palheta.....	92
Figura B. 15 - Resistências normalizadas obtidas nos ensaios triaxiais UU.....	93
Figura B. 16 - Resistências normalizadas obtidas a partir dos ensaios de piezocone. ...	94
Figura B. 17 - Resultados normalizados de todos os ensaios.....	94
Figura C. 1 - Comparativos entre resultados de diversos ensaios realizados em um mesmo local.....	100
Figura C. 2 - Faixa de valores esperada para Fator de Correção segundo as correlações de BJERRUM (1973) e AZZOUZ et. al.(1983). ....	103
Figura C. 3 -Ajuste do Nkt a partir dos resultados dos ensaios de CPTu e Palheta nas ilhas de investigação.....	104
Figura C. 4 -Resistência de Ponta Corrigida, Tensão Vertical Total e Resistência não Drenada a partir do CPTu-01.....	105
Figura C. 5 - Índice de Tensão Horizontal, Tensão Vertical Efetiva e Resistência não Drenada a partir do DMT-01.....	106
Figura C. 6 -Resistência não drenada a partir dos ensaios VT-01 (corrigidas), CPTu-01, DMT-01 e Valor adotado.....	107

Figura C. 7 -Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias (PINTO, 2006). ...	108
Figura C. 8 -Envoltórias de Resistência para Tensões Totais das Camadas com Comportamento Drenado e Não-Drenado. ....	108
Figura C. 9 -Abordagem proposta DUNCAN; BUCHIGNANI (1975). ....	109
Figura C. 10 -OCR a partir dos ensaios VT-01, CPTu-01 e DMT-01. ....	112
Figura C. 11 - Resistência não Drenada e Módulo de Deformabilidade não Drenado a partir do ensaio CPTu-01. ....	113
Figura C. 12 - Valores do fator de conversão F (Schnaid e Odebrecht, 2012). ....	114
Figura C. 13 -Módulo Dilatométrico e Módulo de Deformabilidade não Drenado a partir do ensaio DMT-01. ....	115
Figura C. 14 -Eu a partir dos ensaios CPTu-01, DMT-01 e valor adotado. ....	116
Figura C. 15 -Módulos de Deformabilidade Típicos de Areias em Solicitações Drenadas (PINTO, 2006). ....	116
Figura C. 16 - Variação do ângulo de atrito interno com a tensão normal efetiva no plano de ruptura em pedregulhos e enrocamentos (LEPS, 1970 e INDRARATNA et. al. 1993). ....	119
Figura C. 17 -Envoltória de Resistência. ....	119
Figura C. 18 -Ângulo de atrito interno em função da tensão confinante e do diâmetro dos grãos. ....	120

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Métodos de Equilíbrio Limite .....	14
Tabela 3.1 - Equivalência nos Parâmetros de entrada - HSM x Hiperbólico para o aterro. .....	23
Tabela 3.2 – FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies. ....	27
Tabela 3.3– FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies. ....	38
Tabela 4.1 – Parâmetros adotados nas análises. ....	49
Tabela 5.2- Resumo dos resultados obtidos. ....	51
Tabela 4.3 -- Resumo dos resultados obtidos nas análise efetuadas. ....	56
Tabela A. 1 – Umidades, índices de vazios, pesos específicos naturais e grau de saturação de cada corpo de prova (CP) .....	67
Tabela B. 1- Densidades Relativas medidas e valores de $\tan \phi'$ obtidos por de Mello (1971) .....	74
Tabela B. 2 - Parâmetros Geotécnicos para as Análises Elástico-Lineares dos Estratos Arenosos .....	76
Tabela B. 3- Estimativa dos valores do peso específico natural da Camada Arenosa. ..	77
Tabela B. 4 - Parâmetros Geotécnicos para as Análises dos Estratos Arenosos .....	82
Tabela B. 5 - Ensaio de Palheta Considerados na Área de Interesse .....	87
Tabela B. 6 - Resumo dos Ensaio triaxiais UU .....	88
Tabela B. 7 – Parâmetros Geotécnicos para as Análises .....	96
Tabela C. 1 - Resultados dos ensaios de Palheta Realizados na Vertical VT-01	101
Tabela C. 2 - Ensaio de Caracterização realizados em amostras de argila. ....	102
Tabela C. 3 - Valores $K_2$ de Argilas Brasileiras (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). 110	
Tabela C. 4 - Compressibilidade da Barragem Pedra do Cavalo .....	121

# 1 INTRODUÇÃO

Tradicionalmente, a abordagem mais empregada para análises de estabilidade de materiais terrosos é a avaliação por métodos conhecidos como equilíbrio limite. Esta abordagem faz uso de diferentes métodos de análise de acordo com o tipo de problema a ser resolvido e da precisão requerida do resultado. O método inicial de análises de equilíbrio limite foi o de Fellenius ou método círculo sueco (FELLENIUS, 1936). Este método apenas pode ser aplicado a superfícies de deslizamento circulares e conduz a uma subestimação significativa do fator de segurança. Outros métodos que apresentam melhores resultados foram desenvolvidos por BISHOP(1955), MORGENSTERN E PRICE ( 1965) e SARMA(1973). Os métodos de equilíbrio limite têm como uma de suas premissas que todos os pontos ao longo da superfície de rotura crítica plastificam em um mesmo instante. Esta premissa é especialmente falha em análises que envolvem materiais com deformabilidades muito distintas, como camadas areias compactas e argilas moles sobrepostas, configuração esta, comum na costa brasileira. As curvas tensão-deformação destes materiais são muito distintas fazendo com que estes atinjam a ruptura em momentos distintos.

Uma alternativa para análises de estabilidade que vem sendo utilizada são as análises através de modelos elementos finitos, em que se é capaz de representar por equações constitutivas o comportamento tensão x deformação de cada material. Uma primeira proposta de utilização de elementos finitos para obtenção do fator de segurança à rotura é a redução progressiva dos parâmetros de resistência (coesão e tangente do ângulo de atrito) até o atingimento da rotura. Esta metodologia, muito aceita no meio técnico, pode ser utilizada com auxílio de softwares consagrados como o Plaxis (2016) e se baseia na proposição de que o Fator de Segurança Global é igual ao valor pelo qual devem ser reduzidos os parâmetros de resistência de modo que a solução não apresente mais convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude. Nesta metodologia é considerada a mobilização das resistências dos materiais em função das deformações em cada ponto, todavia, fazendo a redução dos parâmetros de resistência de todas as camadas pelo mesmo fator de segurança, independente do qual diste esta camada da rotura em cada iteração.

Uma segunda alternativa de utilização de elementos finitos para a consideração do comportamento tensão-deformação dos materiais na análise de estabilidade de taludes é a determinação, através de, primeiramente, uma análise tensão-deformação do estado de tensão em cada ponto do maciço com posterior análise do fator de segurança de uma superfície de ruptura previamente estabelecida, considerando o estado de tensões do maciço. Esta metodologia se assemelha ao método de equilíbrio limite na necessidade de busca de superfícies e de divisão da superfície de ruptura em fatias, todavia elimina a utilização de hipóteses simplificadoras para a resolução das equações de equilíbrio e considera a mobilização da resistência em função das deformações. Nesta metodologia, a base de cada fatia apresenta um fator de segurança próprio e o fator de segurança da superfície de ruptura em análise é obtido pela razão entre o somatório das resistências ao cisalhamento disponíveis em cada base de camada pelo somatório das tensões cisalhantes mobilizadas, portanto é um fator de segurança médio ponderado.

O presente trabalho apresenta uma discussão teórica sobre as três abordagens citadas, 1. equilíbrio limite, 2. elementos finitos com redução progressiva de parâmetros e 3. elementos finitos com posterior busca de superfícies. É dado enfoque a que ponto se aproximam ou se afastam do estado real em análise, em especial para estudos envolvendo materiais com diferentes deformabilidades, onde as diferenças de resultados tendem a ser mais significativas. É discutido o conceito de fator de segurança e o que ele está representando em cada tipo de análise. As metodologias foram cotejadas entre si e se buscou validá-las com base nos resultados de um aterro instrumentado construído sobre solos moles na costa de Florianópolis, que foi levado à ruptura. São apresentados também dois outros estudos de caso com análises de estabilidade envolvendo materiais de diferentes rigidezes. O primeiro trata se de uma pilha de minério em um pátio portuário cujo subsolo é composto por uma espessa camada de areia muito compacta (NSPT >40 golpes) sobreposta a um depósito de solo mole. O segundo trata se da substituição da camada superficial de um depósito de solo mole por rachão compactado para garantir a estabilidade a curto prazo para operação de guindastes de grande porte para montagens de equipamentos de um estaleiro.

## **2 REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS**

As propriedades geotécnicas dos solos estão intimamente ligadas ao estado em que o solo se encontra, entendendo-se por estado, o arranjo relativo de suas partículas, mantidas em determinadas posições pela ação de forças de gravidade, forças elétricas, agentes cimentícios e pela forma em que a água e o ar ocupam seus vazios. Este estado do solo está sempre em equilíbrio com as tensões externas atuantes. Sempre que estas tensões se alterem ou que se estabeleça um fluxo de ar ou de água, o estado do solo se modifica (CRUZ, 2004).

O comportamento tensão-deformação dos solos pode ser estudado de modo mais objetivo separando os materiais em areias e argilas, como nos trabalhos clássicos de LEE; SEED (1967) e SEED; LEE (1967). Para possibilitar equacionar estes comportamentos, com o passar o tempo foram criados os modelos constitutivos dos solos que são formados por equações que tentam traduzir as relações entre as tensões, deformações e resistência ao cisalhamento dos solos. Neste trabalho serão utilizados os modelos Elástico Linear Perfeitamente Plástico (Mohr-Coulomb), Hiperbólico de Duncan, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e Hardening Soil Model (HSM), discutidos na sequência.

### **2.2 MODELO ELÁSTICO LINEAR PERFEITAMENTE PLÁSTICO DE MOHR-COULOMB.**

O modelo de Mohr-Coulomb integra a categoria de modelos elasto-plásticos e bastante utilizado devido à sua simplicidade. Ele é definido por quatro parâmetros relacionados ao solo, a saber:

- Módulo de Deformabilidade (E)
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
- Coesão (c)

- Ângulo de atrito ( $\varphi$ )

A elasto-plasticidade define que as deformações e razões de deformação são decompostas em duas frações, uma elástica e outra plástica. No comportamento elástico, o corpo recupera todas as deformações, enquanto que a plasticidade está associada com o desenvolvimento de deformações irreversíveis.

Mohr-Coulomb é um modelo elástico linear perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa.

A Figura 2.1 ilustra a relação tensão ( $\sigma$ ) *versus* deformação ( $\epsilon$ ) para o modelo Mohr-Coulomb.

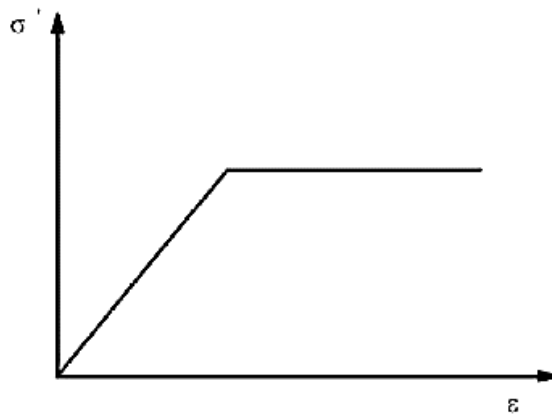


Figura 2.1 - Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb.

### 2.3 MODELO HIPERBÓLICO

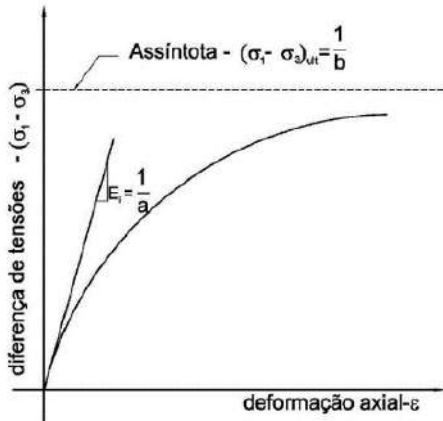
O modelo hiperbólico proposto por DUNCAN E CHANG (1970) considera que o solo é um material elástico não linear, com comportamento dependente do nível de tensão confinante e da tensão desviadora ao qual o solo está submetido. A não linearidade



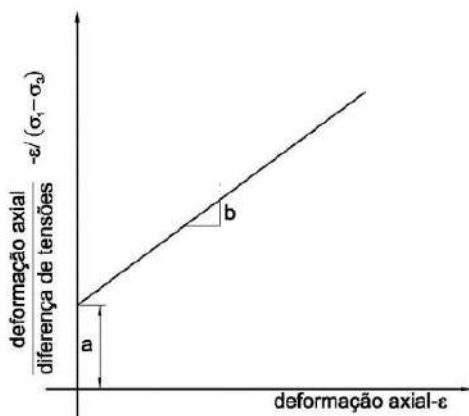
das curvas tensão - deformação do solo é expressa por uma hipérbole, sendo essa definida matematicamente pela equação (2.1) apresentada por KONDNER(1963):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (1.1)$$

Os parâmetros  $a$  e  $b$  são constantes associadas ao módulo tangente inicial ( $E_i$ ) e à tensão desviadora na condição última  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ , respectivamente, determinados por meio de um ajuste linear dos pontos experimentais conforme ilustrado nas Figuras 2.2 e 2.3:



**Figura 2.2- Curva tensão – deformação hiperbólica**



**Figura 2.3- Curva tensão – deformação hiperbólica transformada**

$$a = \frac{1}{E_i} \quad (2.2)$$

$$\frac{1}{b} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (2.3)$$

Onde:

$\varepsilon$  é a deformação axial;

$E_i$  é o módulo tangente inicial;

$\sigma_1 - \sigma_3$  é a tensão desviadora;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  é a tensão desviadora última ou assintótica.

DUNCAN e CHANG (1970) incorporam ainda à formulação básica a razão de ruptura  $R_f$  sendo que, para vários tipos de solo, esta razão varia de 0,75 a 1,00:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (2.4)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  é a diferença das tensões principais na ruptura.

Assim sendo, pode-se escrever:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (2.5)$$

As relações constitutivas do modelo consideram características dos solos como não-linearidade e a influência da tensão de confinamento,  $\sigma_3$ , todavia não considera o efeito da dilatância e o comportamento carregamento ou descarregamento é considerado elástico (não linear) até o atingimento da tensão de ruptura.



## 2.4 HARDENING SOIL MODEL (HSM)

O modelo Hardening Soil Model (HSM) foi desenvolvido através da reformulação do modelo hiperbólico descrito por DUNCAN E CHANG (1970), porém o supera nos seguintes aspectos: utiliza a teoria da plasticidade na sua formulação, inclui o efeito da dilatância do solo e introduz superfícies móveis de escoamento plástico (yield caps) para cálculo das deformações plásticas no material, sem necessitar que a superfície fixa de ruptura seja atingida, como no modelo de Mohr-Coulomb (MUÑOZ, 2014).

A característica básica desse modelo é permitir a variação da deformabilidade do solo com o estado de tensão, através de um parâmetro  $m$ , que controla os valores do módulo triaxial de carregamento  $E_{50}$  (equação 2.6), do módulo de descarregamento / recarregamento  $E_{ur}$  (equação 2.7), e do módulo de compressão confinada  $E_{oed}$  (equação 2.8) (BRINKREVE *et al.*, 2012). Estas equações definem a variação dos módulos de deformabilidade.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos\phi + \sigma'_3 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad (2.6)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos\phi + \sigma'_3 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad (2.7)$$

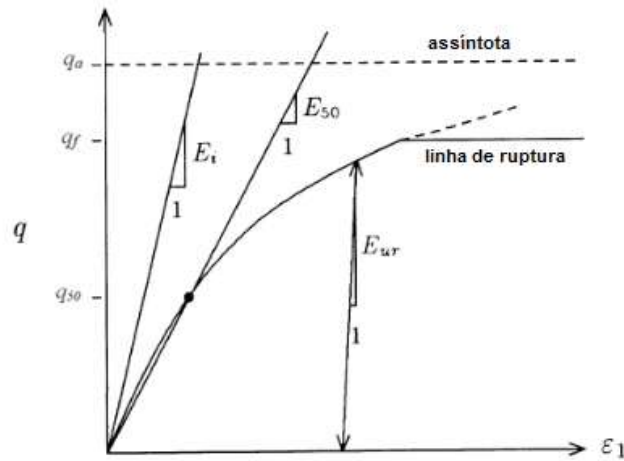
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos\phi + \sigma'_1 \operatorname{sen}\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \operatorname{sen}\phi} \right)^m \quad (2.8)$$

Onde:

$m$  é o parâmetro que controla a variação da rigidez do solo com o estado de tensão;

$E_{50}^{ref}$ ;  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$  são os módulos de referência, correspondentes a valores de  $\sigma'_1$  ou  $\sigma'_3$  iguais à pressão de referência  $p^{ref}$ , adotada arbitrariamente. O valor de  $m$  geralmente varia entre 0,5 a 1.

A Figura 2.4, apresentada por SCHANZ *et al.* (1999) ilustra a relação tensão-deformação hiperbólica em ensaios triaxiais por compressão adensados hidrostaticamente.



**Figura 2.4 – Relação tensão- deformação hiperbólica em ensaios triaxiais convencionais, consolidados e drenados (SCHANZ *et. al.* 1999)**

Para o caso dos ensaios triaxiais drenados, a seguinte equação descreve a relação tensão desviadora ( $q$ ) vs deformação axial ( $\epsilon_1$ ):

$$\epsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \text{ para } q < q_f \quad (2.9)$$

Onde:

$q_a$  é o valor assintótico da resistência ao cisalhamento;

$q_f$  é o valor correspondente à ruptura.

Estes valores são definidos a partir do critério de ruptura de Mohr- Coulomb, pelas seguintes equações:

$$q_f = (c \cdot \cot\varphi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} \quad (2)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.11)$$

Onde:

$R_f$  é a razão de ruptura entre  $q_f$  e  $q_a$ .

Para a consideração do efeito de dilatância, o modelo hiperbólico lança mão do ângulo de dilatância ( $\Psi$ ), adaptado da teoria desenvolvida por ROWE (1962). O valor de ângulo de dilatância máximo, ou de pico, é definido pela equação (2.12).

$$\mathit{sen}\Psi = \frac{\mathit{sen}\varphi - \mathit{sen}\varphi_{cv}}{1 - \mathit{sen}\varphi \cdot \mathit{sen}\varphi_{cv}} \quad (2.12)$$

Onde:

$\varphi$  é o ângulo de atrito de pico;

$\varphi_{cv}$  é o ângulo de atrito a volume constante.

Quando se define um material com comportamento dilatante, a resistência do mesmo cresce com a deformação até o comportamento de resistência de pico, momento em que ocorre a plastificação total do ponto e a resistência permanece constante com as deformações. Na curva tensão desvio versus deformação do modelo HSM não é possível representar o decréscimo de resistência esperado após o pico.

A mobilização do ângulo de dilatância é dada em função da mobilização do ângulo de atrito, conforme equações (2.13) a (2.16).

$$\mathit{sen}\varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2.c.cot\varphi} \quad (2.13)$$

$$\Psi_m = 0 \text{ para } \mathit{sen}\varphi_m < \frac{3}{4}\mathit{sen}\varphi \quad (3)$$

$$\Psi_m = \arcsen\left(\mathit{máximo}\left(\frac{\mathit{sen}\varphi_m - \mathit{sen}\varphi_{cv}}{1 - \mathit{sen}\varphi_m \cdot \mathit{sen}\varphi_{cv}}; 0\right)\right) \text{ para } \mathit{sen}\varphi_m \geq \frac{3}{4}\mathit{sen}\varphi \text{ e } \Psi > 0 \quad (2.15)$$

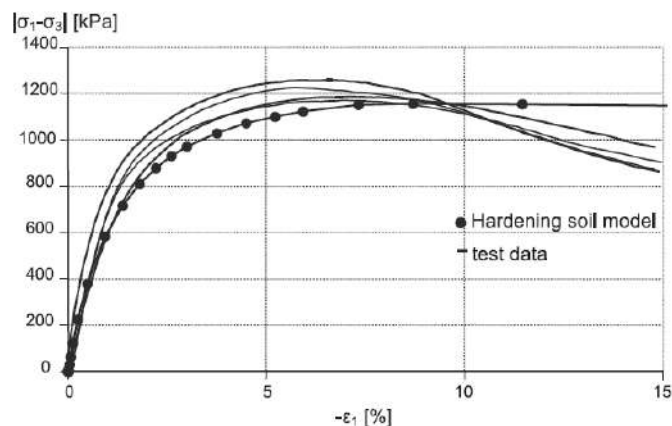
$$\Psi_m = \Psi \text{ para } \mathit{sen}\varphi_m \geq \frac{3}{4}\mathit{sen}\varphi \text{ e } \Psi \leq 0 \quad (2.16)$$

Onde:

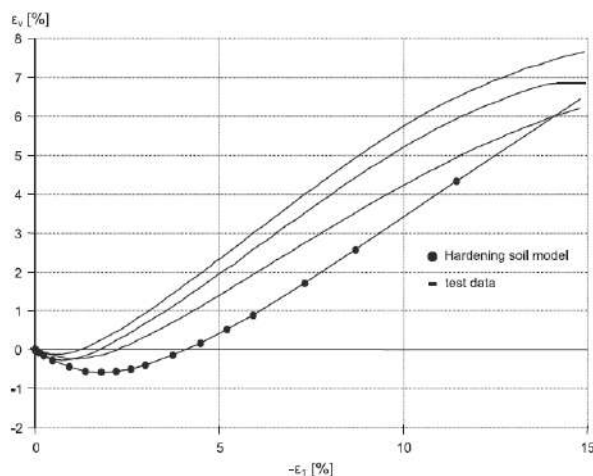
$\varphi_m$  é o ângulo de atrito mobilizado;

$\Psi_m$  é o ângulo de dilatância mobilizado.

Nas Figuras 2.5 e 2.6 são reproduzidas as figuras de Plaxis (2016), que apresentam o resultado de ensaios triaxiais realizados em areia compacta de Hostun medidos e obtidos a partir da simulação por HSM.



**Figura 2.5 - Resultados de ensaios triaxiais para areia compacta de Hostun medidos e simulação por HSM – Curva tensão desvio *versus* deformação.**



**Figura 2.6 - Resultados de ensaios triaxiais para areia compacta de Hostun medidos e simulação por HSM – Curva deformação volumétrica *versus* deformação axial.**

Na Figura 2.6 é possível observar o efeito da dilatação crescendo indefinidamente a medida que cresce a deformação axial. Para que isto não ocorra, o modelo HSM permite que se estipule um valor de interrupção para o índice de vazios (dilatancy cut-off) de modo a representar melhor o comportamento real dos solos. Este

valor de índice de vazios máximo, pode ser tomado como o índice de vazios crítico (não apresenta alteração de volume no cisalhamento) para o nível de tensões reinante.

Ao se determinar o valor de interrupção para o índice de vazios (dilatancy cut-off), a mobilização do ângulo de dilatância é regida também pelas equações (2.17) e (2.18), além das já discutidas equações (2.14) a (2.16). A Figura 2.7 reproduzida de Plaxis (2016) ilustra o efeito da dilatância com a inserção do valor de interrupção para o índice de vazios em ensaios triaxiais.

$$\Psi_m = \arcsen \left( \text{máximo} \left( \frac{\text{sen} \varphi_m - \text{sen} \varphi_{cv}}{1 - \text{sen} \varphi_m \cdot \text{sen} \varphi_{cv}} ; 0 \right) \right) \text{ para } e < e_{máx} \quad (2.17)$$

$$\Psi_m = 0 \text{ para } e \geq e_{máx} \quad (2.18)$$

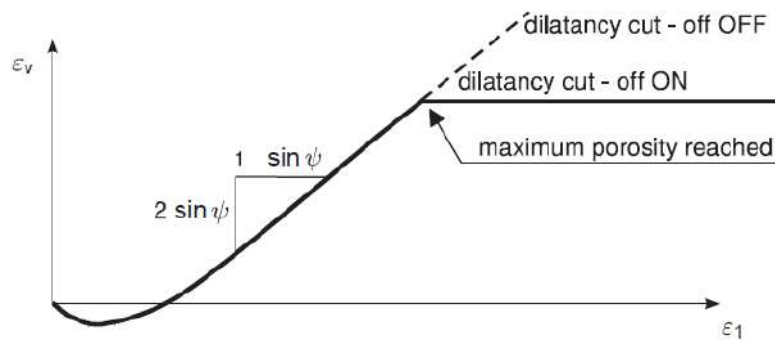


Figura 2.7 - Efeito da dilatância em ensaios triaxiais com determinação do índice de vazios máximo.

## 2.5 MÉTODOS UTILIZADOS PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE

### 2.5.1 MÉTODO I - EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de análise por equilíbrio limite consistem na determinação do equilíbrio de uma massa de solo delimitada por uma superfície de ruptura previamente



conhecida e bem definida, que se comporta como um corpo rígido-plástico na iminência de ruptura generalizada. Esses métodos consideram que um critério de ruptura, normalmente o de Mohr-Coulomb, é satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura e assume que o fator de segurança ao longo dessa superfície é único.

Segundo GRIFFITHS E LANE(1999), o problema de todos os métodos de equilíbrio limite é que eles são baseados na suposição de que a massa de solo deslizante pode ser dividida em fatias, o que necessita uma suposição adicional relacionada à direção da força lateral entre as fatias, com consequentes implicações para o equilíbrio. A hipótese referente às forças laterais é uma das principais características que diferencia um método de equilíbrio limite de outro, e é por si só uma distinção completamente artificial.

DUNCAN E WRIGHT(1980) listaram as características reproduzidas na Tabela 2.1 sobre os métodos de equilíbrio limite.

Nos métodos de equilíbrio limite a condição de equilíbrio é dada pelo somatório de esforços estabilizantes ( $\sum ParcelasEstabilizantes$ ) dividido pelo somatório das esforços instabilizantes ( $\sum ParcelasInstabilizantes$ ), seja pelo somatórios de momentos, forças verticais e/ou forças horizontais conforme supracitado. O Fator de Segurança é dado pelo coeficiente em que se é necessário reduzir as parcelas de resistência de intercepto coesivo  $\frac{c'}{FS}$  e tangente do ângulo de atrito  $\frac{tg\phi'}{FS}$  para se obter razão unitária ( $\frac{\sum ParcelasEstabilizantes}{\sum ParcelasInstabilizantes} = 1,00$ ).

**Tabela 2.1 - Métodos de Equilíbrio Limite**

<b>Método</b>	<b>Característica</b>
Gráficos Estabilidade de Taludes (JAMBU, 1968); (DUNCAN et. al., 1987)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Precisos o suficiente para muitos propósitos.</li> <li>• Mais rápido do que análises de computador detalhadas.</li> </ul>
Método Comum de Fatias (FELLENIOUS, 1927)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Só para superfícies de deslizamento circulares.</li> <li>• Satisfaz equilíbrio de momentos.</li> <li>• Não satisfaz o equilíbrio de forças horizontais ou verticais.</li> </ul>
Método de Bishop Modificado (BISHOP, 1955)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Só para superfícies de deslizamento circulares</li> <li>• Satisfaz equilíbrio de momentos.</li> <li>• Satisfaz equilíbrio de forças verticais.</li> <li>• Não satisfaz o equilíbrio de forças horizontais.</li> </ul>
Métodos de equilíbrio de forças (por exemplo, Lowe e Karafiath (1960); EUA Army Corps of Engineers (1970))	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualquer forma de superfícies de deslizamento.</li> <li>• Não satisfaz o equilíbrio de momentos.</li> <li>• Satisfaz tanto equilíbrio de forças verticais como horizontais.</li> </ul>
Método das fatias Janbu Generalizado (JAMBU, 1968)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualquer forma de superfície de deslizamento.</li> <li>• Satisfaz todas as condições de equilíbrio.</li> <li>• Apresenta problemas numéricos mais frequentemente do que outros métodos.</li> </ul>
Método de Morgenstern e Price (MORGENSTERN; PRICE, 1965)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualquer forma de superfície de deslizamento.</li> <li>• Satisfaz todas as condições de equilíbrio.</li> <li>• Permite a variação da orientação das forças laterais.</li> </ul>
Método de Spencer (SPENCER, 1967)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Qualquer forma de superfícies de deslizamento.</li> <li>• Satisfaz todas as condições de equilíbrio.</li> <li>• Força laterais são consideradas paralelas entre si (em todas as fatias).</li> </ul>

## **2.5.2 MÉTODO II - ELEMENTOS FINITOS COM REDUÇÃO PROGRESSIVA DOS PARÂMETROS**

O método de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros consiste na realização sequencial de análises com diminuição a cada etapa dos parâmetros de resistência  $c'$  (intercepto coesivo) e  $\text{tg } \phi'$  (tangente do ângulo de atrito) por um coeficiente até que se estabeleça uma superfície contínua de pontos plastificados, que

não possibilite mais a convergência das iterações ou leve a deformações excessivas, caracterizando a rotura. O fator de segurança (FS) é definido como sendo o valor do coeficiente de redução adotado na iteração que caracteriza a rotura.

Em princípio, o ângulo de dilatância ( $\Psi$ ) se mantém constante durante a redução de parâmetros, salvo quando a tangente do ângulo de atrito reduzido resulta em um valor menor do que a tangente do ângulo de dilatância, etapa em que o ângulo de dilatância também é reduzido para que este não represente um valor maior do que o ângulo de atrito.

Com relação à deformabilidade dos materiais, o programa utilizado nas análises (Plaxis, 2016) não considera a sua variação dependente das tensões confinantes e efeitos de endurecimento do modelo HSM durante a redução dos parâmetros. Quando o solo é modelado utilizando HSM, as deformabilidades dos materiais são definidas em função dos valores da etapa anterior à redução de parâmetros (determinados por HSM) e mantidas constantes durante às iterações, como no modelo Elástico Linear Perfeitamente Plástico Mohr Coulomb.

### **2.5.3 MÉTODO III - ELEMENTOS FINITOS COM BUSCA DE SUPERFÍCIES**

Na metodologia de elementos finitos com busca de superfícies é realizada primeiramente a análise tensão-deformação com a determinação do estado de tensões de cada ponto do maciço. Na sequência é realizada a busca da superfície crítica através dos mesmos procedimentos usualmente utilizados nas buscas de superfícies nas análises de equilíbrio limite (superfícies circulares, poligonais, mistas, etc).

A análise de cada potencial superfície de rotura é realizada através da divisão da mesma em fatias e, na base de cada fatia é computado o valor das tensões normais e cisalhantes a partir do estado de tensões resultante da análise de equilíbrio limite. A resistência ao cisalhamento na base de cada fatia é calculada a partir da tensão normal computada e da envoltória de Mohr-Coulomb. Por fim, o fator de segurança (FS) é dado pela razão entre o somatório das resistências ao cisalhamento multiplicadas pelas larguras das bases das diferentes fatias e o somatório das tensões cisalhantes mobilizadas também multiplicadas pelas larguras das bases das fatias.

$$FS = \frac{\sum S_i}{\sum T_i} \quad (2.19)$$

Onde:

$S_i$  é resistência ao cisalhamento na base da fatia  $i$  multiplicada pela largura da base da fatia  $i$ ;

$T_i$  é tensão mobilizada na base da da fatia  $i$  multiplicada pela largura da base da fatia  $i$ .

## 2.6 DISCUSSÃO SOBRE O CONCEITO DE FATOR DE SEGURANÇA

Na avaliação de estabilidade de maciços, o fator de segurança ( $FS$ ) costuma ser definido pela relação entre esforços estabilizantes (resistentes) e os esforços instabilizantes (atuantes), determinados com base no método de cálculo adotado.

Os esforços estabilizantes, são calculados pela resistência ao cisalhamento do maciço ( $S$ ) ao longo de uma superfície hipotética e os esforços resistentes como a tensão cisalhante mobilizada ( $T$ ) nesta superfície, estabelecendo o  $FS$  correspondente àquela superfície (Eq. 18). A superfície que apresenta o menor valor de  $FS$  configura a superfície potencial de ruptura do maciço.

$$FS = T \quad (4.20)$$

A obtenção de  $FS$  contudo é complexa, em função das incertezas na determinação dos esforços mobilizados e na resistência disponível em cada potencial superfície de ruptura no momento da ruptura. O fator de segurança calculado está relacionado ao método de cálculo adotado. O valor a ser calculado depende das hipóteses simplificadoras adotadas pelo método em consideração, além do comportamento tensão-deformação e do critério de ruptura adotado para os materiais envolvidos na análise.

No entanto, quando se estabelecem valores mínimos de  $FS$  comumente não se discute a metodologia de análise empregada. Num primeiro momento esperar-se-ia poder manter critérios mais arrojados na definição de um fator de segurança mínimo ao

empreendimento ao se dispor de métodos de análises mais robustos, que consideram de alguma forma o comportamento tensão-deformação dos materiais. Em contrapartida, as simplificações inerentes às metodologias menos robustas, em geral, assumem hipóteses conservadoras, podendo, em princípio, estabelecer uma margem de segurança intrínseca ao método considerado.

Conforme discutido no item 2.5.1, os métodos de equilíbrio limite assumem que a ruptura ocorre ao mesmo tempo em todos os pontos da superfície crítica e que o fator de segurança é o mesmo em toda a superfície, não considerando o comportamento tensão-deformação.

Os métodos de elementos finitos por suas vezes, trabalham com modelos constitutivos para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos permitindo uma análise das tensões mobilizadas e resistências de cada material.

O método de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros consiste na realização iterativa de análises com a aplicação de um coeficiente de redução dos parâmetros de resistência  $c'$  (intercepto coesivo) e  $\text{tg } \phi'$  (tangente do ângulo de atrito) até que se forme uma superfície contínua de pontos plastificados, caracterizando uma superfície de rotura. O coeficiente que gerou a superfície é o fator de segurança do maciço. Nesta metodologia, a tensão cisalhante mobilizada em cada ponto é calculada em função da equação constituinte. Uma vantagem desta metodologia é que não é necessário pré-estabelecer superfícies a serem analisadas.

Na metodologia de elementos finitos com busca de superfícies é realizada primeiramente a análise tensão-deformação com a determinação do estado de tensões de cada ponto do maciço. Na sequência é realizada a busca da superfície crítica. Para tal, cada superfície analisada é dividida em fatias e na base de cada fatia é verificada a tensão cisalhante mobilizada e a resistência ao cisalhamento em função do estado de tensões obtido na análise de elementos finitos. Desta forma, cada fatia apresenta um fator de segurança e o fator de segurança da superfície é dado pelo somatório de todas as resistências multiplicadas pelos seus respectivos comprimentos de base das fatias dividido pelo somatório de todas as tensões cisalhantes mobilizadas também multiplicadas pelos comprimentos das bases de suas respectivas fatias.

### **3 AVALIAÇÃO DAS METODOLOGIAS ATRAVÉS DA RETRO-ANÁLISE DA RUPTURA DE UM ATERRO INSTRUMENTADO NA COSTA DE FLORIANÓPOLIS**

#### **3.1 DESCRIÇÃO DA SITUAÇÃO ESTUDADA**

O estudo ora em cena é referente à ruptura de um aterro experimental construído na costa de Florianópolis. A execução deste aterro teve como objetivo o fornecimento de dados para o projeto de conclusão da Via Expressa Sul e ligação da mesma com a rodovia SC-405. Foram construídos no total três aterros experimentais instrumentados e levados a ruptura a saber, o aterro experimental ATE-1 construído com reforço de geossintético, o aterro experimental ATE-2 construído com reforço de geossintético e drenos verticais e o aterro experimental ATE-3 construído sem reforço e sem drenos verticais (Magnani, 2006). O aterro utilizado nas análises empreendidas é o ATE-3, por se mostrar uma configuração direta da análise de superfícies de ruptura envolvendo materiais de diferentes rigidezes, sem a influência dos drenos verticais e/ou dos reforços de geossintéticos instalados nos aterros ATE-1 e ATE-2. A Figura 3.1 ilustra a locação dos aterros experimentais com destaque para o aterro ATE-3.

Os resultados das investigações geotécnicas disponíveis estão apresentados no Apêndice A e brevemente resumidos em sequência.

Os primeiros estudos para o local datam de 1979, quando o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Santa Catarina elaborou um projeto de ligação entre o centro da capital e a parte sul da ilha, sob a denominação de Via Expressa Sul. Esta ligação envolvia, além de um túnel, da construção de um aterro de grandes dimensões (1.200.000 m<sup>3</sup>) sob as águas da Bahia Sul. O projeto foi elaborado pela PROENGE – Projetos e Serviços de Engenharia Ltda, com a participação dos professores Willy Lacerda e Márcio Almeida para a elaboração dos estudos e projetos geotécnicos. Em 1999, o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Santa Catarina deu início a uma fase de revisão do projeto original, para inclusão da escavação de canais de drenagem que cortariam o aterro, além da parte ainda não construída de ligação com a Rodovia SC-401. Nesta etapa foi elaborada nova campanha de investigações geotécnicas, além da construção dos aterros experimentais ATE-1, ATE-2 e ATE-3 cuja decisão pela execução se deu ao longo de ano de 2001.

A região do depósito, caracterizada por localizar-se no fundo de uma baía de baixíssima energia hidráulica, com fundo muito plano, e sem deságue de nenhum curso de água importante, propicia uma homogeneidade espacial na deposição dos solos compressíveis ali encontrados. MAGNANI (2006) destaca ainda que o Rio Tavares, cuja foz se localiza nas proximidades, é na realidade uma conexão entre o manguezal e as águas da Baía Sul e não apresenta vazões significativas uma que vez drena somente as áreas planas do manguezal, além de que a localização do depósito está também afastada do canal principal que conecta a baía Sul à baía norte, entre a ilha de Santa Catarina e o continente, em cujas margens ocorrem depósitos arenosos em razão da maior velocidade das correntes. Ambas campanhas de reconhecimento geotécnico, de 1979 e de 1999, concluíram pela homogeneidade do depósito.

O aterro experimental ATE-3 foi construído em areia sobre o depósito de argila mole Pirajubaé com a geometria ilustrada na Figura 3.2. As bermas laterais foram projetadas com 12 m de extensão plana, largura idêntica a das seções transversais do aterro e com as mesmas inclinações de taludes. As alturas das bermas laterais foram previstas para alcançarem 1,0 m acima do terreno natural. A construção dos aterros propriamente dita, ou seja, a elevação da terraplanagem, se iniciou no dia 11 de outubro de 2002 pelo aterro experimental AE 3, em tempo decorrido suficiente para desprezar excessos de poro pressão gerados pela camada inicial de areia. Os ângulos dos taludes dos aterros experimentais construídos corresponderam aos ângulos de equilíbrio natural da areia fina na umidade de campo.

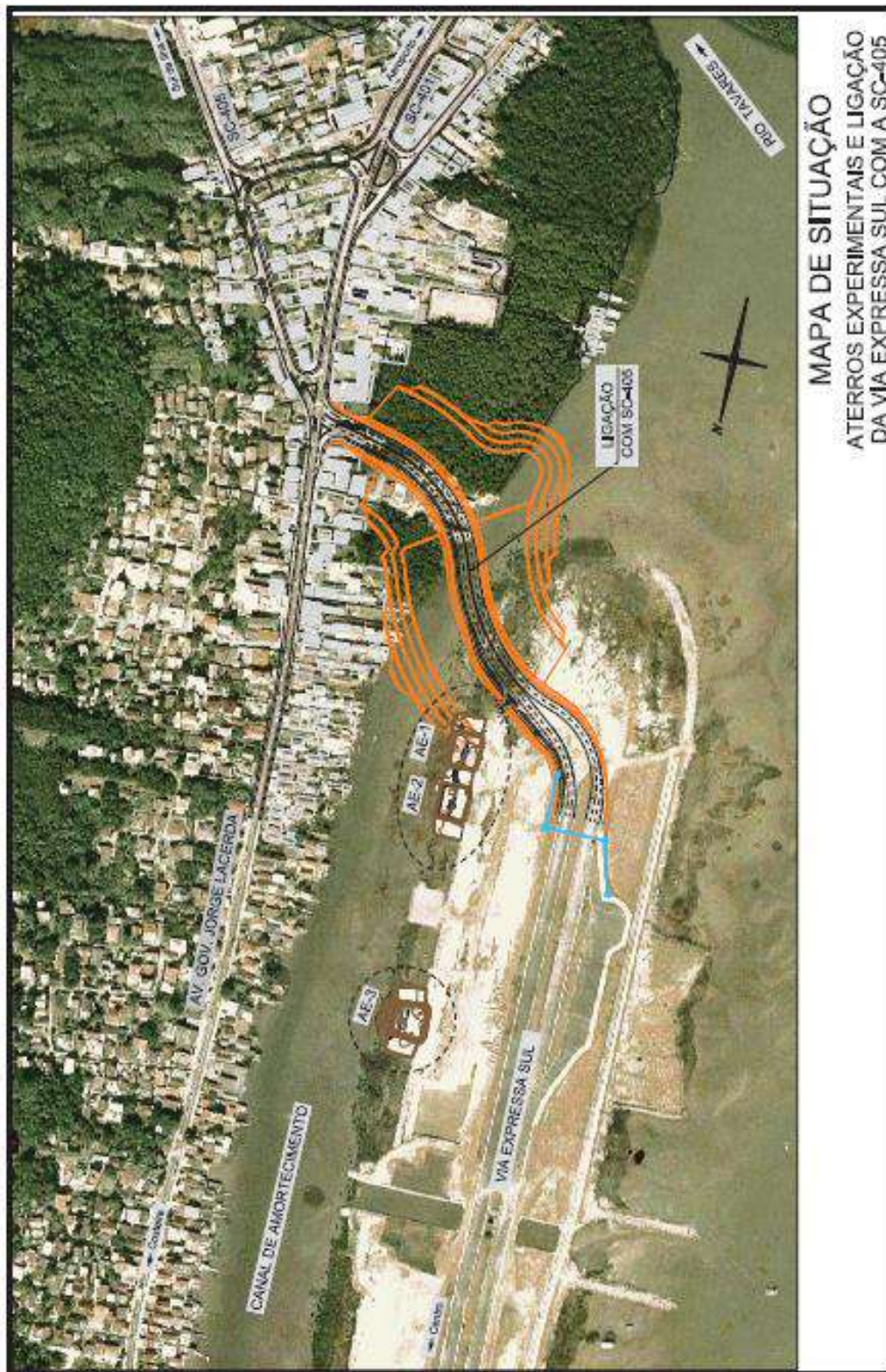


Figura 3.1 - Situação dos aterros experimentais (MAGNANI, 2006)



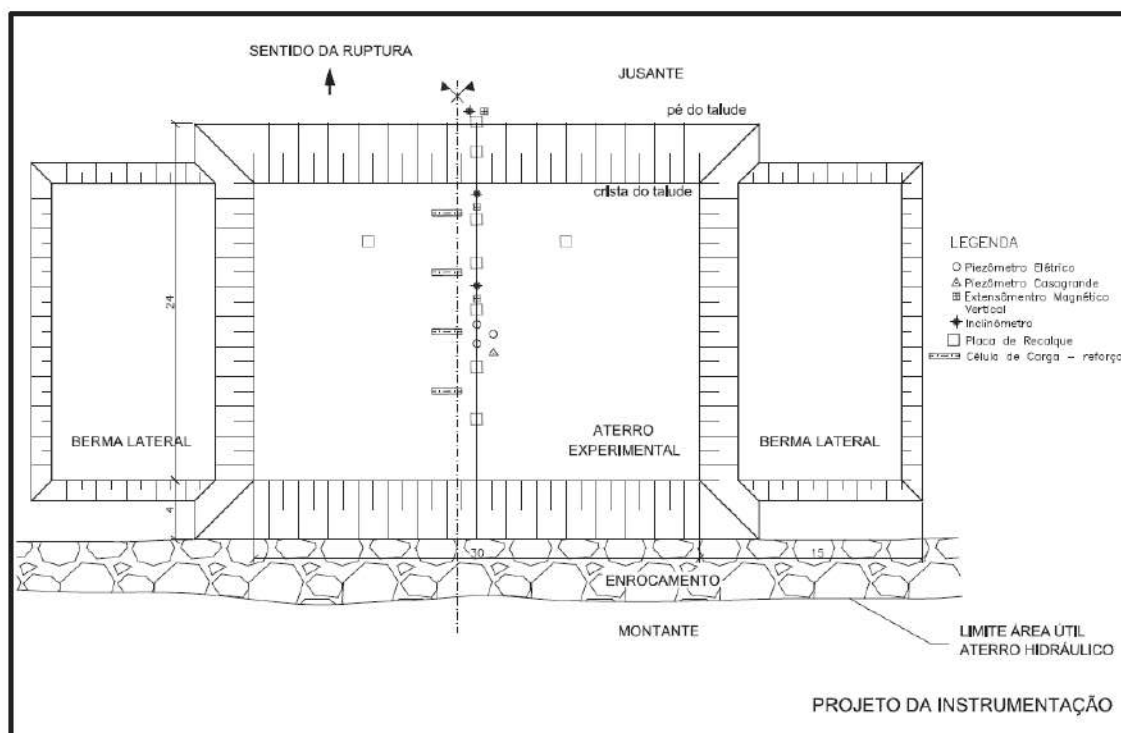


Figura 3.2 - Geometria e Instrumentação do ATE--3 (MAGNANI, 2006)

### 3.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade realizadas tiveram por objetivo avaliar as três metodologias de cálculo procurando sempre obter informações que permitam discutir a capacidade destas de representar roturas envolvendo camadas de materiais de diferentes rigidezes.

As análises foram divididas em dois subitens principais. No subitem 3.2.1 estão apresentadas as análises empreendidas para a condição de colapso. Neste item o aterro foi modelado com a geometria em que se observou em campo a rotura.

Uma vez que na condição de colapso muitos pontos analisados do maciço se encontram plastificados ou próximos da plastificação, a geração de informações nos programas de elementos finitos, tais como curvas de tensão, deformação, entre outras utilizadas para analisar o comportamento ficam bastante limitadas, podendo apresentar problemas de convergência. Posto isto, as análises empreendidas no item 3.2.1 tiveram o intuito essencial de avaliar a capacidade dos métodos de cálculo de prever a rotura

para uma validação dos mesmos. Em paralelo foram realizadas análises paramétricas da rigidez do aterro e da avaliação das buscas de superfícies de rotura para os métodos que envolvem buscas de superfícies.

No subitem 3.2.2 foram realizadas análises para uma condição anterior à de colapso, em que o aterro seria alteado até a cota aproximada de +2,80 m, cerca de 2m inferior à cota de colapso. Estas análises objetivam subsidiar a discussão dos resultados fora da condição de colapso e também a variação da rigidez do aterro, além de considerações sobre o nível de deslocamentos e influência de comportamento dilatante neste tipo de modelo de análise.

O modelo geomecânico adotado nas análises seguiu os parâmetros e configurações de estratigrafia definidos por MAGNANI (2006). No Apêndice A estão resumidos os principais dados disponíveis. Para as camadas de argila, foram adotados parâmetros de resistência e deformabilidade consoantes com os resultados dos ensaios das campanhas de 1979 e 1999. Para as camadas de Areia/Aterro foram adotados os parâmetros de resistência obtidos nas campanhas de investigação e realizaram-se análises paramétricas considerando valores de  $E_{50}$  iguais a 2.500 kPa, 5.000 kPa, 10.000 kPa, 20.000 kPa, 30.000 kPa e 50.000 MPa.

Análises de estabilidade foram realizadas pelo método de equilíbrio limite, utilizando o procedimento proposto por MORGENSTERN e PRICE (1965), por elementos finitos, através da análise de tensão-deformação com redução progressiva de parâmetros, e por elementos finitos, através da determinação das tensões por análise tensão-deformação e posterior determinação da superfície crítica e fator de segurança por busca de superfícies.

Para realização das análises, recorreu-se a softwares disponíveis que permitem a utilização das metodologias propostas. As análises de equilíbrio limite foram realizadas com auxílio do programa SLOPE/W do pacote GeoStudio. As análises por tensão-deformação com redução progressiva de parâmetros foram realizadas com o programa Plaxis2D e as análises por determinação das tensões iniciais por elementos finitos com posterior busca de superfícies para determinação foi realizada conjugando os resultados da análise tensão-deformação do programa SIGMA/W com a busca de superfície / determinação do fator de segurança do programa SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio.

Para a modelagem do aterro no programa Plaxis2D foi utilizado o modelo constitutivo Hardening Soil Model (HSM). O programa SIGMA/W, por sua vez, não

permite a implantação direta do modelo HSM, todavia, permite a variação do módulo de elasticidade em função das tensões pelo modelo Hiperbólico. Posto isto, para equivalência de resultados, ajustou-se os parâmetros do modelo hiperbólico, igualando as equações que definem as curvas tensão-deformação para ensaios triaxiais e, através de regressão numérica pode-se obter os parâmetros do modelo Hiperbólico, de modo que as tensões iniciais fossem equivalentes às obtidas com o modelo HSM conforme tabela 4.1. Pode-se observar que, para materiais com intercepto coesivo nulo e sem a consideração de dilatação, as modelagens HSM e Hiperbólico redundam em curvas tensão-deformação idênticas.

**Tabela 3.1 - Equivalência nos Parâmetros de entrada - HSM x Hiperbólico para o aterro.**

HSM		Hiperbólico	
E <sub>50</sub> (kPa)	m	K (kPa)	n
2.500	0,5	50	0,5
5.000	0,5	100	0,5
10.000	0,5	200	0,5
20.000	0,5	400	0,5
30.000	0,5	600	0,5
50.000	0,5	1000	0,5

### **3.2.1 Análises na condição de colapso.**

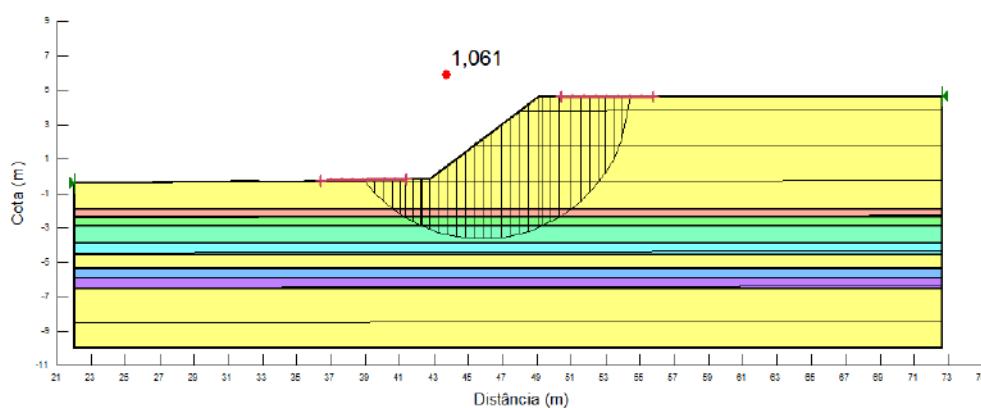
Nos itens em sequência estão apresentados os resultados das análises de estabilidade. Sempre que omissos, foram adotados os parâmetros de resistência e deformabilidade definidos por MAGNANI (2006). A camada de argila foi modelada com comportamento não drenado pelo modelo Elástico-Linear-Perfeitamente-Plástico de Mohr-Coulomb, todavia com as resistências e rigidezes variando em função da profundidade segundo os valores obtidos por MAGNANI (2006).

#### **3.2.1.1 Equilíbrio Limite – Morgenstern-Price**

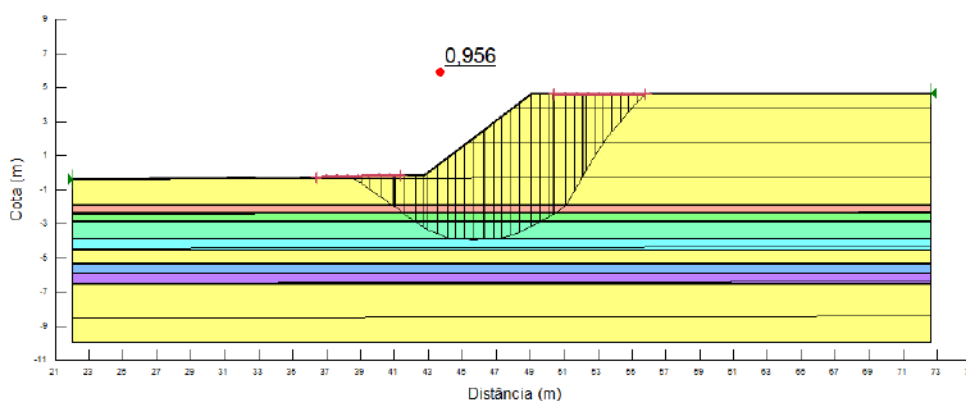
Na Figura 3.2 está apresentado o resultado das análises de estabilidade para o método de equilíbrio limite com busca de superfícies circulares e na Figura 3.3 está

apresentado o resultado após a otimização desta superfície para um formato que apresenta menor fator de segurança. Esta otimização da superfície de rotura consiste em uma variação iterativa da geometria da superfície crítica previamente encontrada, verificando que alterações resultam na redução do fator de segurança e, por fim, estabelecimento de uma nova superfície crítica. Este recurso é uma rotina comum nos programas de análise de estabilidade. Não foram aqui apresentados resultados de outros tipos de busca de superfícies, tais como planares ou mistas, uma vez que as verificações empreendidas na elaboração dos estudos não resultaram fatores de segurança menores do que os aqui apresentados.

Foram obtidos os fatores de segurança de 1,061 e 0,956 para as superfícies circular e otimizada, respectivamente. Observa-se que, para os parâmetros de resistências definidos por MAGNANI (2006), o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price foi capaz de representar razoavelmente a rotura observada, quando se adotou a otimização da superfície (4% menor).



**Figura 3.2 - Análise Equilíbrio Limite - condição de rotura - superfície circular.**



**Figura 3.3- Análise Equilíbrio Limite - condição de rotura - superfície otimizada.**

### 3.2.1.2 Elementos Finitos com redução progressiva de parâmetros

Na modelagem de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros, efetuaram-se análise paramétricas considerando-se para deformabilidade da camada superior de areia e do aterro valores de  $E_{50}$  iguais a 2.500 kPa, 5.000 kPa, 10.000 kPa, 20.000 kPa, 30.000 kPa e 50.000 kPa.

No modelo, inicialmente definiu-se o estado inicial de tensões como sendo após a aplicação da camada de base de areia, seguido do alteamento do aterro e por fim a aplicação da redução de parâmetro a partir do estado de tensões obtido após o alteamento. Na condição de rotura, o fator de segurança obtido foi igual a 1,010 em todas as análises, independentemente das rigidezes adotadas para a camada de areia e do aterro.

Nas Figuras 4.4 e 4.5, para  $E_{50}$  igual a 10.000 kPa, apresentam as tensões verticais correspondentes ao estado inicial e após o alteamento do aterro, respectivamente. A Figura 3.6 mostra a os deslocamentos totais observados no aterro após a redução progressiva de parâmetros (condição de colapso). Observa-se que os pontos de maiores deformações definem uma superfície de rotura que concorda razoavelmente com a determinada por Morgenstern-Price, apresentada na Figura 3.6.

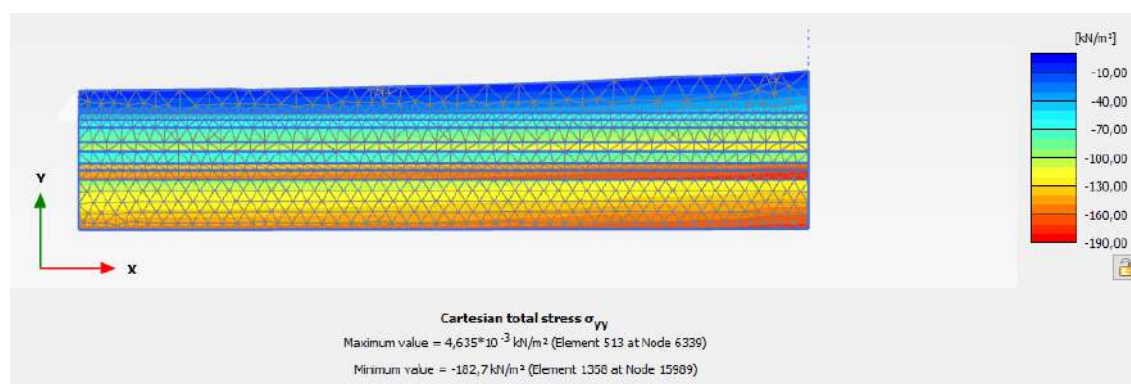


Figura 3.4 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.

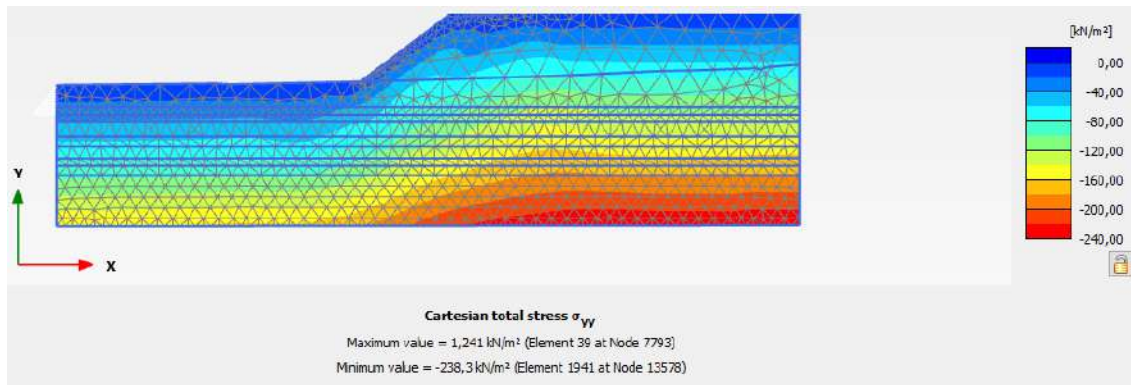


Figura 3.5 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.

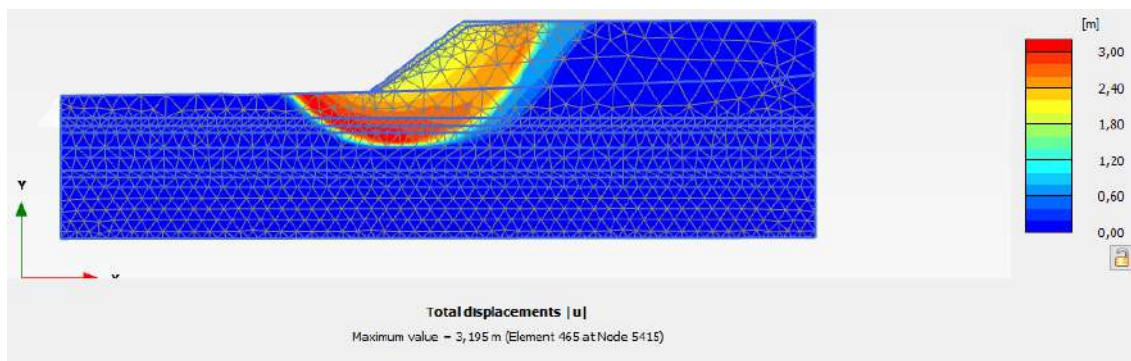


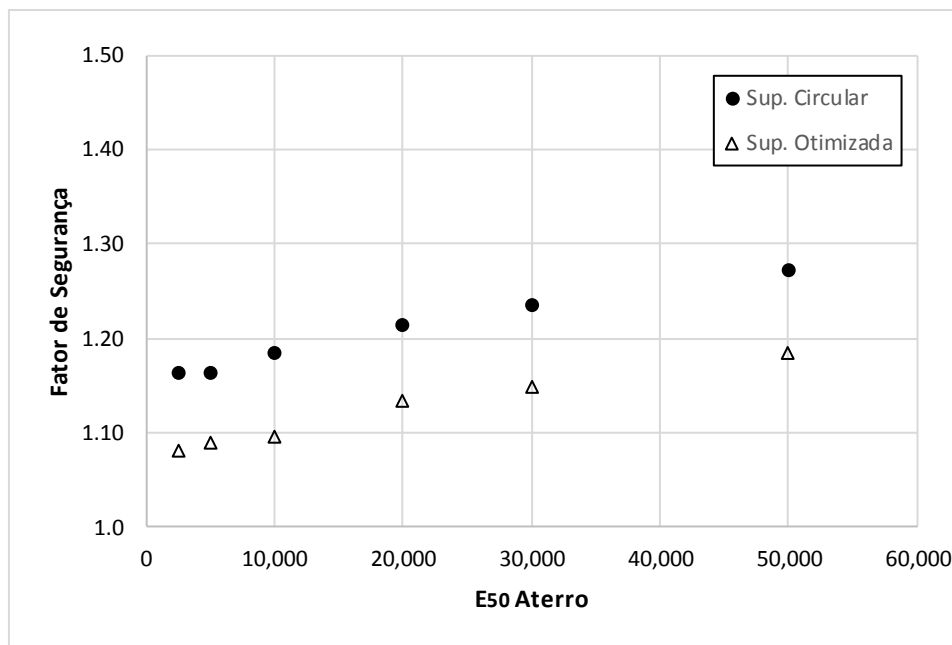
Figura 3.6 - Deslocamento total do aterro após a redução de parâmetros (condição de colapso).

### 3.2.1.3 Elementos Finitos com busca de superfícies

Na modelagem de elementos finitos com busca de superfícies, também avaliou-se a variação dos parâmetros de deformabilidade do aterro de areia variando os valores de  $K$  e  $n$  do modelo hiperbólico de modo a garantir a correspondência com os valores adotados de  $E_{50}$  nas análises com o modelo HSM, conforme Tabela 3.1. Na Tabela 3.2 e na Figura 3.7 apresentam-se os resultados correspondentes a busca de superfícies circulares e após a otimização das superfícies rotura.

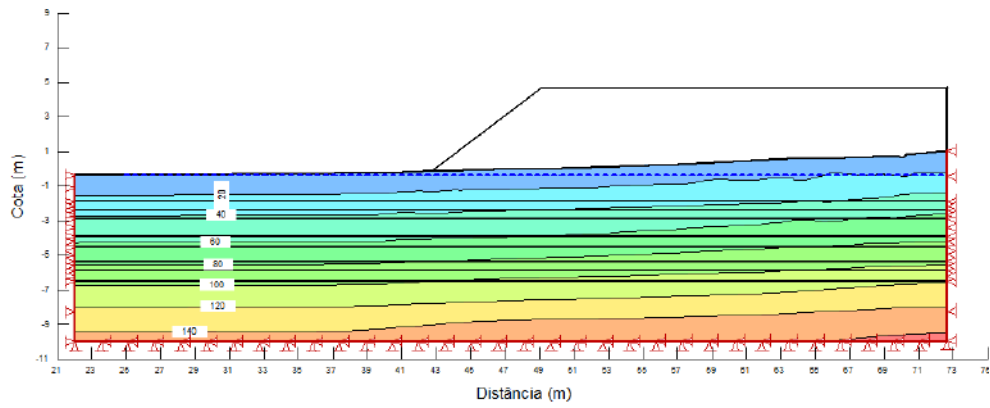
**Tabela 3.2 – FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies.**

$E_{50(eq)}$	Fator de Segurança	
	Sup. Circular	Sup. Otimizada
2.500	1,163	1,081
5.000	1,164	1,089
10.000	1,184	1,095
20.000	1,214	1,134
30.000	1,236	1,148
50.000	1,273	1,185

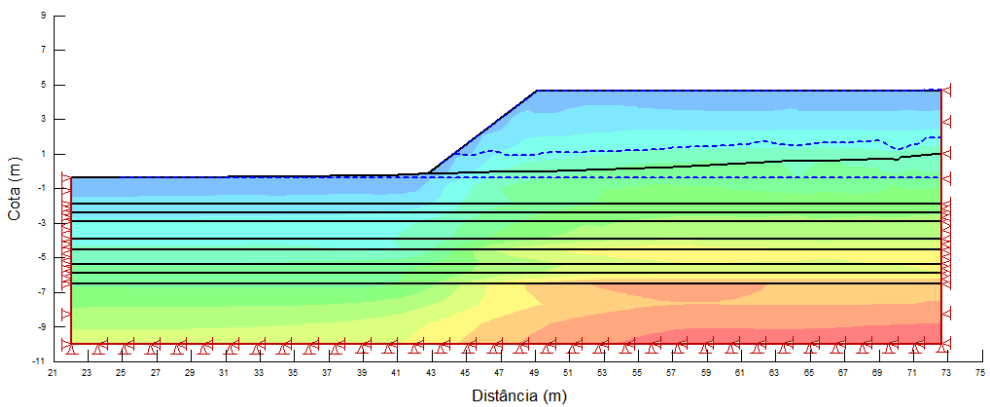


**Figura 3.7 – FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies circular e otimizada.**

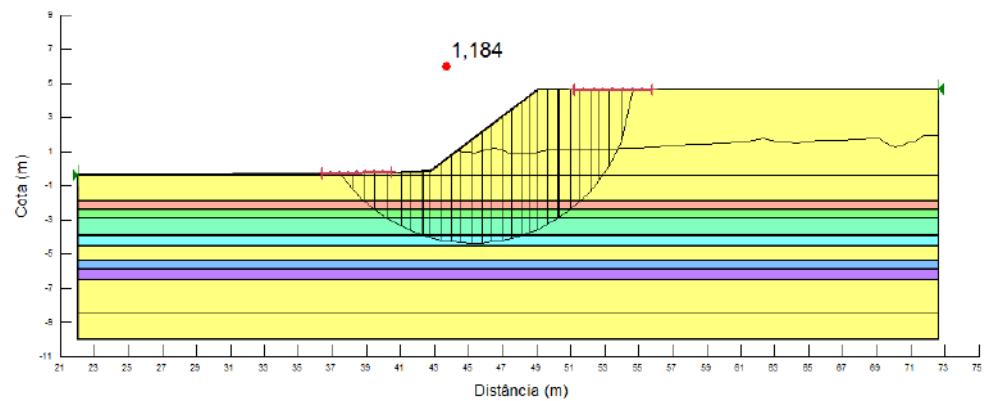
Nas Figuras 3.8 e 3.9, para K igual a 200 kPa, apresentam as tensões verticais para o estado inicial e após o alteamento do aterro, respectivamente, que corresponde a  $E_{50}$  igual a 10.000 kPa (adotado no modelo HSM). Nas Figuras 3.10 e 3.11, apresentam-se os resultados das buscas de superfície circular e otimizada, respectivamente.



**Figura 3.8 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.**

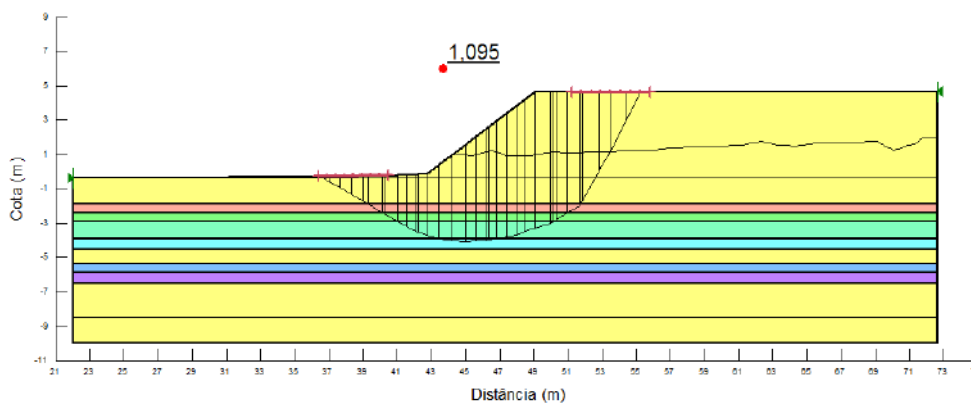


**Figura 3.9 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.**



**Figura 3.10 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies Circulares.**





**Figura 3.11 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies com otimização.**

Os resultados das análises por elementos finitos com busca de superfícies mostraram variações em FS com o aumento da rigidez da camada superficial de areia e do aterro. Quanto menor a rigidez da camada de areia e do aterro e, por conseguinte, mais próxima da rigidez da camada de argila, mais o resultado se aproxima do obtido na análise de equilíbrio limite.

O fator de segurança encontrado para um módulo de deformabilidade  $E_{50}$  de 2.500 kPa foi de 1,081, 8% acima do valor unitário correspondente à rotura. Para um módulo de deformabilidade  $E_{50}$  de 50.000 kPa, obteve-se FS igual a 1,185 (19% acima do unitário). Cabe ressaltar que, para a camada de superior de areia (aterro hidráulico), assim como para o aterro propriamente dito (realizado por espalhamento com trator) não é de se esperar valores de módulo de deformabilidade muito elevados, o que pode ser a razão das análises terem apresentado maior proximidade da rotura para menores rigidezes do aterro. Implicam também nos resultados obtidos, diferenças inerentes a variações de parâmetros geotécnicos e limitações, tanto na medição como na interpretação destes, quanto o tipo de modelagem considerada para a análise. Dessa forma, uma diferença da ordem de 8% pode ser considerada aceitável, e que a condição de rotura também foi razoavelmente representada pelo procedimento em questão.

### **3.2.1.4 Discussões complementares sobre as análises na condição de colapso**

As análises empreendidas permitiram avaliar as três metodologias de cálculo em estudo em função das condições de rotura observadas para o aterro. Ao considerar que os parâmetros de resistência adotados representam adequadamente os materiais

envolvidos nas análises, quanto mais próximo à unidade, mais precisa pode ser considerada a metodologia de análise. Nos resultados obtidos, verificou-se que a análise por equilíbrio limite apresentou resultado 4% inferior à unidade, que a análise por elementos finitos com redução progressiva de parâmetros apresentou resultado 1% superior à unidade e a análise por elementos finitos com busca de superfícies apresentou resultado 8% superior à unidade. Observou-se também que nas análises em que é realizada a busca de superfícies, a rotina de otimização de superfície disponível no programa resultou em geometrias coerentes com as propriedades dos materiais, como ângulos de início e fim compatíveis com os ângulos das superfícies de empuxo ativo e passivo previstos pelo método de Rankine, respectivamente. As superfícies determinadas quando realizada a otimização de busca, concordam bem com a superfície estabelecida nas análises de elementos finitos com redução de parâmetros de resistência, que não impõem superfícies de rotura.

Dentre as análises que consideram as rigidezes dos materiais, somente a análise de elementos finitos com busca de superfícies resultou em fatores de segurança diferentes ao se variar o módulo de deformabilidade do aterro. Uma justificativa para tal é a metodologia utilizada por esse procedimento no cálculo do fator de segurança. Nessa análise, o fator de segurança é calculado a partir do estado de tensões na condição de trabalho (ressaltando que pelo resultado estaria próximo, mas ainda não na rotura) dividindo as tensões cisalhantes mobilizadas pela resistência ao cisalhamento disponível. Por outro lado, na análise de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros, o conceito de fator de segurança é o mesmo utilizado nas análises por equilíbrio limite, em que é dado pelo coeficiente o qual se divide as parcelas de resistência de modo que se configure a rotura. Na redução progressiva de parâmetros, assim como nos métodos de equilíbrio limite, o fator de segurança é considerado o mesmo em toda a superfície potencial de rotura.

Para as análises que se inclui o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos, observa-se uma maior concentração de tensões na camada de maior rigidez e tal concentração de tensões resulta, se a resistência desta é comandada pela parcela de atrito, em uma maior resistência ao cisalhamento e maior contribuição desta no fator de segurança global. Este comportamento foi observado nas análises tensão-deformação com posterior busca de superfícies. Nas análises tensão-deformação com redução progressiva de parâmetros, o programa leva o maciço a grandes deformações em que ocorre a plastificação de toda a superfície de rotura e, por conseguinte, toda a resistência

dos materiais envolvidos nas análises pode ser mobilizada. Assim, é razoável esperar que as análises de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros resultem em valores muito próximos aos encontrados nas análises por equilíbrio limite. Isto pode ser observado nos resultados das análises cujo fator de segurança obtido por redução progressiva de parâmetros foi de 1,010 ao passo que o fator de segurança obtido por equilíbrio limite foi de 0,956.

Razões adicionais que podem ser ressaltadas para possíveis diferenças nos resultados entre o método de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros e o método de equilíbrio limite são que no segundo existe a necessidade de se impor uma superfície de rotura, mesmo que otimizada, além de necessitar de uma hipótese simplificadora para resolver a indeterminação do sistema (número de incógnitas maior do que o de equações de equilíbrio). Quanto à imposição da superfície de rotura, quanto melhor esta for definida, melhor representará a configuração crítica e, portanto, menor será o valor do fator de segurança calculado. Posto isto, a não assertividade da melhor superfície de rotura como único fator interveniente, só justificaria fatores de segurança maiores do que o esperado e não menores como em questão. As hipóteses simplificadoras, por suas vezes, tendem a ser do lado da segurança e estas sim podem resultar em fatores de segurança menores do que o real. Esta pode ser uma justificativa para a não concordância exata entre os resultados entre estes dois métodos. Ressalta-se, contudo, que existem outras diferenças como, por exemplo, o grau de precisão nas iterações das análises por elementos finitos e, os valores 1,010 e 0,956 podem ambos ser considerados como unitários, em termos práticos.

Pode-se concluir que as três metodologias foram capazes de representar a condição de colapso, sendo que a análise por equilíbrio limite pelo método de Morgenstern-Price e a análise por elementos finitos com redução progressiva dos parâmetros de resistência apresentaram valores de FS mais próximos do unitário e, portanto, maior representatividade com a condição de colapso. Por outro lado, a análise conduzida por elementos finitos com busca de superfícies, por sua vez, foi a única a assinalar a influência da diferença de rigidezes das camadas nos resultados.

### 3.2.2 Análises com o aterro na cota aproximada +2,8 m.

Nos itens em sequência estão apresentados os resultados das análises de estabilidade para uma condição de alteamento do aterro até a cota + 2,8 m (cota de colapso +4,8 m). Foram adotadas as mesmas propriedades dos solos envolvidos consideradas na condição de colapso. Foram também efetuadas análises considerando o efeito de dilatância da camada superficial de areia e do aterro.

#### 3.2.2.1 Equilíbrio Limite – Morgenstern-Price

Nas Figuras 3.12 e 3.13 são apresentados os resultados das análises de estabilidade efetuadas utilizando o método de equilíbrio limite com busca de superfícies circulares e após a otimização desta superfície, respectivamente. Foram obtidos os fatores de segurança iguais a 1,459 e 1,357, respectivamente.

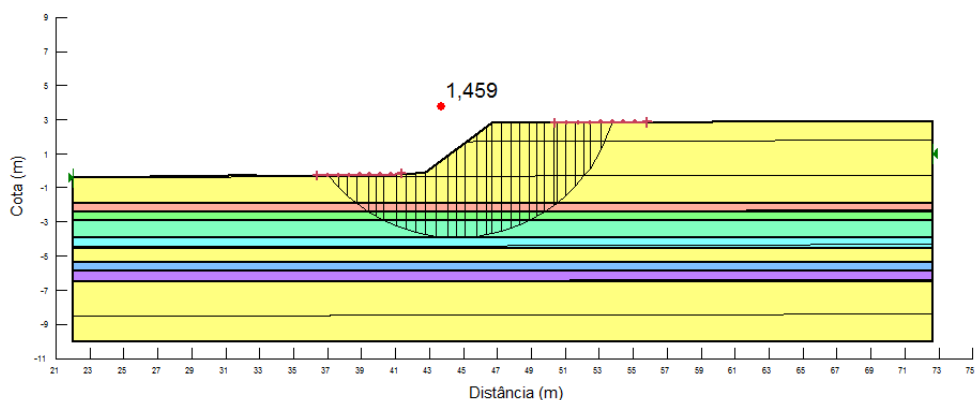
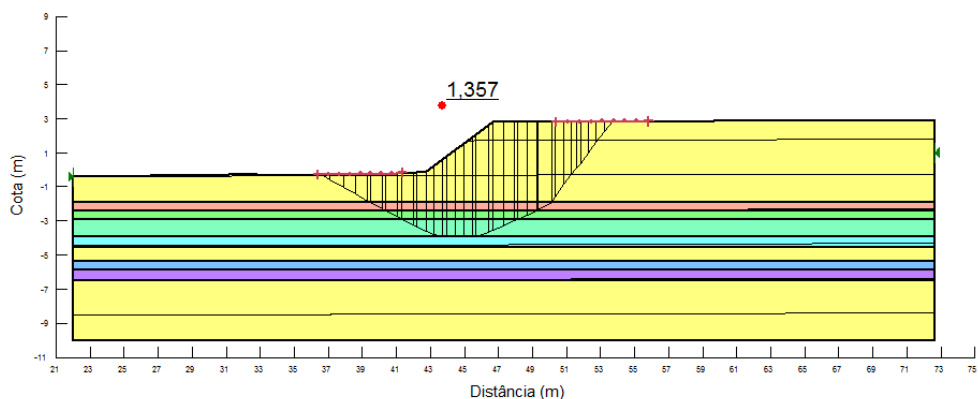


Figura 3.12 - Análise Equilíbrio Limite – alteamento +2.8m - superfície circular

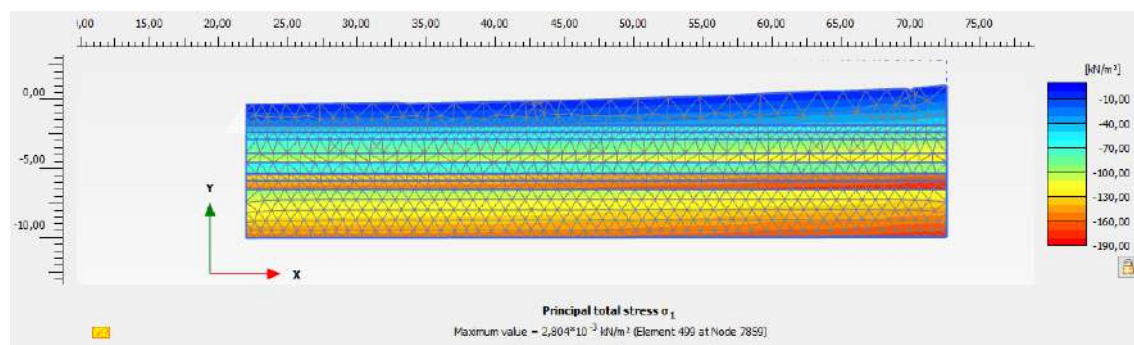


**Figura 3.13 - Análise Equilíbrio Limite – alteamento +2.8m - superfície otimizada**

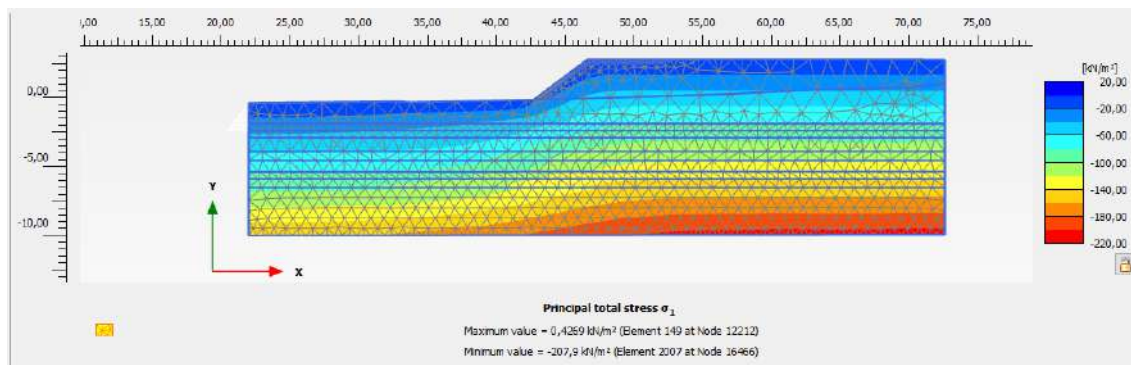
### 3.2.2.2 Elementos Finitos com redução progressiva de parâmetros

Na análise paramétrica utilizando a modelagem de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros, adotaram-se parâmetros de deformabilidade da camada de areia superior e do aterro,  $E_{50}$ , iguais a 2.500 kPa, 5.000 kPa, 10.000 kPa, 20.000 kPa, 30.000 kPa e 50.000 kPa. Assim como na condição de colapso, a diferença de rigidezes não implicou em diferenças nos resultados das análises, o fator de segurança obtido foi igual a 1,46 em todas as análises.

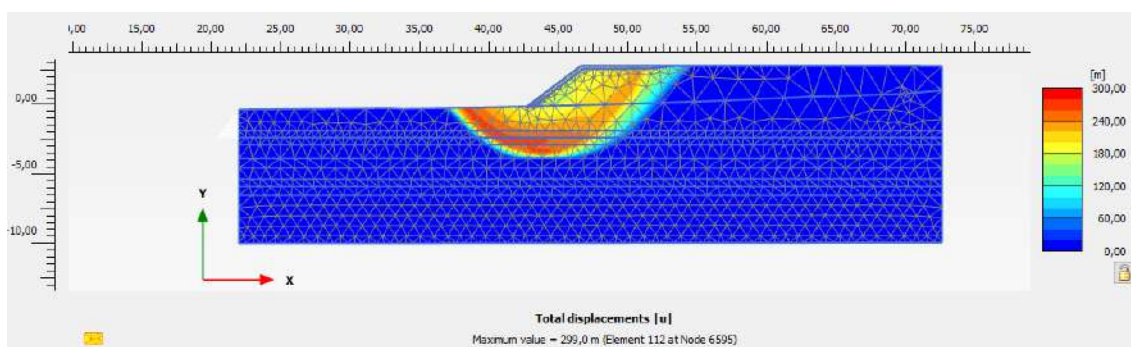
Nas Figuras 3.14 e 3.15, para  $E_{50}$  igual a 10.000 kPa, apresentam-se as tensões verticais considerando o estado inicial e após o alteamento. A Figura 3.16 apresenta os deslocamentos observados após a redução progressiva de parâmetros.



**Figura 3.14 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.**



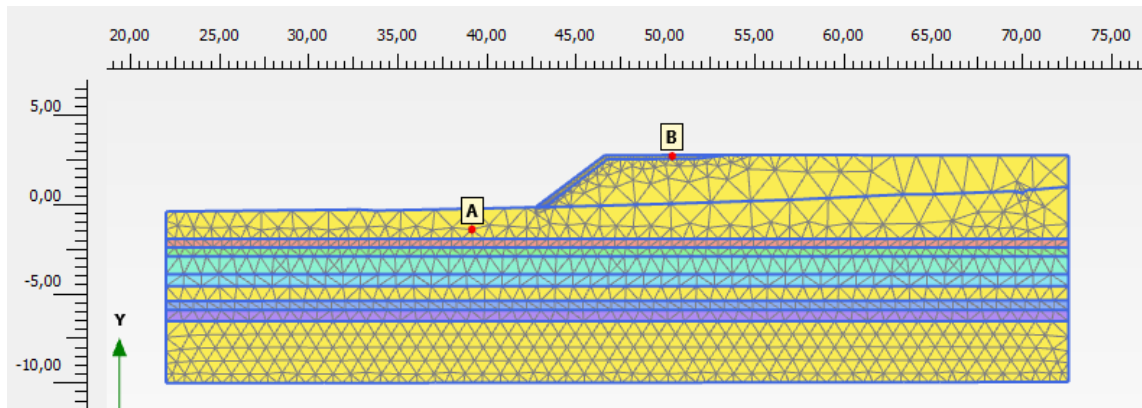
**Figura 3.15 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.**



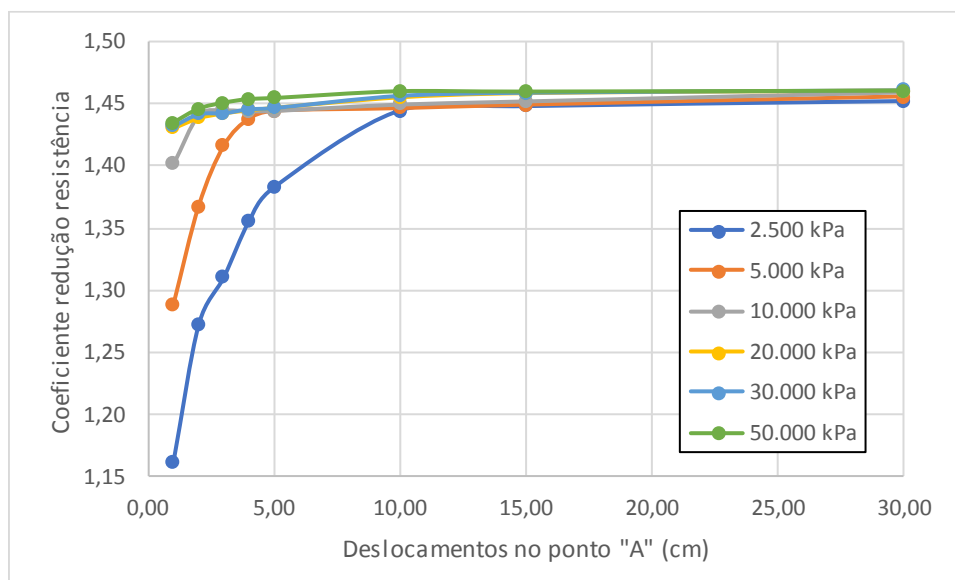
**Figura 3.16 - Deformação total após a redução de parâmetros.**

Visando uma melhor compreensão do comportamento do maciço, foram acompanhados os acréscimos de deslocamentos durante a redução de parâmetros em dois pontos da seção transversal, o ponto “A” no trecho final da superfície rotura, e o ponto “B” no topo do aterro (Figura 3.17).

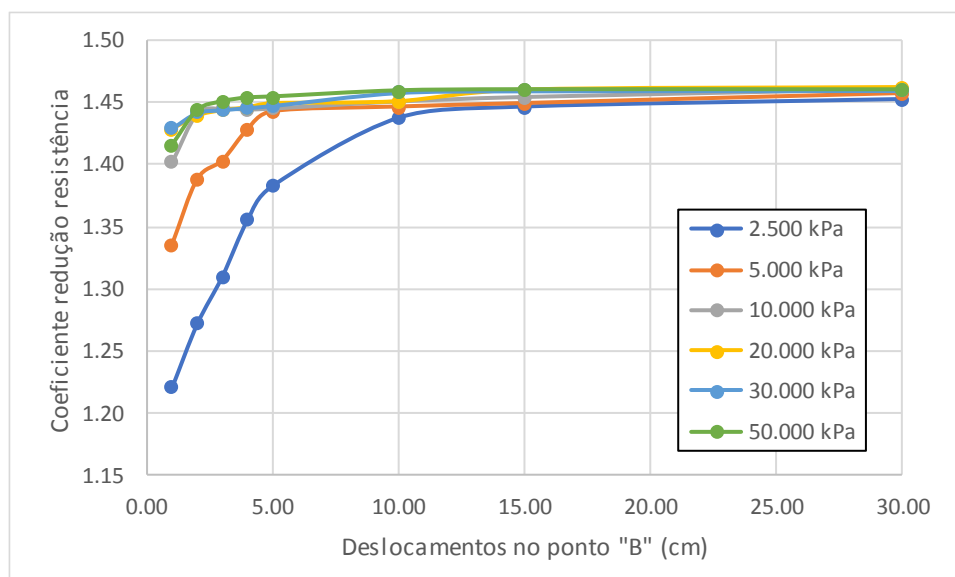
Nas Figuras 3.18 e 3.19 apresentam-se os deslocamentos dos pontos A e B, respectivamente, em função do coeficiente de redução. O fator de segurança do maciço é considerado o valor desse coeficiente de redução quando não observa mais convergência das análises, devido a deformações excessivas da massa de solo. Para diferentes rigidezes da camada de aterro, as análises com menores redução de parâmetros apresentam resultados distintos. Como esperado, menores rigidezes da camada de areia levam a maiores deslocamentos do aterro. O comportamento se aproxima em todas as análises para deslocamentos superiores a 10 centímetros.



**Figura 3.17 - Pontos de medição de deslocamentos.**

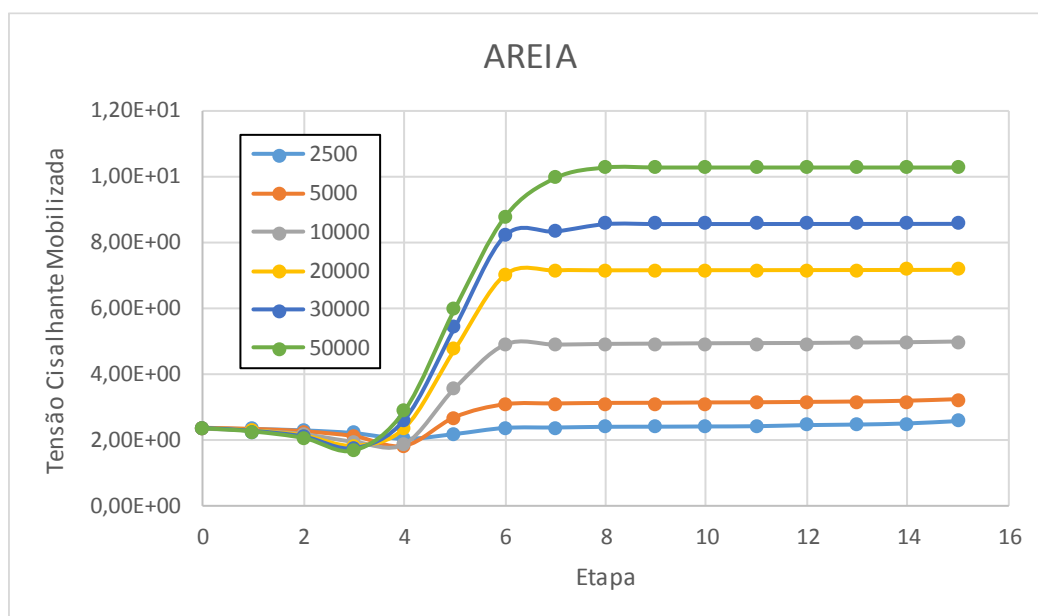


**Figura 3.18 - Coeficiente de redução versus deslocamento total no ponto "A".**



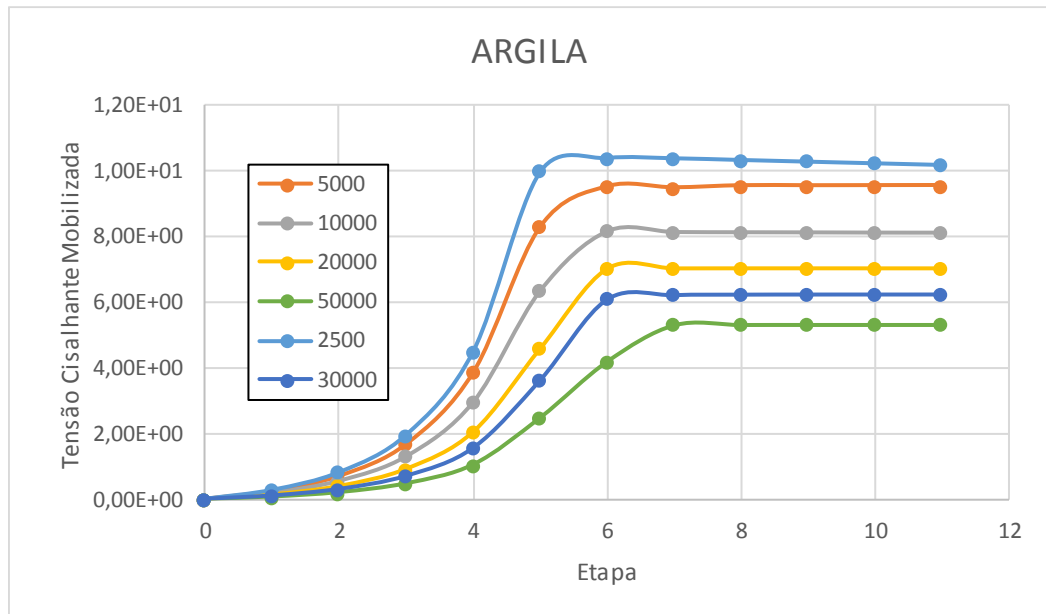
**Figura 3.19 - Coeficiente de redução versus deslocamento total no ponto "B".**

As Figuras 3.20 e 3.21 apresentam, em diferentes etapas de regressão de parâmetros, a mobilização de tensão cisalhante nos pontos “L” e “K” (vide Figura 3.22), respectivamente. Nestas figuras, se observa um comportamento diverso na camada de argila e na camada de areia, conforme a rigidez adotada para a camada superior de areia e o aterro. Nas análises com maior rigidez da camada de aterro, conforme esperado, este mobilizou uma maior parcela de tensão cisalhante, ao passo que a argila mobilizou parcela menor. Nestas condições se verificou a necessidade de maiores etapas de redução de parâmetros para caracterizar a rotura.

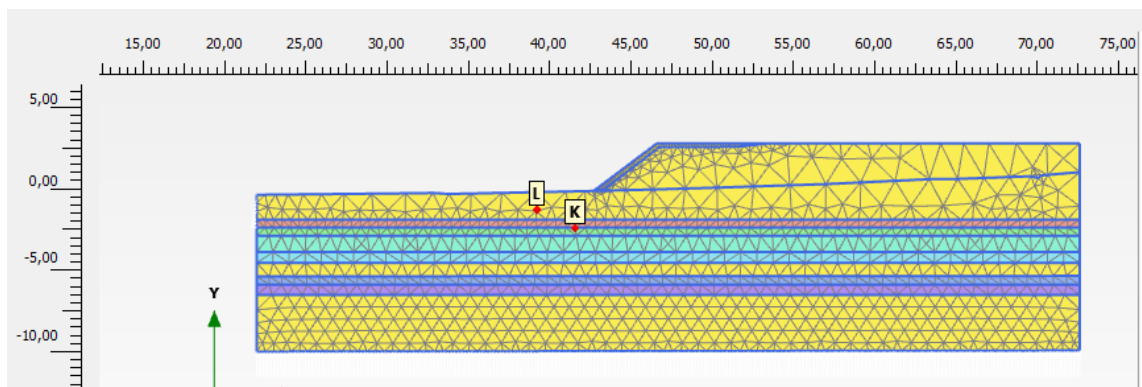


**Figura 3.20 - Mobilização de tensão cisalhante no ponto “L” em função da redução de parâmetros.**





**Figura 3.21 - Mobilização de tensão cisalhante no ponto “K” em função da redução de parâmetros.**



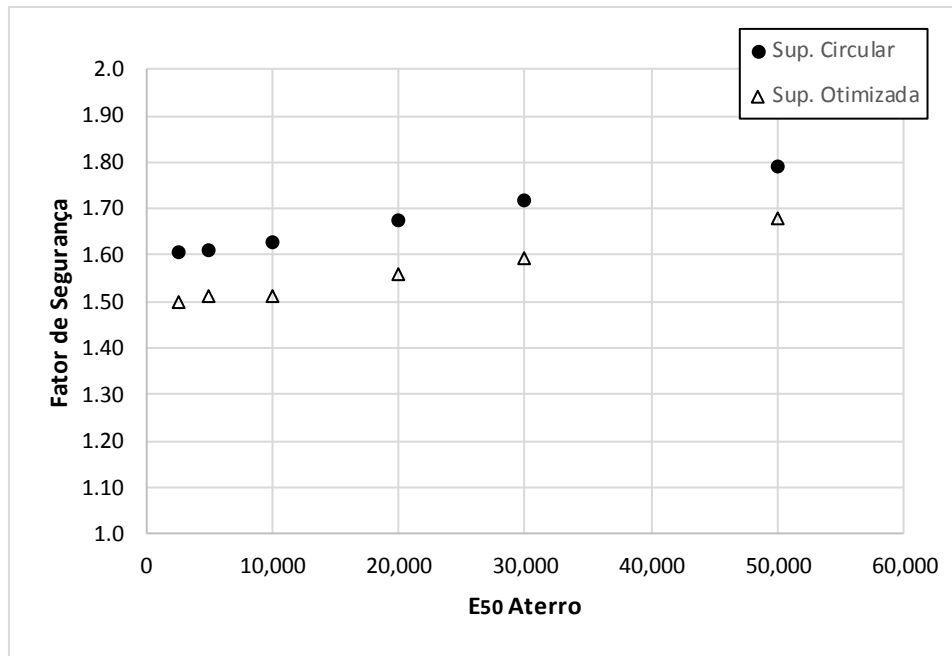
**Figura 3.22- Pontos de medição de tensão.**

### 3.2.2.3 Elementos Finitos com busca de superfícies

Na modelagem de elementos finitos com busca de superfícies, também avaliou-se a variação dos parâmetros de deformabilidade do aterro de areia variando os valores de  $K$  e  $n$  do modelo hiperbólico de modo a garantir a correspondência com os valores adotados de  $E_{50}$  nas análises com o modelo HSM, conforme Tabela 3.1. Na Tabela 3.3 e na Figura 3.23 apresentam-se os resultados correspondentes a busca de superfícies circulares e após a otimização das superfícies rotura. Na tabela e na figura tem-se valores de FS v.s.  $E_{50}$  equivalente aos valores de  $K$  adotados nas análises.

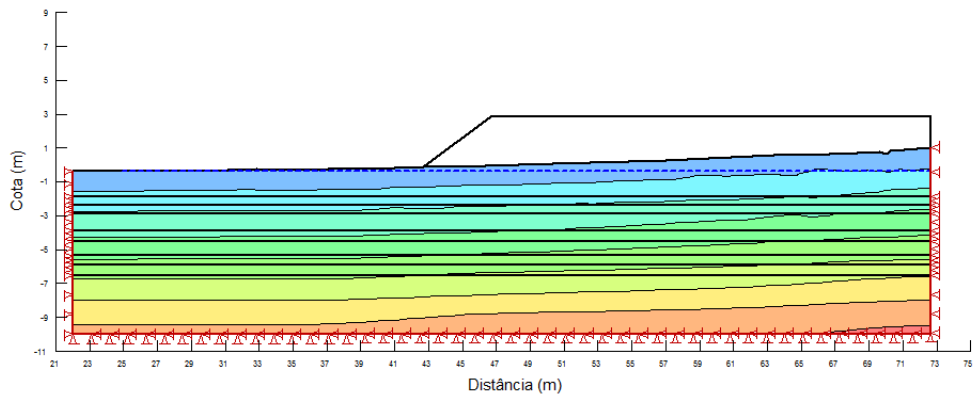
**Tabela 3.3– FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies.**

$E_{50(eq)}$	Fator de Segurança	
	Sup. Circular	Sup. Otimizada
2.500	1,608	1,507
5.000	1,612	1,512
10.000	1,629	1,512
20.000	1,674	1,558
30.000	1,719	1,592
50.000	1,791	1,678

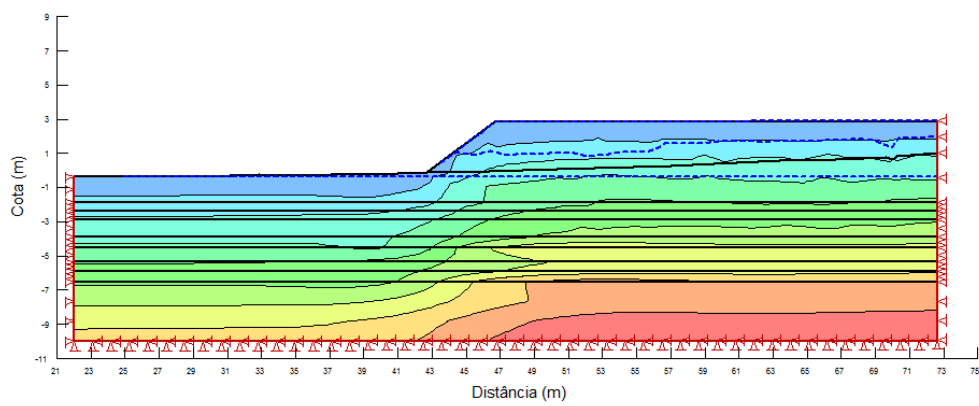


**Figura 3.23 - FS na condição final por elementos finitos com busca de superfícies.**

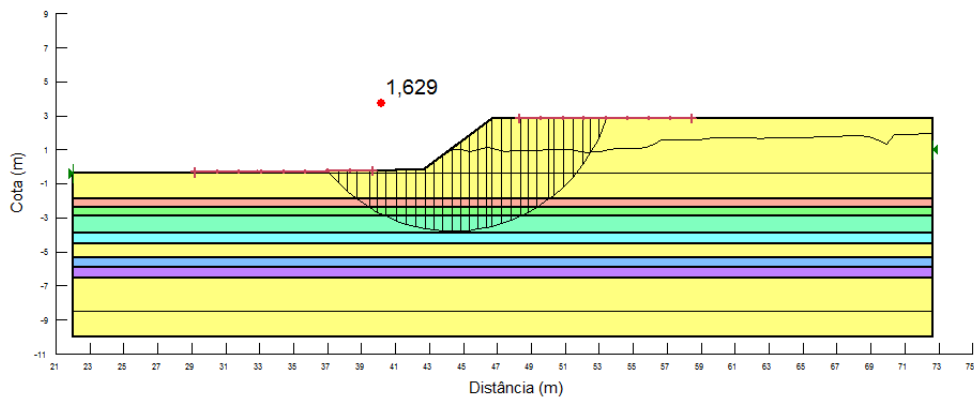
Nas Figuras 3.24 e 3.25, para K igual a 200 kPa, apresentam as tensões verticais para o estado inicial e após o alteamento do aterro, respectivamente, que corresponde a  $E_{50}$  igual a 10.000 kPa (adotado no modelo HSM). Nas Figuras 3.26 e 3.27, apresentam-se os resultados das buscas de superfície circular e otimizada, respectivamente.



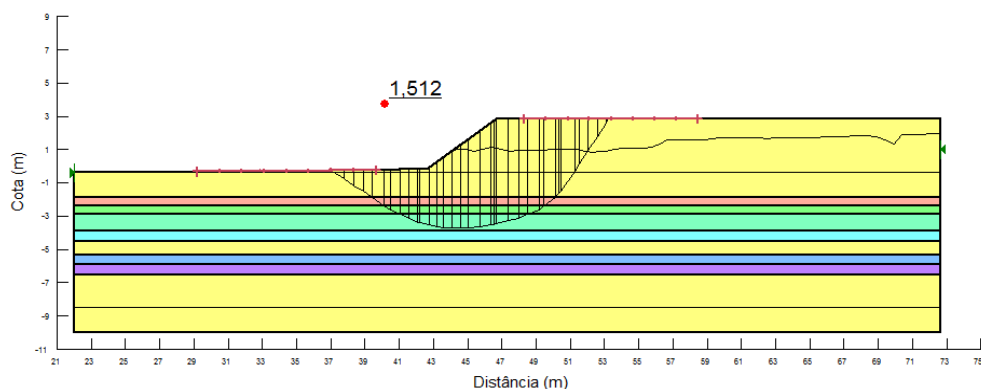
**Figura 3.24 - Tensões verticais totais - estado de tensões inicial.**



**Figura 3.25 - Tensões verticais totais após o alteamento do aterro.**



**Figura 3.26 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies Circulares.**



**Figura 3.27 - Elementos Finitos + Busca de Superfícies com otimização.**

As análises por elementos finitos com busca de superfícies apresentaram o mesmo comportamento observado nos estudos sob condição de colapso. Observou-se um aumento do fator de segurança com o aumento da rigidez da camada de aterro. As análises demonstram que quanto menor a rigidez da camada de aterro e, por conseguinte, mais próxima da rigidez da camada de argila, mais o resultado se aproxima do valor de FS determinado por equilíbrio limite.

#### **3.2.2.4 Efeito de dilatância da camada de areia superior e do aterro**

Verificou-se o efeito da dilatância do solo que compõe a camada superior de areia e do aterro nos resultados das análises com redução progressiva de parâmetros, utilizando o modelo constitutivo Hardening Soil Model (HSM). O modelo inclui em sua formulação a consideração do ângulo de dilatância ( $\Psi$ ), todavia não é capaz de simular a queda de resistência para deformações maiores que a de pico.

Os ensaios realizados no material do aterro, em geral, apresentaram comportamento dilatante. No programa Plaxis (2016) para modelagem do comportamento dilatante, deve-se entrar com o ângulo de atrito de pico ( $\phi_p$ ) e com o ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Nos estudos paramétricos, considerou-se ângulos de atrito a volume constante ( $\phi_{cv}$ ) do aterro iguais a  $28^\circ$  e  $30^\circ$ , e ângulos de dilatância de  $7^\circ$  e  $4,5^\circ$ , respectivamente. Estes pares de parâmetros levam a um ângulo de atrito de pico concordante com o adotado nas análises anteriores ( $\phi_p = 33,8^\circ$ ), nas quais desconsiderou-se o comportamento dilatante do solo ( $\psi=0$ ).

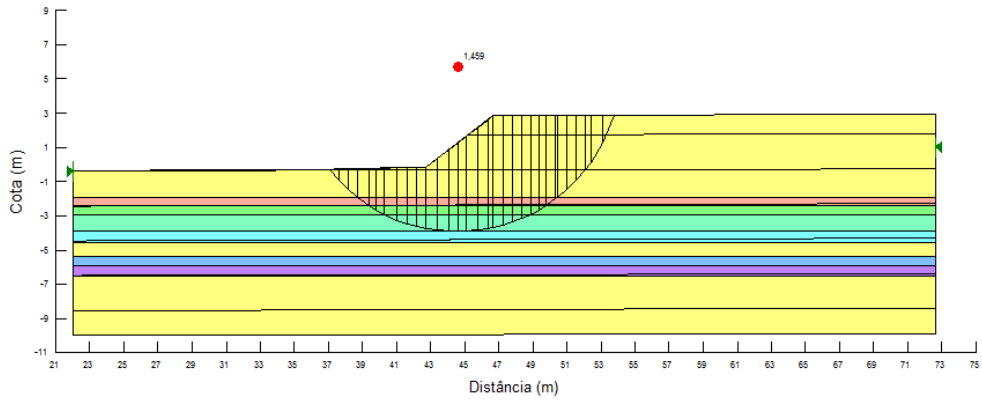
A Tabela 3.4 apresenta os resultados obtidos nas análises. O comportamento dilatante leva a uma expansão da amostra que altera as condições de tensão do entorno, no entanto, como o modelo não é capaz de considerar redução de resistência pós-pico, o comportamento as curva tensão-deformação tende a ser equivalente, considerando ou não a dilatância. Como observado, as diferenças não se apresentaram significativas (<1%).

**Tabela 3.4– Fatores de segurança para diferentes ângulos de dilatância.**

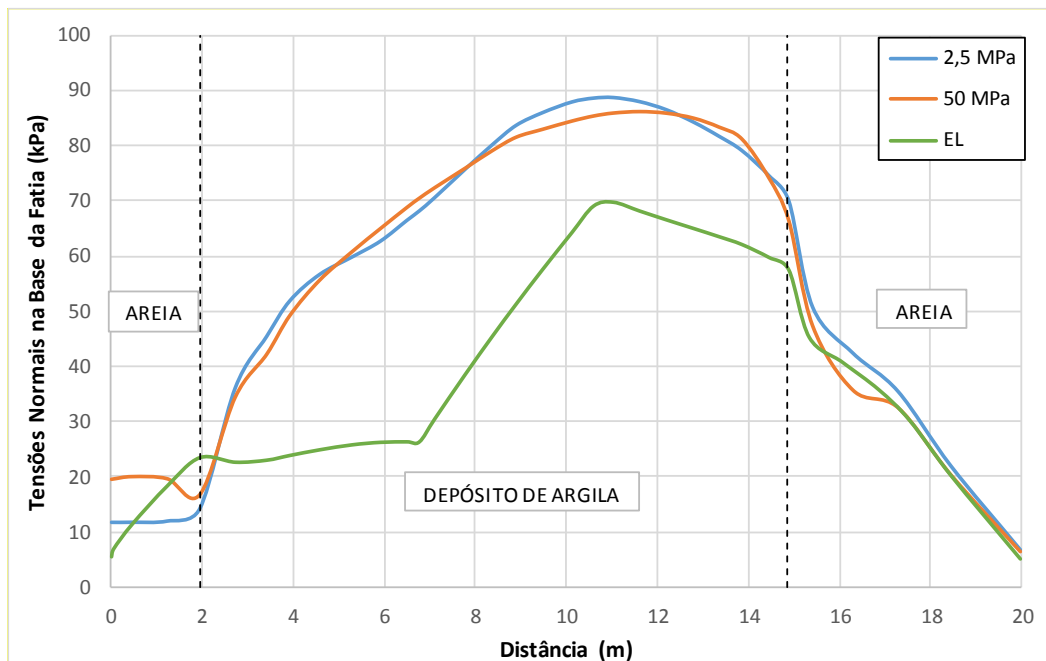
$E_{50(eq)}$	Fator de Segurança		
	$\psi=0$	$\psi=4,5^\circ$	$\psi=7,0^\circ$
2.500	1,452	1,452	1,458
5.000	1,456	1,459	1,461
10.000	1,460	1,463	1,463
20.000	1,461	1,468	1,468
30.000	1,461	1,468	1,471
50.000	1,461	1,465	1,467

### **3.2.2.5 Comparação entre os fatores de segurança da busca de fatias do método de Equilíbrio Limite de Morgenstern-Price e a partir do estado de tensões calculado por elementos finitos.**

Nas análises de equilíbrio limite por Morgenstern-Price e nas por elementos finitos com busca de superfície, as superfícies potenciais de rotura são divididas em fatias para o cálculo do fator de segurança. Para  $E_{50}$  igual a 2.500 kPa e 50.0000 kPa, considerando uma mesma superfície efetuou-se análises utilizando equilíbrio limite eo método de elementos finitos com busca de superfície (Figura 3.30). Na Figura 3.31 estão apresentadas as tensões normais determinadas nestas análises.



**Figura 3.28 - Superfície circular de rotura.**



**Figura 3.29 - Tensões normais à base ao longo da superfície em consideração.**

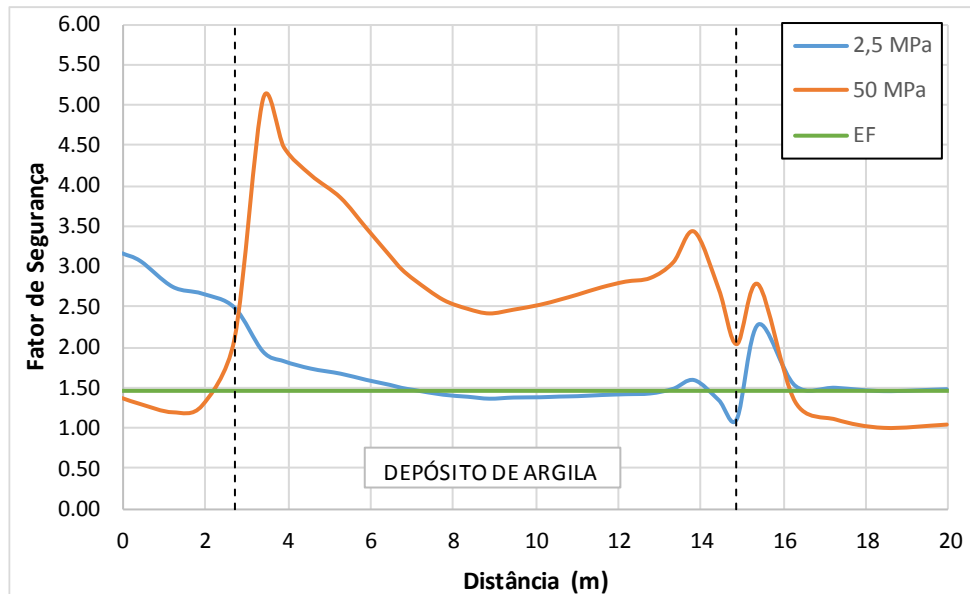
Na Figura 3.31, observa-se que existe uma diferença significativa entre os valores determinado por elementos finitos ou calculados por Morgenstern-Price, em especial na parte do solo argiloso. No caso em análise, a argila foi modelada em termos de tensões totais (resistência não drenada) e as tensões normais não tem influência na resistência da camada e o FS não variou de forma importante nas duas análises. No entanto, em uma análise a longo prazo, ou envolvendo somente solos granulares de diferentes rigidezes, situações estas nas quais a resistência do solo seria dependente da tensão normal, o método de Morgenstern-Price, poderia levar a diferenças significativas nos resultados. Entre as análises de elementos finitos, observa-se que a de maior rigidez

( $E_{50}=50.000$ ) resulta em uma concentração de tensões no trecho inicial da superfície, junto ao aterro e na camada superficial de areia. No restante da superfície, o gráfico mostra boa concordância com as tensões obtidas na análise de menor rigidez ( $E_{50}=2.500$ ). Esta diferença é devida ao fato de que, à medida que a superfície se afasta do talude de aterro, as tensões se aproximam da condição geostática. Por este motivo, observa-se uma melhor concordância com as tensões do método de Morgenstern-Price na parte final da superfície.

A Figura 3.32 apresenta os valores do fator de segurança calculados localmente, ao longo da superfície de ruptura. No método de equilíbrio limite, o fator de segurança é considerado constante ao longo de toda a superfície. Nas análises por elementos finitos, o fator de segurança varia ao longo da superfície em análise, função das tensões cisalhantes mobilizadas e da resistência ao cisalhamento disponível.

Para as análises com menor rigidez do aterro e camada superficial de areia, o maciço se comporta de forma mais homogênea e o fator de segurança ao longo da superfície tende ao valor determinado por Morgenstern-Price, exceto na parte inicial de aterro onde, conforme já discutido, ocorrem diferenças mais significativas nos cálculos das tensões.

Para as análises de maior rigidez, é observado uma maior mobilização da resistência nas camadas de areia/aterro e menor na camada de argila, resultando em fatores de segurança bem diferentes para cada material. É natural esperar que, com a camada de areia e aterro mais rígidos, estes mobilizem maiores tensões cisalhantes a pequenas deformações, atingindo o equilíbrio do maciço sem que ocorra grandes mobilizações de resistência na camada argilosa.



**Figura 3.30 - Fatores de Segurança ao longo da superfície.**

### 3.2.2.6 Discussões complementares sobre as análises na cota de alteamento +2,8m.

As análises empreendidas permitiram avaliar as três metodologias de cálculo em estudo em uma condição fora da rotura. Os resultados indicaram a mesma tendência dos observados na condição de colapso (item 3.2.2.6). O método de Morgenstern-Price levou a fatores de segurança mais conservadores, muito próximos dos obtidos por elementos finitos com redução progressiva de parâmetros. Nas análises de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros, observou-se que a mobilização de resistência ao longo da região plastificada é diferente dependendo da diferença de rigidez das camadas, todavia o fator de segurança final determinado é o mesmo.

Já os valores determinados utilizando o método de elementos finitos com busca de superfície, apresentaram fatores de segurança variando de 11% a 24% superiores aos obtidos nas análises por equilíbrio limite ou por redução de parâmetros.

As análises com consideração do efeito de dilatância, através da inserção do ângulo de dilatância no modelo HSM não mostraram diferenças relevantes (<1%). Tal ocorre visto o modelo não ser capaz de considerar a queda pós-pico de resistência. O modelo é capaz de representar somente o efeito da variação volumétrica. Soma-se a isso o fato de, durante as iterações para redução de parâmetros, todos os materiais têm seus



comportamentos regidos por modelos elástico-lineares perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb.

Quanto ao estudo das buscas de fatias, foi possível observar que, a medida que a configuração da análise se afasta de uma condição geostática perfeita, as tensões normais às bases das fatias por Morgenstern-Price tendem a se diferenciar bastante das obtidas por elementos finitos, evidenciando uma limitação do método de equilíbrio limite. Verificou-se que, para condições em que as variações de rigidez não são muito abruptas, a consideração de fator de segurança constante ao longo da superfície pode se apresentar uma premissa razoável. Por outro lado, para rigidezes muito distintas, a mobilização da resistência e, por conseguinte, o fator de segurança, pode variar significativamente ao longo da superfície.

## **4 APLICAÇÕES EM OUTROS CASOS REAIS**

### **4.1 PATIO DE MINÉRIO SOBRE CAMADA DE AREIA COMPACTA, SOBREPOSTA A UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE**

#### **4.1.1 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO**

A situação em análise se trata da avaliação da construção e operação de um pátio de minérios no norte fluminense. Este pátio, instalado em área portuária, tem por objetivo o recebimento de minério, através de mineroduto e estocagem para posterior embarque marítimo.

A Figura 4.1 apresenta uma seção típica de análise. Na figura constam, além das pilhas de minério, as bermas (lastros) dos equipamentos e a estratigrafia do terreno. O pátio foi construído para a estocagem de minério em pilhas com até 20 metros de altura e peso específico médio de  $29 \text{ kN/m}^3$ . O projeto do pátio e a interpretação da instrumentação nos primeiros anos de operação foram realizados pela empresa Sondotécnica Engenharia de Solos S.A. com a participação do autor da presente dissertação. Nos estudos de projeto, a estabilidade das pilhas de minério foi analisada por equilíbrio limite pelo método de MORGENSTERN E PRICE ( 1965) utilizando buscas de superfícies circulares, mistas e poligonais com e sem otimização.

O terrapleno no local foi executado por meio de um aterro hidráulico e o subsolo natural, conforme discutido em detalhe no Apêndice B, é constituído por uma camada superficial espessa de areia muito compacta, com valores de NSPT que ultrapassam 50 golpes por 30 cm na parte central sobreposta a um depósito de silte argiloso mole. As análises realizadas na ocasião de projeto mostraram que as potenciais superfícies de rotura com menores fatores de segurança envolvem tanto a camada de areia quando a de silte argiloso mole, cujos comportamentos no âmbito tensão-deformação são bastante distintos.

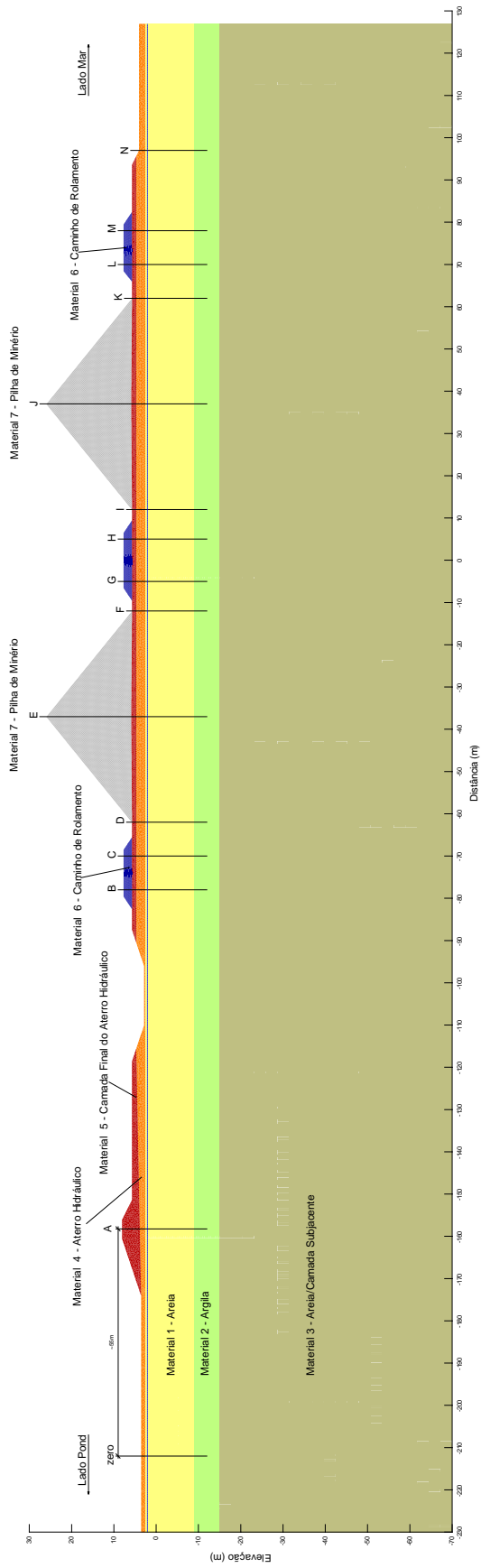


Figura 4.1- Seção de Análise

Neste estudo de caso verificou-se os fatores de segurança a rotura de uma das seções de análise do projeto pelas três metodologias em estudo, equilíbrio limite, elementos finitos com busca de superfícies e elementos finitos com redução progressiva dos parâmetros de deformabilidade com intuito de comprar os resultados e discutir possíveis implicações que a escolha do método de análise poderiam ter nos julgamentos de projeto, caso os resultados se mostrassem muito díspares.

#### 4.1.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade foram realizadas para a geometria apresentada na Figura 4.2. Os parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas de areia e de silte argiloso mole foram definidos com base em campanhas de investigações geotécnicas, conforme apresentado no Apêndice B e estão sumarizados na Tabela 4.1.

A camada de solo mole foi modelada em termos de tensões totais pelo modelo elasto-plástico perfeito (Mohr-Coulomb), todavia, com o módulo de deformabilidade não drenado ( $E_u$ ) e a resistência não drenada ( $S_u$ ) variando em função da tensão confinante inicial conforme comportamento obtido nos ensaios. Para os demais materiais foi adotado o modelo constitutivo Hardening Soil Model (HSM) considerando o módulo de deformabilidade  $E_{50}$ , estabelecido com base nas análises apresentadas no Apêndice B.

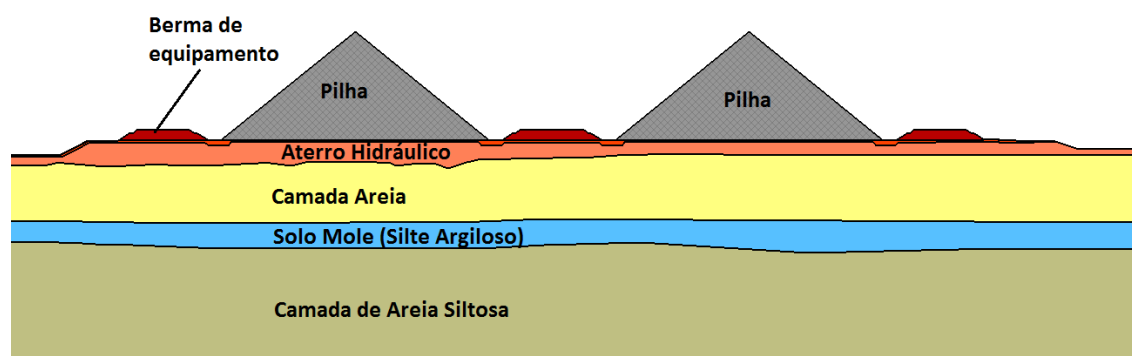


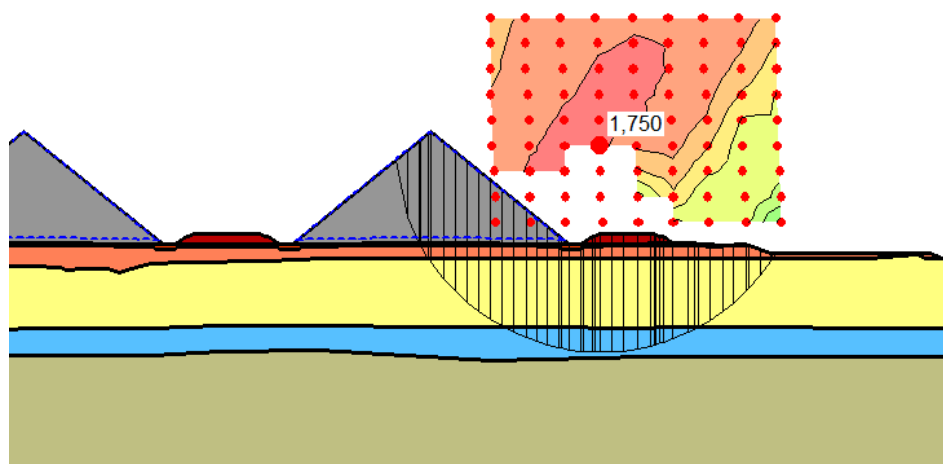
Figura 4.2 - Geometria de cálculo.

**Tabela 4.1 – Parâmetros adotados nas análises.**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$K_0$	$\nu$	$E_{50}$ ( $kPa$ )
Aterro hidráulico (areia)	19	38	0,384	0,278	125.000
Camada arenosa sobrejacente ao solo mole (discretizada em três camadas)	20	36	0,412	0,292	100.000
		45	0,293	0,227	175.000
		35	0,426	0,299	150.000
Camada de solo mole	efetivo	16,4	0,718	0,418	-
	total	16,5	-	1	$2,66\sigma_c + 1.633,3$
Camada de material predominantemente arenoso sotaposto ao solo mole	20	38	0,384	0,278	100.000
Pilhas de minério	24	39	0,371	0,270	80.000
Bermas de equipamentos (“Rachão”)	21	45	0,293	0,227	50.000
Camada superficial de aterro argiloso	19	32	0,470	0,320	20.000

Nas Figuras 4.3 e 4.4, estão apresentados os resultados das análises por equilíbrio limite, sem e com a otimização da superfície de rotura. Nas Figuras 4.5 e 4.6, são apresentados os resultados das análises de elementos finitos com busca de superfície sem e com otimização da superfície de rotura. Por fim, na Figura 4.7, está apresentado o resultado da análise de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros.

Na Tabela 4.2, resumem-se os resultados obtidos nas análises efetuadas.



**Figura 4.3 - Equilíbrio Limite - Sup. circular.**

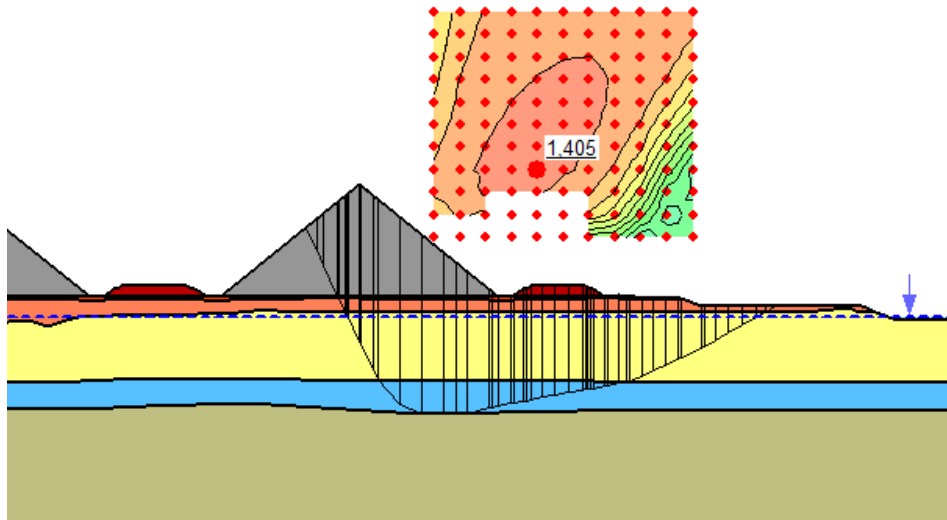


Figura 4.4 - Equilíbrio Limite - Sup. Otimizada.

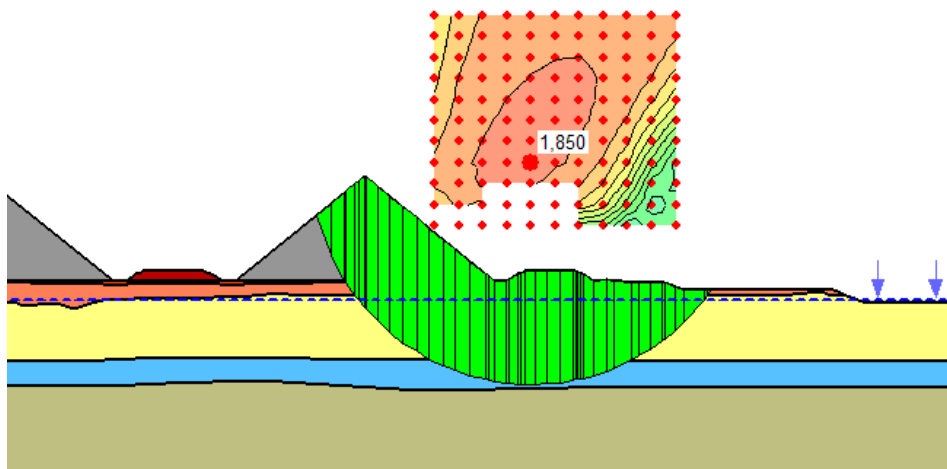


Figura 4.5 - Elementos Finitos com busca de superfície (circular).

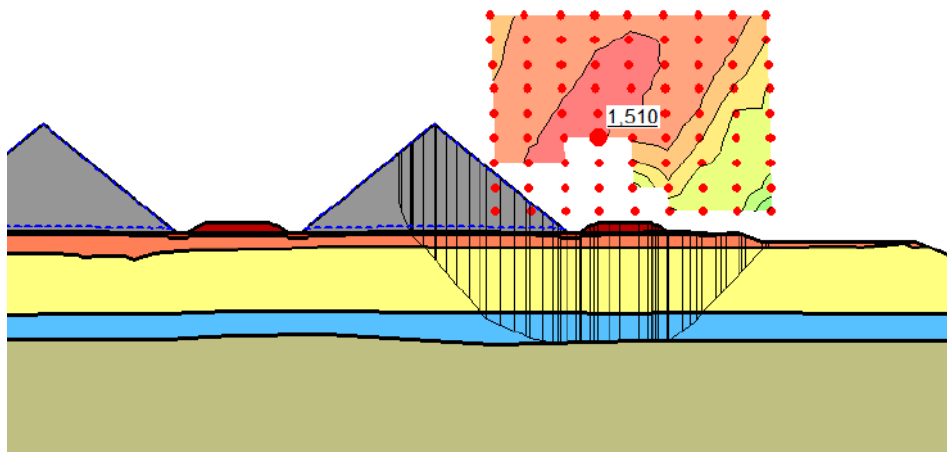
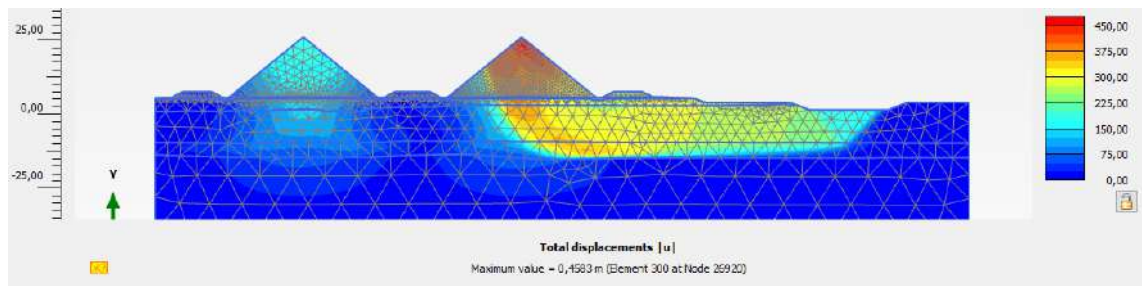


Figura 4.6 - Elementos Finitos com busca de superfície (otimizada).



**Figura 4.7 - Elementos Finitos com redução de parâmetros.**

**Tabela 4.2- Resumo dos resultados obtidos.**

Método	Fator de Segurança	
	Sup. Circular	Sup. Otimizada
Eq. Limite	1,75	1,405
E.F. + busca de sup.	1,85	1,51
E.F. + red. Parâm.	1,380	

### 4.1.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As análises apresentaram resultados que confirmam as discussões do item 4 em que, os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos com redução progressiva de parâmetros apresentaram fatores de segurança muito próximos entre si e menores do que o método de cálculo de elementos finitos com busca de superfícies.

A diferença observada, no presente caso, entre o método de elementos finitos com busca de superfícies e os demais é da ordem de 10%. Uma diferença nesta ordem de grandeza, embora não muito expressiva para a luz das tolerâncias normalmente aceitas nas análises da mecânica dos solos, poderia implicar na não viabilização do pátio de minério sem a execução de um tratamento de fundações ou redução do volume de armazenamento, implicando inclusive nas análises financeiras da operação do pátio.

Neste estudo de caso é importante destacar que a grande espessura da camada de areia (8 metros), de elevada resistência, sobreposta ao solo mole é responsável pela maior parte da resistência do maciço. Ao se analisar o somatório das resistências ao cisalhamento pelos comprimentos das bases das fatias para o método de equilíbrio limite, por exemplo, verifica-se que a camada de areia é responsável por 75% da resistência ao cisalhamento, ao passo que o depósito de solo mole é responsável por somente 25% da resistência. Uma vez que a resistência da camada de areia é mobilizada a menores deslocamentos, quando maior a participação dela, menor é de se esperar a implicância das diferenças de rigidezes.

Deve-se destacar também que nas análises do caso a superfície crítica se apresentou muito diversa da circular, que fica evidenciada pelas diferenças nos resultados com e sem otimização na busca de superfícies (Figuras 4.4 e 4.5). No caso, o uso de superfícies circulares, leva a resultados significativamente superiores aos valores determinados com superfície otimizada. A superfície otimizada (Figuras 4.4 e 4.6) aproximou-se bastante da superfície observada nas análises com redução de parâmetros (Figura 4.7).



## **4.2 OPERAÇÃO DE GUINDASTE SOBRE CAMADA DE RACHÃO COMPACTADO, SOBRE ESPESSA CAMADA DE SOLO MOLE**

### **4.2.1 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO**

A montagem da maior ponte rolante tipo pórtico (*Golith Crane*) do Brasil e uma dos maiores do mundo, para trabalhar sobre o dique seco de um estaleiro no nordeste brasileiro, demandou a utilização de guindastes sobre esteiras com a aplicação de elevadas tensões ao terreno (até 660 kPa).

Durante as campanhas de investigação geotécnica foi identificada a presença de um paleocanal preenchido predominantemente por solo mole com espessuras maiores que 40 metros em seu ponto central e 25 metros na região de operação dos guindastes. Com limitação de recursos e tempo a Sondotécnica Engenharia de Solos S.A., com a participação do autor da presente dissertação coordenando o estudo, detalhou um projeto de substituição da camada superficial do depósito de solo mole. Esta solução teve por princípio que a montagem do guindaste se daria em até 3 meses e que os guindastes não ficariam mais do que 12 horas em um mesmo ponto, não propiciando a ocorrência de recalques por adensamento da camada de solo mole significativos.

O conceito da solução foi a substituição de uma camada superficial por rachão compactado (material disponível no local) com espessura suficientemente grande a garantir a estabilidade dos guindastes durante as operações.

Para uma melhor modelagem do problema, foi realizada uma campanha de investigações adicional que contou com a realização de sondagens SPT, ensaios de piezocone, palheta e dilatométricos. Os resultados desses ensaios, assim como a interpretação dos resultados e definição dos parâmetros está apresentada no Anexo C.

No âmbito do projeto, a espessura da camada de rachão foi definida com base em análises de elementos finitos com busca de superfícies. Através deste estudo estabeleceram-se curvas tensão versus recalque na base das esteiras sob carregamentos de até duas vezes a carga de trabalho, além de superfícies potenciais de rotura e chegaram a espessuras de substituição de até 4,5 metros.

As operações de montagem do *Goliath Crane* foram realizadas com sucesso e os deslocamentos medidos nas esteiras durante as operações ficaram dentro dos limites previstos nas análises.

Na presente dissertação procurou-se reproduzir uma das seções de cálculo do projeto analisando-a pelas três metodologias que estão sendo cotejadas de modo a verificar que implicações teriam nos resultados, e, possivelmente, nas decisões de projeto.

## 4.2.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Para simular o comportamento dos guindastes as cargas nas esteiras foram simuladas como faixas na largura das esteiras e de comprimento infinito. Foi utilizado um conjunto de vigas rígidas para simular a estrutura dos guindastes. Sob as faixas carregadas foram modeladas vigas transversais com as características equivalentes à duas camadas de MATS (bases de madeira), cuja utilização está prevista em todas as operações. Nas verificações de equilíbrio limite, não se buscou superfícies de rotura atravessando os mesmos e as cargas nas esteiras foram consideradas distribuídas uniformemente sobre as bases (MATS).

A Figura 4.8 apresenta um modelo de cálculo típico para os guindastes.

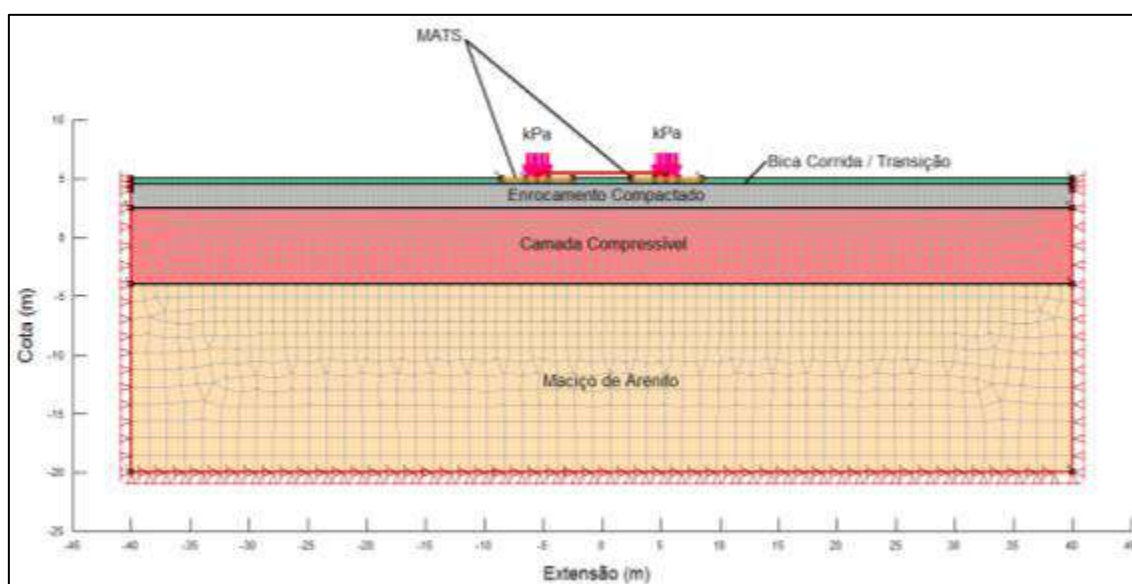
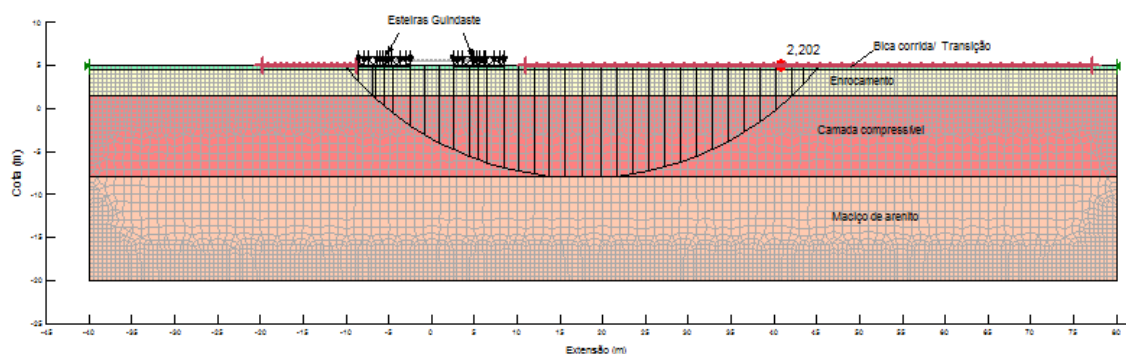
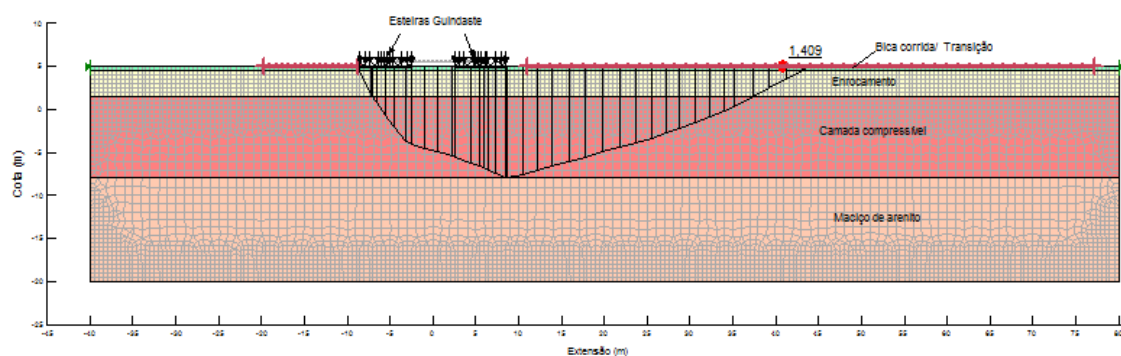


Figura 4.8 - Modelo de cálculo utilizado nas simulações dos guindastes.

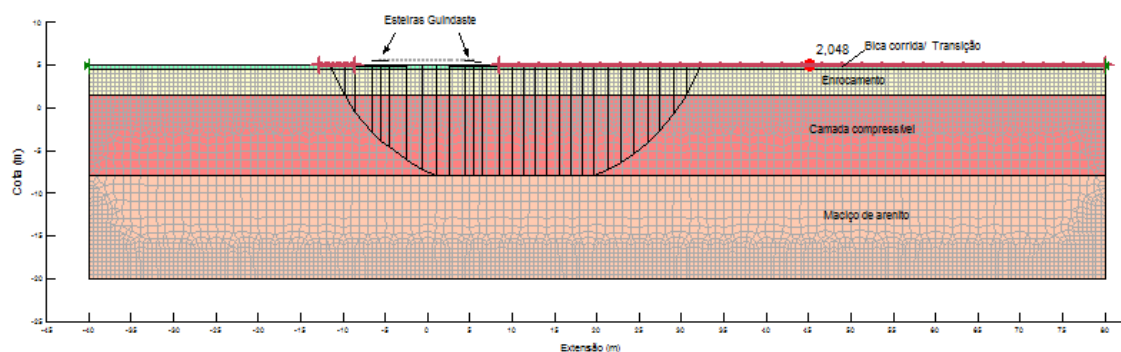
Nas Figuras 4.9 e 4.10, estão apresentados os resultados das análises por equilíbrio limite sem e com a otimização da superfície de rotura. Nas Figuras 4.11 e 4.12, são apresentados os resultados das análises de elementos finitos com busca de superfície sem e com otimização da superfície de rotura. Por fim, na Figura 4.13, está apresentado o resultado da análise de elementos finitos com redução progressiva de parâmetros. Na Tabela 4.3, resumem-se os resultados obtidos nas análises efetuadas.



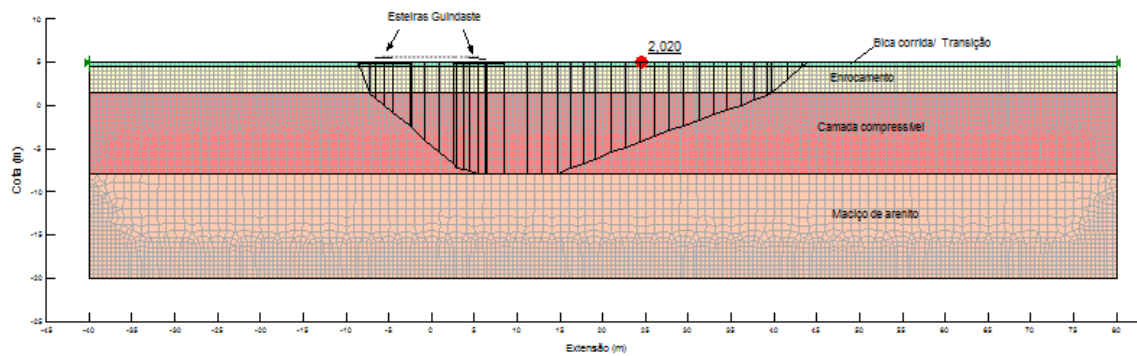
**Figura 4.9–Equilíbrio Limite – Busca Circular**



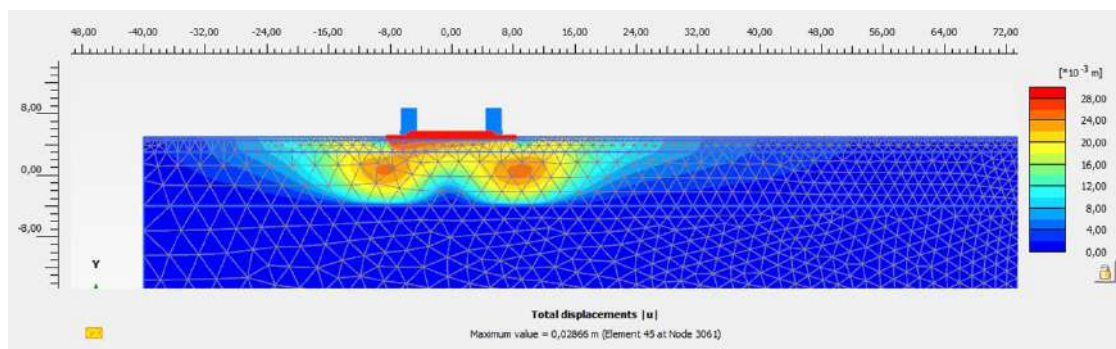
**Figura 4.10 – Equilíbrio Limite – Busca Otimizada**



**Figura 4.11 – Elementos Finitos – Busca Circular**



**Figura 4.12 – Elementos Finitos – Busca Otimizada.**



**Figura 4.13 – Elementos Finitos com redução progressiva de parâmetros.**

**Tabela 4.3 -- Resumo dos resultados obtidos nas análise efetuadas.**

Método	Fator de Segurança	
	Sup. Circular	Sup. Otimizada
Eq. Limite	2,002	1,409
E.F. + busca de sup.	2,048	2,020
E.F. + red. Parâm.	1,389	

### 4.3 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Assim como no estudo de caso do pátio de minério, os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos com redução progressiva de parâmetros apresentaram fatores de segurança muito próximos entre si e menores do que o método de cálculo de elementos finitos com busca de superfícies. Todavia, a diferença de resultados entre estes foi considerável, da ordem de 45%.

Sob condição de trabalho, tem-se maiores mobilizações em camadas de maiores rigidezes. No entanto, pelos comprimentos envolvidos, ao se observar o somatório das

resistências ao cisalhamento pela largura das bases das fatias, no método de equilíbrio limite, por exemplo, verifica-se que a camada de rachão compactado é responsável por 40% da resistência ao cisalhamento, ao passo que o depósito de solo mole é responsável por 60% da resistência. A maior diferença de resultados em relação às metodologias de cálculo, pode ser justificada pela maior participação dessa camada de menor rigidez na estabilidade do conjunto (camada de argila mole). Visto a menor rigidez desta, são necessários maiores deslocamentos para a mobilização da tensão cisalhante nesta camada, comparativamente as demais.

Conforme descrito no item 4.2.1, durante o projeto, as análises efetuadas visando definir as espessuras necessárias para substituição da parte superficial da camada mole por rachão foram realizadas pelo método de elementos finitos com busca de superfícies. Os deslocamentos nas esteiras dos guindastes foram monitorados com precisão de décimo de milímetro durante todas as operações e se apresentaram dentro dos limites previstos nas análises.

Estes estudos mostram a importância de se levar em consideração a diferença de rigidez das camadas, em especial, quando a camada de menor rigidez tem contribuição significativa na resistência ao cisalhamento. Chamam também a atenção para a importância de uma boa representatividade entre a modelagem adotada e o comportamento de campo. No caso observou-se uma diferença da ordem de 45% entre os FS calculados pelo método de elementos finitos com busca de superfícies de equilíbrio limite e os demais. Os menores valores de FS erroneamente indicariam uma situação muito mais desfavorável à estabilidade e, portanto, uma expectativa de maiores deformações que afetariam a funcionalidade do empreendimento. De qualquer forma no caso do projeto em questão, a estabilidade não é o único fator a ser considerado, visto que a funcionalidade do mesmo é controlada pelas deformações.

## 5 CONCLUSÕES

Discutiram-se resultados de três metodologias de análises de estabilidade de maciços terrosos considerando camadas de diferentes rigidezes. As análises foram efetuadas por equilíbrio limite, por elementos finitos com redução progressiva de parâmetros e por elementos finitos com busca de superfícies. As principais conclusões obtidas estão relacionadas a seguir.

Os resultados mostraram que as análises por equilíbrio limite apresentaram resultados similares às análises por elementos finitos com redução progressiva de parâmetros. Pelo que se observou, isso se deve ao fato de a redução de parâmetros se desenvolver até a mobilização da máxima resistência. Tal ocorre a grandes deformações, que possibilita simultaneamente a integral mobilização da resistência em todas as camadas envolvidas. Soma-se a isso que os modelos constituintes utilizados não conseguem considerar, ou pelo menos não de maneira satisfatória, o efeito da dilatação na determinação resistência de pico e sua redução pós-pico.

Nos estudos realizados, observou-se que a única metodologia que foi capaz de considerar a diferença de rigidez entre as camadas foi a análise por elementos finitos com posterior busca de superfícies. Considerando uma mesma rigidez para a camada menor resistência, quanto maior a rigidez da outra camada, maior será o fator de segurança obtido. Cabe ressaltar que, salvo na condição de colapso, os resultados destas metodologias diferem mesmo quando todas as camadas apresentam rigidezes equivalentes. Esta diferença se dá pelo conceito adotado no cálculo do fator de segurança quando se utiliza o método de elementos finitos com busca de superfícies, que é a máxima resistência disponível dividida pela tensão cisalhante mobilizada, ambas na condição de trabalho.

Deve-se destacar que em algumas situações a superfície crítica pode se apresentar muito diversa da circular. O uso de superfícies circulares, pode levar a resultados significativamente superiores aos valores determinados com superfície otimizada. Nas análises que utilizam busca de superfícies, pode se verificar que a rotina disponível nos programas de análises de otimização da superfície de rotura são bastante eficientes e conseguem reproduzir bem as geometrias esperadas, inclusive nos ângulos

de início e fim da superfície. Nas condições analisadas a superfície otimizada aproximou-se bastante da superfície observada nas análises com redução de parâmetros.

Observou-se que a medida que se aproxima da rotura, os valores de fator de segurança obtidos por todas as metodologias apresentam menores diferenças. No caso de colapso do aterro de Florianópolis, todas as metodologias foram capazes de caracterizar adequadamente a rotura. Verificou-se também que, em linhas gerais, as conclusões obtidas nas análises do aterro de Florianópolis podem ser estendidas a outros casos com geometria e carregamento diversa. Por outro lado, sob condições de trabalho, o procedimento de cálculo de FS podem levar a diferenças significativas, por exemplo, diferenças de 45% foram observadas nas análises da operação do guindaste.

## 6 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., 2010, *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*. 1 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

AZZOUZ, A. S., BALIGH, M. M., LADD, C. C., 1983, "Corrected field vane strength for embankment design", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 109, n. 5, p. 730.

BISHOP, A. W., 1955, "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". *Géotechnique*, v. 5, n.1, pp.7-17.

BJERRUM, L., 1973, "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils". In: *Proceedings of the 8th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 3, pp. 111–159, Moscou.

BOWLES, J. E., 1988, *Foundation Analysis and Design*. 4 ed. New York, McGraw-Hill Book.

BRINKGREVE, R. B. J., SWOLFS, W.M. e ENGINE, E., 2016, *Plaxis user's manual*. Netherland, A. A. Balkema publisher.

COSTA, W. D., 2012, *Geologia de Barragens*. 1 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

CRUZ, P. T., 2004, *100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*. 2 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

DUNCAN, J. M., 1987, *An engineering manual for slope stability studies*. In: Report of a study performed by the Virginia Tech Center for Geotechnical Practice and Research, U.S.A.

DUNCAN, J. M., BUCHIGNANI, A. L., 1975, *An Engineering Manual for Stability Studies*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y., 1970, "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 96, pp. 1629-1653.

DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., 1980, "The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis", *Engineering Geology*, v. 16, n. 1/2 (Jul), pp. 5-17.

FELLENIOUS, W., 1927, *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion (Adhasion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. Berlin, W. Ernst & Sohn.

FELLENIOUS, W., 1936, "Calculation of stability of earth dams". In: *Proceedings of the Second Congress of Large Dams*, v. 4, pp. 445, Washington.



GRIFFITHS, D. V., LANE, P. A., 1999, "Slope Stability Analysis by Finite Elements", *Géotechnique*, v. 49, n. 3 (jun), pp. 387-403.

JAMBU, N., 1968, *Slope stability computations*. In: Soils Mechanics & Foundation Engineering Report, Technical University of Norway, Trondheim.

JEFFERIES, M.G., DAVIES, M.P., 1993, "Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60". *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, v.16, n. 4, pp. 458-468.

KONDNER, R.L., 1963, "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, (Fev.), pp.115-143.

LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F., POULOS, H. G., 1977, "Stress- deformation and strength characteristics", In: *International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 2, pp. 421-494, Tokio.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V., 1969, *Soil mechanics*. New York, Wiley.

LEE, K. L., SEED, H. B., 1967, "Drained Strength Characteristics of Sands", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 93 (Nov ), pp. 117-141.

LEPS, T., 1970, "Review of shearing strength of rockfill". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 96, n.4 (Jul), pp. 1159-1170.

LOWE, J., KARAFIATH, L., 1960, "Stability of earth dams upon drawdown". In: *Proceedings 1st Pan-Am. Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.2, pp. 537-552, Mexico.

MAGNANI, H. O., 2006, *Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARCHETTI, S., CRAPPS, D. K., 1981, *Flat Dilatometer Manual*. In: Int. Report Schmertmann &Crapps Inc., Gainesville, USA.

MAYNE, P. W., MITCHELL, J. K., 1988, "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane". *Canadian Geotechnical Journal*, v. 25, pp. 150-157.

MELLO, V., 1971, "The standard penetration test", *IV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng*, v. 1, pp. 1-86.

MELLO, V., 1977, "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams", *Géotechnique*, v. 27, n. 3, pp. 279-355.

MELLO, V. F. B; TEIXEIRA, A. H., 1967, *Mecânica de solos*. São Carlos, Escola de Engenharia.

- MESRI, G., 1975, "New design procedure for stability calculation of embankments and foundations on soft clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 101, pp. 409–412.
- MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, "The analysis of the stability of general slip surfaces". *Geotechnique*, v. 15, n.1, pp. 79-93.
- MUÑOZ, C. C., 2014, *Avaliação numérica da técnica de bulbos de compactação em um depósito de areia fofa*. Dissertação de M.Sc., PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- NASCIMENTO, I. N. S., 1998, *Desenvolvimento e utilização de um equipamento de palheta elétrica in situ*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- OLIVEIRA, A. T. J., 2000, *Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife*. Dissertação de M.Sc., DEC/UFPE, Recife, PE, Brasil.
- PINTO, C. S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3 ed. São Paulo, Oficina de Textos.
- ROBERTSON, P. K., "Interpretation of in-situ tests – some insights". *Mitchell Lecture – International Symposium on Site Characterization*, ISC'4, Recife, PE, Brasil, Sept 2012.
- ROWE, P. W., 1962, "The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". In: *Proceedings, Royal Soc. of London*, v. 269, pp. 500-527.
- SARMA, S. K., 1973, "Stability Analysis of Embankments and Slopes", *Géotechnique*, v. 23, pp. 423-433.
- SCHANZ, T., VEREER, P., BONNIER, P. G., 1999, "The hardening soil model: Formulation and verification". In: *Plaxis Symposium: Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis*, pp. 281-296, Rotterdam.
- SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., 2012, *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2 ed. São Paulo, Oficina de Textos.
- SCHNAID, F., LEHANE, B., FAHEY, M., 2004, "In situ test characterization of unusual geomaterials", In: *Proceedings of Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, v. 1, pp 49-74, Porto, Portugal.
- SEED, H. B., LEE, K. L. 1967, "Undrained strength characteristics of cohesionless soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 93, pp. 333-359.
- SINGH, AWTAR, MITCHELL, J. K., 1968, "General stress-strain-time function for soils". *J. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civil Engrs*, v. 94, pp. 21-46.
- SKEMPTON, A. W., 1986, "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation", *Géotechnique*, v. 36, 425-447.

SPENCER, E., 1967, “A method of Analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces”, *Géotechnique*, v. 17, pp. 11- 26.

TAVERNAS, F., LEROUEIL, S., 1979, “Clay behaviour and the selection of design parameters”. In: *Proceedings of the 7th European Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, v.1, pp. 281-291, Brighton.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1970, *Engineering and design-stability of earth and rock fill dams*, Engr. Manual EM 1110-2-1902, Dept. of the Army, Corp of Engrs. Ofc. of the Chf. of Engrs.

VELLOSO, D., LOPES, F., 2012, *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*, v. único. São Paulo, Oficina de Textos.

**APÊNDICE A**

**ENSAIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS NOS ATERROS  
INSTRUMENTADOS NA COSTA DE FLORIANÓPOLIS**

Na sequência, estão transcritos os dados relativos ao depósito de argila mole do Pirajuba é, obtidos a partir de ensaios de caracterização, de adensamento oedométrico e triaxiais convencionais, realizados em 1979 e apresentados por MAGNANI (2006).

Os ensaios de campo e de laboratório realizados no depósito são referentes a regiões relativamente próximas à área dos aterros experimentais, localizadas tanto ao sul quanto ao norte destes. Representam uma grande extensão do depósito e têm objetivo de apresentar a pequena variação espacial das suas características geotécnicas. As verticais de ensaios e amostragens foram localizadas em áreas virgens, isto é, diretamente sobre a superfície da camada de argila mole, no fundo da baía ou em regiões de manguezal, uma vez que a variação diária da maré expunha temporariamente esta superfície.

Os resultados dos ensaios permitiram concluir que a resistência não-drenada apresenta praticamente o mesmo perfil ao longo do depósito, variando apenas a espessura da camada mole e as resistências não drenadas próximas ao seu limite inferior, haja vista a presença da fronteira drenante arenosa e algum aumento no teor de areia.

Tem-se que:

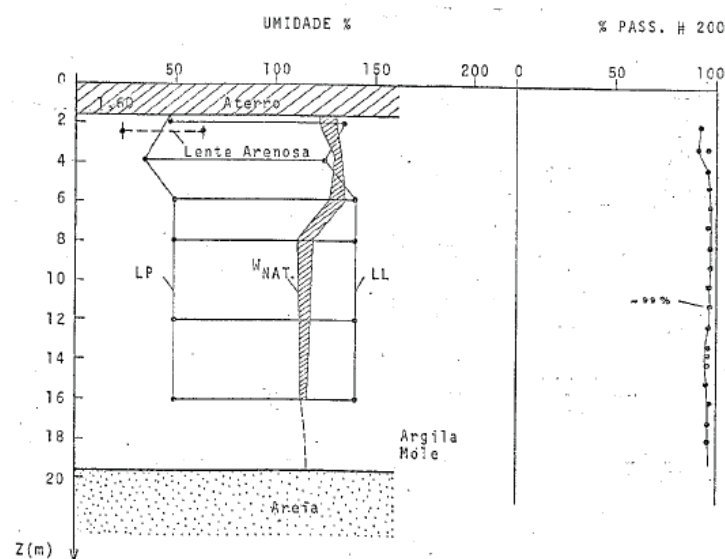
- A classificação indica uma argila orgânica siltosa de cor cinza.
- O teor de finos (partículas com tamanho médio inferior a 0,075 mm) é maior que 90%.
- O teor de argila (partículas com tamanho médio inferior a 0,002 mm) varia entre 20 e 55%.
- O limite de plasticidade varia entre 35 e 60%, com média ao redor de 50%.
- O limite de liquidez situa-se entre 120 e 160%, com média ao redor de 130%.
- A umidade natural está acima ou coincide com o limite de plasticidade até uma profundidade de 5 ou 6 m, e é pouco inferior a este limite abaixo destas profundidades.
- O valor máximo de umidade encontrado foi de 175% com a média ao redor de 120%.
- O índice de plasticidade variou entre 80 e 100%.
- Os resultados dos ensaios de adensamento indicaram pressões de pré-adensamento iguais ou ligeiramente superiores às tensões verticais efetivas correspondentes.
- O peso específico natural variou entre 13,2 e 14,2 kN/ m<sup>3</sup>.

- Os valores de índice de vazios situaram-se entre 2,8 e 4,7.
- Os valores de índice de compressão (Cc) variaram entre 0,8 e 1,8.
- Os valores de módulo de compressibilidade volumétrica (mv) situaram-se em torno de  $15 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ .
- Os valores do coeficiente de adensamento (cv) situaram-se entre 1 e  $5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .
- Os valores de resistência não-drenada nos ensaios UU situaram-se entre 4 e 16 kN/m<sup>2</sup>, para profundidades de 2 e 16 m, respectivamente, e mostraram um crescimento linear com a profundidade.
- Para profundidades de até 5 m, os ensaios de palheta de campo indicaram valores de resistência não-drenada de 4 a 8 kN/m<sup>2</sup>, crescendo com a profundidade.
- Pequenas e delgadas lentes de areia, próximas à superfície, foram detectadas em pontos esparsos.

A Figura A.1 apresenta um gráfico típico de limites de consistência e umidades naturais do depósito.

A Figura A.2 apresenta as curvas tensão-deformação típicas dos ensaios triaxiais convencionais não-consolidados e não-drenados realizados à época em amostras de 12 cm de diâmetro.

A Tabela A.1 apresenta as umidades, índices de vazios, pesos específicos naturais e grau de saturação de cada corpo de prova (CP) dos ensaios apresentados.

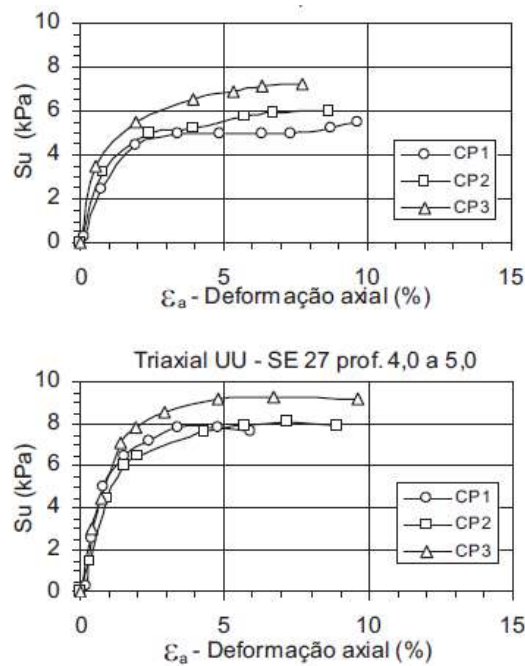


**Figura A.1- Limites de consistência.**

**Tabela A. 1 – Umidades, índices de vazios, pesos específicos naturais e grau de saturação de cada corpo de prova (CP)**

	Umidade (w) %	Índice de vazios (e)	Grau de saturação (S) %	Pesos específicos naturais (kN/m <sup>3</sup> )
CP 1	129,8	3,29	100,7	13,7
CP 2	118,0	3,02	99,7	13,8
CP 3	121,1	3,13	98,7	13,6

À luz de 18 ensaios de adensamento e de 18 ensaios triaxiais realizados em 4 verticais localizadas bastante afastadas umas das outras, em distâncias superiores a 2 km entre si, o estudo de 1979 concluiu pela homogeneidade do depósito. Ressalvam-se, entretanto, a variação de espessura observada, entre 4 e 22 m, e o incremento de resistências não drenadas próximas às camadas arenosas subjacentes, seja devido a teores maiores de areia na argila, ou ao processo de adensamento nestas fronteiras. De uma maneira geral, não há camada de areia na superfície do depósito, apenas a presença esparsa de delgadas lentes de areia próximas à superfície.



**Figura A. 2- Curvas tensão-deformação típicas dos ensaios triaxiais convencionais não-consolidados e não-drenados realizados.**

Conforme discutido em MAGNANI(2006), os estudos geotécnicos realizados para o projeto de 1999 tiveram um foco mais estreito e se concentraram nas áreas do depósito mais próximas a foz do Rio Tavares, onde se localizam as maiores espessuras de argila mole e onde se esperavam os maiores problemas com relação à estabilidade e aos recalques dos aterros a serem executados por meio de terraplenagem convencional.

A localização dos ensaios de campo e dos furos a partir dos quais foram obtidas as amostras para ensaios de laboratório, cujos resultados são aqui apresentados, em nenhum caso está afastada mais do que 600 m dos locais dos aterros experimentais, ainda que outras verticais ensaiadas estivessem disponíveis.

Os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg e de granulometria com sedimentação confirmaram os ensaios do projeto de 1979. A porcentagem de argila das amostras foi sempre superior a 60%, com no máximo 10% de grãos maiores que a fração silte. O valor de limite de liquidez oscilou entre 105 e 165 %, com média ao redor de 135%, o limite de plasticidade entre 45 a 65%, e o de índice de plasticidade variou de 60 a 100%. A umidade natural é, via de regra, próxima ou superior ao limite de liquidez. O índice de vazios situa-se entre 3 e 4,5. A densidade real dos grãos apresenta média de 2,68. A índice de atividade da argila mole em termos médios é de 1,5.

A Figura A.3 apresenta o perfil de resistência não drenada adotado juntamente com os resultados dos ensaios de palheta e de piezocone. Os módulos de deformabilidade foram definidos a partir da correlação  $E_u/S_u$ , tipicamente igual a 100 para carregamentos próximos à ruptura (VELLOSO; LOPES, 2012).



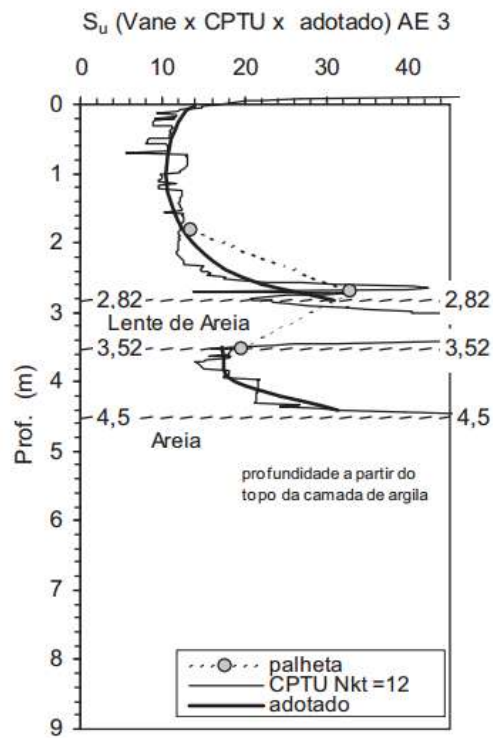


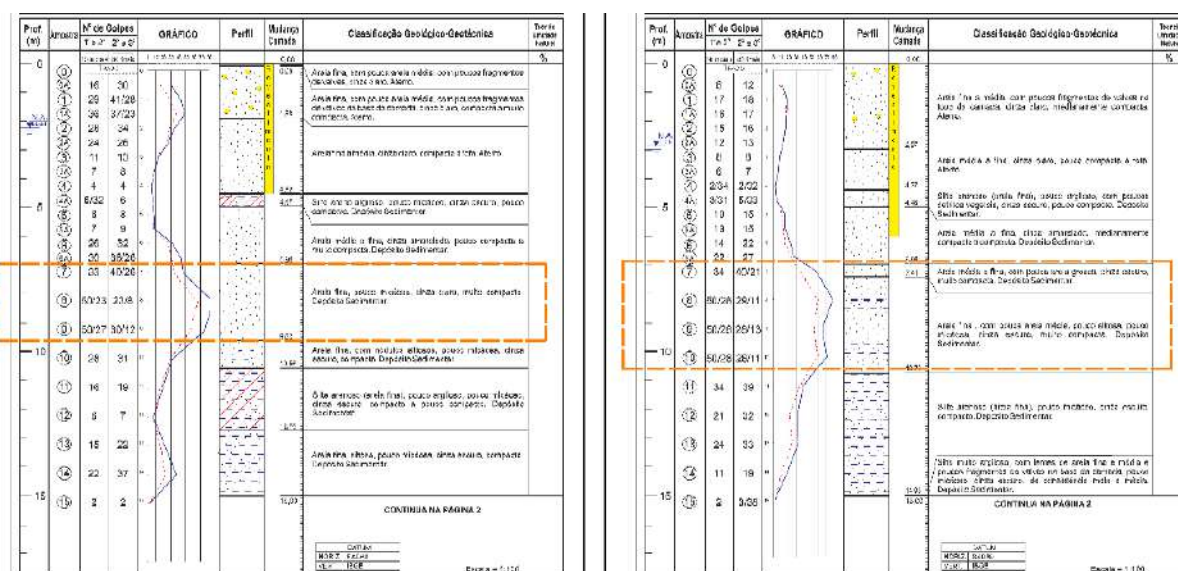
Figura A. 3- Perfil de  $S_u$  na região do ATE3 (MAGNANI, 2006).

## **APÊNDICE B**

### **ENSAIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS NA CAMADA DE AREIA COMPACTA SOBREPOSTA A UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE**

A caracterização do subsolo na região de implantação de minério foi elaborada após análise dos resultados de investigações de campo e laboratório. Nestas, foi observado que o perfil geológico primitivo até a profundidade de interesse é constituído fundamentalmente por três camadas, sendo uma camada superficial de material arenoso sobreposta a um depósito de solo mole que, por sua vez, está sobreposto a uma camada areno-siltosa.

A camada superficial de material arenoso possui sua base entre as cotas -9 e -10,5 metros. Ensaios SPT realizados nesta camada mostraram a existência de subcamadas com diferentes compacidades. Os boletins de sondagens indicaram a existência de uma camada intermediária em que o material arenoso apresenta altos valores de NSPT indicando um extrato contínuo de material compacto a muito compacto e extratos superior e inferior com materiais, via de regra, mediante compactos a compactos. A Figura B.1 apresenta duas sondagens que ilustram o anteriormente descrito.



**Figura B. 1 - Exemplos de sondagens com ensaios NSPT com destaque, em laranja, para o trecho central da camada arenosa que possui maior compactidade.**

A camada de solo mole apresentou espessuras variando de 3 a 6 metros, pontualmente 7 metros, composta por materiais silto argilosos e argilo siltosos, de consistência muito mole a mole, porcentagem média de finos igual a 79%, sendo 27% de argila e 52% de siltes, e Índice de Plasticidade médio da ordem de 22%.

A camada areno siltosa, por sua vez, é constituída essencialmente de depósitos de areias finas, areias siltosas e siltes arenosos. Apresentou, em geral, materiais medianamente compacto a compactos nos trechos mais superficiais e, em alguns casos, materiais muito compactos nos ensaios mais profundos.

Sobre a camada arenosa foi realizado um aterro hidráulico com espessuras variando de 3,0 a 5,0 metros. O controle tecnológico do aterro indicou que o mesmo não apresenta a presença de finos e possui elevada compactidade.

A Figura B.2 ilustra o perfil geológico local.

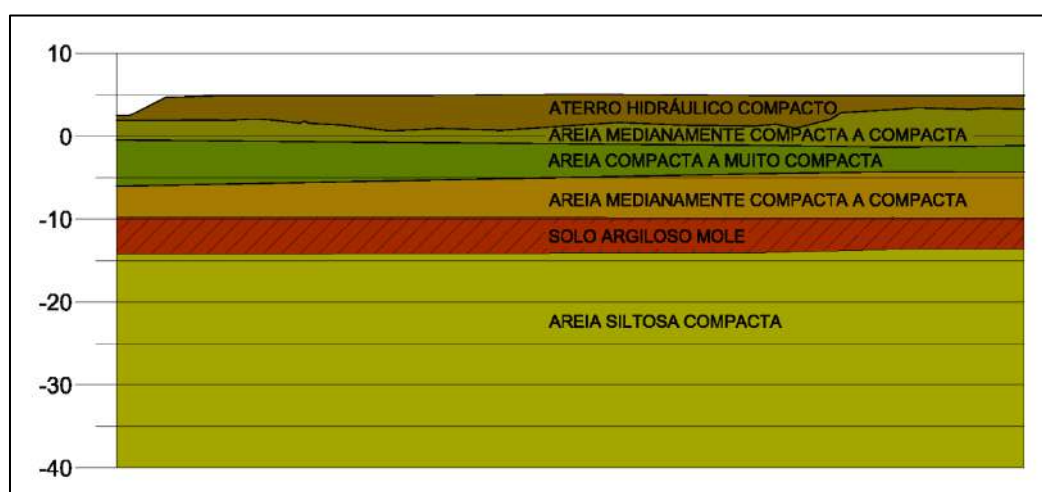


Figura B. 2 -Perfil Geológico Típico do Local.

Na sequência são apresentados a interpretação de parâmetros para cada camada.

### **Aterro Hidráulico**

Para análise dos parâmetros do aterro hidráulico são disponíveis os ensaios do controle tecnológico de execução do aterro e sondagens a percussão. A definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade estão descritos na sequência.

#### *- Parâmetros de Resistência*

A resistência da camada de aterro hidráulico foi definida em termos de parâmetros efetivos por meio da envoltória de Mohr-Coulomb. A determinação do

ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) foi realizada a partir das compacidades relativas ( $CR$ ) obtidas nos ensaios do controle tecnológico. Para tal, tomou-se por base a proposta de MELLO(1971) em que é possível correlacionar os valores da tangente de  $\phi'$  e  $CR$  através da equação:

$$(1,49 - CR) \operatorname{tg} \phi' = 0,712 \quad (\text{B.1})$$

A Tabela B. 1 apresenta os valores de compacidade relativa medidos e de tangente de  $\phi'$  obtidos por deMELLO(1971). Os resultados apresentaram um valor de tangente de  $\phi'$  médio igual a 1,01, o que resulta em um ângulo de atrito em torno de  $45^\circ$ .

PINTO (2006) apresenta valores típicos de ângulos de atrito efetivos em areia de  $30^\circ$  (fofas) a  $47^\circ$  (compactas) para areias bem graduadas e de  $28^\circ$  (fofas) a  $43^\circ$ (compactas) para areias mal graduadas. A distribuição granulométrica dos ensaios realizados no aterro indica um coeficiente de curvatura médio de 1,17, dentro do limite considerado para areias bem graduadas e um coeficiente de não uniformidade médio de 2,47, um pouco abaixo de 3, limite inferior considerado para areias bem graduadas.

Adotou-se, para esta camada, um ângulo de atrito efetivo igual à  $38^\circ$  e intercepto coesivo nulo.

**Tabela B. 1- Densidades Relativas medidas e valores de  $\tan \phi'$  obtidos por de Mello (1971)**

<b>CR</b>	<b><math>\tan \phi'</math></b>	<b>CR</b>	<b><math>\tan \phi'</math></b>	<b>CR</b>	<b><math>\tan \phi'</math></b>	<b>CR</b>	<b><math>\tan \phi'</math></b>
0,89	1,18	0,76	0,98	0,41	0,66	0,52	0,74
0,94	1,29	0,77	0,99	0,78	1,00	0,59	0,79
0,93	1,27	0,79	1,02	0,82	1,06	0,62	0,82
0,81	1,05	0,80	1,03	0,84	1,10	0,84	1,10
0,80	1,03	0,85	1,12	0,76	0,97	0,89	1,18
0,70	0,91	0,87	1,15	0,75	0,96	0,86	1,13
0,88	1,16	0,82	1,07	0,87	1,15	0,62	0,82
0,85	1,11	0,90	1,21	0,79	1,01	0,68	0,88
0,77	0,99	0,78	1,00	0,63	0,83	0,62	0,82
0,82	1,06	0,78	1,00	0,64	0,83	0,88	1,16
0,80	1,03	0,86	1,14	0,49	0,71	0,79	1,02
0,43	0,67	0,81	1,05	0,47	0,70	0,58	0,78
0,79	1,02	0,89	1,19	0,44	0,68	0,58	0,79
0,94	1,29	0,83	1,08	0,86	1,14	0,64	0,84
0,92	1,24	0,84	1,09	0,86	1,14	0,80	1,03
0,86	1,14	0,80	1,03	0,90	1,20	0,68	0,88
0,72	0,93	0,78	1,01	0,71	0,91	0,79	1,02
0,86	1,14	0,72	0,93	0,69	0,89	0,72	0,92
0,86	1,13	0,79	1,01	0,50	0,72	0,52	0,74
0,94	1,28	0,73	0,94	0,61	0,81	0,76	0,98
0,87	1,14	0,85	1,11	0,86	1,13	0,72	0,92
0,84	1,09	0,91	1,22	0,86	1,13	0,86	1,13
0,82	1,06	0,91	1,22	0,71	0,92	0,76	0,98
0,85	1,12	0,86	1,12	0,78	1,01	0,68	0,88
0,91	1,22	0,91	1,22	0,86	1,13	0,59	0,79
0,90	1,20	0,88	1,16	0,85	1,12	0,63	0,83
0,90	1,20	0,88	1,17	0,85	1,12	0,53	0,74
0,83	1,08	0,83	1,08	0,84	1,09	0,83	1,08
0,75	0,96	0,80	1,04	0,83	1,08	0,77	0,99
0,76	0,98	0,71	0,91	0,83	1,08	0,79	1,02
0,91	1,24	0,75	0,96	0,79	1,01	0,77	0,99
0,77	0,99	0,80	1,03	0,79	1,01	0,85	1,12
0,74	0,95	0,83	1,08	0,69	0,89	0,87	1,14
0,81	1,04	0,79	1,01	0,66	0,86	0,86	1,12
0,82	1,06	0,68	0,88	0,58	0,79	0,88	1,16
0,67	0,87	0,82	1,06	0,60	0,80	0,61	0,81
0,83	1,08	0,65	0,85	0,91	1,22	0,62	0,81
0,85	1,12	0,70	0,90	0,81	1,05	0,88	1,16
0,84	1,09	0,90	1,20	0,72	0,92	0,85	1,11
0,88	1,17	0,91	1,24	0,76	0,97	0,69	0,88
0,87	1,15	0,71	0,91	0,69	0,89	0,60	0,80
0,86	1,14	0,44	0,68	0,87	1,15	0,61	0,81
0,84	1,10	0,61	0,81	0,85	1,11		

- *Parâmetros de Deformabilidade*

Neste estudo, a determinação do módulo de elasticidade da camada de aterro hidráulico foi feita através da obtenção do módulo de cisalhamento ( $G_0$ ) do solo. Este módulo foi calculado com base no  $N_{SPT\ 60}$  das sondagens realizadas na região através uma correlação proposta por SCHNAID *et. al.*(2004), dada por:

$$G_0 = 200 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \sigma'_v p_a^2} \quad (B.2)$$

Onde:

$N_{SPT,60}$  é o resultado do ensaio SPT para uma energia 60% da energia potencial teórica

$$(N_{SPT\ 60} = 1,2 N_{SPT});$$

$\sigma'_{vo}$  é a tensão vertical efetiva;

$p_a$  é a pressão atmosférica.

Para a correlação entre o módulo de cisalhamento e o módulo de elasticidade do aterro hidráulico foi usada a equação:

$$E = 2 \cdot G_0(1 + \nu) \quad (B.3)$$

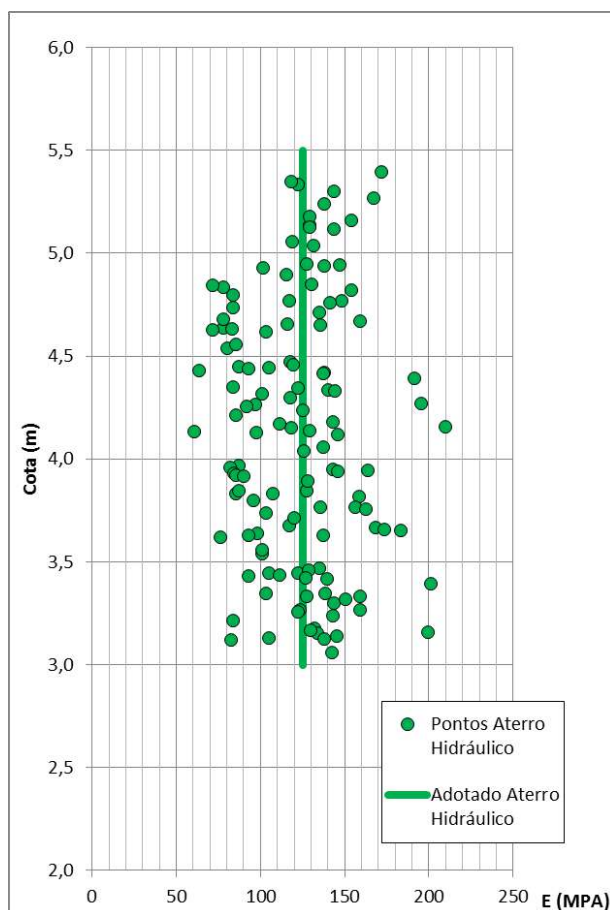
Sendo  $\nu$  = coeficiente de Poisson obtido pelas equações da Teoria da Elasticidade que o relacionam com o coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ) e dado por:

$$\nu = \frac{k_0}{1 + k_0} \quad (B.4)$$

Onde:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

A Figura B.3, a seguir, apresenta os valores de módulo de elasticidade calculados para o aterro hidráulico baseado nas sondagens disponíveis.



**Figura B. 3 -Valores de Módulo de Elasticidade para o Aterro Hidráulico**

Baseado nos critérios descritos acima, os parâmetros de deformabilidade do aterro hidráulico adotados estão materializados na Tabela B.2.

**Tabela B. 2 - Parâmetros Geotécnicos para as Análises Elástico-Lineares dos Estratos Arenosos**

Material	$\gamma(kN/m^3)$	$\phi'(^{\circ})$	$K_0$	$\nu$	$E (kPa)$
Aterro Hidráulico (areia)	19	38	0,384	0,278	125.000



## Camada Arenosa

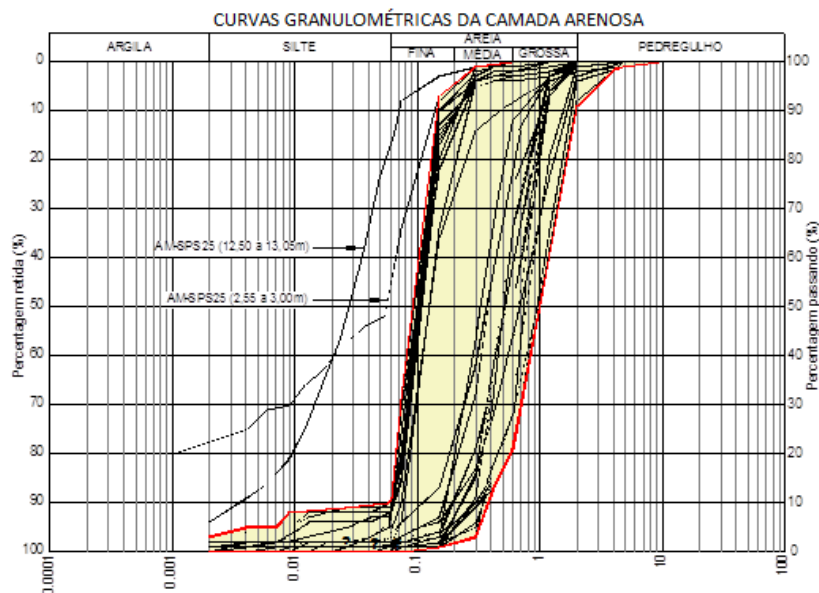
Para análise dos parâmetros da camada arenosa, estão disponíveis ensaios de caracterização, ensaios de piezocone e sondagens a percussão.

Para efeito de estimativa do peso específico natural da Camada Arenosa, empregou-se a correlação apregoada por BOWLES (1988) e reproduzida na Tabela B.3 a seguir:

**Tabela B. 3- Estimativa dos valores do peso específico natural da Camada Arenosa.**

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Compacidade Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85
SPT $N'_{70}$ : fino	1-2	3-6	7-15	16-30	>30
médio	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
grosso	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

A Figura B.4, a seguir, apresenta a distribuição granulométrica do material que compõe a camada arenosa (reunião das curvas de granulometria para as diversas amostras), podendo-se constatar uma percentagem de areia ou areia mais pedregulho superior a 90% em praticamente todos os casos.



**Figura B. 4 -Granulometria da Camada Arenosa**

Também é possível verificar que o estrato arenoso apresenta heterogeneidade de diâmetros dos grãos, havendo enquadramento nas faixas de areia grossa, média e fina.

Considerando que a média das compacidades relativas encontra-se próxima a 0,50, a adoção de um parâmetro médio da ordem de 20 kN/m<sup>3</sup> para toda a camada se demonstra condizente com a correlação mostrada.

A definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade da camada arenosa está descrito na sequência. Para a definição destes parâmetros, a camada arenosa foi dividida em três estratos.

#### *- Parâmetros de Resistência*

Assim, como para o aterro hidráulico, a resistência da camada arenosa foi definida em termos de parâmetros efetivos por meio da envoltória de Mohr-Coulomb.

A camada arenosa pode ser subdividida em três estratos com compacidades distintas, para os quais se espera diferentes resistências ao cisalhamento. Como para solos granulares a coesão efetiva é nula, a envoltória de Mohr-Coulomb é expressa pela tangente do ângulo de atrito efetivo.

Tendo em vista que a subdivisão da camada de areia visou principalmente a definição de subcamadas com parâmetros razoavelmente homogêneos, a delimitação das cotas de início e fim de cada estrato foi realizada em função da tangente do ângulo de atrito pela profundidade. Na sequência foram estudados os valores médios das tangentes em cada estrato.

Adotou-se se como critério que o estrato central, de maior resistência, seria definido pelo trecho que apresenta tangente de ângulo de atrito continuamente maior que 0,81 ( $\phi' = 39^\circ$ ).

A determinação do ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) foi realizada a partir da proposta de MELLO(1971) em que é possível correlacionar os valores da tangente de  $\phi'$  com a compacidade relativa através da equação:

$$(1,49 - CR) \operatorname{tg} \phi' = 0,712 \quad (\text{B.5})$$

Para tal, estimou-se a compacidade relativa ( $CR$ ) a partir dos ensaios SPT com a proposta de SKEMPTON (1986) onde:

$$CR = \sqrt{\left(\frac{N_{SPT\ 60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27}\right)} \quad (5)$$

Onde:

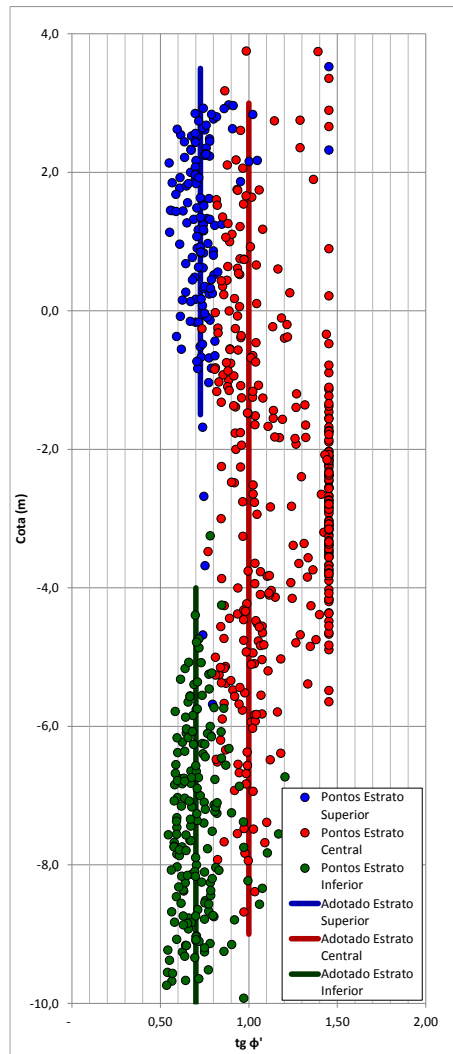
$\sigma'_{vo}$  é a tensão vertical efetiva e

$N_{SPT\ 60}$  é o resultado do ensaio SPT para uma energia 60% da energia potencial teórica ( $N_{SPT\ 60} = 1,2 N_{SPT}$ ).

No estrato central da camada arenosa por vezes o ensaio SPT apresentou números de golpes bastante elevados (50, 60 golpes/30cm), nestes casos a correlação de SKEMPTON (1986) apresenta valores para a compacidade relativa acima da unidade. Essa resistência elevada talvez possa ser justificada pela existência de algum tipo de cimentação entre os grãos de areia gerando esta falsa estimativa. Para fins de apresentação dos resultados foi fixada uma compacidade relativa igual a 100% para estes pontos, todavia, a fim de evitar uma interpretação irreal da resistência, optou-se, a favor da segurança, por não considerar estes pontos na definição do ângulo de atrito.

A Figura B.5, a seguir, apresenta os valores das tangentes de  $\phi'$  obtidos. Em azul estão os pontos referentes ao estrato superior, em vermelho ao central e em verde ao inferior. O fato de terem pontos de estratos distintos em uma mesma cota é devido à variação espacial das cotas de início e fim de cada estrato.

As médias das tangentes correspondem a ângulos de atrito de  $36,4^\circ$  para o estrato superior,  $45,5^\circ$  para o estrato central (sem considerar os pontos que a formulação de SKEMPTON (1986) resulta em compacidades relativas maiores ou iguais a 100%) e  $35,7^\circ$  para a camada inferior. Foram adotados para os cálculos os valores de  $36^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $35^\circ$  para as camadas superior, central e inferior respectivamente. Foi adotado intercepto coesivo nulo.



**Figura B. 5 - Valores de tangente do Ângulo de Atrito obtidas**

*- Parâmetros de Deformabilidade*

Conforme discutido, a camada arenosa pode ser subdividida em três estratos com compacidades distintas, para os quais se espera diferentes parâmetros de deformabilidade.

Neste estudo, assim como para o aterro hidráulico, a determinação do módulo de elasticidade dos estratos arenosos foi feita através da obtenção do módulo de cisalhamento ( $G_0$ ) do solo. Este módulo foi calculado com base no  $N_{SP\ 60}$  das sondagens realizadas na região através uma correlação proposta por SCHNAID *et. al.*(2004), dada por:

$$G_0 = 200 \sqrt[3]{N_{SPT,60} \sigma'_v p_a^2} \quad (B.7)$$

Onde:

$N_{SPT,60}$  é o resultado do ensaio SPT para uma energia 60% da energia potencial teórica ( $N_{SPT,60} = 1,2 N_{SPT}$ );

$\sigma'_{vo}$  é a tensão vertical efetiva;

$p_a$  é a pressão atmosférica.

Para a obtenção do módulo de elasticidade a partir do módulo de cisalhamento, tem-se que

$$E = 2 \cdot G_0(1 + \nu) \quad (\text{B.8})$$

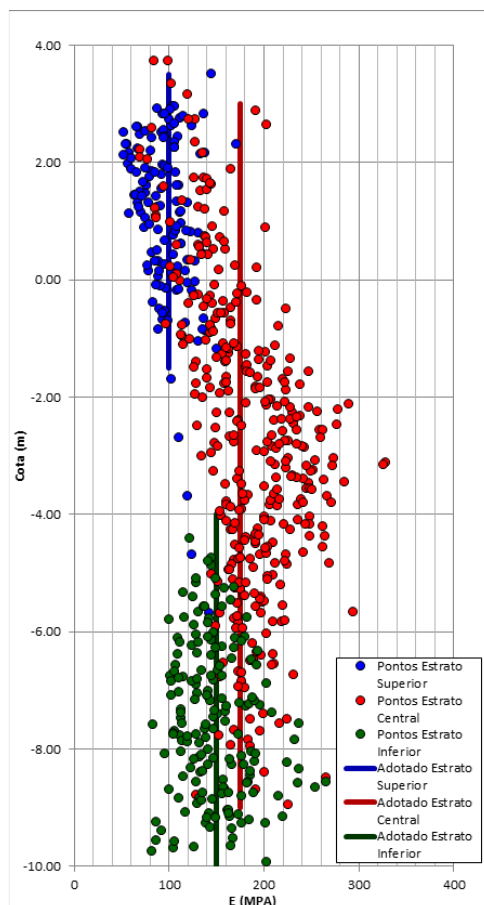
Sendo  $\nu$  = coeficiente de Poisson obtido pelas equações da Teoria da Elasticidade que o relacionam com o coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ) e dado por:

$$\nu = \frac{k_0}{1 + k_0} \quad (\text{B.9})$$

Onde:

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi'$$

A Figura B.6 a seguir apresenta os valores de módulo de elasticidade calculados para os três estratos arenosos. Em azul estão os pontos referentes ao estrato superior, em vermelho ao central e em verde ao inferior. O fato de terem pontos de estratos distintos em uma mesma cota é devido à variação espacial das cotas de início e fim de cada estrato.



**Figura B. 6 - Valores de Módulo de Elasticidade para os Três Estratos Arenosos**

Baseado nos critérios descritos acima, os parâmetros de deformabilidade dos três estratos arenosos adotados estão materializados na Tabela B.4.

**Tabela B. 4 - Parâmetros Geotécnicos para as Análises dos Estratos Arenosos**

Material	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$K_0$	$\nu$	$E$ ( $kPa$ )
Estrato Arenoso Superior	20	36	0,412	0,292	100.000
Estrato Arenoso Central	20	45	0,293	0,227	175.000
Estrato Arenoso Inferior	20	35	0,426	0,299	150.000

### **Camada de Solo Argiloso Mole**

Para a definição dos parâmetros da camada de solo mole, estão disponíveis sondagens a percussão, ensaios de caracterização, ensaios de piezocone, ensaios de adensamento unidimensional, ensaios triaxiais UU e ensaios de palheta. Para o peso específico natural, adotou-se o valor de  $16 \text{ kN/m}^3$ , coerente com os resultados dos

ensaios. A definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade estão descritos na sequência.

#### - Parâmetros de Resistência

Para solos de granulometria fina é necessário analisar o comportamento esperado quanto à drenagem diante das solicitações previstas, de forma a considerar corretamente a resistência ao cisalhamento do material a curto e a longo prazo. Os ensaios de granulometria realizados na camada (amostras junto a ensaios SPT com  $NSPT \leq 5$ ) indicam uma porcentagem média de finos igual a 79% (27% de argilas e 52% de siltes), coerente com os limites de Atterberg que indicam que 70% das amostras ensaiadas tendem a um comportamento de silte, ao passo que 30% tendem a um comportamento de argila.

A Figura B.7 apresenta a carta de plasticidade com os pontos dos ensaios realizados. Os coeficientes de adensamento vertical e horizontal obtidos nos ensaios de adensamento unidimensional e nos ensaios de dissipação indicam uma grande variabilidade, podendo se esperar um comportamento parcialmente drenado a não drenado durante o carregamento das pilhas de minério. Posto isto, a análise deve considerar que haverá a geração de excesso de poro-pressão durante o enchimento das pilhas de minério.

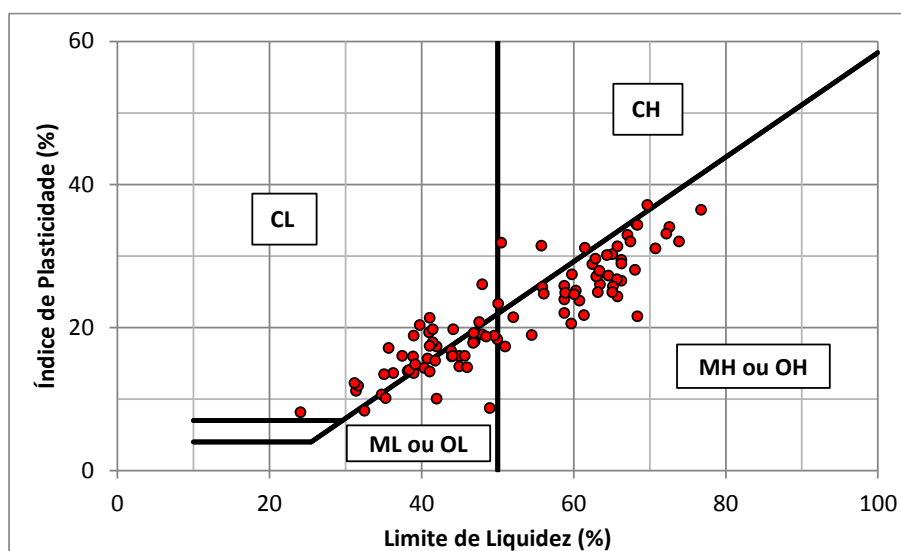
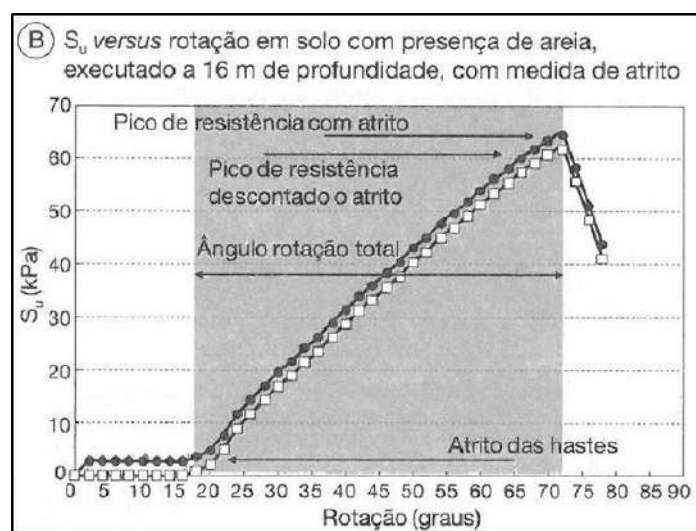


Figura B. 7 - Carta de Plasticidade.

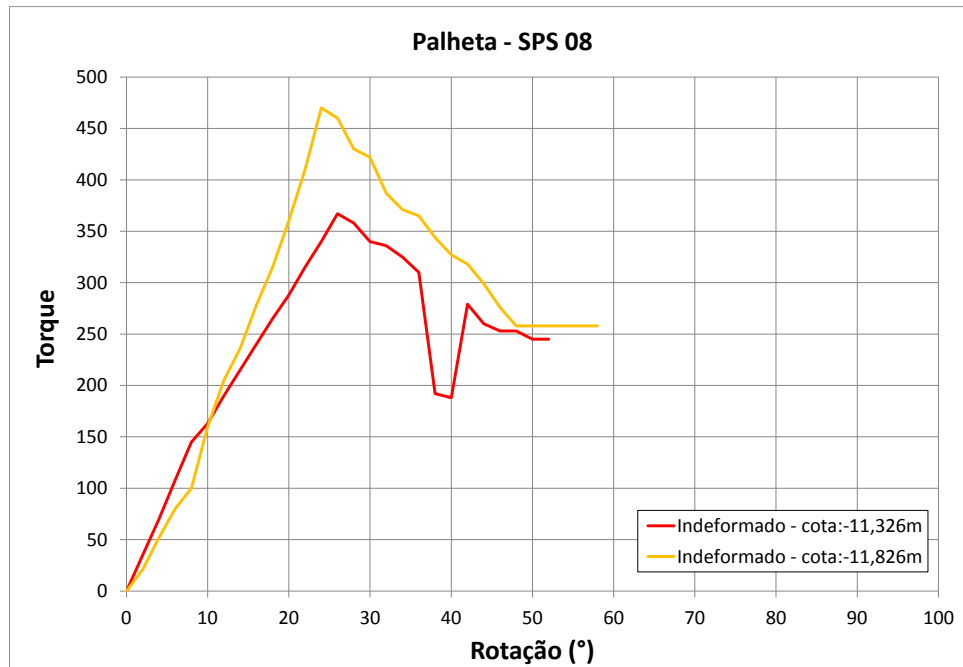
A determinação da resistência não drenada da camada de solo mole teve como base os resultados dos ensaios de palheta, triaxiais UU e piezocone realizados no local além de considerar o ganho de resistência devido ao aterro hidráulico, uma vez que este foi construído após as campanhas de ensaios. Foram definidos perfis de resistência não drenada anteriores e posteriores ao ganho de resistência devido ao aterro hidráulico.

Para a interpretação dos ensaios de palheta, primeiramente foi realizada uma análise crítica do comportamento das curvas Torque versus Rotação fornecidas. Em solos com presença de materiais siltosos ou com pequenas lentes de areia, como o da camada em questão, o comportamento durante o ensaio de palheta pode ser parcialmente drenado, inviabilizando a interpretação do ensaio. Este comportamento pode ser identificado pelo formato da curva Torque versus Rotação que apresenta um crescimento quase linear com a rotação da palheta até o pico seguido de um decréscimo, também aproximadamente linear. A Figura B.8 (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) ilustra o comportamento citado e a Figura B.9 apresenta, a título de exemplo, resultados de dois ensaios na área de estudo que apresentaram o mesmo comportamento. Todos os ensaios que apresentaram tal comportamento foram descartados.



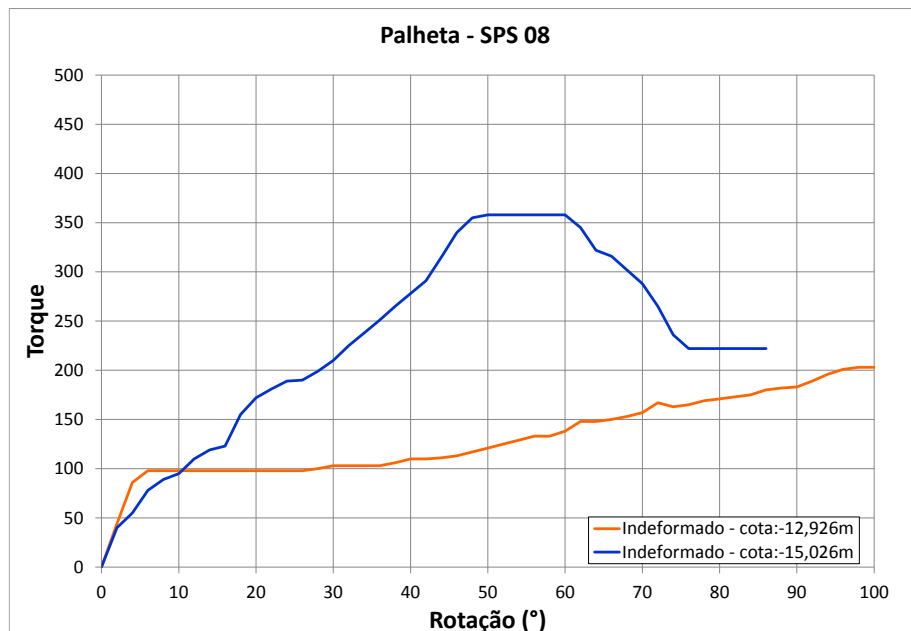
**Figura B. 8 -  $S_u$  x Rotação em Solo com Areia.**





**Figura B. 9 - Exemplos de Ensaios de Palheta que indicam drenagem parcial.**

Outro aspecto que indica a qualidade do ensaio é a rotação necessária para atingir o pico de resistência. Segundo ALMEIDA (2000) *apud* OLIVEIRA (2000), um ensaio de palheta de boa qualidade em solos moles a muito moles deve apresentar pico de resistência para uma rotação de palheta inferior a 30°. NASCIMENTO (1998) indica valores na faixa de 5° a 25°. A Figura B.10 apresenta, a título de exemplo, resultados de dois ensaios na área de estudo que apresentaram pico após rotação excessiva da palheta. Todos os ensaios que apresentaram tal comportamento foram descartados.



**Figura B. 10 - Exemplos de Ensaio de Palheta com Pico após Rotação Excessiva.**

Por fim, o equipamento utilizado na campanha de ensaios apresenta uma limitação de torque de modo que só mede resistências não drenadas até cerca de 39 kPa. Desta forma, em diversos pontos os ensaios foram interrompidos antes de atingir a resistência máxima, servindo apenas como um valor indicativo de uma resistência menor ou igual à esperada para o material. Dos 22 resultados de ensaios de palheta considerados válidos, somente 3 não aparentam terem sido interrompidos devido as limitações do equipamento.

Cabe ainda ressaltar que, segundo BJERRUM (1973), a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) medida nos ensaios de palheta deve ser corrigida para obter o valor real de  $S_u$  in-situ a ser aplicado nas análises. O fator de correção ( $\mu$ ) pelo qual deve ser multiplicada a resistência não drenada  $S_u$  medida nos ensaios de palheta é função do índice de plasticidade (IP), e é obtido por intermédio de ábacos. Para os valores de IP obtidos junto aos ensaios de palheta, o ábaco proposto por BJERRUM (1973) resulta em valores para  $\mu$  maiores do que a unidade, resultando em um acréscimo na resistência de 3 a 8%.

A Tabela B. 5 apresenta os resultados dos ensaios de palheta na área de interesse considerados válidos, os valores de IP junto aos ensaios, o fator de correção ( $\mu$ ) proposto por BJERRUM (1973) e os valores das resistências não drenadas corrigidas. Nas

análises não será considerada a majoração da resistência oriunda da correção de BJERRUM (1973).

**Tabela B. 5 - Ensaios de Palheta Considerados na Área de Interesse**

Ilha	Cota Ensaio (m)	Su ensaio (kPa)		Correção Bjerrum		
		Indeformado	Amolgado	IP (%)	$\mu$	Su Indeformado Corrigido (Valor não utilizado) (kPa)
SPS-02 <sup>a</sup>	-10.36	> 38,3	9.2	15.6	1.06	> 40,6
	-10.86	> 39,5	27.4	15.6	1.06	> 41,9
	-11.36	> 39,1	20.6	15.6	1.06	> 41,5
	-11.86	> 39,5	9.2	15.6	1.06	> 41,9
	-12.86	27.46	11.5	15.6	1.06	29.1
	-13.36	39.61	16.0	15.6	1.06	42.0
SPS-04*	-10.42	> 38,4		17.4	1.04	> 39,9
	-11.42	> 39,3		17.4	1.04	> 40,8
	-11.92	> 39,8		17.4	1.04	> 41,4
	-13.92	> 38,8		17.4	1.04	> 40,4
	-14.42	> 38,7		17.4	1.04	> 40,3
SPA-05	-10.88	> 38,1	8.4	14.3	1.06	> 40,4
	-11.38	> 39,0	24.9	14.3	1.06	> 41,3
	-12.38	> 38,7	30.1	14.3	1.06	> 41,1
	-12.88	> 38,2		14.3	1.06	> 40,5
	-13.88	> 38,7		14.3	1.06	> 41,1
SPS-22**	-10.27	> 40,3		11.8	1.08	> 43,5
	-10.77	> 39,1		11.8	1.08	42.2
	-11.27	> 39,5		11.8	1.08	> 42,7
SPS-23	-10.79	> 39,5		18.8	1.03	> 40,7
	-11.29	> 39,1		18.8	1.03	> 40,3
	-12.29	38.35		18.8	1.03	39.5

No que concerne aos ensaios triaxiais UU, foi observado que para amostras moldadas a partir de um mesmo amostrador Shelby e ensaiadas com tensões confinantes distintas, via de regra, a amostra ensaiada com a tensão confinante maior apresenta maior tensão desviadora na ruptura. Possíveis justificativas para este comportamento podem ser a não saturação da amostra, permitindo certo adensamento ou a presença de materiais granulares que admitam a cavitação da água.

Cabe ressaltar, que ensaios triaxiais UU devem ser analisados em conjunto com outros ensaios. Os resultados tendem a ser mais dispersos e a subestimar a resistência não drenada ALMEIDA; MARQUES (2010).

**Tabela B. 6 - Resumo dos Ensaio triaxiais UU**

Vertical	Cota Média Shelby (m)	$S_u$ (kPa)
AM-SPS-02 <sup>a</sup>	-12,4	50,82
	-12,4	62,89
AM-SPS-05	-15,0	38,18
	-15,0	38,99
AM-SPS-06	-10,6	38,66
	-10,6	52,08
AM-SPS-08	-10,3	42,68
	-10,3	49,56
	-14,2	31,45
	-14,2	51,75
AM-SPS-23	-10,3	41,01
	-10,3	51,26

Para a interpretação da resistência não drenada a partir dos ensaios de piezocone, recorreu-se à formulação devida a TAVERNAS; LEROUEIL (1979), qual seja,  $S_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_{kt}$ , onde  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total e  $N_{kt}$  representa um fator de capacidade de carga específico para ensaios de cone. A determinação de um valor de  $N_{kt}$  adequado ao local foi realizada a partir do ajuste da equação de Tavenas e Leroueil a partir dos valores  $S_u$  obtidos nos ensaios de palheta e triaxiais realizados junto aos ensaios de piezocone em conjunto com uma avaliação dos valores indicados para solos moles brasileiros na literatura.

A Figura B.11 apresenta o ajuste do fator de cone  $N_{kt}$  em função dos ensaios de palheta, que atingiram a resistência máxima, e os ensaios triaxiais UU. Como pode ser visto na figura, o valor de  $N_{kt}$  varia essencialmente entre 11 e 25, sendo o seu valor médio igual a 18. A Figura B.12 (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) apresenta uma revisão de valores de  $N_{kt}$  obtidos na prática nacional. Como pode ser observado o valor de  $N_{kt}$  igual a 18 é o limite superior indicado nesta tabela. Outras referências indicam valores para argilas brasileiras na faixa de 10 a 20. Para o presente estudo obteve-se um valor de  $N_{kt}$  médio igual a 18.

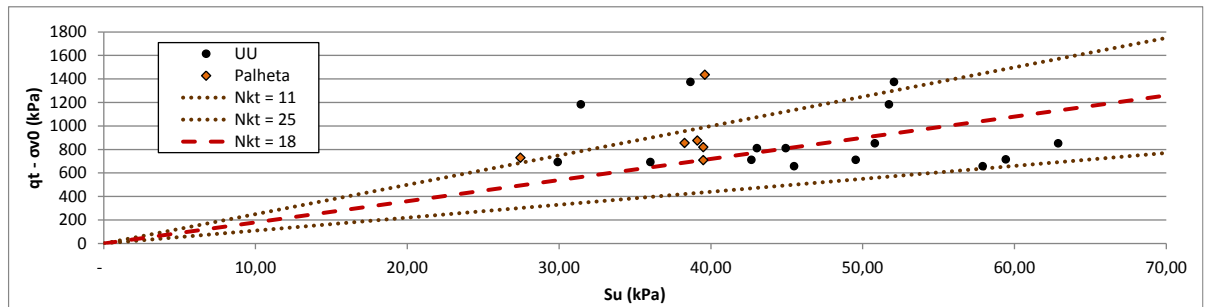


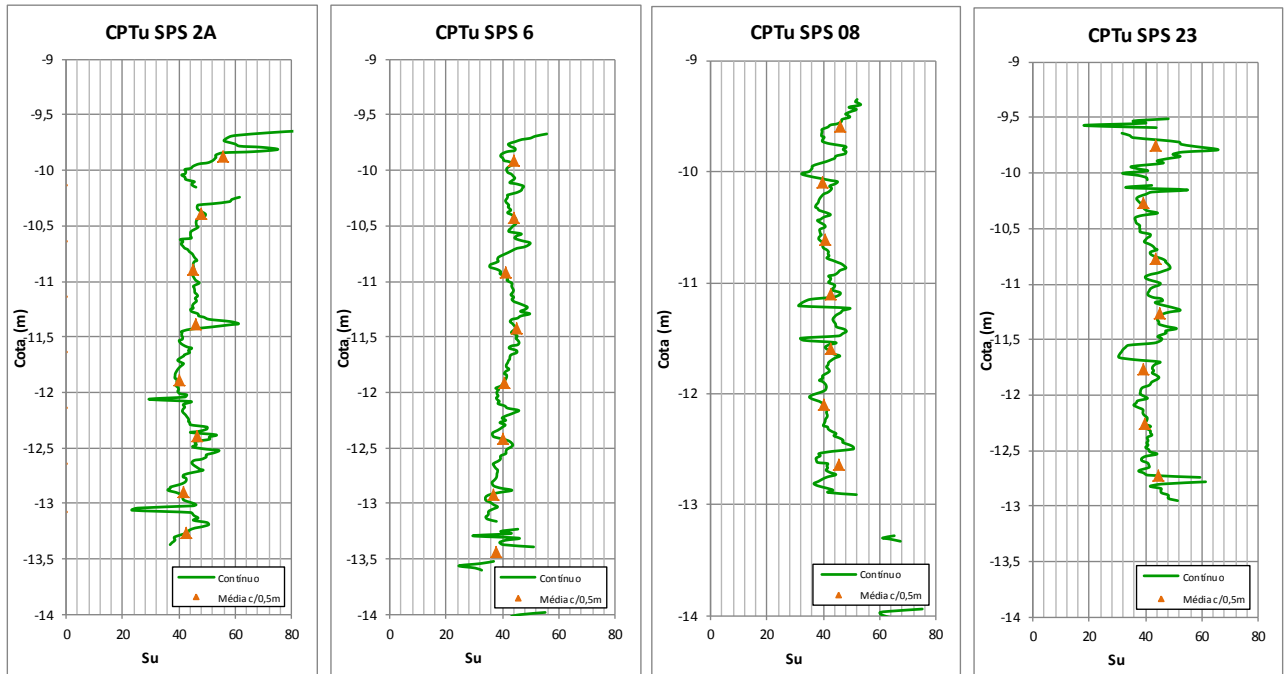
Figura B. 11- Ajuste do Fator de Cone  $N_{kt}$  em Função dos Ensaios de Palheta e Triaxiais.

**TAB. 3.3** Fatores de cone de argilas brasileiras

Autor	Local/Solo	$N_{kt}$	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995b)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

Figura B. 12 - Revisão de Valores de  $N_{kt}$  Obtidos na Prática Nacional.

A Figura B.13 apresenta os valores das resistências não drenadas obtidas a partir dos ensaios de piezocone realizados no local de interesse. São apresentados os perfis contínuos de  $S_u$  e as médias dos valores a cada 0,5 m. Como pode ser observado, os resultados indicam resistências, em geral, entre 40 e 45 kPa.



**Figura B. 13 - Valores de Resistência não Drenada a partir dos Ensaios de Piezocone.**

Para permitir uma interpretação conjunta dos resultados dos ensaios realizados em diferentes verticais, os três tipos de ensaios estudados, palheta, triaxial e piezocone, foram normalizados em função da tensão efetiva vertical, sendo apresentados na forma de  $S_u/\sigma'_{v0}$ . Na sequência tentou-se ajustar valores para a razão  $S_u/\sigma'_{v0}$ .

MESRI (1975) propõe a relação  $S_u/\sigma'_{vm} = 0,22$ , que para solos normalmente adensados pode ser escrita como  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,22$ . ALMEIDA; MARQUES (2010) relata que estudos recentes indicam que a razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  pode atingir valores bem superiores a 0,22, a título de exemplo tem a relação apresentada por ALMEIDA (1986) para argilas do Sarapuú, RJ, em que  $S_u/\sigma'_{vm} = 0,35$ .

A Figura B.14 apresenta o resultado dos ensaios de palheta, a Figura B.15 apresenta o resultado dos ensaios triaxiais e a Figura B.16 apresenta o resultado dos ensaios de piezocones, todos normalizados. Junto com os gráficos está plotada a reta correspondente à proposta de Mesri (1975),  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,22$ , e a reta correspondente ao valor de  $S_u/\sigma'_{v0}$  médio para aquele ensaio. Por fim, na Figura B.16 estão apresentados os resultados normalizados de todos os ensaios, juntamente com a proposta de MESRI (1975) e a média geral.

Algumas considerações tocantes aos resultados apresentados são importantes de serem destacadas. Os valores da tensão efetiva vertical foram calculados para a condição anterior à realização do aterro hidráulico.

Estão inclusos nos resultados dos ensaios de palheta as resistências obtidas em ensaios que foram interrompidos ao atingir a capacidade máxima do equipamento. Desta forma, é de se esperar que o valor real da razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  é maior do que o apresentado. Estes ensaios não foram corrigidos pela proposta de BJERRUM (1973), que acarretaria ainda em uma majoração dos valores. Para os ensaios de piezocone, tem-se que a vertical SPS-23 foi executada em local onde foi realizado um aterro recente, o que faz com que exista geração de excesso de poro-pressão reduzindo o valor da tensão efetiva real em relação à calculada. Na incapacidade de prever os valores de acréscimo de poro-pressão devidos à execução do aterro na data de realização do ensaio, a tensão vertical efetiva foi estimada considerando uma condição hidrostática. Desta forma, a razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  foi calculada para um valor de  $\sigma'_{v0}$  maior do que o real na data do ensaio, apresentando valores menores do que o que se espera em campo.

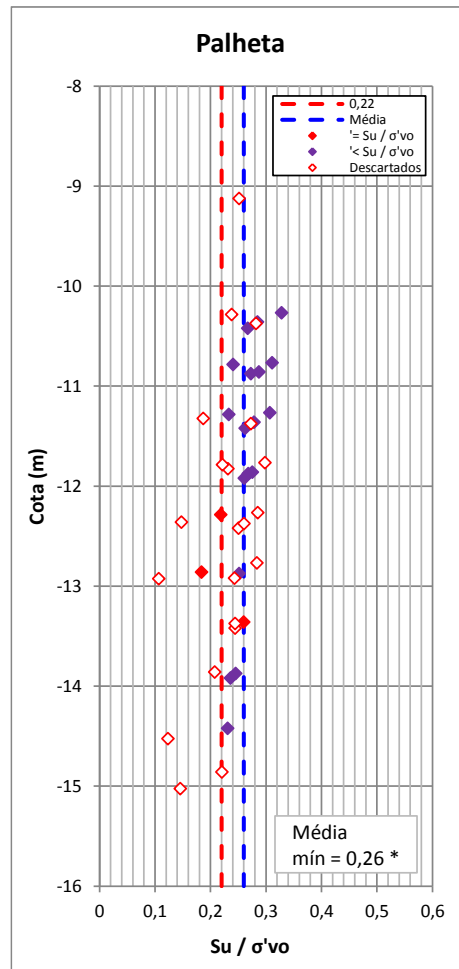


Figura B. 14 - Resistências normalizadas obtidas nos ensaios de palheta.



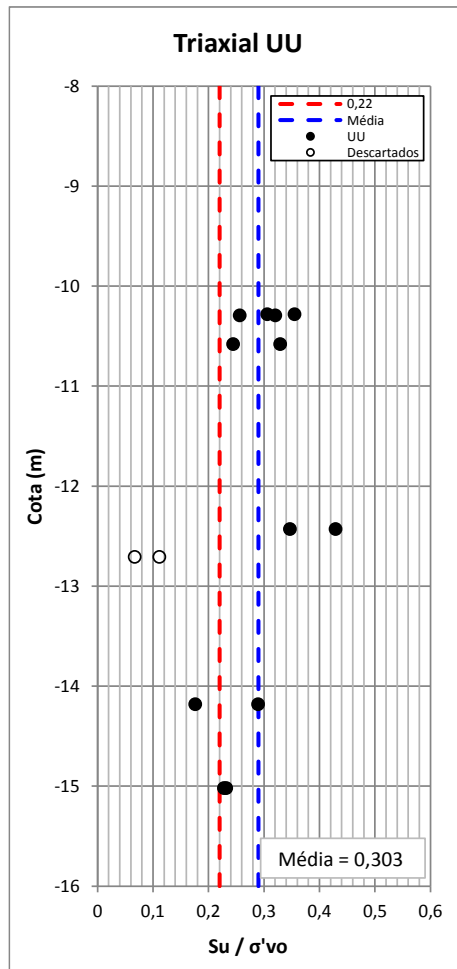


Figura B. 15 - Resistências normalizadas obtidas nos ensaios triaxiais UU.

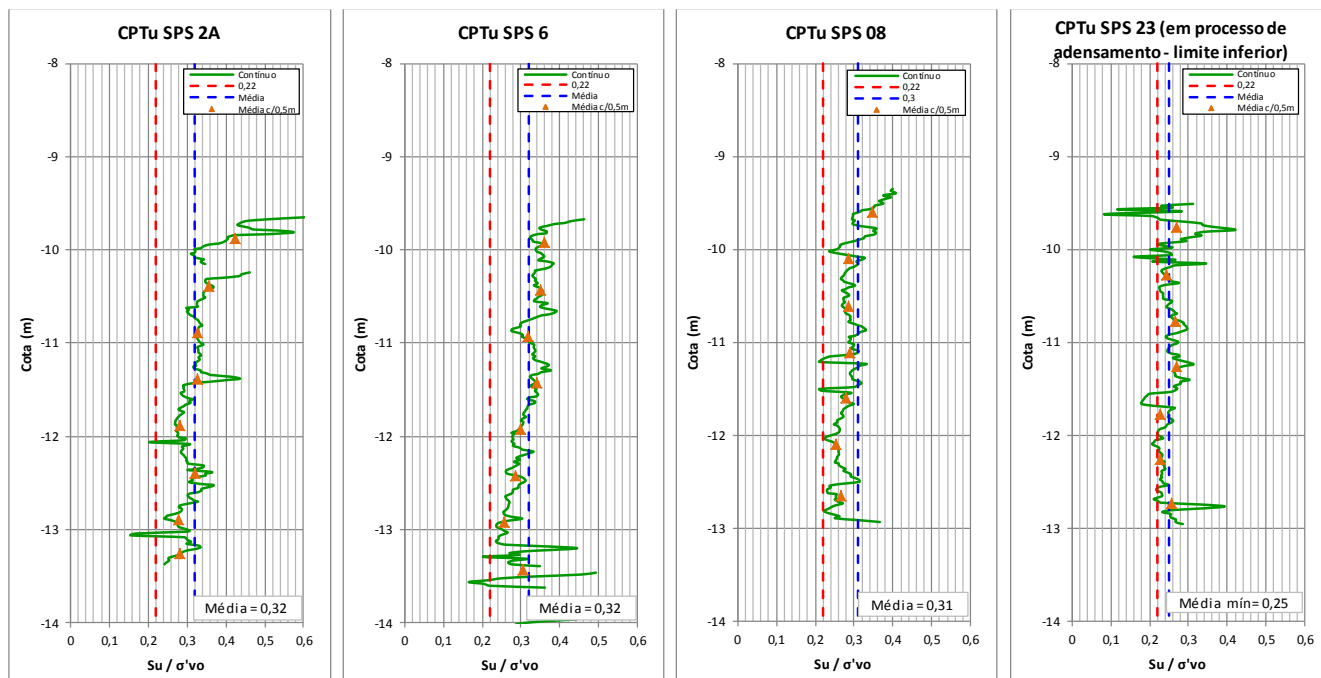


Figura B. 16 - Resistências normalizadas obtidas a partir dos ensaios de piezocone.

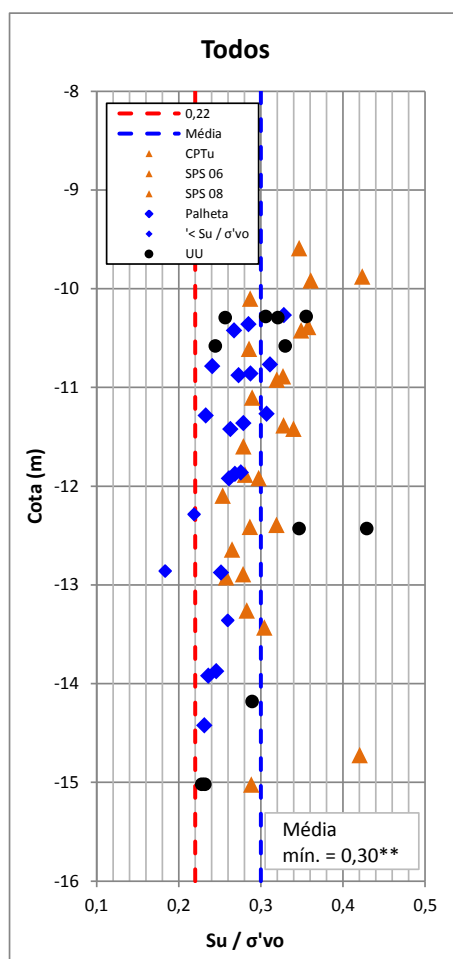


Figura B. 17 - Resultados normalizados de todos os ensaios.

Como pode ser observado nos gráficos das figuras anteriores, os ensaios de palheta apresentaram uma razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  média de 0,26, sabendo-se que este valor é inferior ao esperado devido aos ensaios interrompidos pelo esgotamento da capacidade do equipamento. Os ensaios triaxiais, por sua vez, apresentaram um valor médio para a razão de 0,30 e os ensaios de piezocone, com exceção da vertical SPS-23, em processo de adensamento, apresentaram valores entre 0,31 e 0,32 e a média de todos os ensaios retornou uma razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  igual a 0,30.

Considerando o fato de parte dos ensaios apresentarem, pelos fatos já discutidos, considera-se razoável a adoção da razão  $S_u/\sigma'_{v0}$  média encontrada, 0,30, como parâmetro de cálculo para a resistência não drenada do depósito.

#### - Parâmetros de Deformabilidade

Para condição não drenada, os módulos de elasticidade ( $E_u$ ) podem ser obtidos através dos ensaios triaxiais UU executados, através da equação da elasticidade  $\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$ . Para o ensaio triaxial  $\sigma_x = \sigma_y$  que representa a tensão confinante  $\sigma_c$ , obtemos:

$$E = \frac{\sigma_z - \sigma_c}{\varepsilon} \quad (B.10)$$

Obteve-se módulos de elasticidade  $E = 1.900\text{kPa}$  para tensão confinante de  $\sigma_c = 100\text{kPa}$  e no valor de  $E = 2.700\text{kPa}$  para tensão confinante de  $\sigma_c = 400\text{kPa}$ . Desta maneira adotou-se um módulo de elasticidade variando linearmente com a tensão confinante que correspondesse aos valores observados nos ensaios.

Os parâmetros adotados estão materializados na Tabela B.7. Os coeficientes de Poisson foram calculados a partir da equação  $\nu = K_0/(1 + K_0)$ , admitindo como válida a expressão  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  (Jaky, 1944).

**Tabela B. 7 – Parâmetros Geotécnicos para as Análises**

<b>Material</b>	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$K_0$	$\nu$	$E$ (kPa)
Aterro hidráulico (areia)	19	38	0,384	0,278	125.000
Camada arenosa sobrejacente ao solo mole	20	36	0,412	0,292	100.000
		45	0,293	0,227	175.000
		35	0,426	0,299	150.000
Camada de efetivo solo mole total	16,5	16,4	0,718	0,418	-
		-	1	0,500	$2,66\sigma_c$
Camada de material predominantemente	20	38	0,384	0,278	100.000
Pilhas de minério	24	39	0,371	0,270	80.000
Bermas de equipamentos	21	45	0,293	0,227	50.000
Camada superficial de	19	32	0,470	0,320	20.000

Sendo:  $\gamma$  o peso específico;  $\nu$  o coeficiente de Poisson; e  $E$  o módulo de elasticidade.

**APÊNDICE C**

**ENSAIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS NA CAMADA DE RACHÃO  
COMPACTADO, SOBRE ESPESSA CAMADA DE SOLO MOLE**

O terreno natural no local de implantação do estaleiro é constituído fundamentalmente por um maciço de arenito sobreposto por depósitos sedimentares siltes, areias e argilas. Durante as campanhas de investigação geotécnica foi identificada a presença de um paleocanal, preenchido predominantemente por sole mole, com espessuras maiores que 40 metros em seu ponto central e 25 metros na região de operação dos guindastes. Na sequência está detalhada a interpretação de parâmetros para a camada de solo mole, denominada como Camada Compressível, e para o material de substituição (rachão compactado).

### **Camada Compressível**

A camada compressível é constituída por materiais argilosos, arenosos ou areno-argilosos. Ao analisar as sondagens a percussão realizadas, observa-se uma maior concentração de camadas com descrição de materiais argilosos nas proximidades do paleocanal e lentes de argilas em alguns pontos do restante da área. Mesmos nas camadas de siltes ou arenosas, é possível observar a possibilidade de comportamento não drenado junto a estas sondagens. A título de exemplo do exposto, a Figura C.1 apresenta a sondagem a percussão EP-04, juntamente com o ensaio de permeabilidade realizado no furo da mesma e o ensaio de piezocone CPTu-03. Como pode ser observado, mesmo nas camadas descritas como a areia fina na análise táctil visual, os ensaios de permeabilidade indicaram uma ordem de grandeza comum em materiais argilosos (areias argilosas e siltes argilosos) segundo MELLO; TEIXEIRA (1967) e os ensaios de piezocone indicaram que estes materiais tem uma tendência de comportamento parcialmente drenado ou não drenado segundo a classificação de JEFFERIES; DAVIES (1993).

Posto isto, é importante avaliar a natureza das solicitações previstas no local. Os carregamentos aplicados diretamente sobre o terreno serão oriundos dos equipamentos de transporte e montagem do *Golith Crane*. Estes equipamentos atuarão por curtos intervalos de tempo, sendo que as operações não terão durações maiores do que quatro horas consecutivas com os equipamentos posicionados em um mesmo local. Desta forma, é razoável considerar que as camadas que apresentaram tendência de comportamento não drenado durante os ensaios de piezocone apresentarão comportamento não drenado ante as solicitações dos equipamentos.

Os parâmetros adotados para a camada compressível foram estudados de tal forma a cobrir, no lado da segurança, os possíveis comportamentos das distintas camadas. Foram definidos parâmetros para a modelagem do comportamento não drenado em função de tensões totais e parâmetros considerando o comportamento drenado, depois foram ponderados os valores obtidos. Definiram-se os parâmetros totais esperados para as camadas em que se espera comportamento não drenado a partir dos ensaios realizados na ilha de investigação supracitada, onde todos os ensaios indicam este tipo de comportamento, e parâmetros efetivos para camadas com possibilidade de comportamento drenado (camadas granulares) a partir dos ensaios SPT.

PERMEABILIDADE

CPTU

SPT

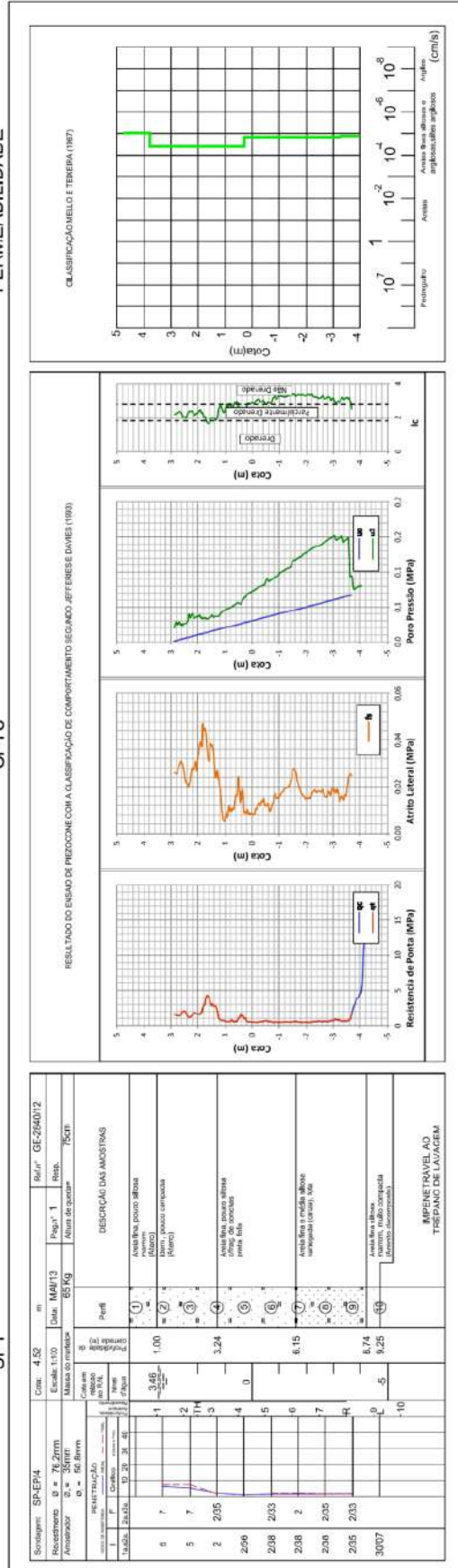


Figura C. 1 - Comparativos entre resultados de diversos ensaios realizados em um mesmo local.



*- Parâmetros de Resistência*

Para a definição da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) foram avaliados os ensaios de palheta da vertical VT-01, de piezocone, CPTu-01 e dilatométrico, DMT-01.

Conforme apresentado na Tabela C.1, os resultados dos 12 ensaios de palheta na vertical VT-01 apresentaram um valor mínimo de 42 kPa e um valor médio de 68 kPa. Os ensaios nas cotas -1,19 m, -14,19 m e -15,19 m foram descartados por terem sido realizados em materiais cuja tendência de comportamento foi identificada como drenada pelo ensaio de piezocone. O ensaio na cota -3,19 m foi descartado por ter sido interrompido antes do pico de resistência.

**Tabela C. 1 - Resultados dos ensaios de Palheta Realizados na Vertical VT-01**

(N = 8.577.861 ; E = 517.952)

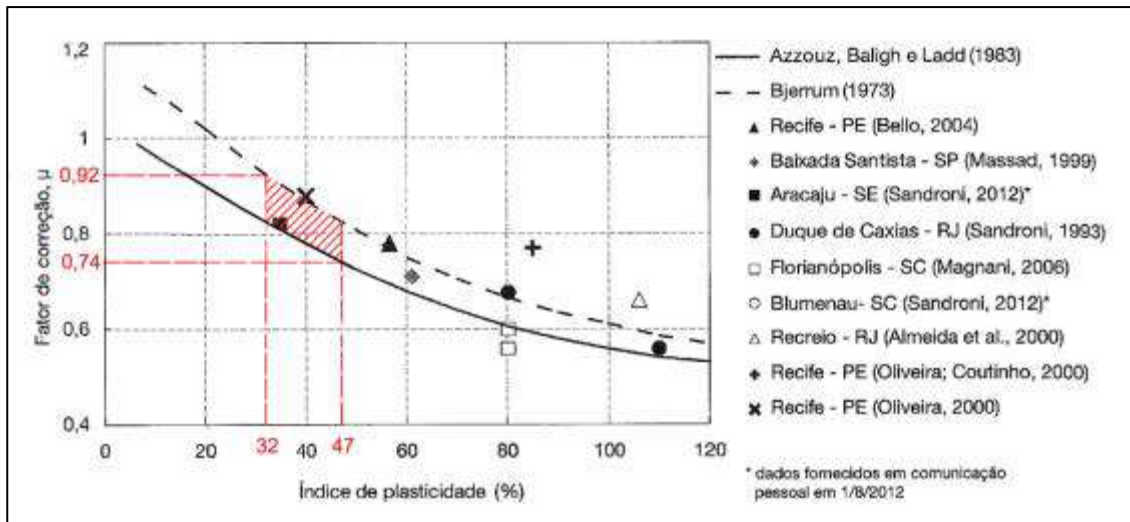
Cota (m)	Su ensaio (kPa)		Su corrigido (kPa)	Observações
	Indef.	Amolg.		
-				
1,19	62	30	49	Descartado. Comp. drenado no CPTu.
-				
3,19	-	-	-	Interrompido devido à capacidade da palheta.
-				
6,19	42	14	34	
-				
7,19	57	14	46	
-				
8,19	63	16	50	
-				
9,19	59	23	47	
-				
10,19	83	20	66	
-				
11,19	80	22	64	
-				
12,19	65	28	52	
-				
13,19	89	30	72	
-				
14,19	73	19	58	Descartado. Comp. drenado no CPTu.
-				
15,19	73	22	58	Descartado. Comp. drenado no CPTu.

Segundo BJERRUM (1973), a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) medida nos ensaios de palheta deve ser corrigida para obter o valor real de  $S_u$  in-situ a ser aplicado nas análises. O fator de correção ( $\mu$ ) pelo qual deve ser multiplicada a resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$  medida nos ensaios de palheta de campo é função do índice de plasticidade (IP), e é obtido por intermédio de ábacos.

Para análise do valor do IP a ser considerado, lançou-se se mão dos ensaios de caracterização. Analisando-se os valores de IP através das propostas de BJERRUM (1973) e de AZZOUZ *et. al.*(1983), rupturas tridimensionais, pode-se constatar que o fator de correção se situa entre  $\mu = 0,74$  e  $0,92$  (Figura C.2). Para o presente estudo, adotou-se um fator de correção  $\mu = 0,80$ .

**Tabela C. 2 - Ensaio de Caracterização realizados em amostras de argila.**

Vertical	Coordenadas		Profundidade (m)	Granulometria			e0	w (%)	Limites de Atterberg		
	N	E		% argila	% silte	% areia			LL (%)	LP (%)	IP (%)
V2	8.578.325,42	518.420,69	2,00 a 2,70 m	45,2	27,4	27,4	1,887	79,9	76,4	33,2	43,2
			6,00 a 6,70 m	51,1	18,1	30,8	1,844	83,2	64,5	32,5	32,0
V3	8.578.124,00	518.520,60	13,00 a 13,70 m	39,1	17,5	43,4	1,250	54,7	55,0	20,8	34,2
			20,00 a 20,70 m	63,4	17,9	18,7	1,553	67,3	76,1	29,2	46,9



**Figura C. 2 - Faixa de valores esperada para Fator de Correção segundo as correlações de BJERRUM (1973) e AZZOUZ *et. al.*(1983).**

Para a interpretação da resistência não drenada a partir dos ensaios de piezocone, recorreu-se à formulação devida a TAVERNAS; LEROUEIL(1979), qual seja,  $S_u = (q_t - \sigma_{vo})/N_{kt}$ , onde  $\sigma_{vo}$  é a tensão vertical total e  $N_{kt}$  representa um fator de capacidade de carga específico para ensaios de cone. A determinação de um valor de  $N_{kt}$  adequado ao sítio do estaleiro foi realizada a partir do ajuste da equação de TAVERNAS; LEROUEIL (1979) a partir dos valores corrigidos de  $S_u$  e dos resultados dos ensaios de piezocone nas oito ilhas de investigação realizadas no estaleiro. Obteve-se, desta forma, um valor para  $N_{kt}$  igual a 14. A Figura C.3 apresenta o ajuste realizado. Os dados descartados na Figura C.3 são referentes a ensaios de palheta realizados acima do nível d'água e ensaios realizados em camadas cujos ensaios de piezocone indicaram uma tendência de comportamento drenado.

Os pesos específicos dos materiais foram determinados a partir da correlação com os resultados do ensaio de piezocone indicada em ROBERTSON *et. al.* (2012) em que:

$$\gamma = \gamma_w \cdot (0,27 \cdot \log(R_f) + 0,36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1,236) \quad (6)$$

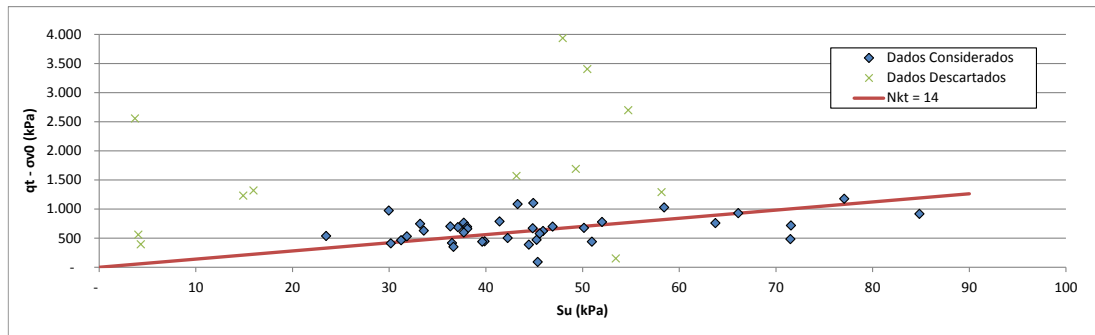
Onde:

$\gamma_w$  é o peso específico da água;

$R_f$  é a razão de atrito, definida por  $f_s/q_c$ ;

$q_t$  é a resistência de ponta corrigida;

$p_a$  é a pressão atmosférica.



**Figura C. 3 -Ajuste do Nkt a partir dos resultados dos ensaios de CPTu e Palheta nas ilhas de investigação.**

Na Figura C.4 estão apresentados a resistência de ponta corrigida para o CPTu-01 ( $q_t$ ), a tensão vertical total ( $\sigma_{v0}$ ) e a resistência não drenada ( $S_u$ ) obtida. Os trechos em que o gráfico de  $S_u$  está interrompido correspondem às camadas que apresentaram comportamento drenado.

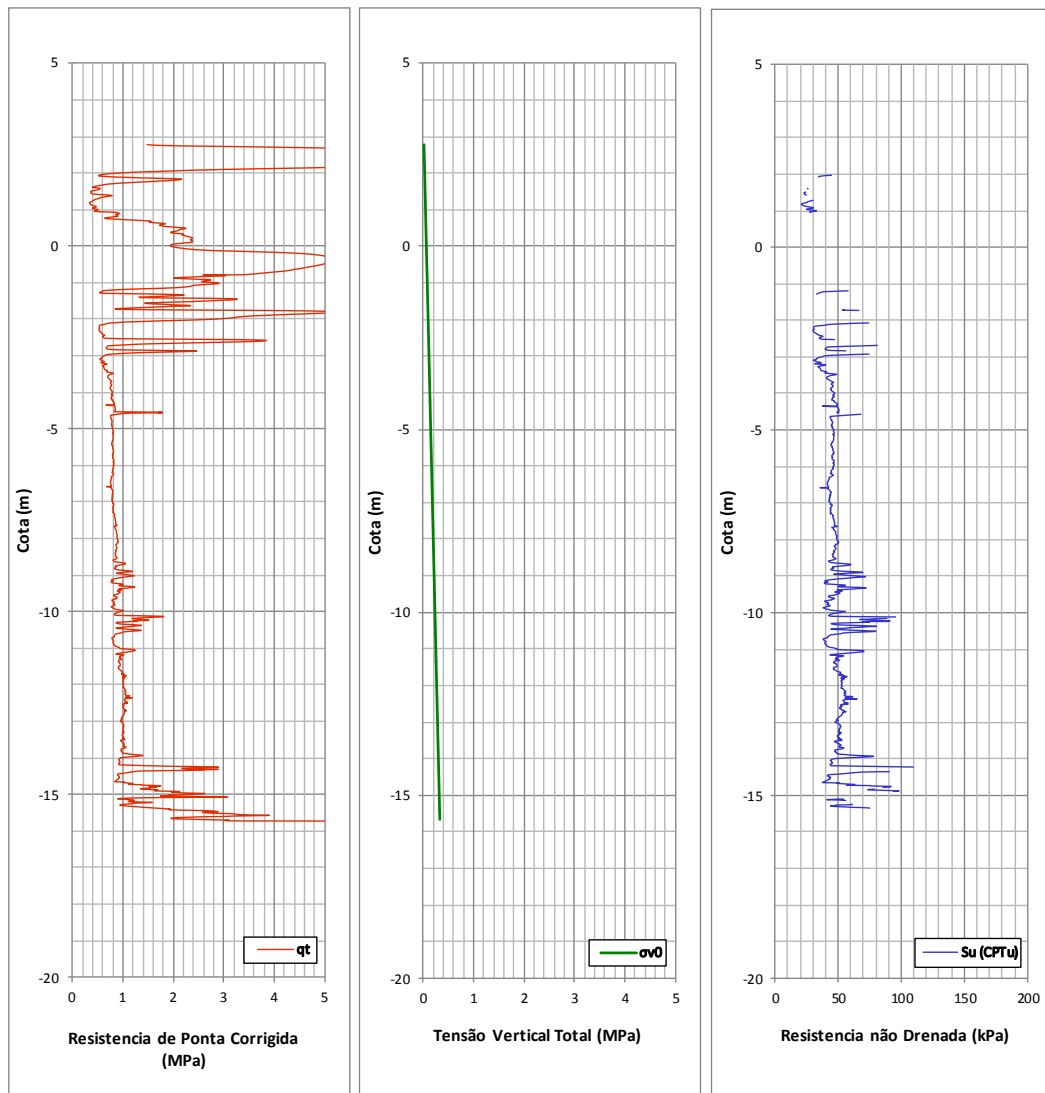
A resistência não drenada foi avaliada ainda a partir do ensaio DMT-01. Para tal, tomou-se por base a proposição de LADD *et al.* (1977).

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{PA} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NA} \cdot OCR^{\lambda} \quad (7)$$

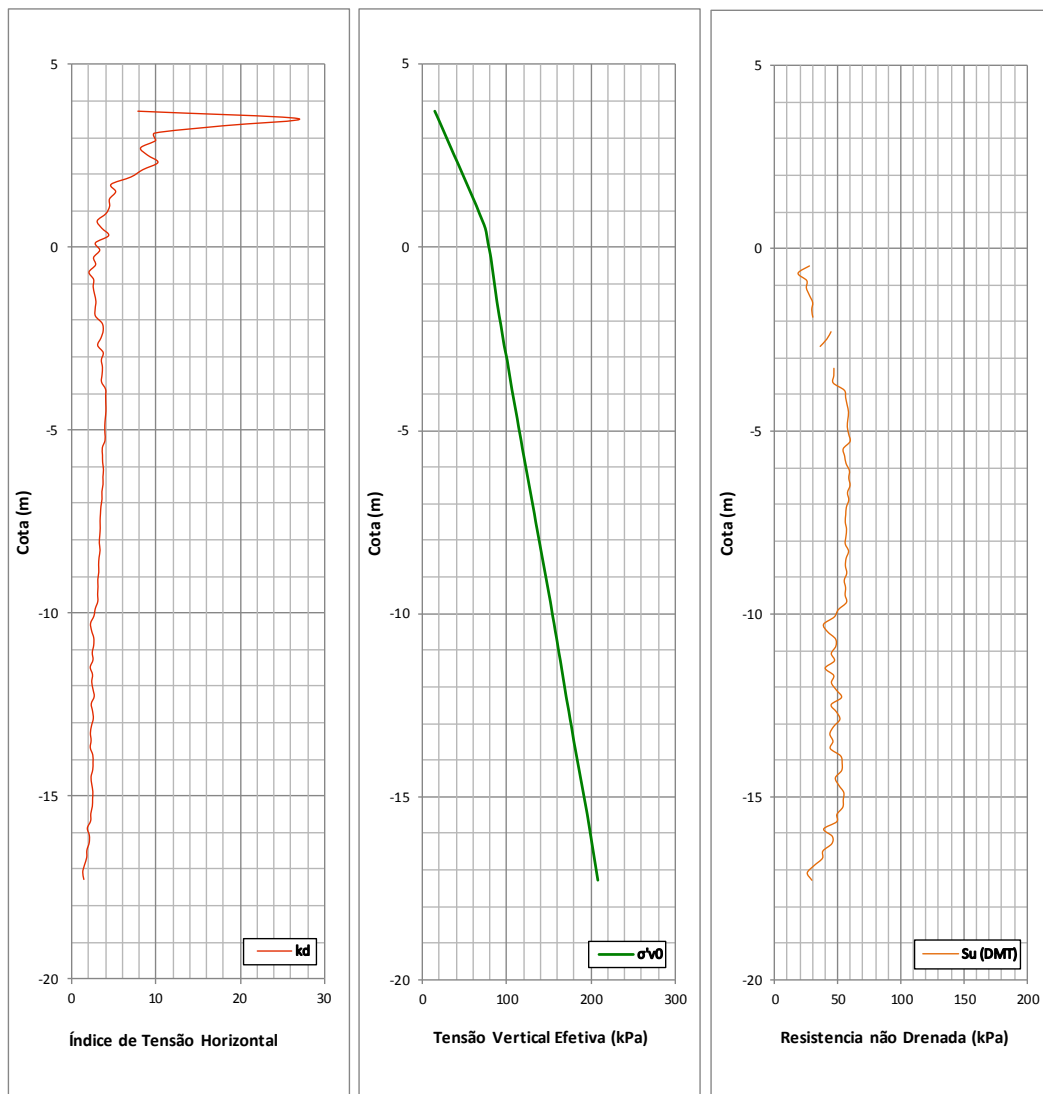
Considerando-se  $\lambda$  igual a 0,8 (LADD *et al.*, 1977) e  $(S_u/\sigma'_{v0})_{NA}$  igual a 0,22 (Mesri, 1975) e tomando  $S_u/\sigma'_{v0}$  como função direta de  $K_D$ , tem-se:

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (8)$$

Na Figura C.5 estão apresentados o índice de tensão horizontal do solo ( $K_D$ ), a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{v0}$ ) e a resistência não drenada ( $S_u$ ) obtida.

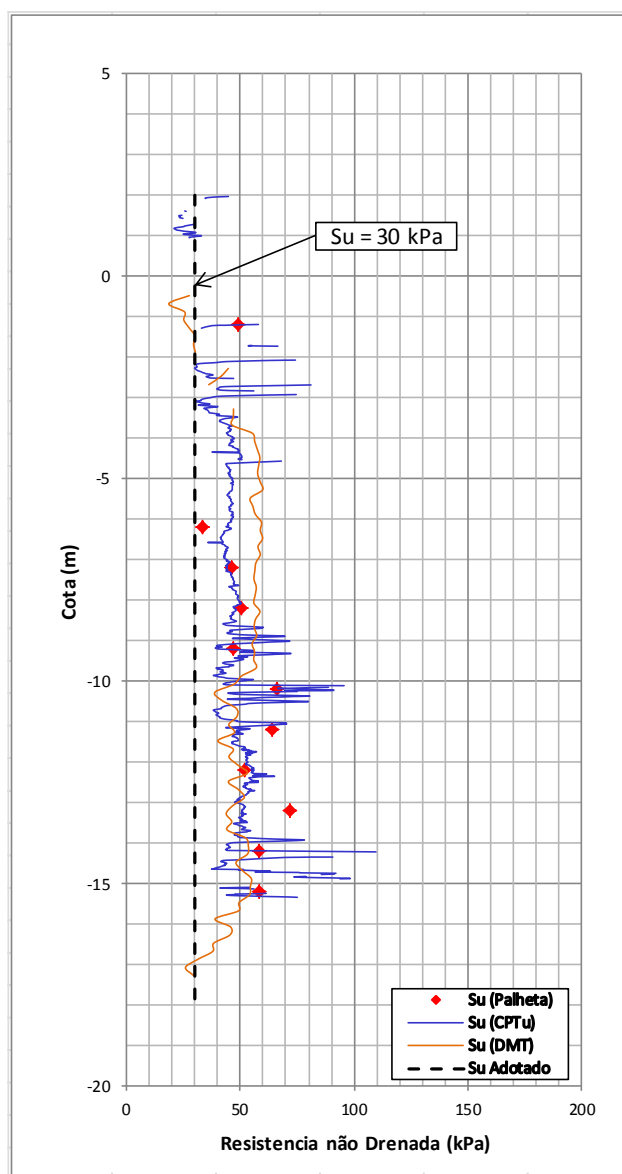


**Figura C. 4 -Resistência de Ponta Corrigida, Tensão Vertical Total e Resistência não Drenada a partir do CPTu-01.**



**Figura C. 5 - Índice de Tensão Horizontal, Tensão Vertical Efetiva e Resistência não Drenada a partir do DMT-01.**

Na Figura C.6 estão apresentados os resultados dos três ensaios interpretados. Como pode ser observado, a adoção de valores de  $S_u$  entre 30 e 50 kPa para as análises se mostra bastante razoável. De maneira conservadora, adotou-se para o dimensionamento o limite inferior deste intervalo,  $S_u = 30$  kPa.



**Figura C. 6 -Resistência não drenada a partir dos ensaios VT-01 (corrigidas), CPTu-01, DMT-01 e Valor adotado.**

Pela natureza das solicitações previstas, a ocorrência de um comportamento drenado só poderá existir em camadas granulares. A Figura C.7, retirada de PINTO (2006) apresenta uma tabela de intervalos típicos de ângulo de atrito interno efetivos para areias. Como os ensaios SPT apresentam uma grande dispersão nos valores obtidos e, em parte, camadas arenosas com valores NSPT menores que a unidade, adotou-se o limite inferior indicado na Figura,  $\phi' = 28^\circ$ .

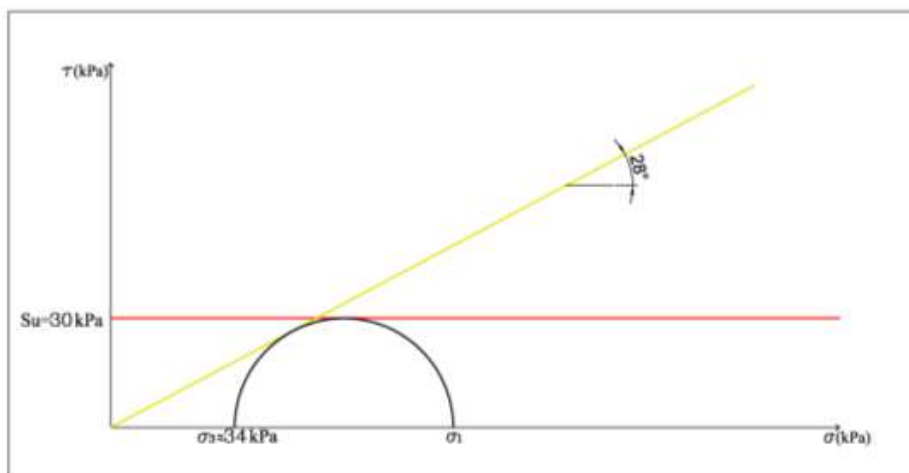
	Compacidade		
	fofo	a	compacto
<b>Areias bem graduadas</b>			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
<b>Areias mal graduadas</b>			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

**Tabela 13.1**  
**Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias**

**Figura C. 7 -Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias (PINTO, 2006).**

Em relação ao intercepto coesivo ( $c'$ ), em um depósito sedimentar, classificado como areia fofa em boa parte das sondagens, é de se esperar que a envoltória de resistência seja retilínea e parta da origem, ou seja,  $c'$  igual a zero.

Ao analisar a envoltória de resistência descrita pelo par de valores,  $\phi' = 28^\circ$  e  $c' = 0$ , em conjunto com a envoltória descrita por  $S_u = 30$  kPa, verifica-se que a adoção da segunda hipótese para toda a camada é conservadora sempre que a tensão confinante for maior que 34 kPa. A Figura C.8 ilustra a discussão. Para o estudo em questão o peso próprio de uma camada de substituição de solo por enrocamento compactado associado aos carregamentos resulta em tensões maiores, portanto, em relação a parâmetros de resistência, a camada compressível deve ser modelada em termos de tensões totais com  $S_u = 30$  kPa.



**Figura C. 8 -Envoltórias de Resistência para Tensões Totais das Camadas com Comportamento Drenado e Não-Drenado.**



- *Parâmetros de Deformabilidade:*

A determinação dos parâmetros de deformabilidade recai na mesma discussão dos parâmetros de resistência no que tange a variabilidade da deposição e o comportamento esperado. A determinação dos parâmetros para os materiais em que se espera uma solitação não drenada teve como base, principalmente, o ensaio de piezocone, CPTu-0,1 e o ensaio dilatométrico (DMT-01).

SCHNAID; ODEBRECHT (2012) indicam que a abordagem recomendada para a estimativa do módulo de deformabilidade não drenado ( $E_u$ ) a partir do ensaio de piezocone consiste em prever o valor da resistência não drenada ( $S_u$ ) a partir da resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e estimar  $E_u$  a partir de  $S_u$ .

$$E_u = n \cdot S_u \quad (C.1)$$

SCHNAID; ODEBRECHT (2012) relatam também que o conhecimento da história de tensões e do índice de plasticidade do solo são requisitos indispensáveis à obtenção de valores representativos de módulo. Desta forma, recorreu-se à proposta de DUNCAN; BUCHIGNANI (1975), apresentada na Figura C.9, que correlaciona o módulo de deformabilidade à 25% ( $E_{u25}$ ) com a resistência não drenada ( $S_u$ ), o índice de plasticidade (IP) e a razão de sobreadensamento (OCR).

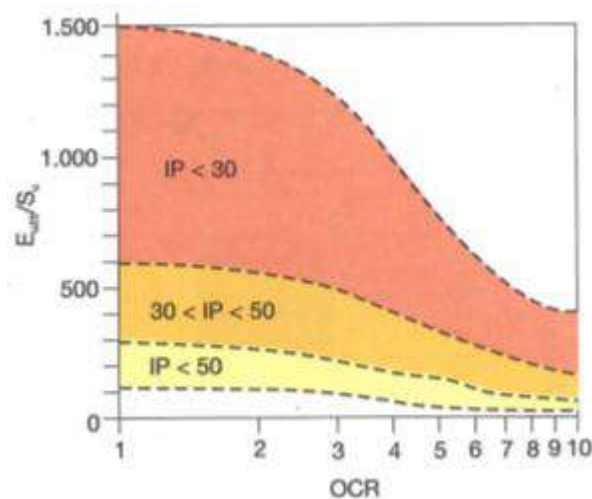


Figura C. 9 -Abordagem proposta DUNCAN; BUCHIGNANI (1975).

Os valores de IP considerados estão apresentados na Tabela C.2. Os valores de OCR foram estimados a partir dos ensaios de piezocone (CPTu), dilatométrico (DMT) e Palheta (VT).

Para o CPTu, lançou-se mão da correlação da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) com a resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e com o excesso de poro-pressão gerado ( $u_2$ ).

$$\sigma'_{vm} = K_2 \cdot (q_t - u_2) \quad (C.2)$$

O que resulta em:

$$OCR = K_2 \cdot \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v_0}} \quad (C.3)$$

Valores característicos de  $K_2$  para argilas brasileiras estão resumidos na Tabela C.3 (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Para o presente estudo foi adotado um valor de  $K_2$  igual a 0,3.

**Tabela C. 3 - Valores  $K_2$  de Argilas Brasileiras (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).**

Referência	Valor médio de $K_2$	Faixa de variação de $K_2$	Dados da análise estatística	Observação
Baroni (2010)	0,265	-	-	Argilas orgânicas muito moles da Barra da Tijuca – Rio de Janeiro
Jannuzzi (2009)	0,265	-	-	Argilas orgânicas muito moles de Sarapuí – Rio de Janeiro
Soares (1997)	0,53	-	-	Argilas – Porto Alegre

A avaliação do OCR a partir do ensaio DMT, por sua vez, foi realizada a partir do Índice de material ( $I_D$ ) e Índice de tensão horizontal ( $K_D$ ) segundo a proposição de MARCHETTI; CRAPPS (1981) onde para:

$$I_D < 1,2 ; OCR = (0,5 \cdot K_D)^{1,56} \quad (C.4)$$

$$1,2 < I_D < 2,0 ; OCR = (0,67 \cdot K_D)^{1,91} \quad (C.5)$$

$$I_D > 2,0 ; OCR = (m \cdot K_D)^n \quad (9)$$

onde:

$$m = 0,5 + 0,17 \cdot P \quad (10)$$

$$n = 1,56 + 0,35 \cdot P \quad (11)$$

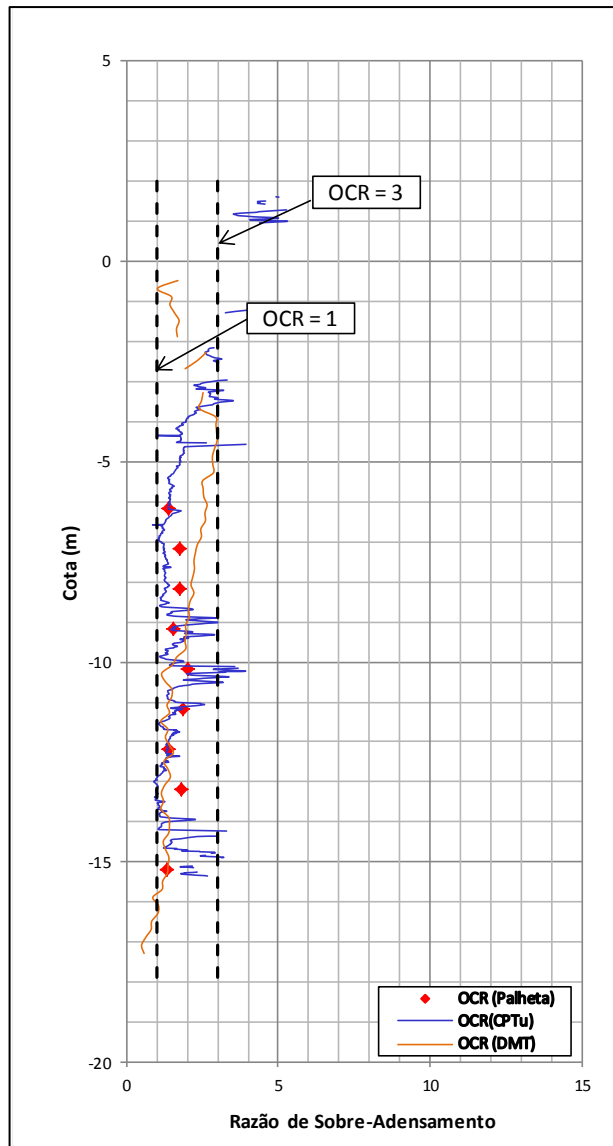
$$P = (I_D - 1,2)/0,8 \quad (C.9)$$

Nos ensaios de palheta, a razão de sobreadensamento foi estimada pela equação simplificada apresentada por SCHNAID; ODEBRECHT(2012) em que:

$$OCR = \alpha \cdot \left( \frac{s_u}{\sigma'_{v_0}} \right) \quad (C.10)$$

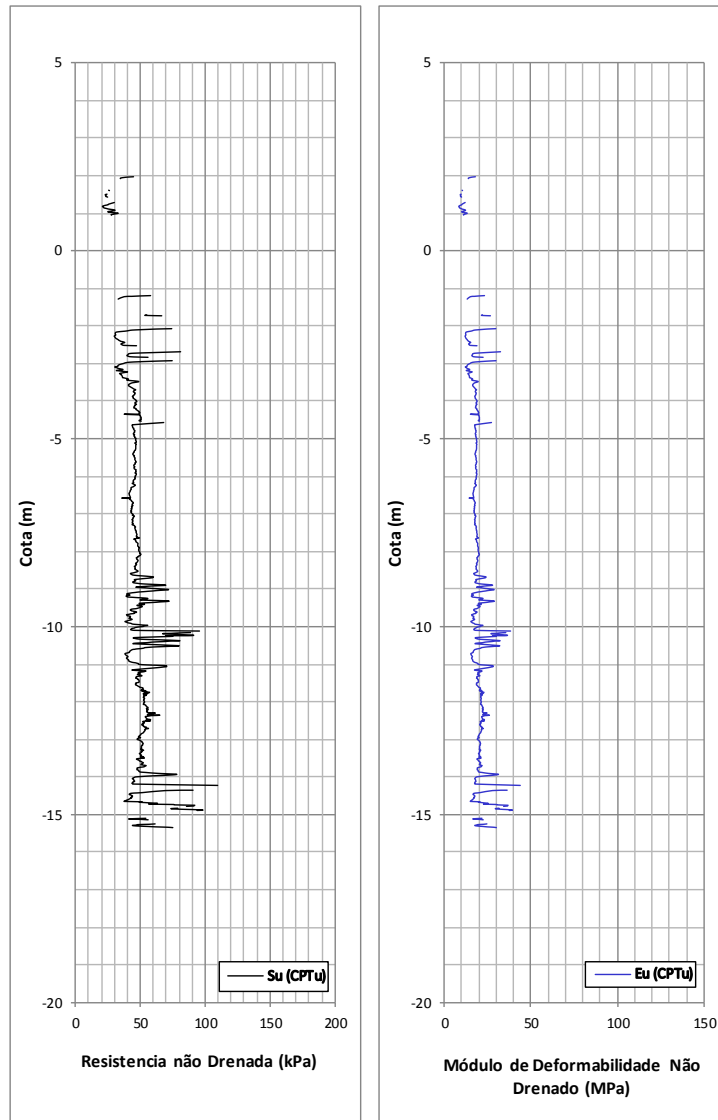
Segundo MAYNE; MITCHELL (1988), existe uma similaridade entre o coeficiente  $\alpha$  e o fator de correção  $\mu$ , em geral,  $\alpha = 4 \cdot \mu$ . O valor de  $\mu$ , já discutido, foi definido como 0,8 para o sítio do estaleiro.

A Figura C.10 apresenta os valores de OCR pela profundidade estimados a partir dos ensaios CPTu, DMT e VT.



**Figura C. 10 -OCR a partir dos ensaios VT-01, CPTu-01 e DMT-01.**

Ao analisar a proposta apresentada na Figura C.9 com os valores de IP constantes na Tabela C.2 e os valores de OCR obtidos a partir dos ensaios, Figura C.10 tem-se  $n$  variando entre 300 e 600. Adotando  $n$  igual a 400, valor acima do qual se encontra  $2/3$  do intervalo esperado, a abordagem de DUNCAN; BUCHIGNANI (1975) fornece  $E_{u25} = 400 \cdot S_u$ . Na Figura C. 11 C.11 está apresentado o gráfico de  $S_u$  e o gráfico com os valores de  $E_{u25}$  obtidos a partir da abordagem de DUNCAN; BUCHIGNANI (1975).



**Figura C. 11 - Resistência não Drenada e Módulo de Deformabilidade não Drenado a partir do ensaio CPTu-01.**

A interpretação do módulo de deformabilidade com base no ensaio dilatométrico foi realizada a partir da correlação direta com o módulo dilatométrico ( $E_D$ ).

$$E = F \cdot E_D \quad (C.11)$$

A Figura C.12 apresenta uma tabela com os valores de conversão  $F$  apresentada por SCHNAID; ODEBRECHT (2012). Para o perfil geotécnico identificado na ilha de investigação, temos que para o DMT-01,  $E_u = 10 \cdot E_D$ .

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	$E_v$	10	Robertson, Campanella e Gillespie (1988)
Arenoso	$E_v$	2	Robertson, Campanella e Gillespie (1988)
Arenoso	$E_{25}$	1	Campanella et al. (1985)
Arenoso NA	$E_{25}$	0,85	Baldi et al. (1986a)
Arenoso PA	$E_{25}$	3,5	Baldi et al. (1986a)

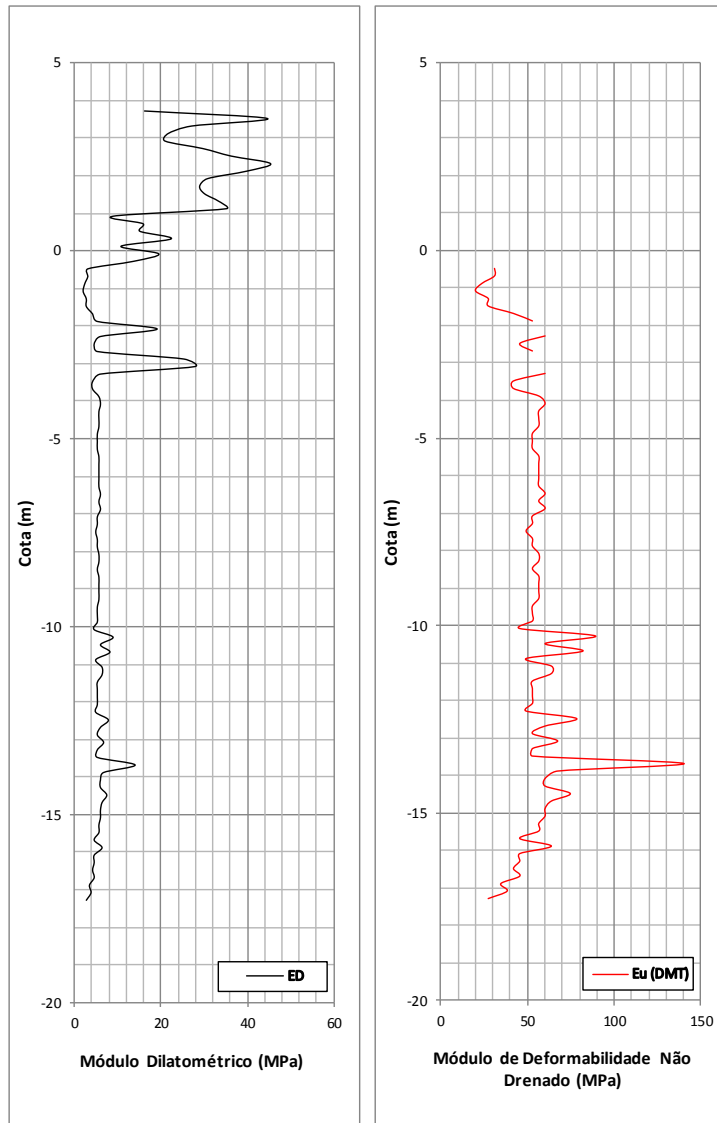
Fonte: Lunnegger (1988).

**Figura C. 12 - Valores do fator de conversão F (Schnaid e Odebrecht, 2012).**

Na Figura C.13 estão apresentados o módulo dilatométrico ( $E_D$ ) e o módulo de deformabilidade não drenada ( $E_u$ ) obtido. Os trechos interrompidos no gráfico de  $E_u$  correspondem aos em que foi identificado comportamento drenado durante o ensaio.

Na Figura C.14 estão apresentados os resultados dos dois ensaios interpretados. Como pode ser observado, a interpretação do módulo de deformabilidade não drenado a partir do ensaio dilatométrico resultou em valores maiores do que 50 MPa e os obtidos a partir do ensaio de piezocone na ordem de 20 MPa. Esta diferença talvez possa ser explicada pelo fato de a correlação utilizada para interpretação do DMT ter sido desenvolvida para o módulo de elasticidade tangente inicial ao passo que a utilizada para a interpretação do CPTu ter sido desenvolvida para o módulo a 25%.

Similarmente à interpretação realizada para os parâmetros de resistência, foi avaliada a possibilidade da existência de camadas granulares com comportamento drenado ante as solicitações previstas. Para tal, recorreu-se à tabela de módulos de deformabilidade típicos de areias em solicitação drenada apresentada por (PINTO, 2006), ilustrada na Figura C.15.



**Figura C. 13 -Módulo Dilatométrico e Módulo de Deformabilidade não Drenado a partir do ensaio DMT-01.**

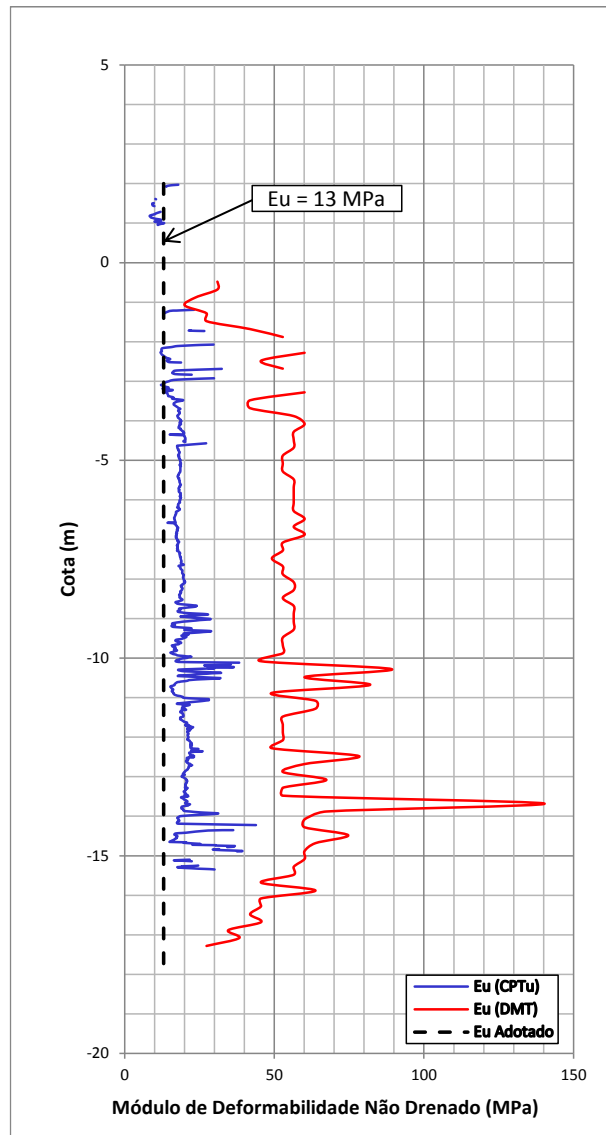


Figura C. 14 -Eu a partir dos ensaios CPTu-01, DMT-01 e valor adotado.

Descrição da areia	Módulo de elasticidade (MPa)	
	Fofa	Compacta
Areias de grãos frágeis, angulares	15	35
Areias de grãos duros, arredondados	55	100
Areia basal de São Paulo, bem graduada, pouco argilosa	10	27

Figura C. 15 -Módulos de Deformabilidade Típicos de Areias em Solicitações Drenadas (PINTO, 2006).



A comparação das deformações verticais esperadas pela teoria da elasticidade para comportamento drenado ou não drenado precisa considerar o par de valores módulo de deformabilidade ( $E$ ) e coeficiente de poisson ( $\nu$ ). Para comportamento não drenado, têm-se  $\nu_u$  igual a 0,5. Adotando o valor típico para solos granulares de  $\nu'$  igual a 0,33 e analisando deslocamentos sob os equipamentos através da equação da elasticidade para previsão de recalques em meios homogêneos isotrópicos

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (\text{C.12})$$

Nota-se que se tem o mesmo valor para o recalque ( $w$ ) quando:

$$\frac{1-\nu_u^2}{E_u} = \frac{1-\nu'^2}{E'} \quad (\text{C.13})$$

Desta forma, para este problema simples, se verifica que a adoção dos parâmetros  $E_u$  igual a 13 MPa e  $\nu_u$  igual a 0,5 é equivalente à adoção de  $E'$  igual a 15,5 MPa e  $\nu'$  igual a 0,33.  $E'$  igual a 15,5 MPa é próximo aos limites inferiores indicados na Figura C.16, sendo um valor de projeto bastante confortável. Assim sendo, é adotado, para a camada compressível, os parâmetros de deformabilidade  $E_u$  igual a 13 MPa e  $\nu_u$  igual a 0,5. Cabendo ressaltar que isto é um artifício para entrada de parâmetros no programa computacional e não que o solo apresentaria um módulo de deformabilidade não drenado menor do que o módulo de deformabilidade drenado, o que seria uma inconsistência física.

### **Enrocamento Compactado**

A análise dos parâmetros utilizados na camada de enrocamento compactado tomou como base dados existentes na literatura técnica.

*- Parâmetros de Deformabilidade:*

A resistência ao cisalhamento de enrocamentos está ligada a vários fatores relacionados ao material pétreo e ao estado de tensões. MELLO (1977), indica a utilização de envoltória na forma da equação 48 para enrocamentos.

$$\tau = a \cdot \sigma_n^b \quad (\text{C.14})$$

Onde:

$\sigma_n$  e  $\tau$  são as tensões normal e cisalhante ao plano de ruptura e

$a$  e  $b$  são parâmetros de resistência do material

LEPS (1970) realizou uma análise detalhada sobre a influência da tensão de confinamento na resistência ao cisalhamento através de cerca de 100 ensaios triaxiais. Os resultados estão compilados na Figura C.17. Nesta figura estão mostradas também três propostas, baseadas nos resultados obtidos, para a correlação entre o ângulo de atrito interno e a tensão normal ao plano de cisalhamento. Sendo uma para enrocamentos em estado denso, bem graduado e de elevada resistência, uma para enrocamentos em estado fofo, granulometria uniforme e partículas de baixa resistência, e, por fim, uma envoltória média entre as duas anteriores (enrocamento médio). Para o presente estudo considerou válida a correlação para enrocamentos médios.

A equação para envoltórias de resistência proposta por MELLO (1977) foi ajustada com base nos pares de valores de tensão normal efetiva e ângulo de atrito interno para enrocamentos médios. Obteve-se desta forma a envoltória da equação 46.

$$\tau = 1,73 \cdot \sigma_n^{0,91} \quad (\text{C.15})$$

Para as tensões normais reinantes (menores que 600 kPa), a envoltória pode ser aproximada pela envoltória de Coulomb com um ângulo de atrito de  $45^\circ$  e um intercepto coesivo de 15 kPa (Figura C.17).

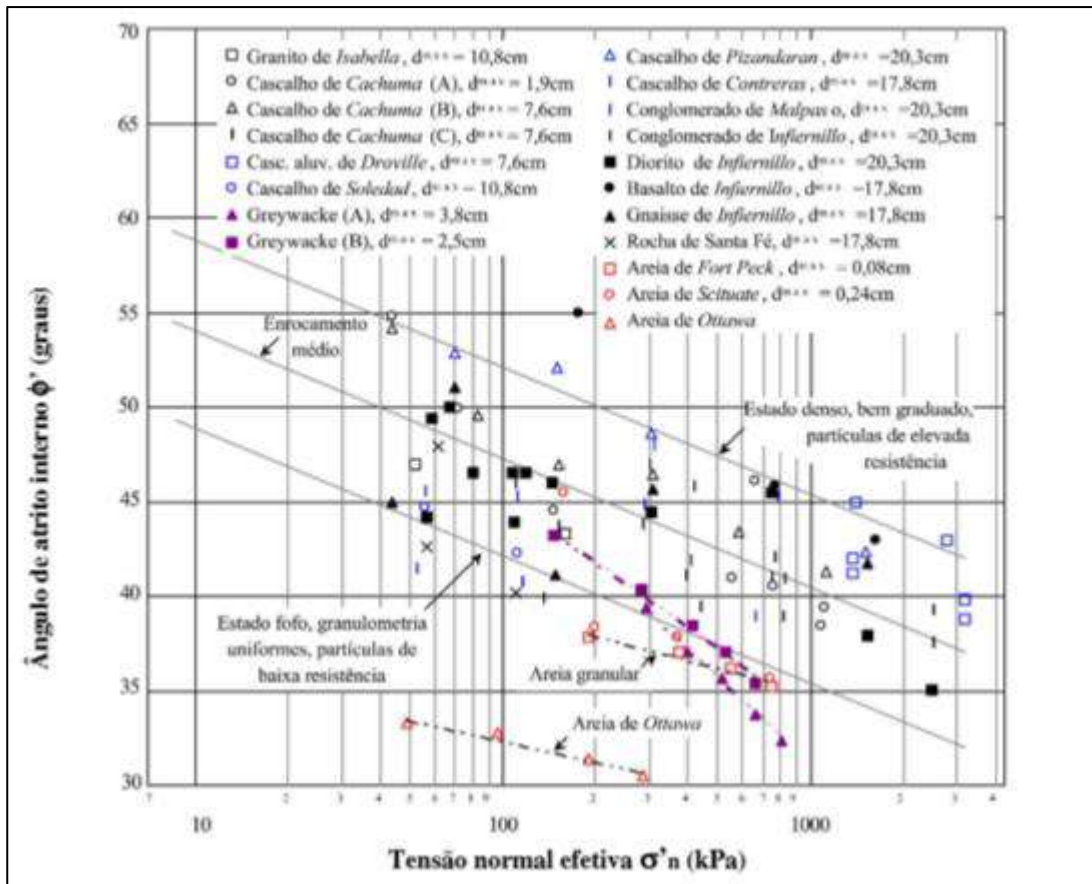


Figura C. 16 - Variação do ângulo de atrito interno com a tensão normal efetiva no plano de ruptura em pedregulhos e enrocamentos (LEPS, 1970 e INDRARATNA *et. al.* 1993).

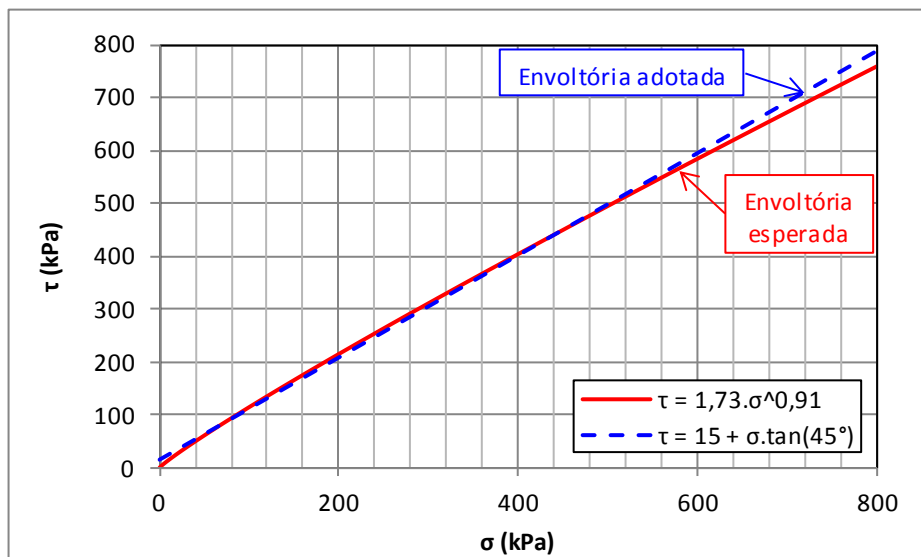


Figura C. 17 -Envoltória de Resistência.

COSTA (2012) apresenta um ábaco modificado que demonstra a relação encontrada entre a tensão de confinamento, o diâmetro máximo dos grãos e o ângulo de atrito com base em ensaios realizados em enrocamentos de argilitos, basaltos e anfibólitos. Pelos resultados observa-se, que para uma mesma tensão confinante, o valor do ângulo de atrito diminui com o aumento do tamanho máximo dos grãos. Pela figura, podemos ver que para estas rochas, o valor dos ângulos de atritos em tensões confinantes menores que 3.000 kPa tendem a assintotar em valores maiores do que 45°.

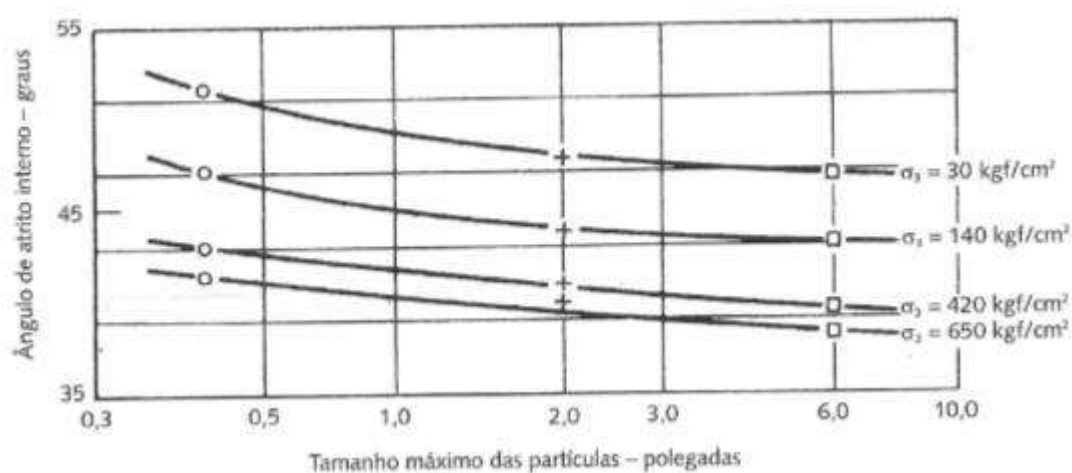


Figura C. 18 - Ângulo de atrito interno em função da tensão confinante e do diâmetro dos grãos.

Posto isto, foi adotado para o enrocamento um ângulo de atrito interno igual a 45° e um intercepto coesivo igual a 15 kPa.

*- Parâmetros de Deformabilidade:*

CRU|Z (2004) apresenta dados de compressibilidade de uma série enrocamentos entre os quais estão os referentes ao enrocamento compactado da barragem Pedra do Cavalo. A Barragem Pedra do Cavalo está localizada próximo ao estaleiro e utilizou jazidas de mesma formação às exploradas neste. Desta forma, na ausência de ensaios locais, os dados referentes à Pedra do Cavalo se mostram os mais indicados como referência.

Na Tabela C.4 estão reproduzidos os módulos de deformação edométricos em função da tensão vertical apresentados por CRU|Z (2004) para a barragem Pedra do

Cavalo. Nesta tabela estão apresentados também os respectivos módulos de deformabilidade (módulos de Young), obtidos pela teoria da elasticidade, considerando um coeficiente de Poisson igual a 0,25.

**Tabela C. 4 - Compressibilidade da Barragem Pedra do Cavalo**

$\sigma_v$ (kPa)	$E_v$ (kPa)	$E'$ (kPa)
100	66.600	55.500
200	90.900	75.750
400	80.000	66.667
600	60.000	50.000
1.000	54.000	45.000
1.500	38.400	32.000

A grande diferença entre o módulo e espessura da camada de enrocamento ante o módulo e a espessura da camada compressível faz que a variação possível dos parâmetros de deformabilidade do enrocamento tenha pouca influência nos resultados finais da análise. Desta forma, considerou plausível a adoção de parâmetros médios para representar toda a camada de enrocamento compactado. Ponderando a ordem de grandeza das tensões que se espera reinarem, adotou-se  $E'$  igual a 50.000 kPa e  $\nu'$  igual a 0,25.