



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

NARAYANA SANIELE MASSOCCO

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE
COMPRESSIBILIDADE E DE RESISTÊNCIA NÃO
DRENADA DE ARGILA MOLE – ESTUDO DE CASO**

**Florianópolis
2013**

NARAYANA SANIELE MASSOCCO

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE
COMPRESSIBILIDADE E DE RESISTÊNCIA NÃO
DRENADA DE ARGILA MOLE – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado no curso de Engenharia
Civil, na Universidade Federal de
Santa Catarina para a obtenção do
título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador:

Marciano Maccarini, PhD.

Florianópolis
2013

Catálogo na fonte pela Biblioteca Universitária
da
Universidade Federal de Santa Catarina

Massocco, Narayana Saniele

Determinação de parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada de argila mole - estudo de caso / Narayana Saniele Massocco ; orientador, Marciano Maccarini - Florianópolis, SC, 2013.

114 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Resistência não drenada. 3. Fator de cone. 4. fator de segurança. 5. recalque. I. Maccarini, Marciano . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

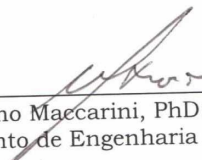
NARAYANA SANIELE MASSOCCO

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE
COMPRESSIBILIDADE E DE RESISTÊNCIA NÃO
DRENADA DE ARGILA MOLE - ESTUDO DE CASO**

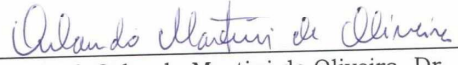
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

Florianópolis, 26 de Novembro de 2013.

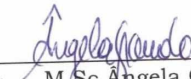
Banca Examinadora:



Prof. Marciano MacCarini, PhD. - Orientador
Departamento de Engenharia Civil - UFSC



Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Departamento de Engenharia Civil - UFSC



M.Sc. Angela Grandó
Doutoranda do PPGECC - UFSC

Aos meus pais e meus
irmãos

Dedico.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente eu achei que a missão seria impossível e de grande responsabilidade. Continuou a responsabilidade por fazer um trabalho de conclusão de curso, porém tiveram pessoas que fizeram com que eu tomasse gosto e apreciação pelo trabalho aqui desenvolvido, tornando o escrever prazeroso e possível, no qual devo meus totais agradecimentos.

Quero muito agradecer aos meus queridos pais e familiares, por confiarem em mim e aceitar meus sonhos. Em especial ao meu pai Jerdino que sempre falava: “filha este é seu ano”. O meu muito obrigada!

Agradeço de coração imenso à Doutoranda Ângela Grandó pela grande ajuda neste trabalho. Sua empolgação e disciplina me ajudaram bastante, suas discussões sobre o tema, e até suas palavras amigas nos momentos de incertezas. Este trabalho também é seu. MUITÍSSIMO obrigada!

Ao professor, Marciano Maccarini que me apresentou este tema que acabei tomando gosto e adorando fazer. Agradeço por ter dado esta oportunidade.

Quero agradecer aos meus amigos e colegas de faculdade que de certa forma participaram incentivando e perguntando sobre o trabalho.

E por fim sou muito grata à Deus por me conduzir até aqui e ter me sustentado diante de tantos obstáculos iluminando sempre o meu caminho.

“O desenvolvimento da ciência não se efetua por acumulação dos conhecimentos, mas por transformação dos princípios que organizam o conhecimento. A ciência não se limita a crescer, mas em transforma-se.”

Thomas Khun

RESUMO

Este trabalho refere-se a um estudo de solos moles para implantação de uma rodovia na região de Tubarão-SC. Por ser um solo com características de resistência baixa ele está sujeito a recalques e por isso, um estudo diferenciado está sendo realizado com algumas técnicas aplicadas para sua melhoria. O objetivo da pesquisa foi calcular os parâmetros de resistência do solo mole, ou seja, resistência não drenada e fator de cone, bem como identificar os recalques ao longo do tempo oriundos das cargas aplicadas. Na sequência, é realizada a análise do fator de segurança do trecho que apresentou menor resistência e definidos métodos de melhoria deste fator para a segurança e vida útil da obra. Os resultados mostram que a resistência não drenada média apresentou menor valor no ponto CPTu 2, (8 kPa). Foi encontrado um fator de cone de projeto de 16, sendo que houve uma variação entre a média ponderada deste fator entre 12 e 24. Os valores adotados está a favor da segurança, pois indica menor resistência do solo. Com a identificação do F_s e verificação de rompimento do aterro, foram indicadas as técnicas aplicadas (Bermas de equilíbrio e geogrelhas) para o aumento deste fator ($F_s=1.3$). Por fim, os recalques encontrados para a divisão da rodovia em 4 trechos variaram entre 1.18 e 0.29 metros, respectivamente com tempo para 90% de recalque de 30.9 e 3 anos. Então foram calculados geodrenos para a aceleração dos recalques e a segura construção do trecho da obra, em análise.

Palavras-chave: Resistência não drenada, fator de cone, fator de segurança, recalque, geotecnia.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Instrumentos para o ensaio SPT.....	29
Figura 2 – Detalhes do amostrador	29
Figura 3 – Detalhes da sonda do Piezocone	32
Figura 4 – Resultado de um ensaio de Piezocone.....	34
Figura 5 – Ábacos para classificação do solo	35
Figura 6 – Detalhe do aparelho do ensaio de Palheta	37
Figura 7 – Medidas do ensaio de palheta em argila natural e amolgada	38
Figura 8 – Oedômetro utilizado em ensaios de compressão	39
Figura 9 – Condições de contorno do ensaio de compressão confinada	39
Figura 10 – Coleta e armazenamento das amostras de solo.....	40
Figura 11 – Correlação de N_{kt} de uma região de Florianópolis-SC.....	42
Figura 12 – Gráfico S_u versus profundidade	46
Figura 13 – Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão método de Pacheco Silva (1970).....	50
Figura 14 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	53
Figura 15 – Modelo típico de geodreno utilizado em rodovia	55
Figura 16 – Parâmetros de resistência do solo de Almeida (2002).....	56
Figura 17 – Localização do município de Tubarão	57
Figura 18 – Localização da rodovia.....	58
Figura 19 – Pedologia da Região	59
Figura 20 – Perfil estratigráfico da sondagem - 01.....	61
Figura 21 – Perfil estratigráfico da sondagem - 02.....	61
Figura 22 – Perfil estratigráfico da sondagem - 03.....	62
Figura 23 – Perfil estratigráfico da sondagem - 04.....	62
Figura 24 – Perfil estratigráfico da sondagem - 05.....	63
Figura 25 – Parâmetros medidos no ensaio de adensamento oedométrico convencional	64
Figura 26 – Análise de superfície circular pelo método de Bishop.....	67
Figura 27 – Divisão dos trechos da rodovia	68
Figura 28 – Pressão de pré-adensamento-método de Pacheco Silva.....	70
Figura 29 – Identificação dos parâmetros para o cálculo de C_v pelo método de Taylor - quinto estágio do CPTu 1	73
Figura 30 – Distribuição triangular da malha dos geodrenos	75
Figura 31 – Valores do Fator de cone (N_{kt}).....	83
Figura 32 – Correlação entre N_{kt} da região de Florianópolis.....	84
Figura 33 – Correlação entre N_{kt} com regiões do Brasil.....	85
Figura 34 – S_u do Ponto CPTu 1	86
Figura 35 – S_u do Ponto CPTu 2	87
Figura 36 – S_u do Ponto CPTu 4	88
Figura 37 – S_u do Ponto CPTu 5	89
Figura 38 – S_u do Ponto CPTu 6	90
Figura 39 – S_u do Ponto CPTu 7	91
Figura 40 – S_u do Ponto CPTu 8	92
Figura 41 – S_u do Ponto CPTu 9	93
Figura 42 – Perfil do solo adotado para análise de ruptura.....	95
Figura 43 – Fator de segurança trecho 6	97
Figura 44 – Fator de segurança corrigido no trecho 6.....	99
Figura 45 – Desenho esquemático de implantação da malha de geodrenos103	

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de solos segundo a NBR 7250	31
Tabela 2 – Zona de classificação do solo pelo ábaco	35
Tabela 3 – Fator de cone de algumas argilas brasileiras	43
Tabela 4 – Métodos de equilíbrio-limite	47
Tabela 5 – Unidades geológicas do município de Tubarão	59
Tabela 6 – Subdivisão dos trechos da rodovia	60
Tabela 7 – Parâmetros para o cálculo de recalque e tempo	69
Tabela 8 – Peso específico do ponto CPTu 1.....	76
Tabela 9 – Peso específico do ponto CPTu 2.....	77
Tabela 10 – Peso específico do ponto CPTu 4.....	78
Tabela 11 – Peso específico do ponto CPTu 5.....	78
Tabela 12 – Peso específico do ponto CPTu 6.....	79
Tabela 13 – Peso específico do ponto CPTu 7.....	79
Tabela 14 – Peso específico do ponto CPTu 8.....	80
Tabela 15 – Peso específico do ponto CPTu 9.....	80
Tabela 16 – Fator de Cone Médio.....	82
Tabela 17 – Parâmetros de cálculo do fator de segurança.....	96
Tabela 18 – Resumo dos dados da estratigrafia, do cálculo das tensões, recalque do solo e tempo	100
Tabela 19 – Aceleração dos recalques - Segmento do trecho 3.....	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

B_q	Parâmetro de classificação de solos
B_t	Horizonte B textural
CPT	Cone penetration test
CPTu	Piezocone penetration test
N_{kt}	Fator de cone
N_{spt}	Número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm do amostrador
N_{60}	Número de golpes com base no padrão americano
NA	Normalmente adensado
PA	Pré-adensado
PVA	Argissolos Vermelho-Amarelos
SA	Sobre adensado
SPT	Standard penetration test

Alfabeto Latino

a	Relação de áreas $A_n \cdot A_t^{-1}$ [kPa]
A	Area que abrange o geodreno [m ²]
b	Menor dimensão da sapata [m]
b_a	Base do aterro [m]
c	Coesão [kPa]
c_i	Coesão do aterro [kPa]
C_u	Coefficiente de compressão secundária [Adimensional]
C_{ue}	Recalque por compressão secundária [m]
C_c	Coefficiente de compressão [Adimensional]
C_h	Coefficiente de consolidação horizontal [m ² ·dia]
C_v	Coefficiente de consolidação vertical [m ² ·dia]
C_g	Comprimento total do geodreno [m]
d_{equ}	Diâmetro equivalente do geodreno [m]
D	Profundidade [m]
D_p	Diâmetro/palhetas [cm]
e_p	Índice de vazios inicial da amostra/ e_0 [Adimensional]
e_0	Índice de vazios inicial da amostra/ e_p [Adimensional]
e_1	Índice de vazios inicial/curvas de compressão e recompressão [Adimensional]
e_2	Índice de vazios final/curvas de compressão e recompressão [Adimensional]
E	Módulo de elasticidade [kPa]
f_s	Resistência por atrito lateral [kPa]
F_r	Razão de atrito/classificação do solo [Adimensional]
F_s	Fator de segurança [Adimensional]
G	Índice de rigidez [m]
h	Profundidades ensaio Piezocone [m]
h_{ca}	Altura da camada de solo [m]

h_{ca90}	Altura da camada de solo/equação para 90% de recalque[m]
h_i	Altura inicial para 90% de recalque [m]
H_{at}	Altura do aterro..... [m]
H_p	Razão de altura/palheta..... [m]
I_r	Índice de rigidez ($G \cdot S_u^{-1}$) [Adimensional]
l	Comprimento do trecho..... [m]
l_i	Comprimento da fatia circular/lamela..... [m]
l_o	Leitura inicial do ensaio [m]
l_{90}	Leitura para o índice de 90%..... [m]
n	Número de valores de N_{kt} [Adimensional]
N_{kt}	Fator de cone [Adimensional]
N_{kt1}	Fator de cone/valor inicial..... [Adimensional]
N_{kt2}	Fator de cone/valor final..... [Adimensional]
p	Espessura da camada a consolidar [m]
p'_a	Pressão de pré-adensamento [kPa]
$p1$	Pressão inicial/curvas compressão e recompressão [kPa]
$p2$	Pressão inicial/curvas compressão e recompressão [kPa]
P	Peso aplicado no ensaio de adensamento..... [kgf]
q_c	Resistência de ponta [kPa]
q_t	Resistência corrigida do cone [kPa]
Q_t	Resistência de ponta do cone..... [kPa]
R	Raio da circunferência de ruptura [m]
R_f	Razão de atrito [%]
S	Espaçamento entre geodrenos [m]
S_u	Resistência não drenada [kPa]
t	Tempo de ocorrência de recalque..... [anos]
T	Torque [N·m]
Tv	Fator tempo [Adimensional]
Tv_{90}	Fator tempo para 90% de recalque [Adimensional]
T_{90}	Tempo de ocorrência de 90% de recalque [anos]
u_o	Pressão hidrostática inicial..... [kPa]
u_2	Pressão hidrostática final [kPa]
U	Grau de adensamento total [%]
U_i	Força normal efetiva/base da lamela [kPa]
U_h	Grau de adensamento horizontal..... [%]
U_v	Grau de adensamento vertical..... [%]
UU	Resistência não consolidada não drenada..... [kPa]
U_2	Porosidade/ensaio Piezocone..... [kPa]
V	Velocidade..... [cm·s ⁻²]
x	Distância do centro do círculo ao da fatia [m]
z	Profundidade ensaio de Palheta..... [m]
w_i	Distância na vertical do centro da fatia..... [m]
w	Teor de umidade [%]

Alfabeto Grego

α_i	Ângulo de intersecção de w_i e o R [°]
------------	--

γ_w	Peso específico da água	[kN·m ⁻³]
γ_{at}	Peso específico do aterro compactado	[kN·m ⁻³]
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado	[kN·m ⁻³]
γ_{nat}	Peso específico do solo natural	[kN·m ⁻³]
γ_{seco}	Peso específico do solo seco	[kN·m ⁻³]
δ_i	Recalque imediato	[m]
Δh_p	Recalque-adensamento primário.....	[m]
Δh_{Cr}	Recalque-adensamento primário/estágio recompressão ..	[m]
Δh_{Cc}	Recalque-adensamento primário/estágio compressão	[m]
Δh_T	Recalque total	[m]
Δh_{sec}	Recalque-adensamento secundário.....	[m]
$\Delta \sigma'$	Variação das tensões.....	[kPa]
Δe	Variação do índice de vazios	[%]
ε_v	Deformação vertical.....	[%]
ε_h	Deformação radial.....	[%]
θ	Rotação	[graus]
λ_f	Fator de adesão na face do cone	[Adimensional]
λ_s	Fator de adesão no fuste do cone.....	[Adimensional]
μ	Correção de Bjerrum	[Adimensional]
μ_o	Porosidade	[kPa]
μ_i	Coefficiente de Poisson	[Adimensional]
σ_{vo}	Tensão vertical total do solo.....	[kPa]
σ_{vo}'	Tensão vertical efetiva do solo.....	[kPa]
σ_v	Tensão vertical	[kPa]
σ_h	Tensão horizontal.....	[kPa]
σ'_{pa}	Pressão de pré-adensamento	[kPa]
σ'_i	Tensão normal do solo.....	[kPa]
σ'_f	Tensão após aplicação da carga.....	[kPa]
ϕ	Ângulo de atrito interno das partículas	[graus]

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	25
1.1	MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	25
1.2	OBJETIVO	26
1.2.1	OBJETIVO GERAL	26
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	27
2.2	ENSAIOS DE CAMPO	27
2.2.1	ENSAIO SPT – <i>STANDARD PENETRATION TEST</i>	28
2.2.2	ENSAIO DE PIEZOCONE.....	31
2.2.3	ENSAIO PALHETA OU <i>VANE TEST</i>	36
2.3	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	38
2.4	ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS EM SOLOS ARGILOSOS ..	41
2.4.1	FATOR DE CONE	41
2.4.2	RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO NÃO DRENADA	43
2.5	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO SOLO	46
2.5.1	FATOR DE SEGURANÇA	47
2.5.2	INVESTIGAÇÕES DE RECALQUES	48
2.5.3	PROCESSOS CONSTRUTIVOS.....	52
2.6	ESTUDOS DE CASO EM SOLOS MOLES.....	55
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	57
3.1	ÁREA DE ESTUDOS.....	57
3.1.1	PEDOLOGIA.....	58
3.1.2	GEOLOGIA	59
3.2	METODOLOGIA.....	60
3.3	DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO	60
3.4	IDENTIFICAÇÃO DOS FATORES DE RESISTÊNCIA DO SOLO	63
3.4.1	DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DO SOLO	63
3.4.2	DETERMINAÇÃO DA TENSÃO VERTICAL	64
3.4.3	FATOR DE CONE E DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	65
3.5	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO SOLO	66
3.5.1	IDENTIFICAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA DO ATERRO	66
3.5.2	INVESTIGAÇÕES DOS RECALQUES DO SOLO	68
3.5.3	ACELERAÇÃO DOS RECALQUES	73
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	76
4.1	FATORES DE RESISTÊNCIA DO SOLO	76
4.1.1	CÁLCULO DO PESO ESPECÍFICO DAS CAMADAS	76
4.1.2	CÁLCULO DA TENSÃO VERTICAL TOTAL	81
4.1.3	CÁLCULO DO FATOR DE CONE	81
4.1.4	CÁLCULO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	85
4.2	ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO ATERRO.....	96
4.2.1	DETERMINAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA DO ATERRO	96
4.2.2	CÁLCULO DOS RECALQUES POR TRECHOS DA RODOVIA	100
4.2.3	CÁLCULO DE GEODRENOS	101

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	104
REFERÊNCIAS	106
ANEXOS	110

1 INTRODUÇÃO

O adequado conhecimento das características e parâmetros geotécnicos dos solos, principalmente daqueles relacionados com a resistência e a deformabilidade, conduz a uma maior probabilidade de otimização dos projetos de natureza geotécnica (fundações de edifícios, estrutura de contenção de terras, aterro etc).

Do ponto de vista geotécnico, o traçado da rodovia que liga BR-101 à São Martinho, em Tubarão, foi projetado em uma área de banhado, onde os solos moles predominam.

Também chamados de solos compressíveis, os solos moles são geralmente constituídos por uma alta porcentagem de material orgânico e alto teores de umidade. São solos finos (argilas e siltes), possuindo baixa resistência a esforços de cisalhamento.

Apesar de ter uma preocupação de se evitar este tipo de solo, muitas vezes não há escapatória, sendo necessárias soluções por parte dos engenheiros civis na execução destes aterros.

Para isso, o engenheiro deve ter conhecimento das condições reais do subsolo o que torna imprescindível a execução de sondagens, a análise da resistência à ruptura e recalques.

1.1 Motivação da Pesquisa

No Brasil, depósitos de argila moles, sedimentos relativamente recentes existem em toda costa litorânea. As baixadas litorâneas, historicamente ocupadas pelos assentamentos populacionais e, no presente, locais de implantação do sistema portuário necessário para exportação de nossa produção, apresentam imensos depósitos de sedimentos marinhos a serem enfrentados (SCHNAID, 2010).

Com o crescimento da economia e das cidades, principalmente as grandes metrópoles, a demanda por terras se aqueceu fazendo com que as regiões que apresentam solos compressíveis fossem cada vez mais

procuradas e usadas pela população, investidores e governo (ALMEIDA, 2010).

No interior do País, as vias rodoviárias e ferroviárias não têm como evitar a transposição de várzeas de sedimentos moles dos rios e córregos a serem transpostos, oferecendo amplo campo de aplicação da engenharia de projeto e construção sobre argilas moles.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho visa analisar as características geotécnicas de um solo mole de um trecho de rodovia.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar o fator de cone (N_{kt}) de projeto e o fator de cone médio para cada ponto do ensaio de Piezocone;
- Calcular a resistência não drenada do solo para todas as profundidades do ensaio de Piezocone, identificando peso específico e a tensão vertical total do solo;
- Definir o fator de segurança do trecho onde a fundação apresente a menor resistência;
- Calcular o recalque dos trechos da rodovia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados temas que deram embasamento à pesquisa, abordando assuntos como: SPT (*Standard penetration test*), CPTu (*Piezocone Penetration test*), Teste de Palheta (*Vane test*), coletas indeformadas de solos com tubo Shelby e ensaios laboratoriais de adensamento oedométrico convencional. Além disso, foi dado ênfase aos parâmetros de projeto para a construção de um aterro sobre solos compressíveis.

2.1 Investigação geotécnica

Segundo Schnaid (2012), o ambiente físico descrito a partir de condições do subsolo, constitui-se um pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos. No Brasil, o custo envolvido para executar sondagens de reconhecimento varia entre 0,2% e 0,5% do custo total de obras convencionais. Logo, as informações geotécnicas obtidas são indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução, e caso não sejam realizadas, podem trazer prejuízos enormes tanto na execução quanto em termos financeiros.

Assim, uma investigação geotécnica insuficiente e a interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impacto ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente (SCHNAID, 2012).

2.2 Ensaios de Campo

Independentemente da abordagem, projetos geotécnicos de qualquer natureza são, em geral, executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos (SCHNAID, 2012). Segundo o mesmo autor, alguns equipamentos consistem

na simples cravação de um elemento no terreno, medindo-se a sua penetração, ao passo que outros são dotados de sensores elétricos para medir grandezas como força e poropressão.

Entende-se por ensaios de campo, ou ensaios “In situ”, aqueles realizados no local de construção da obra. Eles permitem a obtenção de parâmetros dos solos, e valores que são necessários para o seu dimensionamento.

Neste estudo foram utilizados o SPT, CPT_u, Teste de Palheta e dados de ensaios realizados com amostras de solo coletadas em campo por meio de tubo Shelby.

2.2.1 Ensaio SPT – *Standard Penetration Test*

O Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo mundo. Ele é um teste cujas finalidades, para aplicações em Engenharia Civil, são:

- a) A determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência;
- b) A posição do nível de água;
- c) Os índices de resistência à penetração a cada metro.

O ensaio consiste na perfuração e cravação dinâmica de um amostrador padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático (NBR 6484).

Segundo Schnaid (2000), a perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando um trépado de lavagem como ferramenta de escavação (Figura 1). O procedimento consiste na cravação de um amostrador no fundo de uma escavação revestida ou não, usando um peso de 65 kilogramas, caindo de uma altura de 750 mm. O valor do N_{spt} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

As vantagens do ensaio SPT em relação aos demais são: simplicidade no equipamento, baixo custo e obtenção

de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto (SCHNAID, 2000).

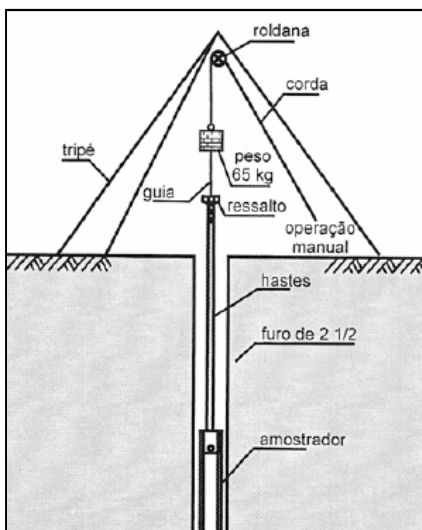


Figura 1 – Instrumentos para o ensaio SPT
Fonte: SCHNAID (2000)

Segundo Schnaid (2000) o ensaio SPT tem sido usado para inúmeras aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes, previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações em outras propriedades geotécnicas.

A Figura 2 ilustra em corte longitudinal os detalhes internos do amostrador.

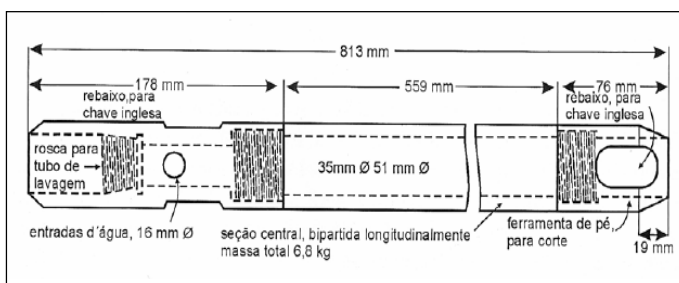


Figura 2 – Detalhes do amostrador
Fonte: SCHNAID (2000)

A programação das sondagens, número, disposição e profundidade dos furos dependem do conhecimento prévio que se tenha da geologia local, do solo e da obra específica para qual se está fazendo a prospecção. Recomendações sobre a programação de sondagens são feitas na norma NBR 8036 (PINTO, 2002).

Primeiramente, deve-se considerar que a energia nominal transferida ao amostrador, no processo de cravação, não é a energia de queda livre teórica transmitida pelo martelo. A eficiência do sistema é função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. Atualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de N_{60} . Assim deve-se majorar o valor medido de N_{spt} como expresso na equação (1):

$$N_{60} = N_{spt} \cdot \frac{\text{Energia}}{60} \quad (1)$$

Onde: N_{spt} é o número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm do amostrador.

A partir desses valores é possível ter uma previsão do comportamento do solo, bem como uma previsão da capacidade de suporte de cargas.

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil de subsolo e na identificação tátil-visual das diferentes camadas a partir do material recolhido no amostrador padrão. A classificação do material normalmente é obtida por meio de combinação da descrição do testemunho de sondagem com as medidas de resistência à penetração (SCHNAID, 2012).

A Tabela 1 é utilizada no Brasil e recomendada pela NBR 7250/1982, e tem como base as medidas de resistência a penetração sem qualquer correção quanto à energia de cravação e ao nível de tensões.

Tabela 1 – Classificação de solos segundo a NBR 7250

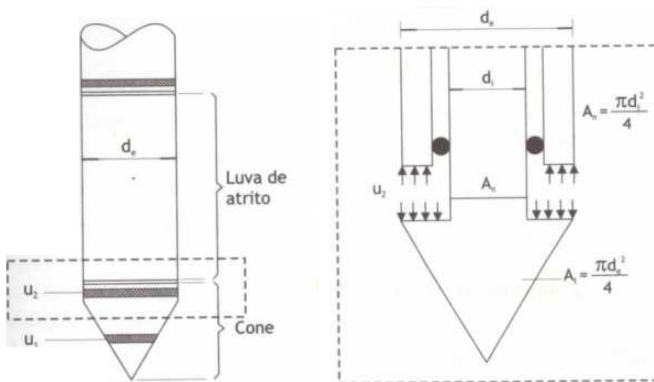
Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	<4	Fofa
	5 até 8	Pouco compacta
	9 até 18	Mediamente compacta
	19 até 40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	<2	Muito mole
	3 até 5	Mole
	6 até 10	Média
	11 até 19	Rija
	>19	Dura

2.2.2 Ensaio de Piezocone

Segundo Schnaid (2012) os ensaios de cone e Piezocone conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test), caracterizam-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica para solos moles.

Este ensaio tem sido utilizado principalmente para a classificação dos solos, estimativa do comportamento típicos dos solos, definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo (ALMEIDA, 2010).

O ensaio de Piezocone consiste na cravação contínua, com velocidade constante na ordem de $2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$, conforme especificado pelo MB 3406 (ABNT, 1991a) de um elemento cilíndrico com ponta cônica e na medida contínua da resistência de ponta (q_c), da resistência por atrito lateral (f_s) e da poropressão (u_0), conforme mostrado na Figura 3.



a) Medidas de poropressão b) Poropressão atuando na ponta

Figura 3 – Detalhes da sonda do Piezocone

Fonte: Almeida (2010)

No caso do ensaio CPT, as grandezas medidas são a resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), sendo que o primeiro parâmetro é derivado do ensaio e utilizado para a classificação do solo (SCHNAID, 2012). Então, a razão de atrito (R_f) dada pela equação (2):

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (2)$$

O equipamento de cravação de CPTu em solos muito moles deve ser bastante leve, de forma a facilitar a sua acessibilidade, sobretudo em áreas de baixa capacidade de carga. Além disso, a resistência utilizada na maioria das correlações do ensaio de Piezocone é denominada resistência corrigida (q_t), pois a poropressão atua de forma desigual na geometria da ponta da Figura 3 (b). Assim, a resistência medida na ponta do cone (q_c) deve ser corrigida segundo a equação (3):

$$q_t = q_c - (1 - a) \cdot u_2 \quad (3)$$

Onde: u_2 é a poropressão medida na base do cone; e a é a relação de áreas $A_n \cdot A_t^{-1}$ (Figura 3 (b)).

Schnaid (2012) menciona que no caso do Piezocone, as informações qualitativas do CPT são complementadas por meio de medidas de poropressões geradas durante o processo de cravação. Nesse caso, utiliza-se um novo parâmetro de classificação de solos, B_q conforme descrito na equação (4):

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (4)$$

Onde: u_0 é a pressão hidrostática inicial [kPa] e u_2 é a pressão hidrostática final [kPa]; σ_{vo} é a tensão vertical total [kPa].

As medidas contínuas de resistência ao longo da profundidade, associadas à extrema sensibilidade observada no monitoramento das poropressões, possibilitam a identificação precisa de camadas de solos. Pode-se assim, definir pequenas camadas drenantes com pouca espessura (SCHNAID, 2012).

As grandezas fundamentais medidas no ensaio, envolvendo as que foram mencionadas são: resistência de penetração (q_c); resistência de ponta (q_t); atrito lateral (f_s); razão de atrito (R_f); poro-pressão (U_2); profundidade (D) e medida da velocidade (V) para controle durante o ensaio.

A Figura 4 apresenta resultados típicos de uma vertical de ensaio de Piezocone realizados no solo de fundação de uma rodovia no município de Gaspar/SC.

Na literatura, existem várias referências para propor uma classificação preliminar dos solos com base nos resultados de ensaio de Piezocone. O ábaco proposto por Robertson (1990), apresentado na Figura 5, é um dos mais utilizados. Os parâmetros usados nos ábacos são q_c , q_t , f_s e u_2 e com isso, obtém-se a classificação do solo (Tabela 2) em cada profundidade, geralmente a cada dois centímetros.

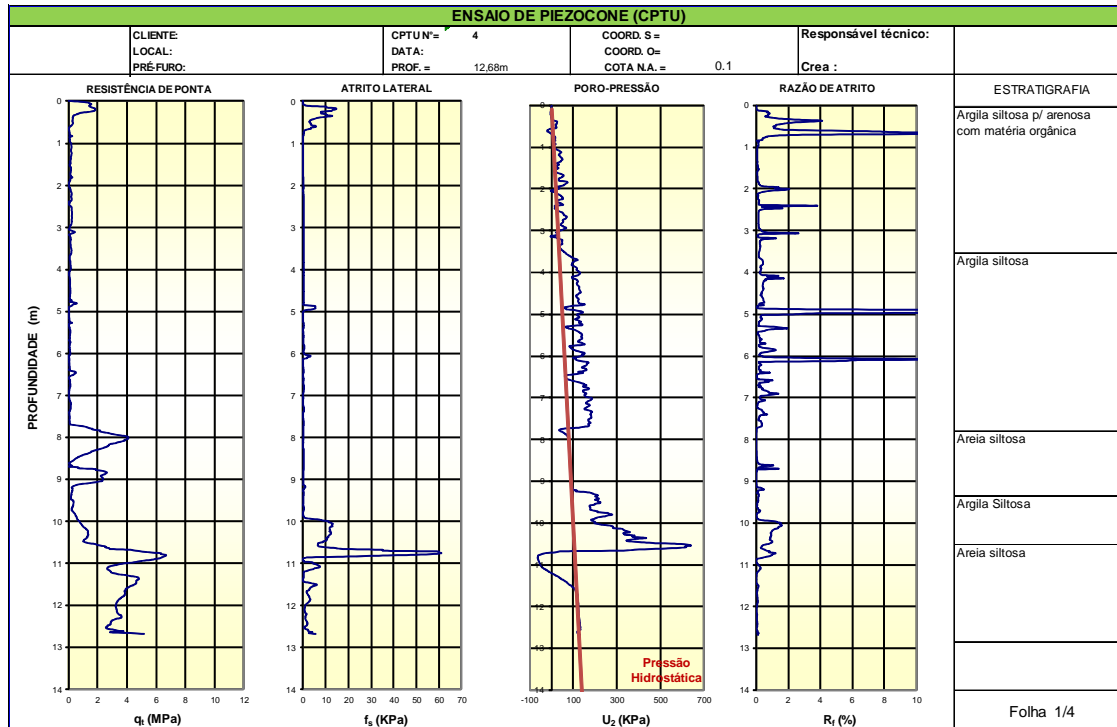


Figura 4 – Resultado de um ensaio de Piezocone
 Fonte: Arquivo do Laboratório de Mecânica dos Solos - UFSC

Observando a Figura 4, nota-se que a resistência de ponta é maior onde a estratigrafia é composta por areia.

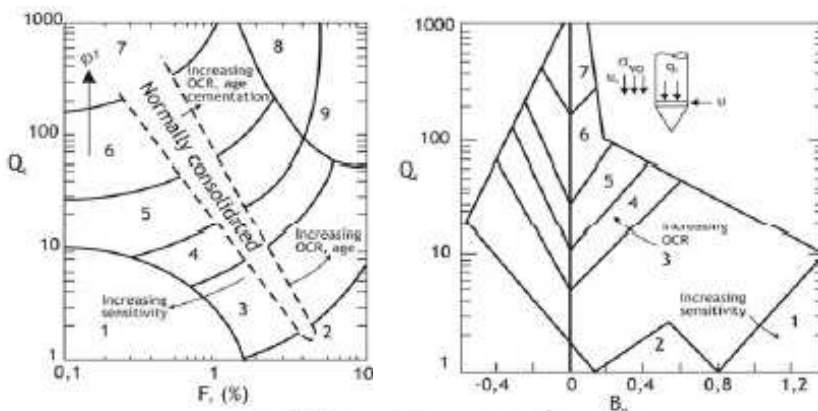


Figura 5 – Ábacos para classificação do solo
Fonte: Robertson (1990)

O gráfico é interpretado com a equação (5) e equação (6), além da equação (4):

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (5)$$

$$F_r = \frac{f_r}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \quad (6)$$

Onde: Q_t é a resistência da ponta do cone; F_r é a razão de atrito para classificação do solo; f_s é o atrito lateral.

Tabela 2 – Zona de classificação do solo pelo ábaco

Zona	Comportamento do solo	Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível	7	Areia siltosa-silte arenoso
2	Material orgânico	8	Areia-areia siltosa
3	Argila	9	Areia
4	Argila siltosa-argila	10	Areia grossa-areia
5	Silte argiloso-argila siltosa	11	Solo fino duro
6	Silte arenoso-silte argiloso	12	Areia-areia argilosa (cimetação)

2.2.3 Ensaio palheta ou *Vane Test*

O ensaio de palheta (*Vane test*) é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) de depósitos de argilas moles (SCHNAID, 2012).

Almeida (2010) cita que o aparelho consiste na rotação constante de 6° por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades predefinidas e segundo Schnaid (2012), que quando é cravado em argilas saturadas de consistência mole a rija, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas.

É necessário o conhecimento prévio da natureza do solo onde será realizado o ensaio, não só para avaliar a aplicabilidade, como para posteriormente, interpretar adequadamente os resultados (SCHNAID, 2012).

Embora o ensaio possa ser executado em argilas com resistências de até 200 kPa, a palheta especificada na Norma Brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com resistências inferiores a 50 kPa.

Segundo Schnaid (2012), algumas recomendações de natureza prática para definir a usabilidade do ensaio são:

- a) N_{spt} menor ou igual a dois, correspondendo a resistência de penetração (q_c) menor ou igual a 1000 kPa;
- b) Matriz predominantemente argilosa;
- c) Ausência de lentes de areia (definida por ensaios de penetração).

Detalhes do equipamento encontram-se na Figura 6.

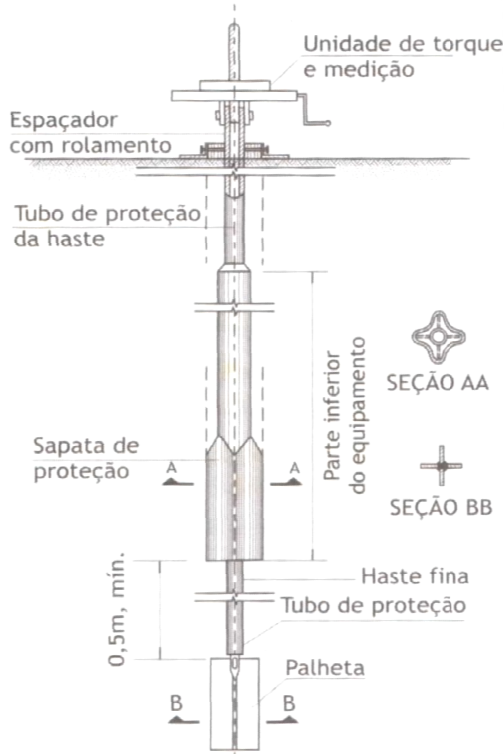


Figura 6 – Detalhe do aparelho do ensaio de Palheta
Fonte: Almeida (2010)

A Figura 7, apresenta um exemplo de um gráfico Torque (T) versus rotação (θ), onde permite a determinação dos valores da resistência não drenada (S_u) do solo natural e medida após a amolgação (para medir a sensibilidade da estrutura).

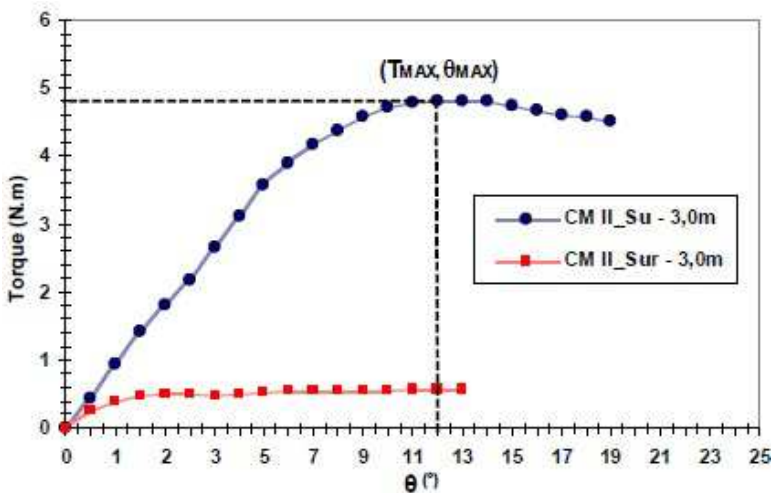


Figura 7 – Medidas do ensaio de palheta em argila natural e amolgada
Fonte: Baroni (2010)

2.3 Ensaios laboratoriais – adensamento oedométrico

A NBR 12007 (ABNT, 1990), diz que o ensaio de adensamento oedométrico consiste na compressão do solo contido dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral.

Almeida (2010) menciona que o ensaio de adensamento oedométrico é essencial para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. Isto se deve a simulação do comportamento do solo quando é comprimido pela ação do peso de novas camadas de solo, construção de aterros ou outras cargas externas.

Dentre os parâmetros de compressibilidade que o engenheiro geotécnico necessita para a concepção de projetos e estudo do comportamento dos solos, destacam-se a pressão de pré-adensamento (p'_a) o índice de compressão (C_c) e o coeficiente de adensamento (C_v).

Ainda, segundo este autor, o estudo de compressibilidade dos solos é normalmente efetuado utilizando-se o oedômetro, que foi desenvolvido por Terzaghi para o estudo das características de

compressibilidade e da taxa de compressão do solo com o tempo.

A Figura 8 apresenta um exemplo esquemático do aspecto do recipiente do aparelho em que é colocada a amostra, utilizado nos ensaio de compressão confinada.

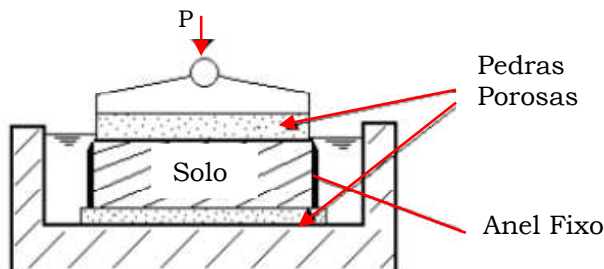


Figura 8 – Oedometro utilizado em ensaios de compressão

O ensaio consiste na compressão de uma amostra de solo, compactada ou indeformada, pela aplicação valores crescentes de tensão vertical (σ'_v), sob a condição de deformação radial nula, $\epsilon_h=0$, (%). As condições de contorno ainda envolvem os fatores de deformação vertical (ϵ_v) e tensão horizontal (σ'_h) descritos na Figura 9.

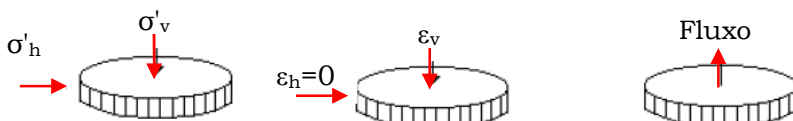


Figura 9 – Condições de contorno do ensaio de compressão confinada

A tensão máxima a ser aplicada deve ser escolhida em função da história de tensões do depósito e da altura de aterro a ser aplicada. Com isso, para argilas muito mole deve-se iniciar com tensões verticais baixas, de 1,5 ou 3 kPa, dobrando-se a carga em sequência até atingir a tensão vertical necessária, que mesmo para aterros baixos, deve ser no mínimo da ordem de 400 kPa. Ensaios usuais tem duração de cerca de duas semanas, em particular no caso de inclusão de um ciclo de descarregamento, para avaliação da magnitude dos recalques secundários (ALMEIDA, 2010).

Segundo a NBR 12007, no ensaio deve-se utilizar amostra indeformada ou compactada, para a conservação do índice de vazios, da umidade e da estrutura do solo. As amostras são coletadas em campo por meio de tubo amostrador Shelby. O armazenamento em laboratório é feito em câmara úmida para manter a umidade da amostra, segundo a Figura 10.



(a) Tubo Shelby



(b) Cravação



(c) Vedação das extremidades



(d) Armazenamento em câmara úmida

Figura 10 - Coleta e armazenamento das amostras de solo
Fonte: Arquivo do Laboratório de Mecânica dos Solos - UFSC

Logo, o procedimento de ensaio resumido segundo notas da NBR 12007 é:

- Aplicação do carregamento
- Leituras, geralmente efetuadas em uma progressão geométrica do tempo (15 e 30 s; 1, 2, 4 e 8 min, ... 24 h), dos deslocamentos verticais do topo da amostra através de um extensômetro
- Plotar gráficos com as leituras efetuadas da variação da altura ou recalque *versus* tensões aplicadas

- A partir da interpretação dos gráficos, decidir se um novo carregamento deve ser aplicado. Repetem-se os processos anteriores.

2.4 Estimativa de parâmetros geotécnicos em solos argilosos

2.4.1 Fator de Cone

Segundo Robertson (2009), para solos argilosos, o equipamento de SPT não possui grande utilidade para as definições e parâmetros de resistência. A resistência de cone (q_t) é alta em areias e baixas em argilas, e a razão de atrito (R_f) é alta em argilas e baixa em areias. Assim inutilizando o uso de valores de N_{spt} e surgindo um novo fator: o N_{kt} .

O Fator de Cone, N_{kt} é o utilizado para depósitos argilosos, que significa a estimativa do fator de capacidade de carga que pode ser obtida por meio da aplicação da teoria de equilíbrio limite ou do método de trajetória de deformações (SCHNAID, 2010).

Segundo Almeida (1996), a engenharia Brasileira usa predominantemente a correlação de ensaios de Piezocone e resistência não drenada (obtidos pelo ensaio de Vane Test), para encontrar o fator de cone (N_{kt}) como mostrado na equação (7).

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_u} \quad (7)$$

Onde: q_t é a resistência de ponta do cone, σ_{vo} é a tensão vertical total; S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada.

O gráfico (Figura 11) apresenta um exemplo de obtenção de N_{kt} por meio da relação entre ensaios de cone e palheta, localizado em Florianópolis/SC. Segundo Magnani (2006), à nuvem de pontos plotados foi aplicada uma regressão linear para determinar o coeficiente de inclinação da melhor reta que passa pela origem, obtido como 0,0836, e, portanto resultando em $N_{kt} = 11,96 = 12$.

Na mesma figura estão plotadas as retas com valores de inclinação 20% superior e 20% inferior à melhor reta,

correspondentes a valores de $N_{kt}=10$ e 14 (MAGNANI, 2006).

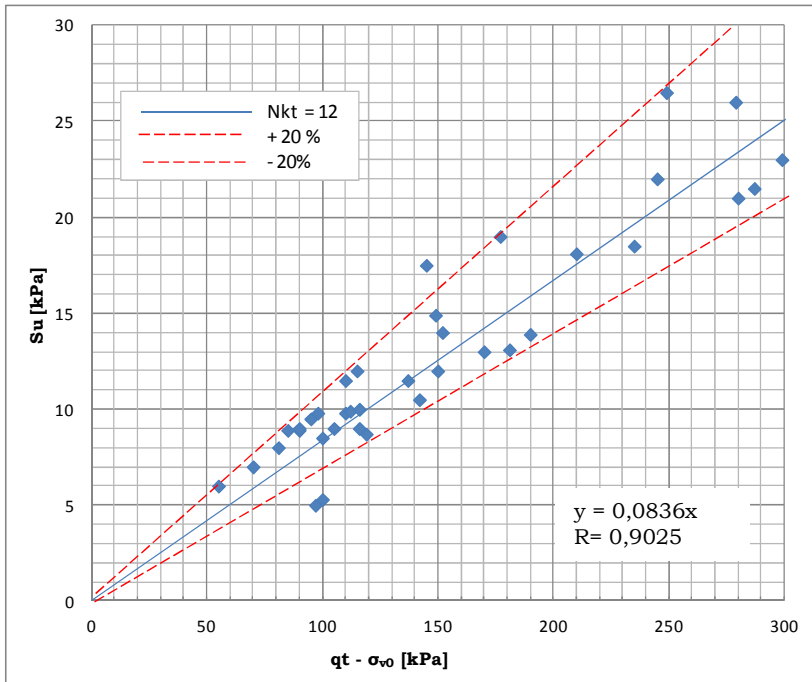


Figura 11 – Correlação de N_{kt} de uma região de Florianópolis-SC
Fonte: Magnani (2006)

Observa-se na Figura 11, que existe uma dispersão variando em torno de 20% nos valores medidos.

Schnaid (2010) aponta as pesquisas de Lunne et al. (1992), Aas et al. (1986), Houslsby e Tech (1988), Schnaid e Rocha Filho (1995) e Schnaid (2009) onde isto pode ser atribuído a fatores ligados à execução do ensaio (velocidade de penetração e amolgamento) e à variabilidade do solo (anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade).

Este autor ainda diz que a previsão da resistência ao cisalhamento não drenada é empírica, porém existem trabalhos pioneiros como Baligh (1986), que aumentam o grau de confiabilidade atribuído a determinação de S_u .

Essa abordagem permite a determinação de N_{kt} segundo a expressão descrita por Houlsby e Tech (1988) e expressa pela equação (8):

$$N_{kt} = \left(1 + \frac{I_r}{1500}\right) \times (1 + \ln I_r) + 2,4\lambda_f - 0,2\lambda_s - 1,8\Delta \quad (8)$$

Onde: I_r é o índice de rigidez ($=G/S_u$); G é o módulo de rigidez (Pa); λ_f é o fator de adesão na fase do cone; λ_s é o fator de adesão no fuste do cone.

Segundo Schnaid (2010), as previsões baseadas nas abordagens empírica e numérica produzem valores da mesma ordem de grandeza. Assim, a concordância entre valores previstos e valores medidos aumenta a confiabilidade de aplicação dessa metodologia na estimativa de S_u .

A Tabela 3 mostra resultados de valores de N_{kt} obtidos em solos Brasileiros. Esses valores podem ser usados como referência na previsão de propriedades em obras de engenharia, porém é aconselhável determinar o fator localmente, para visar uma maior precisão na obtenção de S_u quando da utilização do Piezocone (SCHNAID, 2010).

Tabela 3 – Fator de cone de algumas argilas brasileiras

Autor	Local	N_{kt}
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuá/RJ	10-15
Danzoger (1990)	Sarapuá/RJ	8-12
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16

Fonte: Schnaid (2000)

2.4.2 Resistência ao cisalhamento não drenada

Segundo DAS (2007), a Resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que a massa do solo pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior.

Quando um carregamento é aplicado em uma massa de solo saturada, ocorrem variações de tensões totais nas

vizinhanças do local de aplicação da carga. Estas variações de tensões totais geram excessos de poro-pressão (Notas de aula de Ribeiro Junior).

Para solos de baixa permeabilidade, como no caso de argilas, é comum que quase nenhuma dissipação ocorra durante a aplicação da carga. Esta situação caracteriza uma situação não drenada.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) podem ser utilizados para estudar problemas de estabilidade relativos a casos em que o solo é de início totalmente adensado e, então, ocorre rápido carregamento (DAS, 2007).

Assim, segundo Schnaid (2010) a determinação de valores representativos da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) da argila, constitui-se em fator determinante de projeto. Porque estes valores permitiram: a avaliação da estabilidade dos taludes de aterro, o dimensionamento de fundações e pavimentos.

Os ensaios que são bastante utilizados para o cálculo de S_u são: Ensaio de Palheta e Piezocone.

A medida do torque *versus* rotação no ensaio de palheta permite a determinação dos valores da resistência não drenada do solo natural e amolgado (ALMEIDA, 2010).

A NBR10905 define a resistência não drenada (S_u), expressa em kPa, fornecida pelo ensaio de palheta, pela seguinte equação (9):

$$S_u = \frac{0,86 \times T}{\pi \times D_p^3} \quad (9)$$

Onde as hipóteses adotadas para calcular a resistência não drenada são: Condição não drenada, solo isotrópico e resistência constante no entorno da palheta. Para estas hipóteses, a razão altura (H_p) *versus* diâmetro (D_p) da palheta igual a 2 e (T) o máximo valor de torque medido [N·m], segundo a NBR 10905.

De acordo com Almeida (2010), em geral o ensaio mais utilizado para a determinação de S_u é o ensaio de palheta de campo, ao qual deve ser aplicada uma correção para obtenção da resistência a ser usada em projeto mostrada na equação (10):

$$S_{u(\text{projeto})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad (10)$$

Conhecida como μ , a correção de Bjerrum (1969, 1973) é a mais usada e decorre da diferença de velocidade de deformação cisalhante do ensaio de palheta em comparação com a velocidade de deformação cisalhante da construção do aterro, além de efeitos de anisotropia da argila.

O ensaio de Palheta fornece medidas pontuais diretas de S_u , enquanto o ensaio de piezocone fornece valores contínuos de S_u , porém indiretos, calculados a partir do fator de cone (N_{kt}), (BARONI, 2010).

O ensaio de cone mede a resistência à penetração no terreno, mas os resultados podem ser usados na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo (SCHNAID, 2010).

A resistência não drenada S_u do ensaio de piezocone pode ser estimada a partir de várias equações (LUNNE; ROBERTSON; POWELL, (1997); SCHNAID, (2008)).

As equações mais usadas relacionam resistência corrigida, q_t , do cone com o fator de cone, N_{kt} , conforme a equação (11):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (11)$$

Ou seja, um dos principais usos do ensaio de piezocone tem sido a obtenção de valores de resistência não drenada dos perfis de argila mole a partir de correlações com ensaios de palheta de campo (MAGNANI, 2006).

A Figura 12 mostra um exemplo de gráfico S_u versus profundidade, em que há valores de resistência calculada pelo ensaio de palheta, e indiretamente pelo ensaio de piezocone.

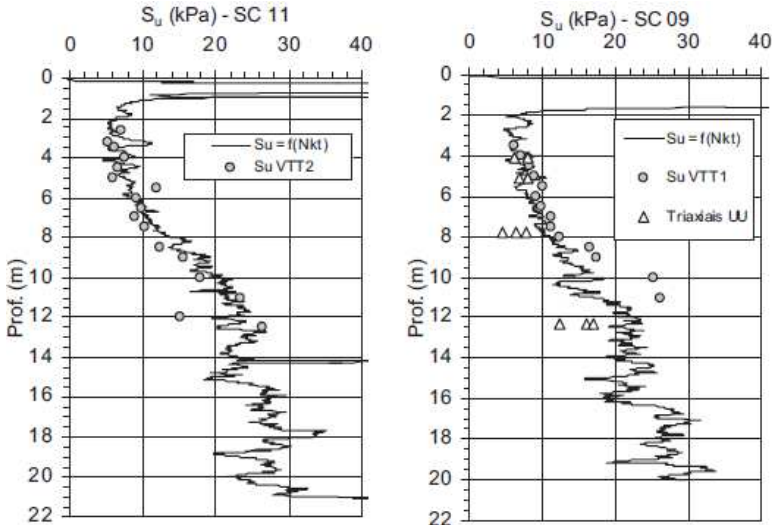


Figura 12 – Gráfico S_u versus profundidade

Fonte: Magnani (2006)

2.5 Análise de estabilidade do solo

Na fase operacional de um aterro de estrada, a camada de argila mole adensa-se, se tornando mais rija e conseqüentemente aumentando o coeficiente de segurança do solo. Logo, a estabilidade é um problema do período construtivo do aterro enquanto o recalque interessa na fase operacional (MASSAD, 2010).

De acordo com o manual do DNER (1990), tanto projetos convencionais quanto especiais de aterro deve seguir um roteiro básico tais como:

- a) Definição do talude (altura e inclinação);
- b) Análise da estabilidade.

Os métodos para análise da estabilidade usuais são baseados na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento (MASSAD, 2010).

Segundo Massad (2010), os métodos de equilíbrio-limite partem dos seguintes pressupostos:

- a) O solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe bruscamente sem se deformar;

b) As equações de equilíbrio estático são válidas até a eminência da ruptura, quando o processo é dinâmico;

c) O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, ignorando eventuais fenômenos de ruptura progressiva;

Na classe de métodos de cálculo existem diversas variantes conforme a Tabela 4.

Tabela 4 – Métodos de equilíbrio-limite

Método do círculo de atrito	
Métodos das cunhas	
Método Sueco	Método de Fellenius
	Bishop simplificado
	Método de Morgenstern-Price

Para análise de estabilidade utilizando esses métodos, existem programas de computador que facilitam a interpretação e o cálculo (DNER, 1990).

2.5.1 Fator de segurança

O F_s é o fator de segurança definido a partir de critérios de projeto, considerando a importância da obra.

Segundo Almeida (2010), no geral utilizam-se valores de F_s superiores a 1,5, sendo aceitos valores menores que 1,3 no caso de cálculo de estabilidade para uma condição temporária, como exemplo, aterro construído em etapas com monitoramento de inclinômetros e sem que haja vizinhos próximos.

Segundo o manual DNER (1990), para construção de estradas o F_s deve ser na ordem de 1,5, pois valores menores resultarão em deformações prejudiciais ao uso da rodovia. Geralmente o F_s de 1,5 é utilizado em regiões onde apresenta risco de vítimas fatais, como, por exemplo, em áreas urbanas.

Para o caso de adotar coeficientes de segurança de até 1,3 (apenas quando deformações forem toleráveis) deve ser justificado (DNER, 1990) ou quando há uma investigação detalhada das camadas de solo, onde este fator pode ser confiável.

2.5.2 Investigações de recalques

No caso de aterros de estradas é importante a estimativa de recalques, pois tenta eliminar efeitos de ondulações na pista e ressaltos nos encontros de aterros com pontes e viadutos (MASSAD, 2010).

Um dos aspectos de maior interesse para a engenharia geotécnica é a determinação das deformações devidas a carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas a superfície, ou seja, os recalques das edificações com fundações superficiais (sapatas ou radiers) ou de aterros construídos sobre os terrenos (PINTO, 2002).

Segundo Almeida (2010), os recalques são divididos em imediatos, recalques por adensamento primário, e recalques por compressão secundária.

O recalque total de um solo pode ser dividido em três parcelas: recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário. O mesmo é obtido pela soma destes três elementos de acordo com a equação (12):

$$\Delta h_T = \delta_i + \Delta h_p + \Delta h_{sec} \quad (12)$$

Onde: Δh_T é o recalque total [m]; δ_i é o recalque imediato [m]; Δh_p é o recalque por adensamento primário; Δh_{sec} é o recalque por adensamento secundário.

O recalque não drenado, ou recalque imediato (δ_i) decorre da aplicação de carga instantânea sem variação de volume da argila. Está associado a deformações elásticas cisalhantes a volume constante, logo após a colocação do aterro sobre o terreno, (DNER, 1990).

O recalque imediato (δ_i) é calculado conforme a equação (13):

$$\delta_i = 4 \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{b(1 - \mu_i^2)}{E} \quad (13)$$

Onde: $\Delta \sigma$ é a tensão aplicada [kPa]; b é a menor dimensão da sapata [m], considerando a geometria do aterro, largura da pista e acostamento, bem como a inclinação do aterro;

μ_i é o coeficiente de Poisson; E é o módulo de elasticidade [kPa].

Este recalque, também chamado de recalque elástico e tem maior interesse no estudo de solos arenosos e não saturados, pois o fator importante, nesse caso, são as deformações que ocorrem rapidamente no solo (ORTIGÃO, 2003).

Segundo Almeida (2010), em geral o recalque imediato é de pequena magnitude, quando comparado ao recalque por adensamento, particularmente no caso de aterros com grandes dimensões (comprimento e largura), comparadas à espessura da camada de argila mole.

O recalque por adensamento primário (Δh_p), ou recalque por adensamento, em geral responde pela maior parcela do recalque total e, é calculado segundo a equação (14), (DNER, 1990).

$$\Delta h_p = \Delta h_{Cr} + \Delta h_{Cc} \quad (14)$$

Onde: Δh_{Cr} é o recalque por adensamento primário no estágio de recompressão [m]; Δh_{Cc} é o recalque por adensamento primário no estágio de compressão [m].

O recalque primário é o que ocorre por adensamento devido à expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento (ORTIGÃO, 2003).

Quando um corpo de prova é carregado, existe inicialmente uma compressão inicial, pequena deformação imediata que não segue a teoria e que é devida à possível compressão de bolhas de ar que a amostra possa ter e a ajustes nas interfaces do corpo de prova com as pedras porosas. Inicia-se, então, a expulsão da água, devido à carga a que ficou submetida, tratada pela teoria do adensamento, e que recebe o nome de adensamento primário (PINTO, 2002).

Este mesmo autor menciona que a magnitude do recalque primário final deve ser calculada separando-se a camada de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento.

Segundo Almeida (2010), os parâmetros a serem utilizados são obtidos a partir da curva de compressão, conforme a Figura 13. Assim o recalque (Δh_p) depende da história de carregamento do solo e do nível de carregamento aplicado e, portanto é necessário conhecer a tensão de pré-adensamento do solo (p'_a) e a variação das tensões ($\Delta\sigma'$).

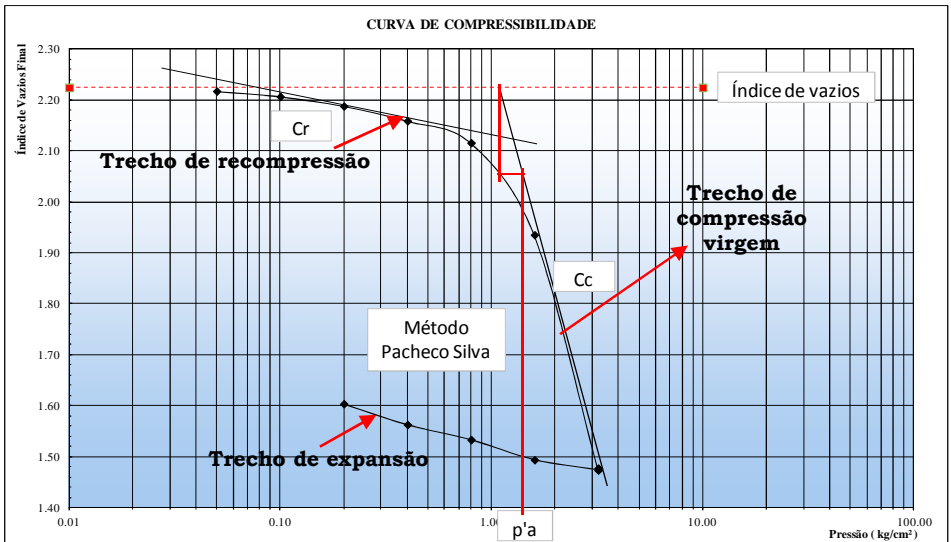


Figura 13 – Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão método de Pacheco Silva (1970)

Esses parâmetros são encontrados pelo método proposto por Pacheco Silva (1970) conforme descrito na norma MB-3336/1990. É utilizada a curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão obtida a partir do ensaio de adensamento oedométrico unidimensional.

Segundo Pinto (2000), a pressão de pré-adensamento (p'_a) corresponde a máxima pressão que o solo já suportou durante a sua formação. Comparando-se as tensões efetivas (σ_{v0}') atuantes sobre o solo no local de onde foi retirada a amostra com a tensão de pré-adensamento desta amostra, pode-se conhecer um pouco sobre a evolução do solo.

Então, comparando-se p'_a com σ_{v0}' tem-se:

- Solo normalmente adensado (NA), se $p'_a = \sigma_{vo}$ '. Isto indica que o solo nunca esteve submetido anteriormente a maiores tensões.

- Solo pré-adensado (PA), se $p'_a > \sigma_{vo}$ '. Isto indica que este solo no passado esteve sujeito a tensões maiores do que as atuais.

- Solo em processo de adensamento (SA), se $p'_a < \sigma_{vo}$ '. Isto ocorre quando o solo se encontra em processo de adensamento por carregamentos recentes.

Esses parâmetros são encontrados pelo método proposto por Pacheco Silva (1970) conforme descrito na norma MB-3336/1990. É utilizada a curva do índice de vazios em função do logaritmo da pressão obtida a partir do ensaio de adensamento oedométrico unidimensional

O recalque por compressão secundária, ou recalque secundário ($C_{\alpha e}$), é decorrente da compressão do esqueleto sólido e, portanto, não está associado à expulsão da água dos vazios do solo (DNER, 1990). É encontrado segundo a equação (15):

$$C_{\alpha e} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \quad (15)$$

Onde: C_{α} é o coeficiente de compressão secundária; e_p é o índice de vazios inicial da amostra.

A abordagem tradicional da compressão secundária ocorre principalmente ao fim do adensamento primário, ou seja, quando as tensões efetivas já se estabilizaram, caracterizando-se por recalques longos para acontecer (MARTINS, 2005).

Na maioria dos solos, a compressão secundária tem menor importância porque a sua magnitude é inferior à dos outros tipos de recalque, sendo por esta razão desconsiderada na maioria das análises. Entretanto, em argilas muito plásticas e solos orgânicos o recalque secundário é significativo e deve ser incorporado no projeto.

Em argilas moles, é necessário compensar os recalques secundários para que eles ocorram durante a

vida útil da obra, o que pode ser feito com sobrecarga temporária (MASSAD, 2010).

Essa forma de calcular recalques ignorou-se a rigidez própria dos aterros, que são considerados aplicando uma pressão flexível ao terreno. A consideração dessa rigidez e dos efeitos de terra armada (solos compactados com mantas geotêxteis) pode ser feita por meio de métodos mais refinados, como método dos elementos finitos (MASSAD, 2010).

Após calcular recalque, também é importante o cálculo para determinar o tempo necessário para que todo o recalque final se desenvolva. Segundo Massad (2010), deve-se recorrer à teoria do adensamento de Terzaghi, que supõe um processo de adensamento unidimensional e linearidade nas relações de tensão-deformação.

2.5.3 Processos construtivos

Segundo Massad (2010), para a construção de um aterro sobre solo mole, pode-se proceder de três formas:

- Lançar aterros sobre solo natural, como ele se encontra na natureza, assim convivendo com os problemas de estabilidade e recalque;
- Remover o solo mole, total ou parcialmente;
- Lançar os aterros após um tratamento de solo mole, cujas propriedades são melhoradas.

A Figura 14 mostra um esquema de técnicas empregadas para aterros sobre solos moles adaptado de Leroueil (1997).

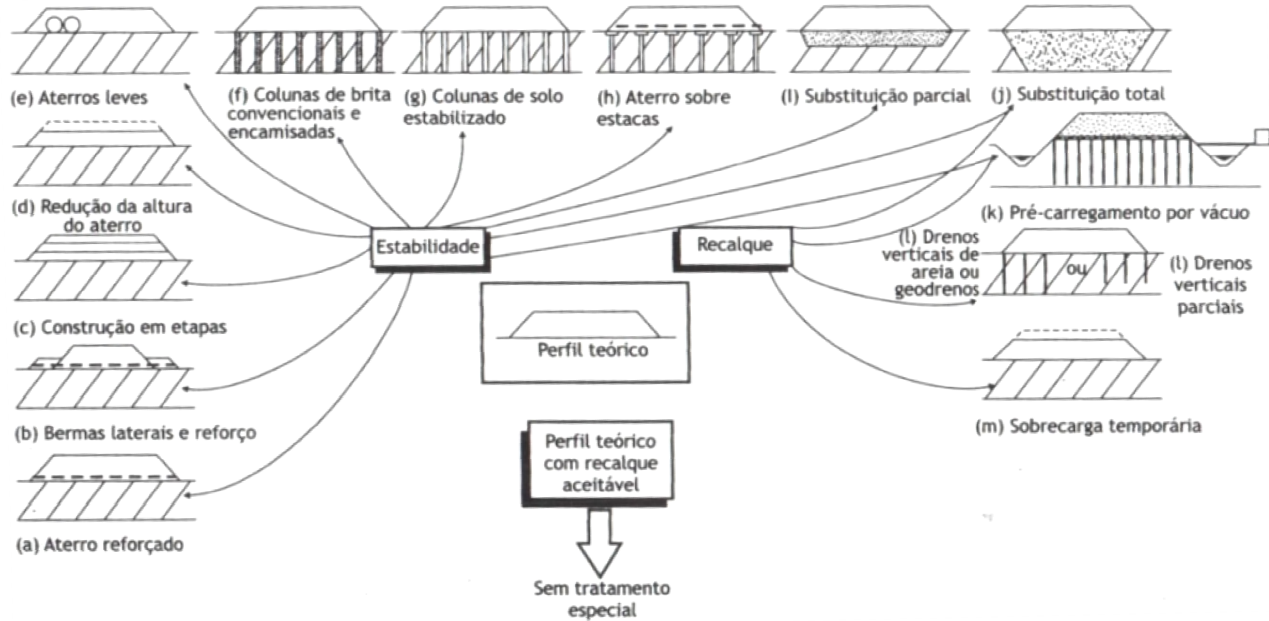


Figura 14 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles
 Fonte: Almeida (2010)

A escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos (ALMEIDA, 2010).

Uma forma utilizada para a construção de aterros é através do tratamento do solo mole. Existem várias técnicas e entre as mais conhecidas são: Construção em etapas, aplicação de sobrecargas temporárias, instalação de drenos verticais para acelerar o recalque, utilização de estacas, etc.

A utilização de cada técnica dependerá da situação do solo mole, e onde se encontra assim cabendo ao engenheiro definir a melhor forma de escolha.

Quando a resistência não drenada das camadas superiores do depósito mole é muito baixa, deve-se avaliar a redução da altura do aterro, essa redução pode não ser viável, em razão da cota de projeto ser acima da cota de inundação, ou quando a cota é definida no projeto geométrico da via (ALMEIDA, 2010).

A construção do aterro em etapas permite o ganho de resistência da argila ao longo do tempo, porém a estabilidade deve ser verificada para cada alteamento (ALMEIDA, 2010).

Massad comenta que a utilização de Bermas de equilíbrio é outra solução que pode ser adotada para aumentar a estabilidade.

Segundo Massad (2010), no caso de solos moles é comum o uso de reforço de geossintético associado à maioria das alternativas isto para aumentar o fator de segurança.

Quando o solo mole é muito espesso ou seu coeficiente de adensamento for baixo, podem-se empregar drenos verticais, que encurta a drenagem e aceleram o adensamento. Em casos em que empregam drenos verticais de areia para acelerar os recalques, a teoria de Barron (1948) permite a estimativa de velocidade de desenvolvimento dos recalques (MASSAD, 2010).

Atualmente em rodovias os geodrenos sintéticos são mais utilizados do que os de areia. A Figura 15 ilustra um modelo típico de geodreno implantado em rodovias, onde

as hastes das laterais e a placa se abrem no momento que é retirada a ponteira de cravamento no fim da camada.

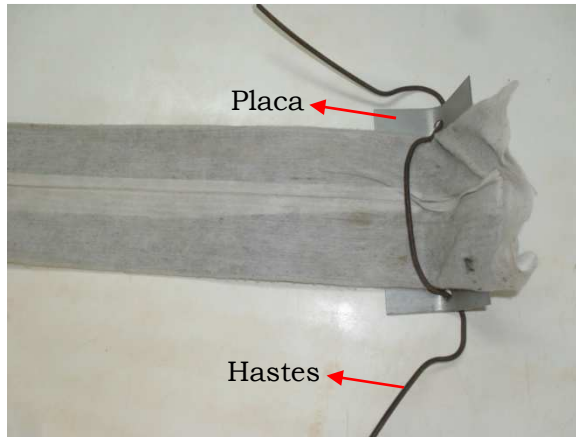


Figura 15 – Modelo típico de geodreno utilizado em rodovia

2.6 Estudos de caso em solos moles

Segundo Schnaid (2010), no Brasil há vários estudos dedicados à análise geotécnica das argilas, principalmente na costa litorânea, onde há um grande crescimento de infraestrutura e industrialização (SCHNAID, 2010).

Magnani (2006) realizou estudos de solo mole localizado no interior da Baía Sul da Ilha de Santa Catarina junto à Costeira de Pirajubaé, no município de Florianópolis, Estado de Santa Catarina. Onde obteve os dados relativos ao depósito a partir de ensaios de caracterização, de adensamento oedométrico e triaxiais convencionais, realizados em 1979.

O mesmo autor obteve valores de S_u de 4 a 8 $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$, crescendo com a profundidade e peso específico variando de 13,2 e 14,2 $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$.

Pesquisas feitas por Baroni (2010), em um depósito na região da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro foi determinados valores de N_{kt} variando de 7 a 17, sendo que foi adotado um valor médio 12. Estes valores estão de acordo com os resultados encontrados por Sandroni et

al.(1997), Schnaid (2009), e Almeida et al. (2010) para argilas brasileiras.

A obra de ampliação do terminal de passageiros do Aeroporto Internacional Salgado Filho, em Porto Alegre-RS, constitui-se em um problema clássico de aterro sobre solo mole. Foi construído um aterro compactado de 4 metros, este aterro atua sobre uma camada de argila de cerca de 8 metros de espessura podendo ocasionar recalques consideráveis e problemas de instabilidade.

Segundo Schnaid (2010), os parâmetros geotécnicos de interesse para análise da evolução de recalques no aeroporto de Salgado Filho e para eventual projeto de sistemas com drenos vieram de coeficientes C_v e C_h . Os valores de S_u permitiram a avaliação da estabilidade e o dimensionamento da fundação.

Almeida (2002), pesquisando o solo para ampliação da pista do aeroporto internacional de Guarulhos-SP, encontrou valores médios de fator de cone (N_{kt}) e resistência não drenada (S_u). Para o N_{kt} o autor encontrou dois valores para projeto e determinou o S_u de forma empírica e laboratorial e por meio dos dados de ensaios de campo, adotando por fim, um único valor deste parâmetro para as análises, Figura 16.

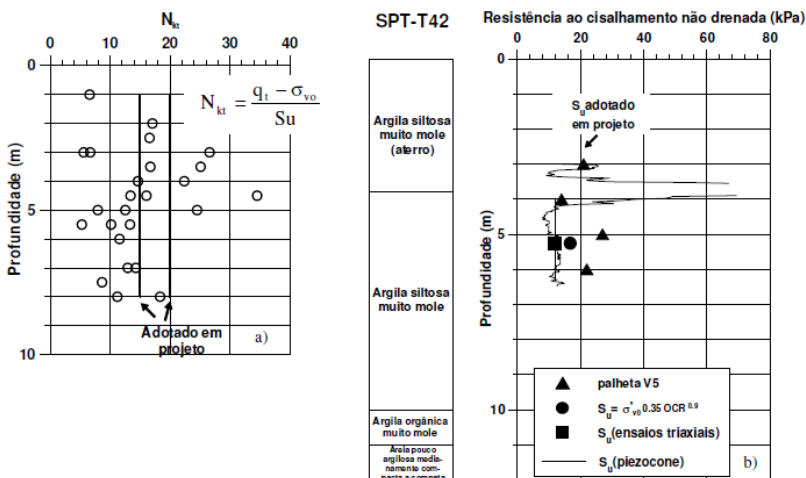


Figura 16 – Parâmetros de resistência do solo de Almeida (2002)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Área de estudos

A área em estudo localiza-se próximo ao município de Tubarão-SC (Figura 17). A implantação da rodovia está localizada entre os municípios de Tubarão e São Martinho, como mostrado na Figura 18.

Segundo dados da Prefeitura Municipal de Tubarão o município está localizado na região sul de Santa Catarina e, é sede da Associação dos Municípios da Região de Laguna (Amurel), formada por 17 municípios. Está a 140 km ao sul de Florianópolis, 57,2 Km ao norte de Criciúma e 336 Kilômetros ao norte de Porto Alegre.

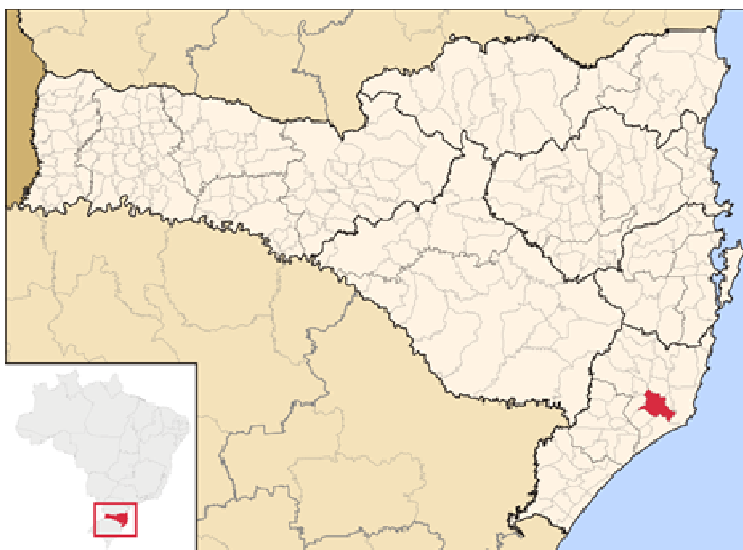


Figura 17 – Localização do município de Tubarão
Fonte: WIKIPÉDIA (2013)

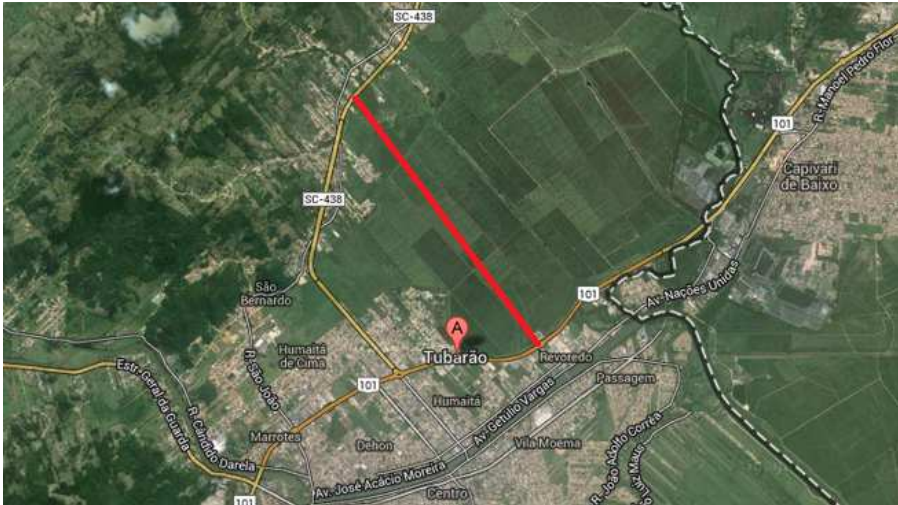


Figura 18 – Localização da rodovia
Fonte: Google Maps (2013)

O comprimento total da rodovia é de aproximadamente 4 km de extensão e será o objeto de investigações do comportamento do solo quanto à implantação desta obra.

3.1.1 Pedologia

Os dados pedológicos do município descrevem predominância dos solos classificados como ARGISSOLOS (Figura 19). Também chamados de Argissolos Vermelho-Amarelos (PVA) os quais são desenvolvidos de rochas cristalinas ou sob influência destas. Apresenta horizonte de acumulação de argila, B textural (Bt), onde há textura franco arenosa com incremento de argila, com cores vermelho-amareladas devido à presença da mistura dos óxidos de ferro hematita e goethita (EMBRAPA, 2012)



Figura 19 – Pedologia da Região
Fonte: IBGE (2001)

3.1.2 Geologia

Segundo o mapeamento realizado pelo Plano Nacional do Gerenciamento Costeiro, a geologia do estado de Santa Catarina apresenta-se bastante diversificada.

As características geológicas mais presentes no município são: Suíte Intrusiva Tabuleiro, Sedimentos siltico-arenosos e sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica de origem fluvio-lagunar (HIGASHI, 2001).

Apesar da grande influência destas geologias, outras unidades podem ser detectadas segundo a Tabela 5.

Tabela 5 – Unidades geológicas do município de Tubarão
Fonte: HIGASHI (2001)

Unidade Geológica	Descrição
JKsg	Formação Serra Geral
PSpg	Suíte Intrusiva Pedras Grandes
Prs	Formação Rio do Sul
PSt	Suíte Intrusiva Tabuleiro
QHa	Sedimentos aluvionares, siltico-argilosos, areias
QHca	Sedimentos colúvio-eluviais indiferentes

3.2 Metodologia

A metodologia utilizada neste trabalho refere-se a uma análise de dados de solos obtidos em um banco de dados geotécnicos.

Foram utilizados dados de ensaios de Cone (SPT), Piezocone (CPTu) e ensaio de palheta (*Vane test*), bem como dados de ensaios laboratoriais de adensamento.

Após as considerações iniciais foram analisadas as condições de estabilidade do aterro com a identificação do fator de segurança pelo programa *slide* 6.0 e com o cálculo dos recalques e aceleração dos mesmos.

3.3 Determinação do perfil estratigráfico

A partir dos dados de sondagem SPT, o perfil estratigráfico do solo pode ser constituído e subdividido em nove pontos para a definição dos locais de realização dos ensaios de Piezocone e Palheta.

A Tabela 6, ilustra o perfil com o detalhamento das camadas e cotas, as posições do SPT, CPTu e Palheta.

Tabela 6 – Subdivisão dos trechos da rodovia

Trechos	Nomenclatura	Figuras
1	SP - 01 a SP - 03	Figura 20
2	SP - 03 a SP - 05	Figura 21
3	SP - 05 a SP - 07	Figura 22
4	SP - 07 a SP - 09	Figura 23
5	SP - 09 a SP - 12	Figura 24

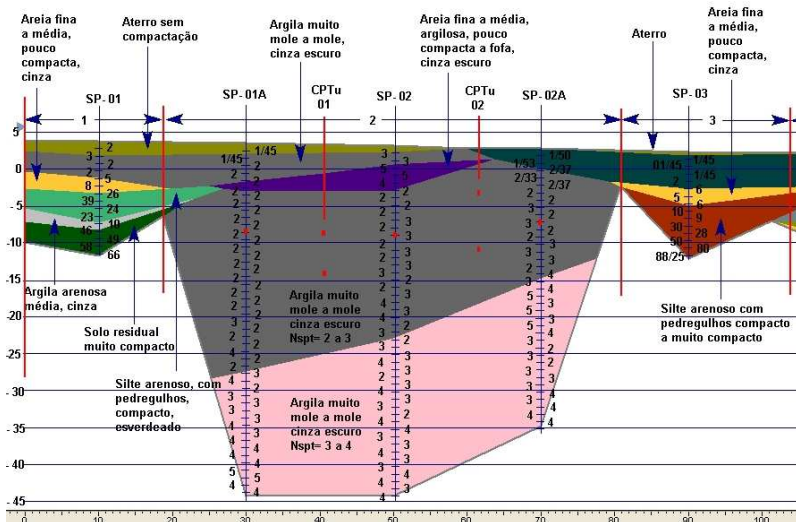


Figura 20 – Perfil estratigráfico da sondagem - 01
 Fonte: MACCARINI (2013)

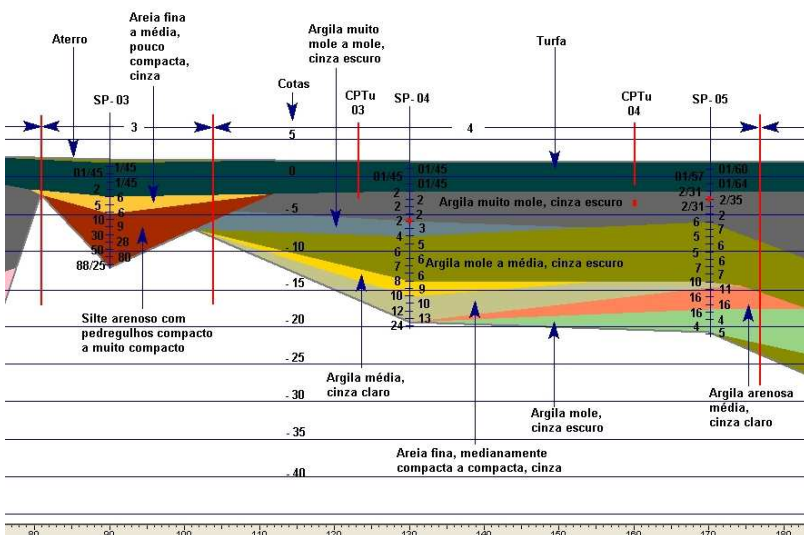


Figura 21 – Perfil estratigráfico da sondagem - 02
 Fonte: MACCARINI (2013)

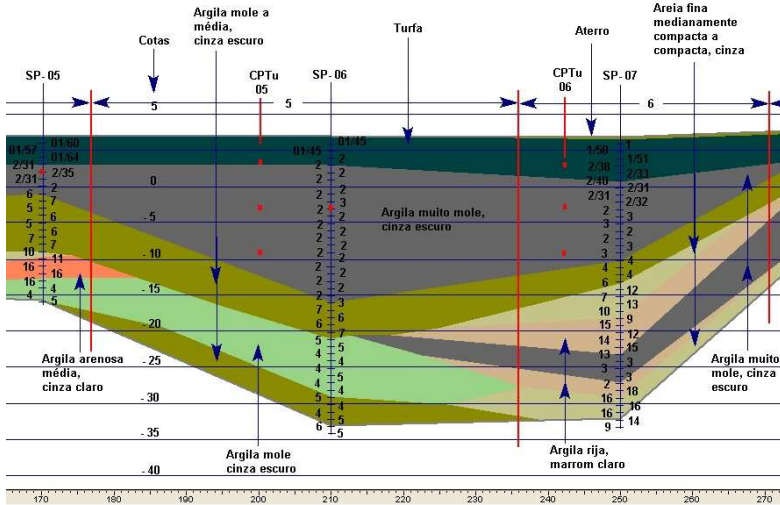


Figura 22 – Perfil estratigráfico da sondagem - 03
 Fonte: MACCARINI (2013)

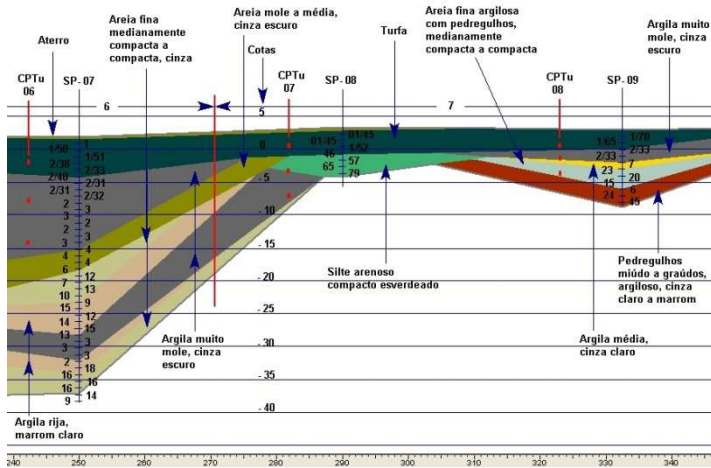


Figura 23 – Perfil estratigráfico da sondagem - 04
 Fonte: MACCARINI (2013)

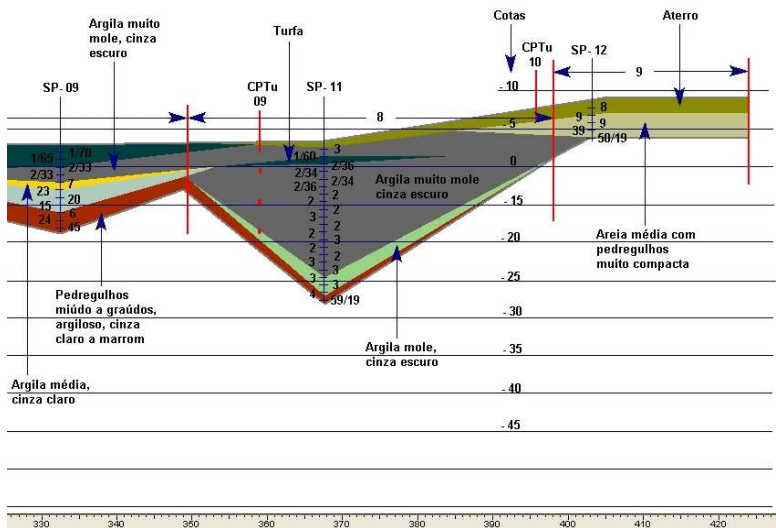


Figura 24 – Perfil estratigráfico da sondagem - 05
 Fonte: MACCARINI (2013)

3.4 Identificação dos fatores de resistência do solo

3.4.1 Determinação do peso específico do solo

Nesta pesquisa o peso específico do solo utilizado foi o peso do solo saturado, pois foi considerado que o nível do lençol freático está próximo a superfície.

Então a partir dos ensaios de adensamento, realizado em laboratório em amostras coletas por meio de tubo Shelby, foram obtidos os valores do peso específico para o solo úmido (γ_{sat}) para cinco pontos. Os dados foram retirados das planilhas de anotações do ensaio (como exemplo na Figura 25) e com os valores obtidos foi possível encontrar o peso específico saturado segundo a equação (16):

$$\gamma_{sat} = \gamma_{seco} \cdot (1 + w) \tag{16}$$

Onde: γ_{sat} é o peso específico do solo saturado [$kN \cdot m^{-3}$]; γ_{seco} é o peso específico do solo seco [$kN \cdot m^{-3}$]; e w é o teor de umidade [%].

Teor de Umidade		Características da Amostra		Observações												
Capsula Nº	A105 A105	Densidade dos Grãos (g/cm³):	2,26	Área do Anel (cm²):	40											
Peso da Cápsula (g)	12,15 12,15	Peso Especifico Natural Seco (g/cm³):	0,70	Peso do Anel (g):	43,47											
Peso Cápsula + Solo Úmido (g)	108,49 108,49	Altura Inicial do Corpo de Prova (cm):	2,1	Peso Anel + Solo Úmido (g):	159,08											
Peso Cápsula + Solo Seco (g)	61,21 61,21	Altura de Grãos (cm):	0,65	Altura do Anel (cm):	2,10											
Teor de Umidade	96,4% 96,4%															
Teor de Umidade Médio	96,4%															
Dados de Ensaio																
Estágio	Peso (kg)	Pressão (kg/cm²)	190 (mm)	190 (s)	h90 (cm)	Cv (cm²/s)	li (mm)	lf (mm)	hi (cm)	hf (cm)	ei	ef	Δe	ΔP (kg/cm²)	av (cm²/kg)	k (cm/s)

Figura 25 – Parâmetros medidos no ensaio de adensamento oedométrico convencional

A nomenclatura adotada para cada ponto foi denominada segundo os pontos do ensaio de Piezocone (CPTu). Então com o valor do peso específico dos pontos de ensaio foi possível encontrar os valores das demais camadas da estratigrafia, a partir de aproximações dos valores calculados pelo ensaio de adensamento. Ainda para cada ponto nas camadas subjacentes foi definido valores de pesos específicos conforme o aumento da profundidade e subdivisão das camadas.

3.4.2 Determinação da tensão vertical

A tensão vertical total do solo (σ_{vo}) é a utilizada para os cálculos, pois é considerada a parcela de poro-pressão atuante, uma vez que, como já mencionado o solo é considerado saturado.

Assim, esta tensão foi identificada para cada divisão de camada e profundidades nos oito pontos de realização dos ensaios de Palheta e Piezocone, através da equação (17) e da equação (18):

$$\sigma_{vo} = q_t \cdot h \quad (17)$$

$$\sigma_{vo} = q_t \cdot z \quad (18)$$

Onde: σ_{vo} é a tensão vertical total do solo [kPa]; q_t é a resistência de ponta corrigida [kPa], determinada pelo ensaio de Piezocone; h são as profundidades [m] medidas pelo ensaio de Piezocone; z é profundidade [m] no ponto de medida do ensaio de Palheta.

3.4.3 Fator de cone e da resistência não drenada

O ensaio de palheta fornece a resistência não drenada do solo S_u [kPa]. A partir dos dados medidos neste ensaio foi possível calcular os valores do fator de cone (N_{kt}) para cinco pontos de ensaio de Palheta pela equação (19):

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_u} \quad (19)$$

Com os valores de N_{kt} encontrados pela equação (19) foi possível obter uma média desses valores para cada local de ensaio de Piezocone, por meio da equação (20):

$$N_{kt} \text{ médio} = \frac{N_{kt1} + \dots + N_{ktn}}{n} \quad (20)$$

Onde: N_{kt1} é o valor inicial; N_{ktn} é o valor final; n é o número de valores de N_{kt} .

Adotando o valor médio de N_{kt} para cada ponto do ensaio de Piezocone foi possível encontrar o S_u nas demais profundidades deste ensaio, equação (21):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (21)$$

Os ensaios de Piezocone (CPTu) foram realizados em nove pontos e os de Palheta (S_u) em oito pontos. Como a obtenção dos valores de N_{kt} depende dos dados do ensaio de Palheta, foi possível encontrar os valores de N_{kt} para os oito pontos do ensaio de Palheta. Em cada ponto foram realizadas medidas de S_u em diferentes profundidades e a partir disso, a média dos valores de N_{kt} foi encontrada para cada um desses pontos.

Plotando os valores de N_{kt} com a profundidade foi encontrada a faixa de valores que este se encontra e assim, definido um valor único deste fator para representação em

projeto. No entanto, neste trabalho, para uma análise aprofundada o N_{kt} utilizado para fins de cálculo foi o médio para cada CPTu analisado.

Com os valores de N_{kt} médios encontrados foi realizada uma correlação com resultados determinados por outras pesquisas.

A partir dos valores de S_u foram obtidos para cada ponto de ensaio de Piezocone e Palheta, um gráfico S_u versus profundidade. Assim, foi possível construir gráficos para pontos de ensaio e escolhido um valor de S_u médio para cada gráfico.

Para a análise de estabilidade de ruptura, neste trabalho foi analisado apenas um dos perfis da rodovia, ou seja, o que apresentou menor valor de S_u , dentre os pontos onde foi realizado o ensaio de adensamento.

O S_u do perfil analisado foi encontrado por meio da subdivisão das camadas de solo e determinado conforme os dados do gráfico.

3.5 Análise da estabilidade do solo

3.5.1 Identificação do fator de segurança do aterro

O fator de segurança (Fs) foi identificado para o trecho da rodovia que apresentou menor valor de resistência, ou seja, o trecho 6, que engloba os dados de CPTu 6 com resistência média de 11 kPa.

O programa de estabilidade utilizado foi o *Slide 6.0*, visando maior precisão na identificação do fator de segurança. Com ele é possível calcular um número maior de iterações, sendo que ele analisa as condições de construção do aterro por alguns métodos de cálculo descritos na literatura. Outros parâmetros importantes na análise também são identificados no programa.

O fator de segurança é encontrado no programa pelo método de Bishop simplificado (Figura 26), cuja equação incorporada é a equação (22):

$$F_s = \frac{\sum \left[c_i \cdot l_i + \left(\frac{w_i}{\cos \alpha_i} - U_i \cdot l_i \right) \right]}{\sum \left\{ w_i \cdot \text{sen} \alpha_i \left[1 + \left(\frac{\text{tg} \phi_i \cdot \text{tg} \alpha_i}{F_s} \right) \right] \right\}} \quad (22)$$

Onde: c_i é a coesão do aterro [kPa]; l_i é o comprimento da fatia circular (lamela) [m]; w_i é a distância medida na vertical do centro da fatia [m]; R é o raio da circunferência de ruptura [m]; α_i ângulo formado pela intersecção das retas w_i e o raio [°]; U_i é a força normal efetiva na base da lamela [kPa]; ϕ_i é o ângulo de atrito [°].

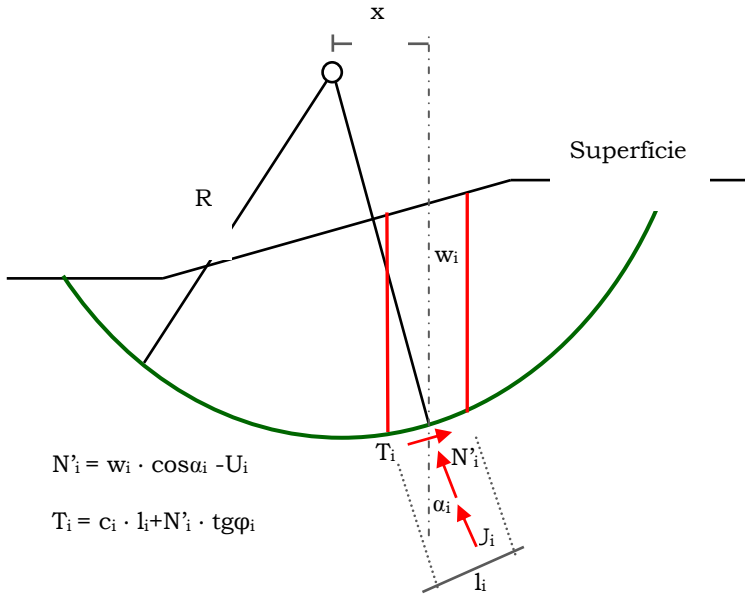


Figura 26 – Análise de superfície circular pelo método de Bishop

No programa, primeiramente são definidos os limites entre as camadas, as especificações de cada camada, do aterro e pavimento, nível de água e os parâmetros de resistência calculados anteriormente. Na sequência, é realizada a análise do F_s , interpretado os resultados e

inseridos métodos de melhorias para aumento do Fs, (caso necessário).

3.5.2 Investigações dos recalques do solo

Inicialmente a rodovia foi dividida em nove trechos, como descrito na estratigrafia, sendo que, distribuídos neles estão os cinco pontos de CPTu onde foram realizados os ensaios de adensamento. Então foi realizada uma nova divisão dos trechos com base nos resultados dos ensaios desses pontos, originando 4 trechos, conforme Figura 27.

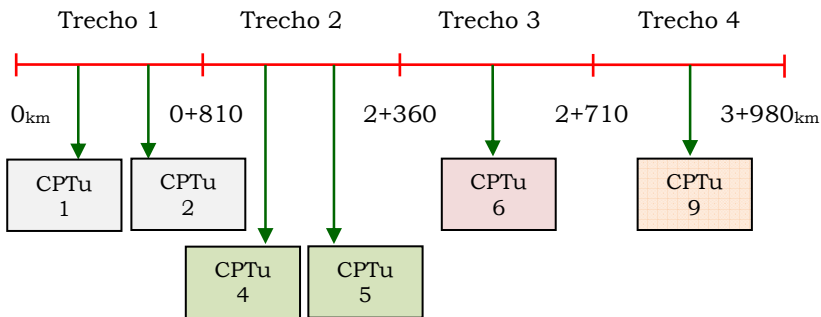


Figura 27 – Divisão dos trechos da rodovia

Assim, com os dados destes ensaios foi possível calcular diversos parâmetros para determinação dos recalques e tempo de previsão dos mesmos para os trechos. Os recalques totais são dados pela equação (12), no entanto, e para fim de análise por adensamento, serão desconsiderados o primeiro e o terceiro componente desta equação, correspondente ao recalque imediato, δ_i , equação (13) e recalque secundário Δh_{sec} , equação (15).

Ressalta-se que o recalque imediato tratando de argila sobre aterro não é necessário calcular, pois o recalque já acontece no momento da aplicação do aterro promovendo o adensamento. Já o recalque secundário apresenta valores mais atuantes em turfas.

Logo, o recalque por adensamento primário é dado pela equação (14) e assim, o recalque por adensamento

primário no estágio de recompressão é dado pela equação (23) e o de compressão pela equação (24):

$$\Delta h_{Cr} = h_{ca} \cdot \left(\frac{Cr}{(1 + e_0)} \right) \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \right) \quad (23)$$

$$\Delta h_{Cc} = h_{ca} \cdot \left(\frac{Cc}{(1 + e_0)} \right) \cdot \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_i} \right) \quad (24)$$

Onde: C_r é o coeficiente de recompressão; C_c é o coeficiente de compressão; σ'_i é a tensão normal do solo [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$]; σ'_f é a tensão do solo após a aplicação da carga [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$]. Em que, esta unidade é também considerada no Sistema internacional como kPa.

Os demais parâmetros a serem considerados para o cálculo dos recalques e tempo de recalques encontram-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros para o cálculo de recalque e tempo

Parâmetro	Descrição
H_{at}	Altura do aterro, constante para os trechos (3 m)
γ_{at}	Peso específico do solo do aterro compactado [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
γ_w	Peso específico da água [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
γ_{sat}	Peso específico do solo da camada saturada [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
h_{ca}	Altura da camada de solo em análise [m]
e_0	Índice de vazios inicial
e_1	Índice de vazios inicial das curvas de compressão e recompressão
e_2	Índice de vazios final das curvas de compressão e recompressão
p_1	Pressão inicial das curvas de compressão e recompressão [kPa]
p_2	Pressão final das curvas compressão/recompressão [kPa]
p'_a	Pressão de pré-adensamento [kPa]
C_v	Coeficiente de adensamento [$\text{cm}^2\cdot\text{s}$]
U_v	Grau de adensamento [%]
t_{90}	Tempo de ocorrência de recalque/90% [anos]
Tv_{90}	Fator tempo [adimensional]

Então, com os dados do ensaio de adensamento foi construída uma curva de compressibilidade (Figura 28), onde foram plotados os valores de pressão de carregamento e índice de vazios (e_0). Assim, para a identificação da pressão de pré-adensamento (p'_a), foi utilizado o método de Pacheco Silva (1970). Este método envolve o traçado de duas linhas retas tangenciais aos pontos. Os primeiros pontos originam a curva de recompressão (C_r) que sempre envolvem as pressões iniciais e menores variações do índice de vazios. Os demais pontos originam a curva de compressão (C_c). Ainda, o método utilizado envolve a inserção no gráfico dos valores do índice de vazios, e com isso, é possível realizar uma intersecção entre a curva do ensaio e encontrar a pressão de pré-adensamento (p'_a).

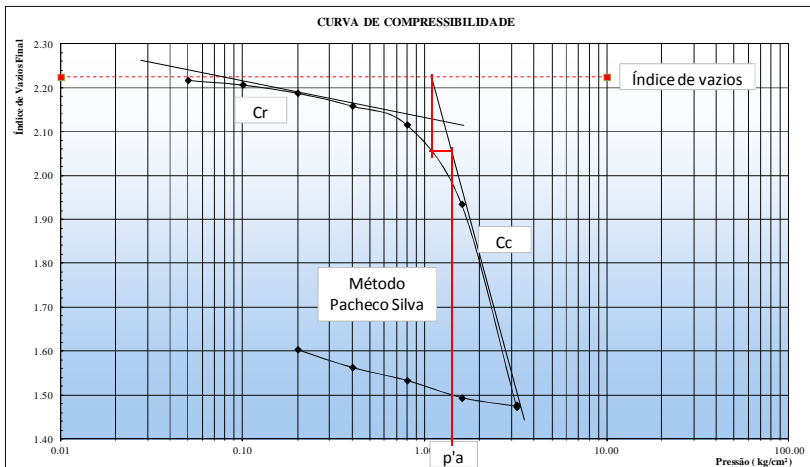


Figura 28 – Pressão de pré-adensamento-método de Pacheco Silva

Com a identificação deste parâmetro (p'_a) é realizada a análise do histórico de tensões atuantes no solo (σ'_i) por meio da equação (25) e das tensões considerando a aplicação da carga do aterro (σ'_t) com a equação (26). Além disso, a variação da tensão aplicada ($\Delta\sigma$), dada pela equação (27):

$$\sigma'_i = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h_{ca} \quad (25)$$

$$\sigma'_f = \sigma'_i + (H_{at} \cdot \gamma_{at}) \quad (26)$$

$$\Delta\sigma = \sigma'_f - \sigma'_i \quad (27)$$

Nesta etapa é realizada a análise de tensões em que o solo está submetido. Como as pressões de pré-adensamento registram o esforço máximo que o solo já sofreu as pressões que estiverem abaixo desta, serão consideradas como pressões de recompressão, (esforços que os solos já estão habituados), e são atribuídas a um coeficiente de recompressão (C_r).

Então, se o solo já sofreu adensamento, pré-adensado (PA), é válida a afirmação $p'_a > \sigma'_i$.

Para as pressões localizadas acima da pressão de pré-adensamento o solo está submetido a um esforço para o qual ele não está habituado. A esse esforço atribui-se o coeficiente de compressão (C_c), que é aquele que indica o quanto um solo sofrerá adensamento em função de uma carga que ele não está habituado a receber.

Então, se o solo encontra-se em processo de adensamento, sobre adensado, (SA), é válida a afirmação $p'_a < \sigma'_f$.

O coeficiente de recompressão, por sua vez é encontrado por meio da equação (28) e o de compressão pela equação (29):

$$C_r = \frac{\Delta e}{\log \frac{p_2}{p_1}} = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (28)$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{p_2}{p_1}} = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (29)$$

Assim, o recalque foi determinado, sendo que o tempo para o recalque acontecer foi encontrado com a equação (30), método de Taylor onde o cálculo é realizado para uma porcentagem de grau de adensamento de 90%, e com a equação (31), válida para um grau de adensamento superior a 60%, segundo o método.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h_{ca}^2} \quad (30)$$

$$T_v = -0.9332 \cdot \log(1 - U_v) - 0.0851 \quad (31)$$

Reescrevendo essas equações em função do tempo é obtida a equação (32):

$$t = \frac{(-0.9332 \cdot \log(1 - U_v) - 0.0851) \cdot h_{ca}^2}{C_v} \quad (32)$$

A altura da camada foi definida, segundo composições das demais camadas inferiores, neste caso, como não há uma face drenante acima, adota-se o próprio valor da profundidade da camada onde foram realizados os ensaios, pois a água percorrerá um único caminho de saída.

O valor do C_v [m^2 -dia] foi obtido através de um valor interpolado para o estágio do ensaio de adensamento em que se encontra a pressão final (σ'_f) que o solo estará submetido. Isto porque a pressão final que a obra causará está compreendida entre as pressões aplicadas nestes estágios.

No ensaio de adensamento os valores de C_v para todos os estágios foram obtidos a partir do gráfico da curva deformação vertical por raiz quadrada do tempo, como exemplo na Figura 29 e calculado segundo a equação (33):

$$C_v = \frac{T_{v90} \cdot (h_{ca90})^2}{t_{90}} \quad (33)$$

Onde: T_{v90} é o fator tempo para 90% de recalques [adimensional]; t_{90} é o tempo correspondente à ocorrência de 90% do adensamento primário [anos]; h_{ca90} é a altura da camada, definida em função de uma ou mais camadas drenantes, para 90% de recalque [m].

Logo, h_{ca90} é encontrada pela equação (34) e t_{90} pela equação (35):

$$h_{ca90} = h_i [(l_0 - l_{90}) \cdot 0.1] \quad (34)$$

$$t_{90} = (\sqrt{t_{90}})^2 \quad (35)$$

Onde: h_i é a altura inicial para 90% de recalque [m]; l_0 é a leitura inicial do ensaio no estágio [m]; l_{90} é a leitura para o índice 90% [m].

Os valores de t_{90} e l_{90} são encontrados com o traçado de uma linha reta abrangente aos pontos iniciais até cruzar o eixo do tempo (Figura 29). O valor de intersecção é multiplicado a constante 1.15 e construída uma nova reta ligando o ponto inicial do traçado anterior com o novo valor de tempo. Assim, no ponto que está tangente a reta seguem as coordenadas/valores de busca.

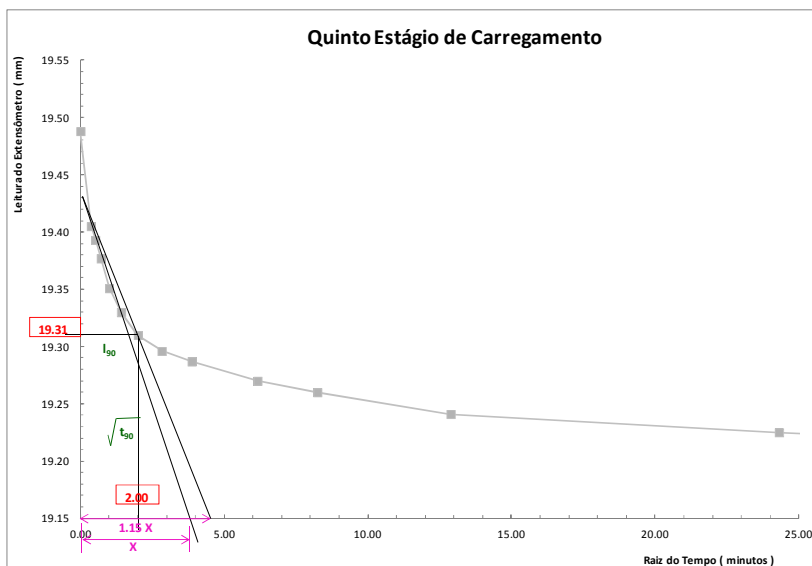


Figura 29 – Identificação dos parâmetros para o cálculo de C_v pelo método de Taylor - quinto estágio do CPTu 1

3.5.3 Aceleração dos recalques

A aceleração dos recalques, principalmente os maiores, é necessária para que o solo estabilize-se mais rapidamente. A solução adotada foi a utilização de geodrenos, os quais têm a função de retirada da água das camadas. Adotando esta medida, os benefícios para a rodovia, serão: a) aumento da resistência da camada de

fundação, ainda durante a construção do aterro; b) a diminuição significativa de irregularidades na pista, especialmente em encontros de pontes e viadutos; c) diminuição de esforços horizontais nas estacas de pontes e viadutos.

Então o cálculo do geodreno é realizado com a teoria desenvolvida por Carillo em 1942, descrita por Richard (1957), segundo DNER (1990).

O grau de adensamento (U_v) é encontrado pelo ábaco do Anexo 1, Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. O grau de adensamento total (U) é a porcentagem de tempo de recalques desejada, neste caso, 90%. O grau de adensamento horizontal (U_h) é dado pela equação (36):

$$1 - U = (1 - U_v) - (1 - U_h) \quad (36)$$

Utilizando os ábacos da Teoria de Baron (Anexo 2), obtém-se o diâmetro do geodreno (D_g), em metros, considerando um diâmetro equivalente (d_{equ}) para o mesmo de 0,0656 m. Ainda, o coeficiente de adensamento horizontal (C_h) foi obtido pelos dados de dissipação medidos em campo com o ensaio de Piezocone.

O tempo para que ocorra 80% da aceleração do adensamento foi estimado conforme calendário de início da obra, neste caso, 10 meses.

Após a determinação deste tempo é calculado o espaçamento (S) do geodreno, adotando uma malha triangular (Figura 30), calculado pela equação (37):

$$S = \frac{D_g}{1.05} \quad (37)$$

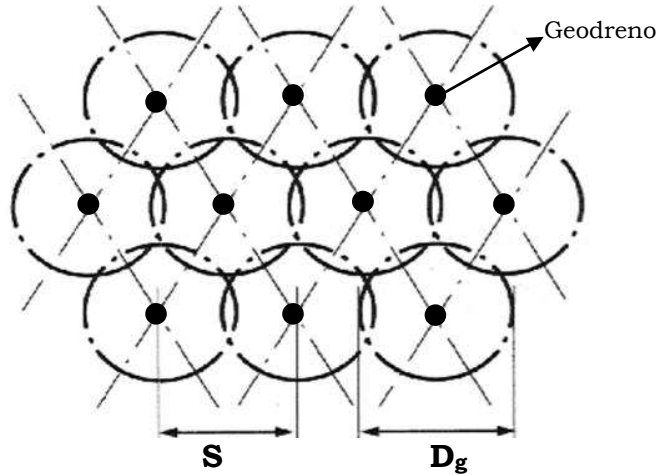


Figura 30 – Distribuição triangular da malha dos geodrenos
 Fonte: Modificado de DNER (1990)

Ressalta-se que o espaçamento (S) mínimo deve ser de 1.5 a 3.0, segundo DNER (1990).

Neste trabalho, foi calculado o comprimento de geodrenos (C_{geo}) apenas para um segmento dos trechos com a equação (38):

$$C_{geo} = \left(\frac{b_a \cdot l}{A} \right) \cdot p \quad (38)$$

Onde: b_a é a base da rodovia somada às distâncias de talude nas duas laterais [m]; l é o comprimento do segmento [m]; A é a área que o geodreno abrange; p é a profundidade do geodreno [m], determinado pelo perfil estratigráfico.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Fatores de resistência do solo

4.1.1 Cálculo do peso específico das camadas

O peso específico (γ_{sat}) para cada ponto dos ensaios de Piezocone (CPTu) foi obtido pelos dados do ensaio de adensamento e distribuídos pelas camadas segundo sua composição e o acréscimo da profundidade.

Os ensaios de adensamento foram realizados em amostras de solo retiradas próximos aos pontos de CPTu 1 e 2, CPTu 5 e 6 e CPTu 9. Portanto para estes pontos o peso específico foi calculado segundo a equação (16).

O perfil de solo do ponto CPTu 1 (Tabela 8) e CPTu 2 (Tabela 9), segundo interpretações geotécnicas, apresenta similar composição de solo. Portanto, o valor do peso específico para ambos permaneceu constante, diferenciando-se somente nas profundidades de divisões das camadas.

Tabela 8 – Peso específico do ponto CPTu 1

Perfil do solo – CPTu 1	Profundidade [m]	γ_{sat} [kN·m ⁻³]
	0-12,6	13,8
	12,6-20	14,6
	20-20,2	15,5

Tabela 9 – Peso específico do ponto CPTu 2

Perfil do solo – CPTu 2	Profundidade [m]	γ_{sat} [kN·m ⁻³]
	0-6,6	13,8
	6,6-20	14,6
	20-20,2	15,5

O peso específico do solo para o perfil de solo do ponto CPTu 4 (Tabela 10) foi definido segundo o calculado para o tipo de solo do ponto CPTu 5 (Tabela 11) e do ponto CPTu 6 (Tabela 12). No entanto, por apresentar localização de retirada das amostras mais próximo da superfície, o valor adotado foi o menor valor, ou seja, do ponto de CPTu 6.

O peso específico do solo para o perfil de solo do ponto CPTu 7 (Tabela 13) foi definido segundo o calculado para o tipo de solo e profundidade para o ponto CPTu 9 (Tabela 15).

O peso específico do solo para o ponto de CPTu 8 (Tabela 14), foi definido segundo o perfil estratigráfico da camada superior (turfa) e a profundidade das demais camadas, ou seja, menor em relação aos outros pontos investigados. Portanto o valor adotado foi inferior ao menor valor encontrado pelos cálculos e pelas aproximações.

Tabela 10 – Peso específico do ponto CPTu 4

Perfil do solo – CPTu 4	Profundidade [m]	γ_{sat} [kN·m ⁻³]
	<p>0-5</p> <p>5-17</p>	<p>12,9</p> <p>13,1</p>

Tabela 11 – Peso específico do ponto CPTu 5

Perfil do solo – CPTu 5	Profundidade [m]	γ_{sat} [kN·m ⁻³]
	<p>0-4,6</p> <p>4,6-16</p> <p>16-20,2</p>	<p>14,6</p> <p>14,6</p> <p>14,9</p>

Tabela 12 – Peso específico do ponto CPTu 6

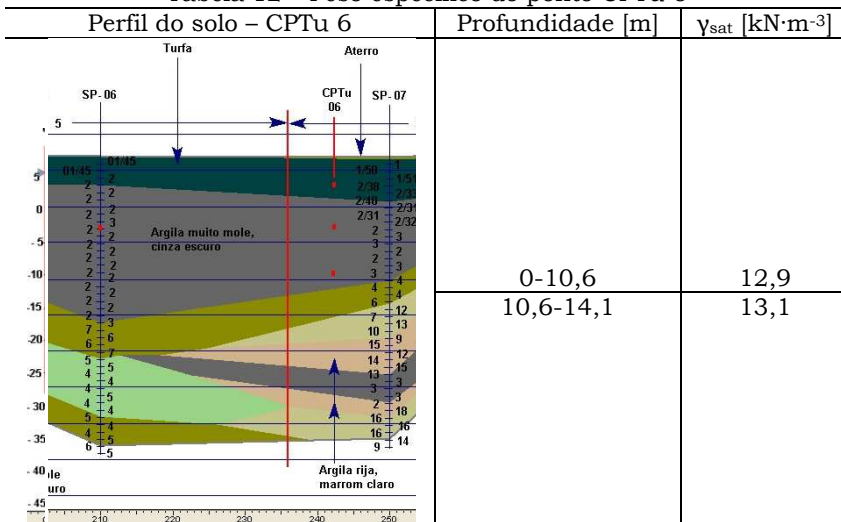


Tabela 13 – Peso específico do ponto CPTu 7

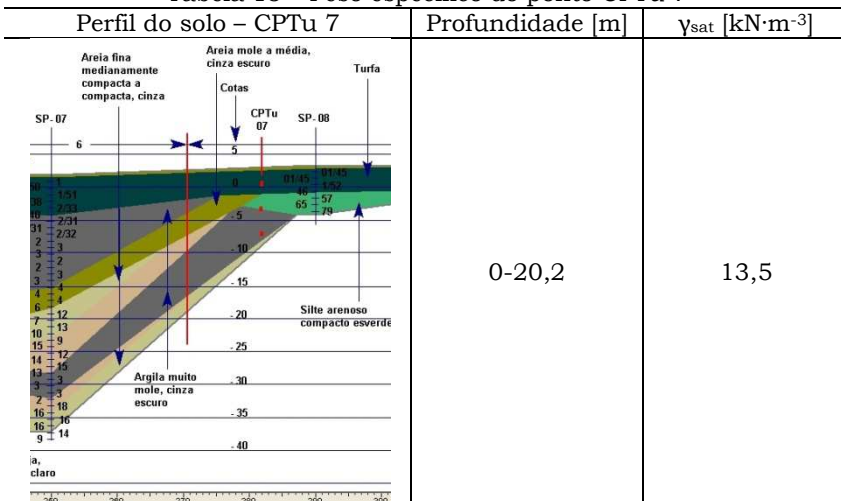


Tabela 14 – Peso específico do ponto CPTu 8

Perfil do solo – CPTu 8	Profundidade [m]	γ_{sat} [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
	0-17,4	12,0

Tabela 15 – Peso específico do ponto CPTu 9

Perfil do solo – CPTu 9	Profundidade [m]	γ_{sat} [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
	0-19,9	13,5

Não houve cálculo do peso específico para o ponto de CPTu 3, pois algumas características de resistência, necessárias para o cálculo não foram investigadas nele.

4.1.2 Cálculo da tensão vertical total

Com a definição dos valores de peso específico para as camadas foi possível calcular a tensão vertical total (σ_{vo}) pontualmente para as profundidades do ensaio de Piezocone e para as demais profundidades segundo a equação (17) e equação (19).

4.1.3 Cálculo do fator de cone

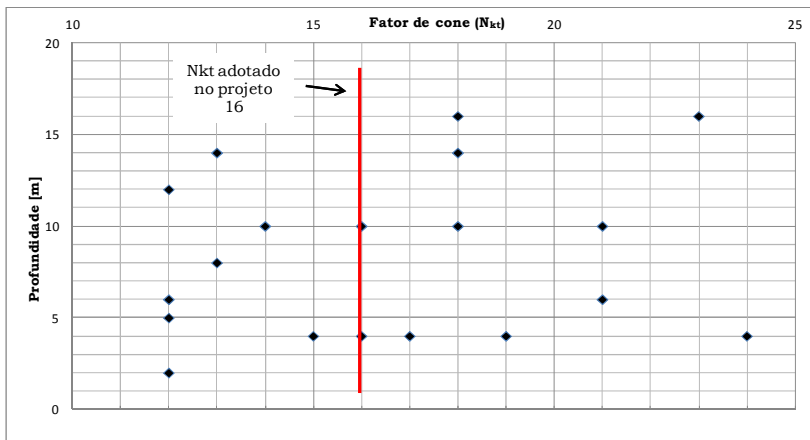
A partir dos valores de resistência não drenada (S_u) obtidos pelo ensaio de palheta, foram determinados os fatores de cone (N_{kt}) para os pontos deste ensaio, segundo a equação (19).

Na Tabela 16 estão dispostos os valores dos parâmetros desta equação, calculados (γ_{sat} , σ_{vo} e N_{kt}), estimados (γ_{sat}) e medidos pelos ensaios (S_u e q_t).

Tabela 16 – Fator de Cone Médio

Ponto	Profundidade [m]	S _u [kPa]	γ _{sat} [kN·m ⁻³]	σ _{vo} [kPa]	q _t [kPa]	N _{kt}	N _{kt} Médio
CPTu-01	10	34.61	13.8	138	684	16	14
	14	46.63	15.5	205	804	13	
CPTu-02	6	28.47	13.8	83	424	12	15
	14	33.33	13.8	216	818	18	
CPTu-04	5	12.61	12.9	64	219	12	12
CPTu-05	4	12.44	14.6	58	205	16	18
	10	14.51	14.6	146	447	21	
	16	17.69	14.9	237	638	23	
CPTu-06	4	8.03	12.9	52	205	19	17
	10	21.80	12.9	129	439	14	
	16	31.65	13.5	210	-	-	
CPTu-07	4	10.49	13.5	54	230	17	18
	10	14.77	13.5	135	439	18	
	16	22.57	13.5	215	629	18	
CPTu-08	2	10.52	12.0	24	151	12	19
	4	8.42	12.0	48	250	24	
	6	8.60	12.0	72	250	21	
CPTu-09	4	10.17	13.5	54	208	15	13
	8	13.22	13.5	108	282	13	
	12	19.62	13.5	162	396	12	

Fazendo a distribuição num gráfico de profundidade *versus* N_{kt} (Figura 31) foi possível definir a faixa de valores deste parâmetro e adotar um valor único para o projeto.

Figura 31 – Valores do Fator de cone (N_{kt})

Este valor está correlacionado com a resistência do solo e observando a distribuição dos valores encontrados pode-se dizer que um valor de $N_{kt}=16$ está coerente para o solo mole em estudo, pois Schnaid (2008) estudando os solos moles de Porto Alegre/RS e com características semelhantes, encontrou valor de N_{kt} na faixa de 8 à 16.

Magnani (2006) estudando os solos moles de uma região de Florianópolis/SC encontrou um N_{kt} de projeto de 12. Então os fatores de cone médios foram plotados com os deste autor (Figura 32), para correlacioná-los.

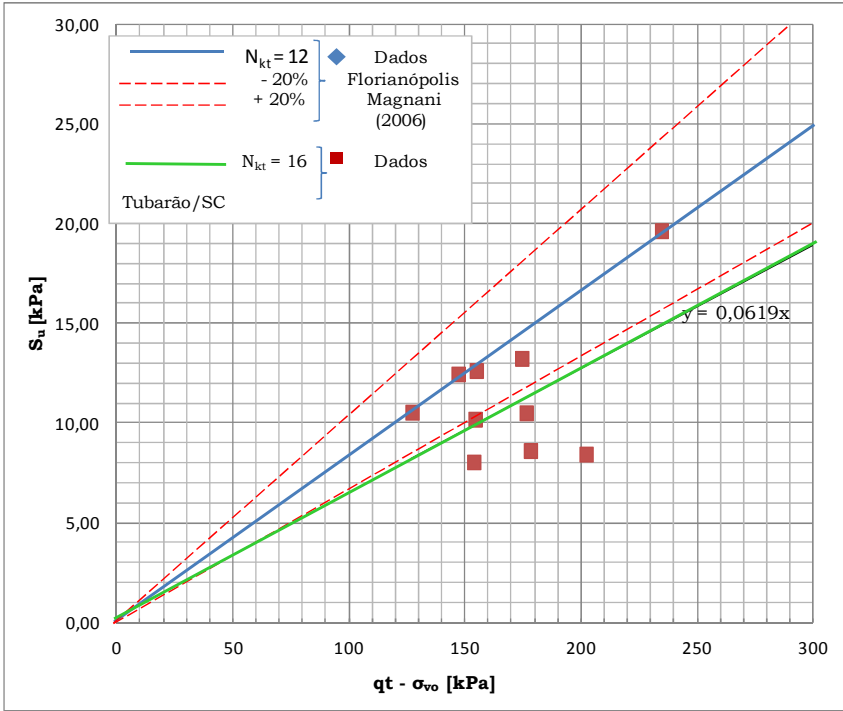


Figura 32 – Correlação entre N_{kt} da região de Florianópolis

Observando os valores de N_{kt} encontrados nesta pesquisa nota-se que estes se localizam mais próximos da faixa de mais 20 % (N_{kt} de 14,4) de Magnani (2006), mostrando ser um resultado confiável.

No entanto, para obter uma análise geral foi verificado os resultados de N_{kt} com valores obtidos em outras pesquisas e em diferentes regiões do Brasil, valores estes mostrados na Figura 33.

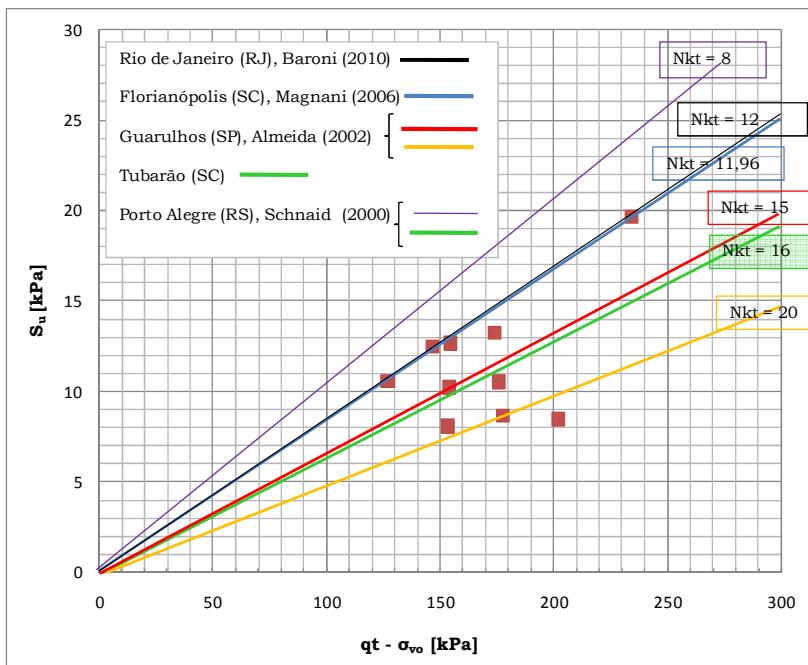


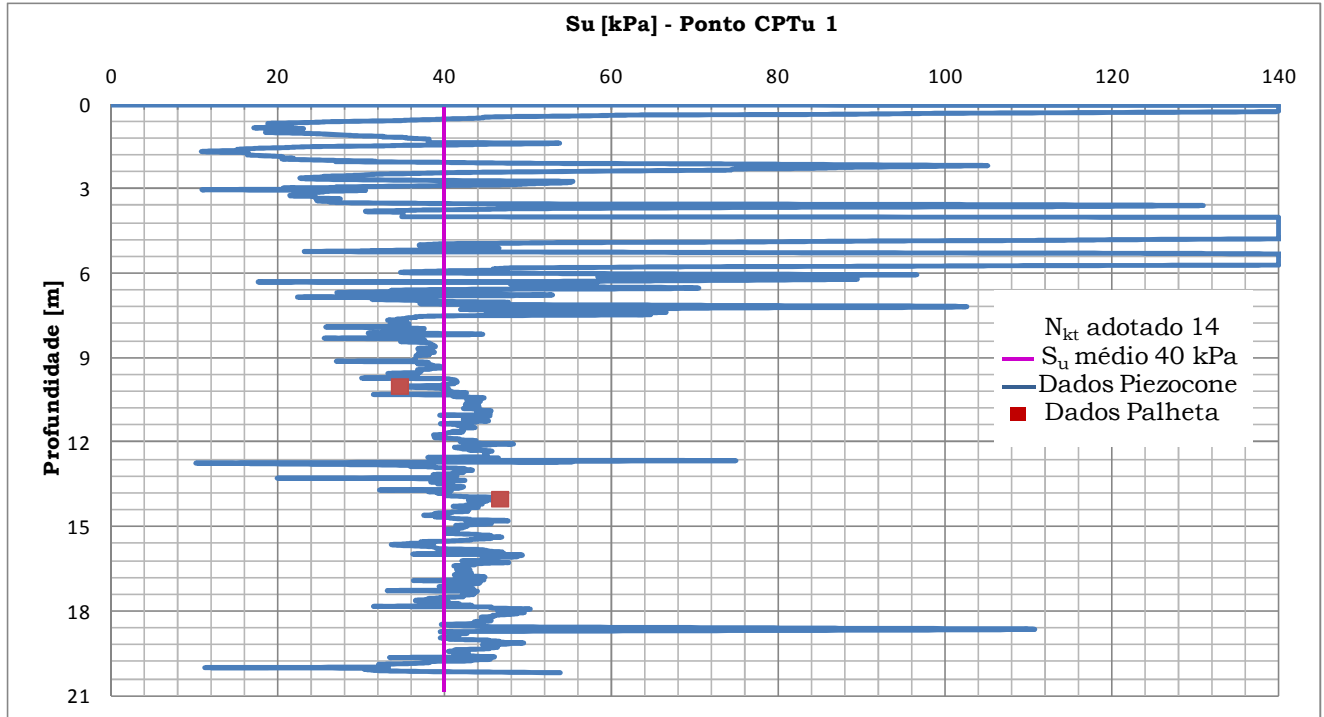
Figura 33 – Correlação entre N_{kt} com regiões do Brasil

Logo, o valor de N_{kt} adotado (16) para este projeto está de acordo com a faixa de valores encontrada pelos autores descritos e, neste caso, é considerado conservacionista, ou seja, está a favor da segurança do aterro, uma vez que, um valor maior do fator de cone (N_{kt}) indica que o solo possui menor resistência.

4.1.4 Cálculo da resistência não drenada

A partir da média dos valores de N_{kt} para cada local do ensaio de Piezocone, foi possível determinar para as demais profundidades deste ensaio os valores médios de resistência não drenada (S_u), segundo a equação (21).

Da Figura 34 a Figura 41 encontram-se os gráficos que mostram o comportamento deste parâmetro com a profundidade.

Figura 34 – S_u do Ponto CPTu 1

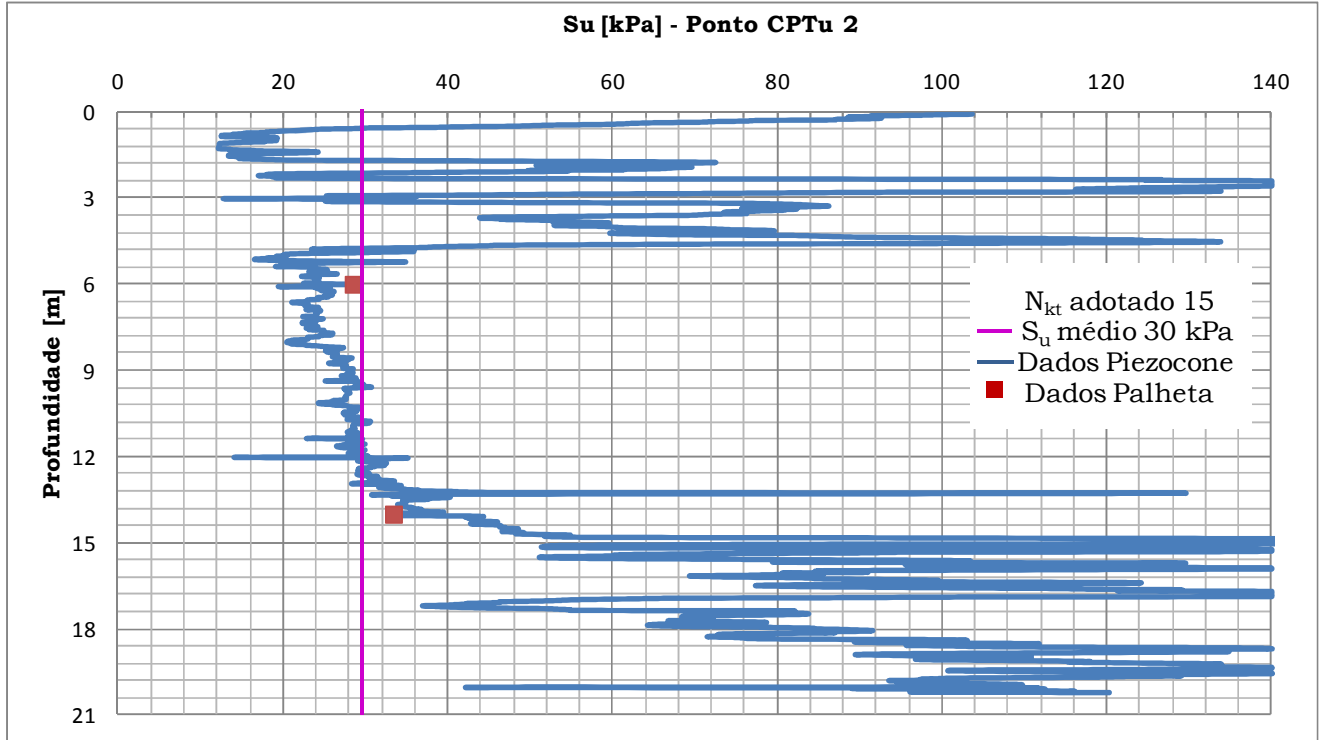
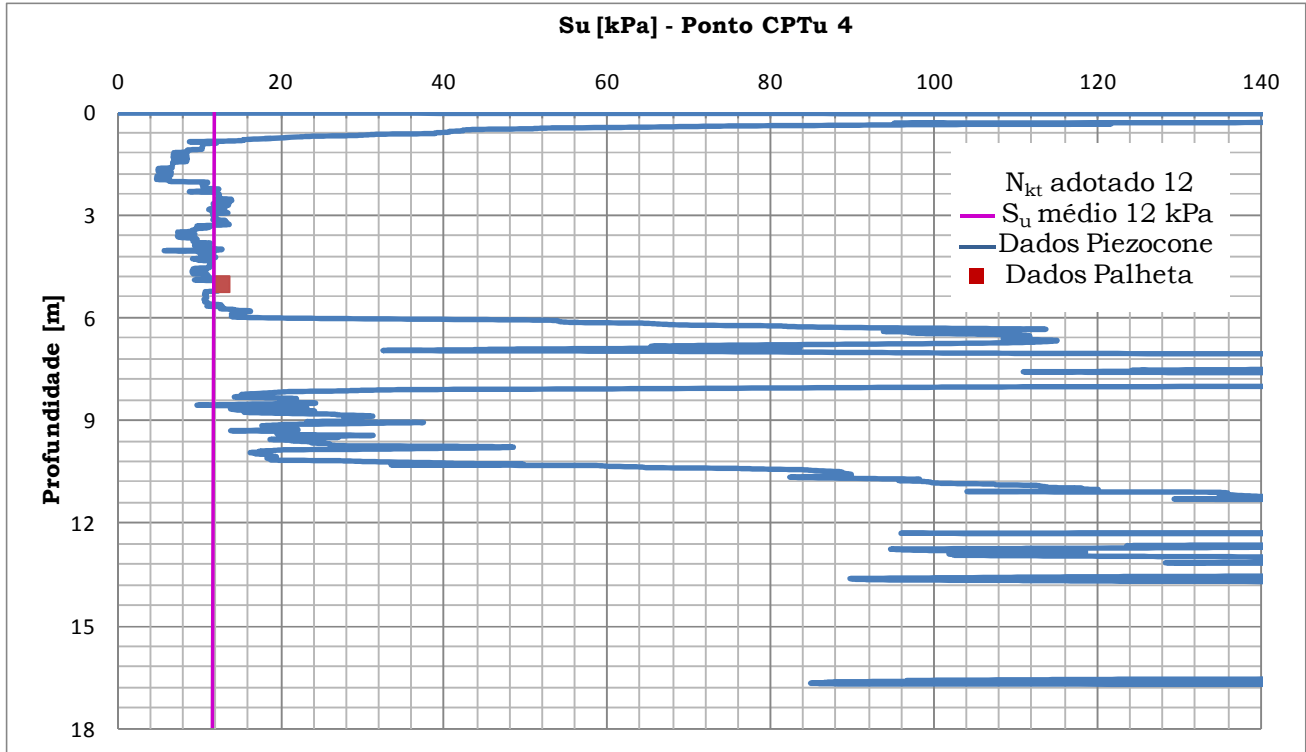


Figura 35 – S_u do Ponto CPTu 2

Figura 36 – S_u do Ponto CPTu 4

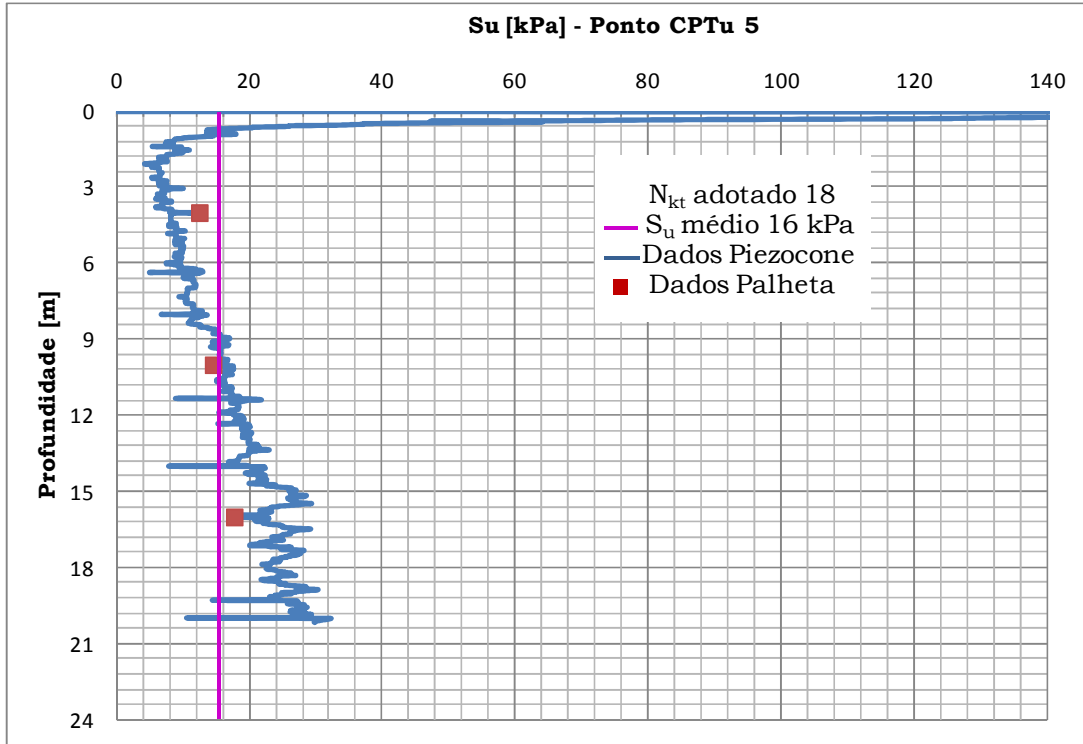
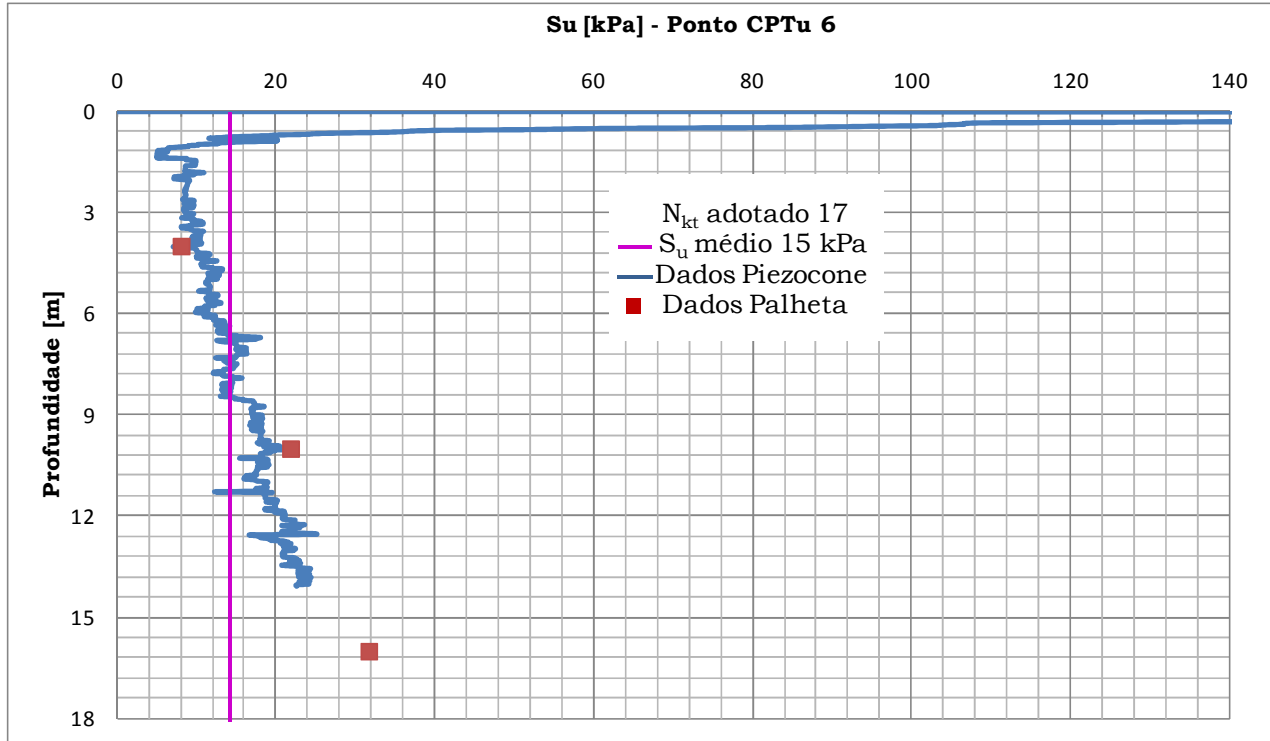


Figura 37 – S_u do Ponto CPTu 5

Figura 38 – S_u do Ponto CPTu 6

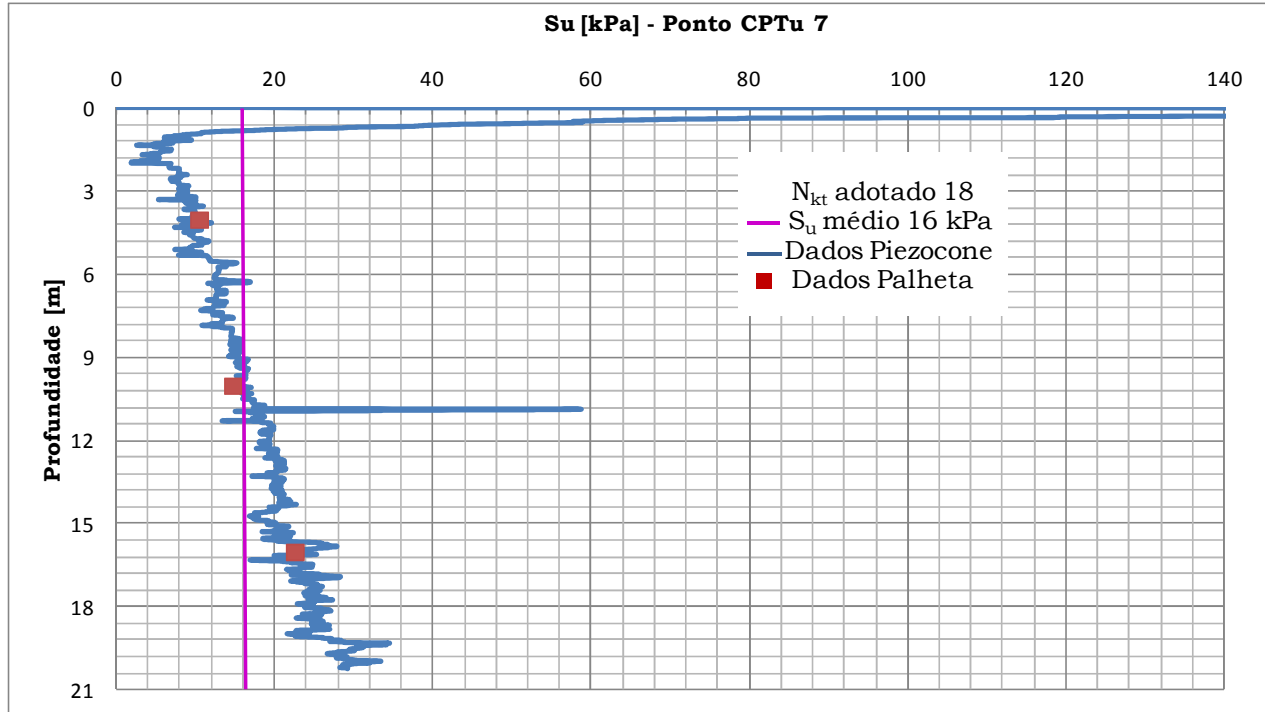
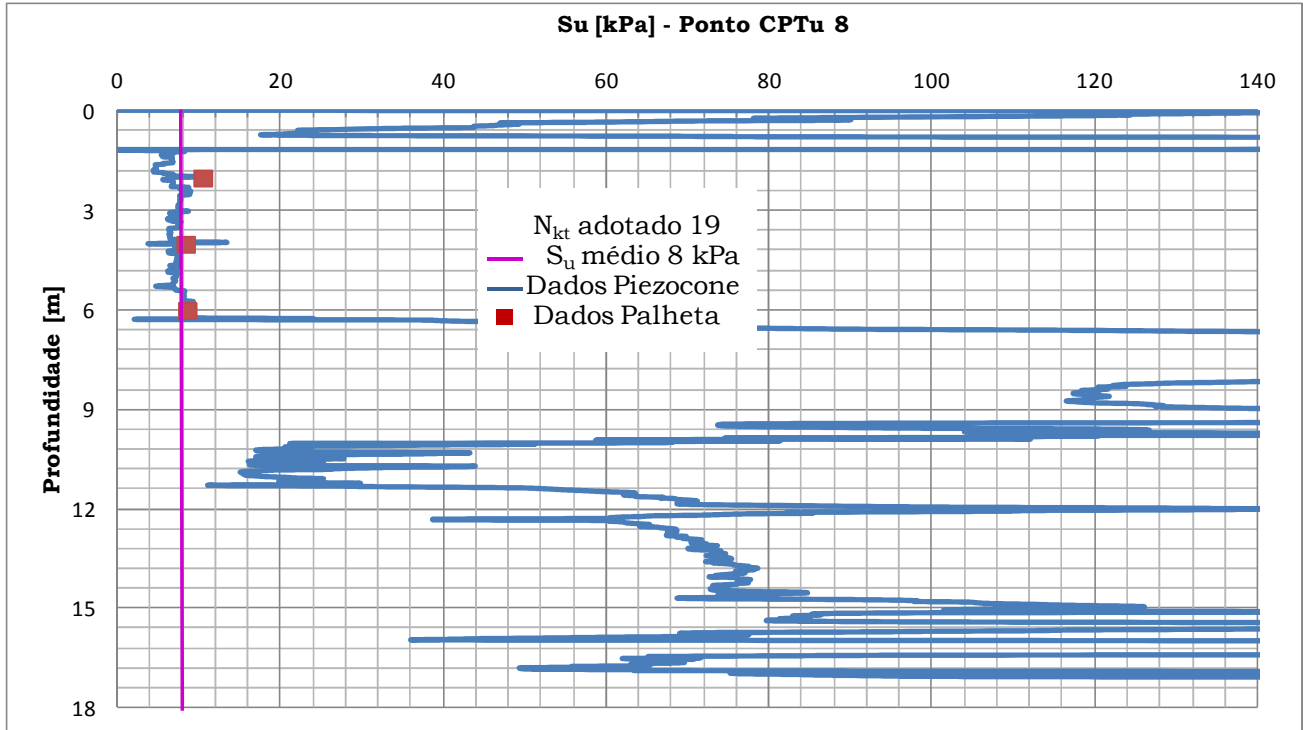
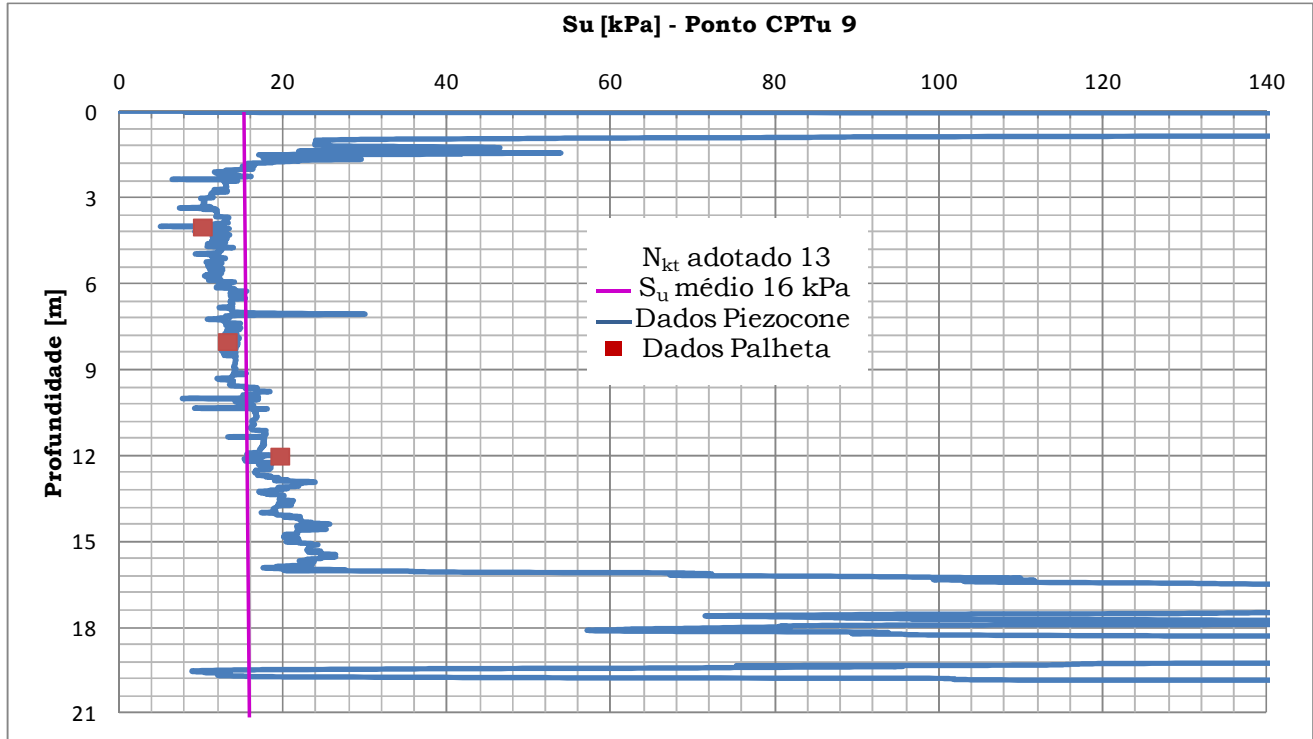


Figura 39 – S_u do Ponto CPTu 7

Figura 40 – S_u do Ponto CPTu 8

Figura 41 – S_u do Ponto CPTu 9

Há certa conveniência em realizar a correção proposta por Bjerrum (1972) nos valores de resistência não drenada (S_u), advindos dos ensaios de palheta, para a determinação dos valores de S_u . No entanto, como não foram realizados ensaios de Limites de Atterbeg, não foi possível realizar esta correção.

Analisando os gráficos é possível observar que houve um acréscimo de S_u nas camadas superiores para todos os pontos. Isto pode ser justificado pela presença de turfa na camada superficial do solo (como ilustrado no perfil stratigráfico) originando valores de S_u aparentemente irreais, pois a composição orgânica (raízes, fibras, sementes, etc.) aumenta a resistência ao torque da palheta gerando valores de resistência errôneos. Autores como Almeida et al. (2008a) e Crespo Neto (2004) também relatam em suas pesquisas.

Outro fato é que os valores altos de S_u foram desconsiderados em virtude de se tratar de solo de alta resistência, característicos de solos não coesivos.

Sendo assim, os valores encontrados para cada ponto variaram entre 8 kPa a 40 kPa, e estão de acordo com o encontrado por Almeida (2002).

Para a análise de estabilidade de ruptura o perfil de CPTu 6 foi escolhido e as resistências (S_u) determinadas conforme a Figura 42.

Ressalta-se que os valores de S_u baixos para a construção de aterros requerem que a construção do mesmo seja executada em etapas com o uso de diversas técnicas. Seja com a construção de bermas, reforços, drenos e sobrecargas ou o uso destas alternadamente.

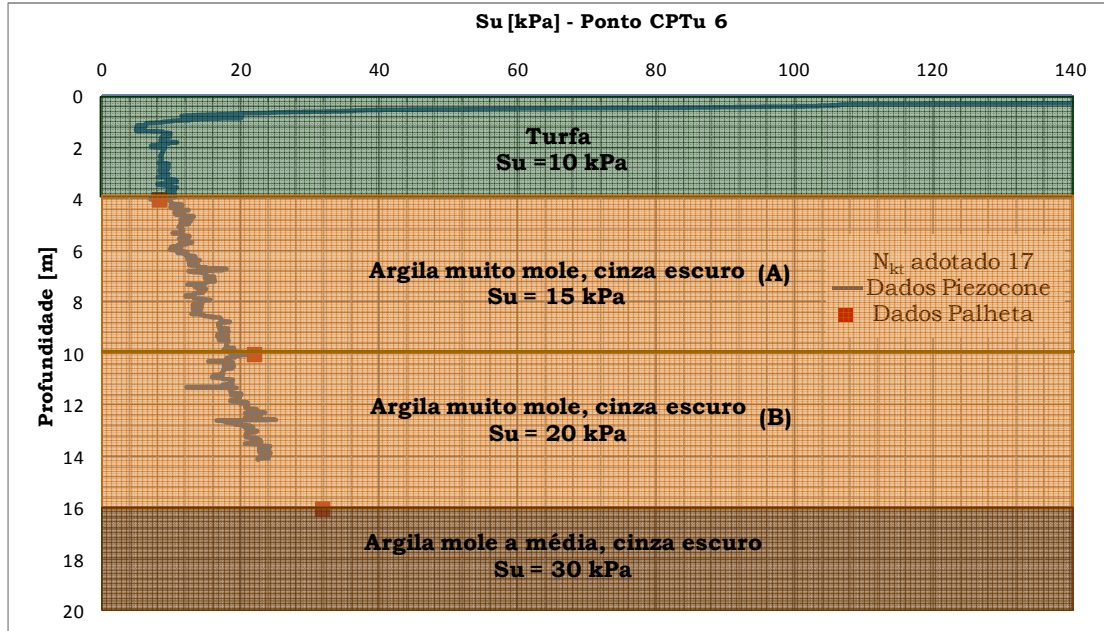


Figura 42 – Perfil do solo adotado para análise de ruptura

A camada de argila muito mole, cinza escuro foi dividida em duas partes para melhor representação e refinamento dos valores de S_u , para os cálculos de estabilidade.

4.2 Análise da estabilidade do aterro

4.2.1 Determinação do fator de segurança do aterro

O ponto CPTu 6, localiza-se no trecho 6 da rodovia e o fator de segurança foi encontrado para todo este trecho. Os parâmetros calculados e definidos encontram-se na Tabela 17.

A Figura 43 apresenta o Fs calculado pelo programa *Slide*, bem como o desenho das camadas de solo, colchão drenante, aterro e pavimento.

Tabela 17 – Parâmetros de cálculo do fator de segurança

Camadas	γ_{nat} [kN·m ⁻³]	γ_{sat} [kN·m ⁻³]	ϕ [°]	S_u [kPa]
Pavimento	20	-	45	0
Aterro	20	-	35	5
Colchão drenante	18	-	30	0
Turfa	-	12.9	0	10
Argila muito mole, cinza escuro (A)	-	12.9	0	15
Argila muito mole, cinza escuro (B)	-	13.1	0	20
Argila mole a média, cinza escuro	-	13.1	0	30

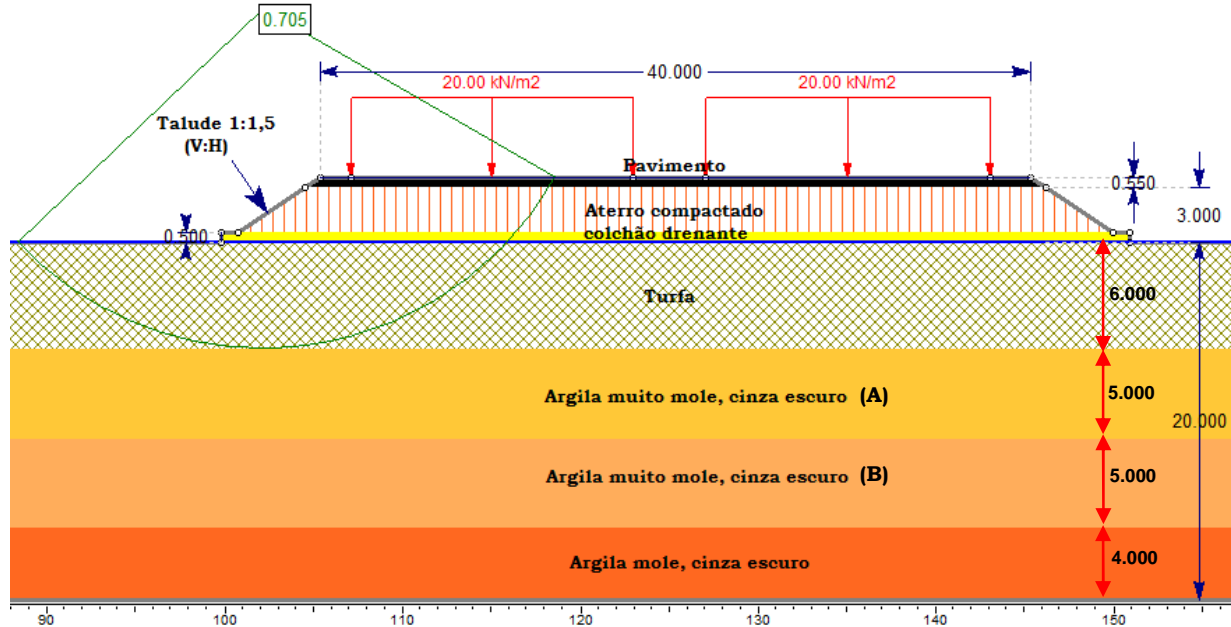


Figura 43 – Fator de segurança trecho 6

A espessura adotada para o colchão drenante (areia) foi de 0,5 metros e ao longo do aterro. Então analisando o fator de segurança obtido com as dimensões estabelecidas é possível notar que o aterro sofrerá rompimento com essas características, pois o F_s obtido nessa primeira etapa foi de 0,705, menor que o estabelecido em norma.

Logo, o aterro necessita de melhorias e assim foi dimensionado bermas de equilíbrio segundo o método de Jacobson (Anexo 3), mesmo considerando a variação do S_u conforme a profundidade.

As dimensões foram de 12 metros de largura para cada lado do aterro e 1,5 metros de altura, considerando que na situação onde será inserida a rodovia há espaço para a aplicação desta técnica.

Juntamente com as bermas de equilíbrio foram utilizados geogrelhas com capacidade de carga de 400 kPa. Desse modo o fator de segurança foi majorado para 1,339 conforme mostrado na Figura 44.

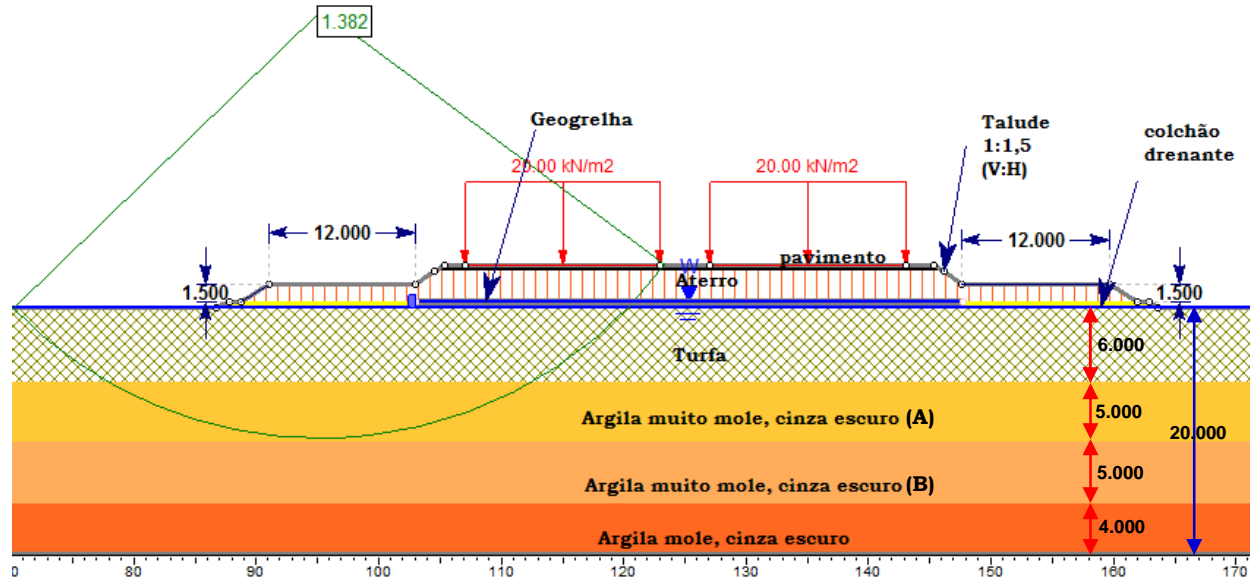


Figura 44 – Fator de segurança corrigido no trecho 6

Apesar de a norma estabelecer que o F_s deva ser maior que 1,5, o valor considerado de 1,3 é aceitável, uma vez que, não é área urbana e foram realizadas investigações da composição e resistência das camadas, originando precisão na análise.

4.2.2 Cálculo dos recalques por trechos da rodovia

Segundo a metodologia descrita, os recalques e tempo para ocorrência foram identificados para os pontos de CPTu 1, 2, 5, 6 e 9 e pertencem aos segmentos dos trechos da Tabela 18.

Tabela 18 – Resumo dos dados da estratigrafia, do cálculo das tensões, recalque do solo e tempo

Dados				e0 índice de vazios	p'a	σ'i	σ'f	Estado do solo	Cr	Cc	Cv (10 ⁻³) [cm ² ·s ⁻¹]	Δhp [m]	t90 [anos]
Segmento do trecho [km]	Pontos de ensaio	Composição da camada	Profundidade [m]; Peso específico [kN·m ⁻³]										
1 (0 + 810)	CPTu 1	Argila muito mole, cinza escuro - Nspt = 3 a 4	20 a 20.6; γ _{sat} 15.5	2.13	133	110	170	SA	0.07	0.90	3,41	1.16	53.3
	CPTu 2	Argila muito mole, cinza escuro - Nspt = 2 a 3	6 a 6.6; γ _{sat} 13.8	2.06	72	23	83	SA	0.04	1.04	2,23	1.18	30.9
2 (0 + 810 a 2 + 360)	CPTu 5	Turfa, Nspt=2	4 a 4.6; γ _{sat} 14.6	2.55	29	18	78	SA	0.08	1.51	5,16	1.12	16.9
3 (2 + 360 a 2 + 710)	CPTu 6	Argila muito mole, cinza escuro, Nspt=2 a 3	10 a 10.6; γ _{sat} 12.9	4.34	45	29	89	SA	0.06	2.87	5.70	0.29	3.0
4 (2 + 710 a 3 + 980)	CPTu 9	Argila muito mole, cinza escuro, Nspt=2	8 a 8.6; γ _{sat} 13.5	3.76	39	28	88	SA	0.22	2.44	3.11	1.00	34.7

Ressalta-se que o coeficiente de compressão, como era de se esperar para uma argila mole, apresentou valores superiores ao de recompressão e somente seriam idênticos para o caso do solo apresentar comportamento perfeitamente elástico. Então a justificativa é válida para a isenção do cálculo de recalque imediato nas camadas analisadas.

O estado do solo em todos os trechos apresentou características de um solo sobre adensado (SA), ou seja, está em processo de adensamento, pois as tensões finais (σ'_f) apresentadas são superiores à pressão de pré-adensamento (p'_a). Isto quer dizer que o solo está submetido a um esforço para o qual ele não está habituado.

Analisando os recalques, ocorreu o menor recalque para o menor tempo calculado no segmento do trecho 3 e onde o índice de vazios foi o maior apresentado. Isto é devido às características da camada, estado do solo e tensões aplicadas.

A camada analisada do segmento do trecho 2 foi turfa e apresentou valor de recalque próximo ao das camadas de argila muito mole, cinza escuro, dos outros trechos. Isto pode ser justificado por uma possível resistência errônea desta camada, causada por raízes, entre outros materiais constituintes.

4.2.3 Cálculo de geodrenos

A aceleração do recalque foi calculada para o mesmo segmento do trecho que foi obtido o fator de segurança (Fs), ou seja, trecho 3. Os valores dos parâmetros do cálculo encontram-se na Tabela 19.

Logo, o grau de adensamento foi calculado com a equação (36), o espaçamento para malha triangular com a equação (37) e o comprimento total dos geodrenos para o segmento do trecho com a equação (38). Como auxílio para o cálculo estão os ábacos que constam nos Anexos 1 e 2. Destaca-se ainda que o tempo considerado para a aceleração do adensamento foi de 10 meses.

Tabela 19 – Aceleração dos recalques - Segmento do trecho 3

Parâmetros de cálculo	Sigla	Resultado
Coefficiente de consolidação vertical	C_v	$5,71E^{-3}$ [$m^2 \cdot s^{-1}$]
Coefficiente de consolidação horizontal	C_h	$9,40E^{-8}$ [$m^2 \cdot s^{-1}$]
Adensamento total	U	90 [%]
Grau de adensamento vertical	U_v	30 [%]
Grau de adensamento horizontal	U_h	85 [%]
Diâmetro equivalente do geodreno	d_{equ}	0,0656 [m]
Diâmetro do geodreno	D_g	1.5 [m]
Espaçamento entre geodrenos	S	1.4 [m]
Base da plataforma	b_a	49 [m]
Comprimento do segmento do trecho 3	l	350 [m]
Área de 1 geodreno	A	1.77 [m ²]
Espessura da camada a consolidar	p	16 [m]
Comprimento total do geodreno	C_{geo}	155.028 [m]

Logo, para que 80% do adensamento ocorra no tempo de 10 meses deve-se utilizar geodrenos de 16 m totalizando aproximadamente 9700 pontos, distribuídos no trecho, gerando um total de 155.028 metros de drenos.

Fazendo um cálculo aproximado considerando o quantitativo de geodrenos do trecho 3 (350 m) para os demais trechos, resulta em um comprimento total para os 3.980 km de aproximadamente 1.700.000 metros de drenos.

Este quantitativo estimado para projetos é considerado normal para a extensão de solos moles que a rodovia será inserida, no entanto para fins econômicos o custo é elevado.

A Figura 45 ilustra como devem ser implantados os geodrenos nos trechos.

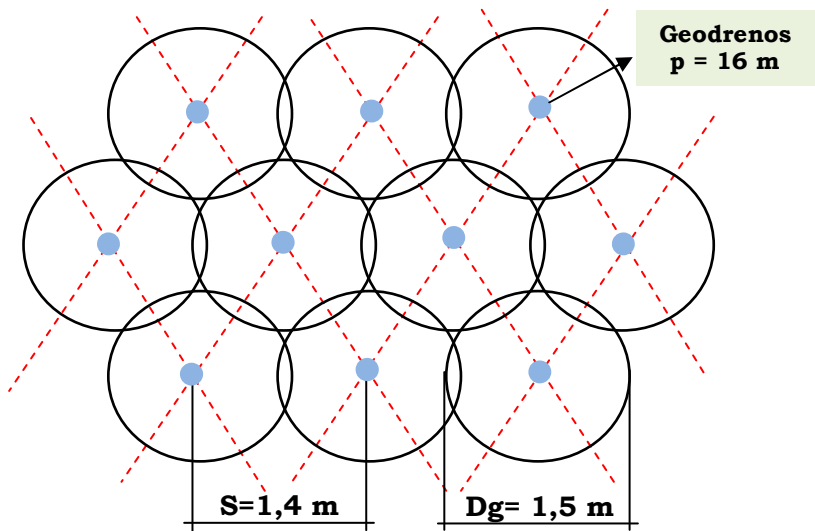


Figura 45 – Desenho esquemático de implantação da malha de geodrenos

Por fim, pode-se dizer que este trabalho serve como auxílio a projetos geotécnicos que serão implantados em solos moles.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

Neste trabalho ilustrou-se o desafio que um engenheiro geotécnico enfrenta na escolha de parâmetros geotécnicos para obtenção de um melhor resultado em obras de engenharia, ao qual possui solo com característica de resistência baixa.

A partir dos resultados desta pesquisa foi possível concluir que a área onde haverá a construção do aterro é caracterizada por um solo predominantemente argiloso e com pequenos filetes de areia raros em algumas camadas, distribuídos em todo o perfil longitudinal dos trechos analisados.

Com isso, foi encontrado valores de N_{kt} variando entre 12 a 24 e um valor médio ponderado de 16, que relacionados com outras pesquisas se encontram coerentes.

Consequentemente, os valores médios de S_u para os pontos analisados ficaram na faixa de 8 a 40 kPa, e assim escolhido o valor do ponto de CPTu 6 por apresentar menor resistência, para na sequência analisar as condições de estabilidade.

O ponto de CPTu 6 apresentou resistências não drenadas de 10 a 30 kPa, e o aterro rompeu-se com um fator de segurança de 0,705.

A partir de um coeficiente baixo, as medidas tomadas para estabilidade foram: construção de bermas de 12 metros de largura com 1,5 metros de altura, e utilização de geogrelhas originando um fator de segurança de 1,38. Este fator é considerado seguro de acordo com o ambiente onde será implantada a rodovia futuramente.

No entanto, a análise de recalque feita para os trechos variou de 0,29 a 1,18 metros para que ocorra 90% de adensamento. O tempo para que ocorram os recalques variou de 3 a 53 anos. Então, o uso de 155.028 metros de drenos (para o trecho 3) é essencial para um bom desempenho do aterro e pavimento.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

- Realização de ensaios triaxiais para a obtenção da resistência não consolidada não drenada (UU), a qual trata de tensões totais do solo, possibilitando comparação com o S_u do ensaio de Palheta;

- Realização de ensaios de limites de Atterberg para a investigação do índice de plasticidade do solo;

- Investigação dos recalques secundários e imediatos;

- Cálculo do F_s para os demais trechos adotando outras técnicas de melhoria para este fator.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010. 256 p.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; FONSECA, O.A. Características do solo de fundação da terceira pista do aeroporto de Guarulhos. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20 a 24 de Outubro de 2002, São Paulo: vol. II p 1027-1037.

ALMEIDA, M.S.S. (1996). **Aterros Sobre Solos Moles – Da Concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996. 216 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3406**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ*. Rio de Janeiro: ABNT, 1991a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3336**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3122**: Solo – Ensaio de palheta *situ*. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

BALIGH, M.M., LEVADOUX, J.N., Consolidation after undrained piezocone penetration. In: INTERPRETATION. JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Vol. 112, No. 7, pp. 727-745.

BARONI, M. **Investigação geotécnica em solos moles da Barra da Tijuca com ênfase em ensaios em situ**. 2010. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2010.

BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: PROC. ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON EARTH AND EARTH-SUPPORTED, 1972, Purdue University, vol. II, pp. 1-54.

CRESPO NETO, F.N. **Aprimoramento do equipamento de palheta elétrico visando o estudo do efeito da velocidade.** 2004. Dissertação (Mestrado) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** São Paulo: Thompson Learning, 2007. 562p.

DNER. **Manual de projeto e execução de aterros sobre solos moles.** Rio de Janeiro: Geomecânica s/a, 1990. 227p.

EMBRAPA. **Manual de Métodos de Análise de Solo.** 2ª ed. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisas de Solos, 2012.

HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de Uso e Ocupação dos Solos de Cidades Costeiras Brasileiras Através de SIG com Base no Comportamento Geotécnico e Ambiental.** 2006. 486p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.** London: 1997.

MACCARINI, M. Dados de ensaios laboratoriais. 2013

MAGNANI, H.O. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura.** 2006. Dissertação (Mestrado) - COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MARTINS, I.S.M. **Algumas considerações sobre adensamento secundário**. Palestra proferida no Clube de Engenharia, 2005.

Notas de aula professor Maragon. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1culo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>>. Acesso em: 11/2013.

Notas de aula professor Ilço Ribeiro Junior IFMT. Disponível em: <<http://ilcoribeiro.webnode.com.br/aulas/>>. Acessado em: 11/2013.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 374p, 1993.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Texto, 2002.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: IV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1970, Guanabara. **Anais...** p.219-223.

PREFEITURA MUNICIPAL DE TUBARÃO - SC. Disponível em: < <http://www.tubarao.sc.gov.br/>>. Acesso em: 27/10/2013.

ROBERTSON, P.K. Soil Classification using the cone penetration test. In: CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, 1990, v. 27, n. 1, pp. 151-158.

ROBERTSON, P.K. Piezocone Tests in Engineering Applications. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA CIVIL, PUC/RJ, 2009.

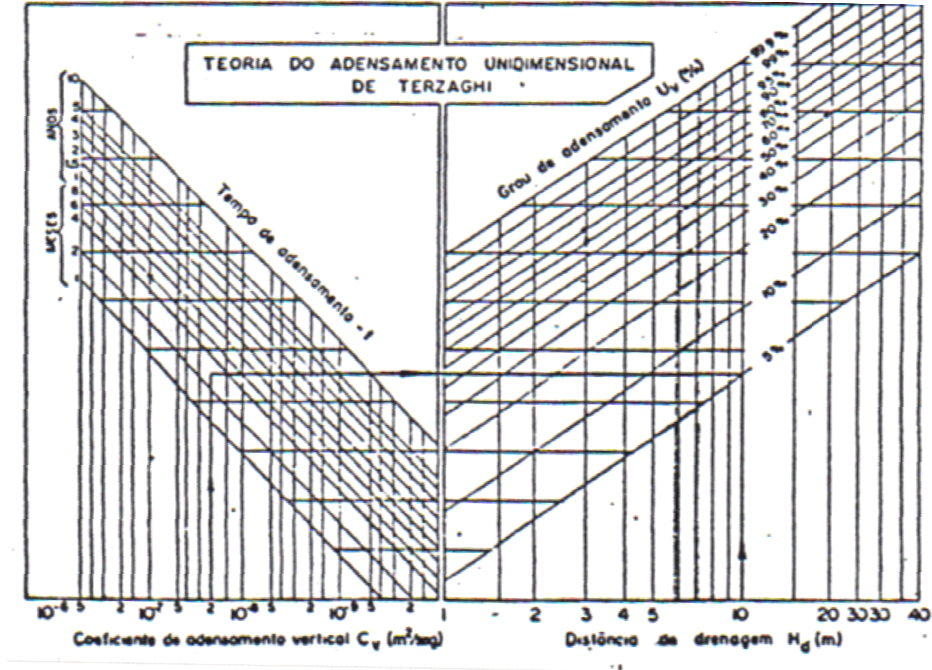
SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações**. São Paulo: oficina de textos, 2000.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: oficina de textos, 2012.

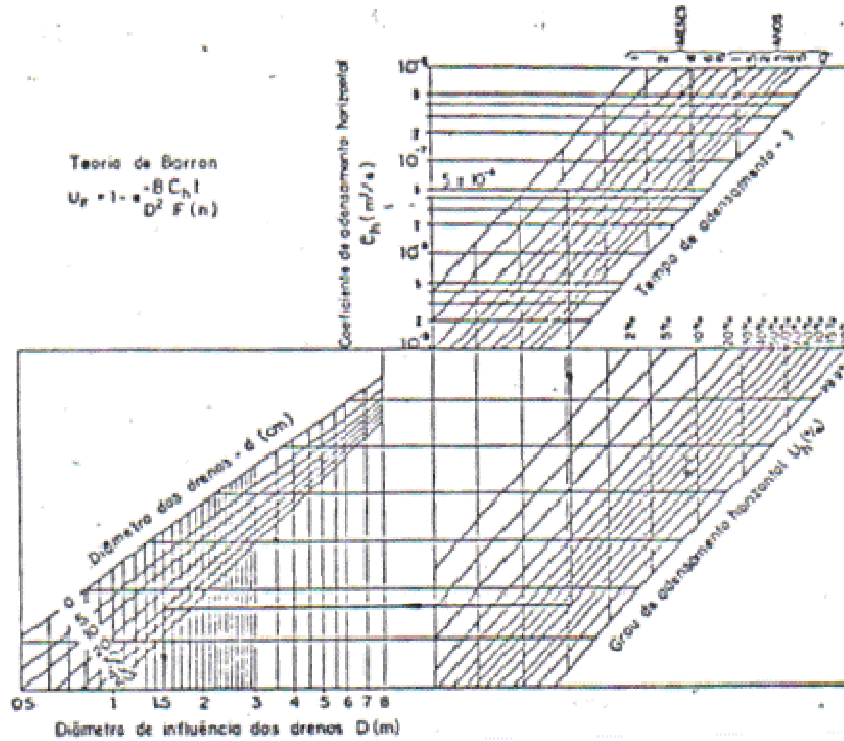
WIKIPÉDIA. Disponível em:
<http://pt.wikipedia.org/wiki/Tubar%C3%A3o_%28Santa_Catarina%29> Acesso em: 11/2013.

ANEXOS

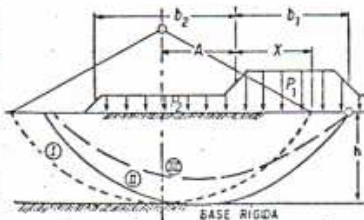
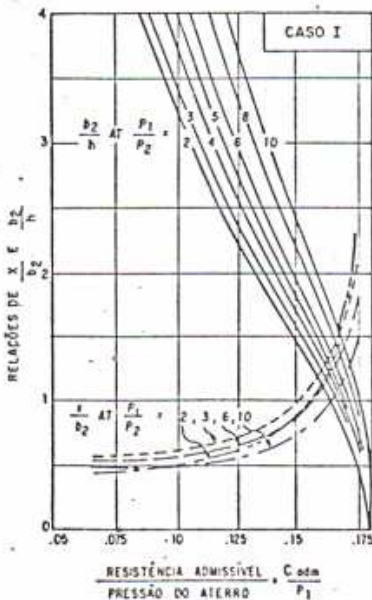
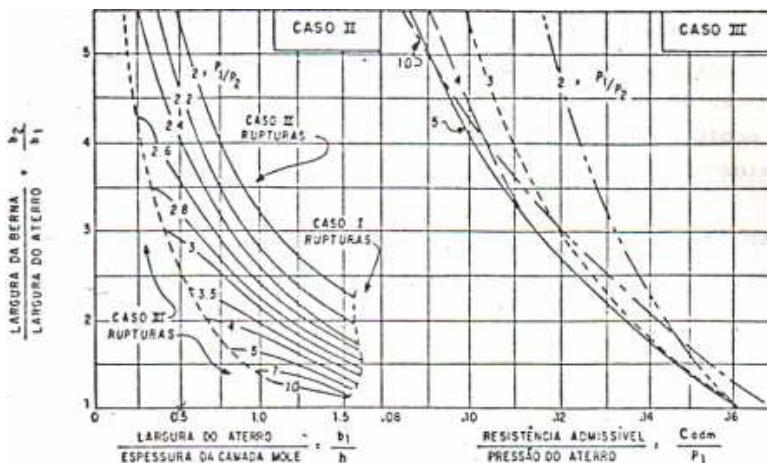
Anexo 1.



Anexo 2.



Anexo 3.



ROTEIRO PARA O CÁLCULO DE BERMAS PELO MÉTODO DE JAKOBSON

1. DADOS: b_1, P_1, h , RESISTÊNCIA NÃO DRENADA = C , FATOR DE SEGURANÇA = F_s
2. CALCULAR A RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL: $C_{adm} = C/F_s$
3. DETERMINAR $P_2/P_1 = P_1 - 3,5 \times C_{adm}$
(P_2 DEVE SER MENOR QUE $3,5 \times C_{adm}$)
4. CALCULE $\frac{b_1}{h} \times \frac{P_1}{P_2}$ E LOQUE $\frac{b_2}{b_1}$ NO GRÁFICO SUPERIOR, À ESQUERDA.
SE AS CONDIÇÕES INDICAREM RUPTURA NO CASO II, DETERMINE-SE $\frac{b_2}{b_1}$ DESTA GRÁFICO.
5. SE AS CONDIÇÕES INDICAREM CASO I OU CASO III, ENTÃO NO GRÁFICO APROPRIADO COM $\frac{C_{adm}}{P_1} \times \frac{P_1}{P_2}$ DETERMINA-SE $\frac{b_2}{b_1}$
6. PARA O CASO I, VERIFICAR ATRAVÉS DE $\frac{x}{b_2}$ SE $x < b_1 - A = \frac{P_2}{P_1} \times b_2$.

