

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

FELIPE SOUZA DOS SANTOS

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:  
DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DA PONTE SOBRE  
O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC)**

FLORIANÓPOLIS  
2015



FELIPE SOUZA DOS SANTOS

**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:  
DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DA PONTE SOBRE  
O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC)**

Trabalho de conclusão de curso  
submetido ao Departamento de  
Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Santa Catarina para a  
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof<sup>o</sup>. Orlando Martini de  
Oliveira, Dr.

FLORIANÓPOLIS  
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Santos, Felipe Souza dos  
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES: DIMENSIONAMENTO DOS  
ENCONTROS DA PONTE SOBRE O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC) /  
Felipe Souza dos Santos ; orientador, Orlando Martini de  
Oliveira - Florianópolis, SC, 2015.  
145 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Solos Moles. 3. Encontro de  
ponte. 4. Geogrelhas. 5. Contorno Viário de Florianópolis.  
I. Oliveira, Orlando Martini de. II. Universidade Federal  
de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III.  
Titulo.

FELIPE SOUZA DOS SANTOS

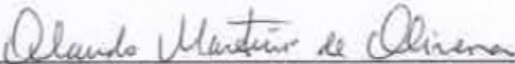
**ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:  
DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS DA PONTE SOBRE  
O RIO TRÊS RIACHOS, BR-101 (SC)**

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

Florianópolis, 07 de julho de 2015.

Prof.ª Lia Caetano de Bastos, Dra.  
Coordenadora do Curso de Engenharia Civil - UFSC

**BANCA EXAMINADORA:**

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

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.  
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

Eng. Vinícius Roberto de Aguiar, Dr  
Engevix Engenharia S/A

Aos meus pais e irmãos.

Dedico.



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, pelas vitórias alcançadas, pelas derrotas em que pude aprender e seguir em frente, pelas pessoas que passaram em minha vida.

Agradeço a todas as conquistas aos meus pais, Claudinei e Rosânia, e meus irmãos, Daiana e Henrique, pela minha formação como pessoa, pelo amor dedicado, pelos valores aprendidos, pelo esforço e paciência. Por saber que posso recorrê-los a qualquer hora e pelo lar que construímos.

As minhas avós, Alexandrina e Idene, que sempre me incentivaram ao longo da vida e por estarem sempre presentes nos meus momentos mais importantes.

Aos amigos de faculdade, dos tempos de colégio em Tubarão e de Jaguaruna, que como são muitos não poderei citá-los. Ao Murilo pela duradoura amizade.

A minha namorada Caterine, pelo carinho e amor dedicados, pela paciência e compreensão durante a elaboração deste trabalho. Agradeço também a sua família pelos bons momentos que compartilhamos durante minha graduação.

À Engevix Engenharia S/A pela oportunidade de trabalho na área de Geotecnia durante a graduação, em especial ao João Raphael, José Bernadino, Jaqueline, Lucas, Marina e Kátia, que contribuíram na minha formação como engenheiro civil enquanto estive inserido nos projetos elaborados pelo setor geotécnico da empresa. Ao Vinícius não somente pelas orientações no estágio, mas também por ter contribuído neste trabalho.

Ao Labtrans pela experiência de trabalho adquirida que também contribuiu na minha formação como engenheiro civil, em especial ao André, Fabiano, Daniele, Juliana e ao professor Amir.

Ao professor Orlando por aceitar me orientar na elaboração deste trabalho, pelas suas contribuições e correções.

Às empresas Arteris e Autopista Litoral Sul, clientes da Engevix, que forneceram os dados necessários para elaborar este trabalho.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela infraestrutura e por prover a minha formação como engenheiro civil.

Aos professores da UFSC pelas horas de pesquisa, ensino e extensão dedicadas à formação de novos engenheiros todo semestre.





## RESUMO

No presente trabalho apresenta-se o estudo dos solos de baixa consistência presentes no solo de fundação da ponte sobre o rio Três Riachos, uma das obras da implantação do Contorno Viário de Florianópolis, em Santa Catarina. No estudo serão determinados os parâmetros de compressibilidade e de resistência não drenada destes solos de acordo com os dados de investigação geotécnica disponibilizados. A avaliação dos perfis geológico-geotécnicos dos encontros de ponte permite caracterizar formações de origem aluvionar em até 8m de espessura com materiais finos que vão de silte-arenosos a argilas com baixa permeabilidade, caracterizando adensamentos lentos ao longo do tempo. Os resultados das campanhas de ensaios apontaram fator de cone igual a 14 e valores de resistência não drenada crescentes com a profundidade. As análises de compressibilidade determinaram recalques com cerca de 1,00m com longos períodos para que estas deformações ocorram, por isto foram dimensionados drenos verticais para aceleração de recalques ao longo do tempo, de modo a atender ao cronograma da obra. Devido à baixa resistência destes solos são comuns problemas associados à estabilidade dos aterros durante o período construtivo e de operação, exigindo-se fatores de segurança mais conservadores para locais próximos de obras de arte especiais quando comparado com aterros sobre trechos homogêneos. Dessa forma, foram dimensionadas seções de aterro com geogrelhas bidirecionais de 600kN/m com o objetivo de estabilizar os aterros e diminuir a extensão das bermas de equilíbrio. Os resultados das análises de estabilidade estão demonstrados em figuras, enquanto que a drenagem vertical e radial do solo pode ser verificada em gráficos, com sua evolução ao longo do tempo.

**PALAVRAS CHAVE:** Solos moles, encontro de ponte, geogrelhas, geodrenos, Contorno Viário de Florianópolis.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de gênese das planícies sedimentares .....	8
Figura 2 – Fator de Correção de Bjerrum.....	14
Figura 3 – Detalhes da sonda do piezocone .....	15
Figura 4 – Correções às medidas do ensaio de piezocone e detalhes para calibração .....	16
Figura 5 – Trechos para coleta de dados para índices do ensaio de adensamento.....	19
Figura 6 – Método Pacheco Silva .....	21
Figura 7 – Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi.....	23
Figura 8 – Seção Típica com Drenagem Simples .....	24
Figura 9 – Seção Típica com Drenagem Dupla .....	24
Figura 10 – Parâmetros da Geometria dos Drenos.....	26
Figura 11 – Geometria de arranjo dos drenos Verticais de malha quadrada (A) e de malha triangular (B) .....	26
Figura 12 –Aterro construído em etapas .....	29
Figura 13 – Recalque Secundário segundo a abordagem tradicional .....	30
Figura 14 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles sem reforço: A) Deslizamento lateral do aterro, B) Ruptura da fundação, C) Ruptura global aterro-fundação .....	31
Figura 15 – Seção de Ruptura Circular .....	33
Figura 16 – Seção de Ruptura Planar .....	33
Figura 17 –Determinação de $S_{ueq}$ para variação da resistência não-drenada do solo mole com a profundidade .....	35
Figura 18 –Números de estabilidade para aterros sem reforço utilizando o Método de Low .....	36
Figura 19 –Valores de $I_R$ para o caso de aterros reforçados utilizando o Método de Low .....	37
Figura 20 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles ....	41
Figura 21 – Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Parcial de Solo Mole.....	43
Figura 22 – Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Total de Solo Mole.....	43
Figura 23 – Seção Transversal Típica de Aterro com Sobrecarga Temporária.....	44
Figura 24 – Seção Transversal Típica de Aterro com Bermas de Equilíbrio .....	45

Figura 25 – Seção Transversal Típica de Aterro com Múltiplas Camadas de Reforço.....	45
Figura 26 – Seção Transversal Típica de Aterro Construído em Etapas .....	46
Figura 27 – Seção Típica de Aterros Leves com EPS .....	47
Figura 28 – Seção Típica de Aterro sobre Geodrenos .....	49
Figura 29 – Detalhes Típicos do Equipamento Utilizado na Execução de Colunas de Brita .....	52
Figura 30 – Sequencia Executiva de Colunas de Brita.....	53
Figura 31 – Sequencia Executiva de Colunas de Brita.....	54
Figura 32 – Arranjos de Execução de Colunas com DSM .....	55
Figura 33 – Método DSM.....	56
Figura 34 – Fluxograma de trabalho.....	59
Figura 35 – Localização geográfica da obra.....	60
Figura 36 – Localização geográfica do Contorno Viário de Florianópolis .....	61
Figura 37 – Locação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis .....	62
Figura 38 – Mapa Geológico da área de implantação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis.....	65
Figura 39 – Locação das sondagens mistas e da vertical de ensaio VT-07.....	67
Figura 40 – Perfil geológico geotécnico baseado nas sondagens mistas SM-33, SM-35, SM-37 e SM-39 – Sentido Sul-Norte.....	69
Figura 41 – Perfil geológico geotécnico baseado nas sondagens mistas SM-34, SM-36, SM-38 e SM-40 – Sentido Norte-Sul.....	70
Figura 42 – Perfil da sondagem SP-05 .....	72
Figura 43 – Carta de plasticidade do trecho intermediário do Contorno Norte de Florianópolis (Engevix Engenharia).....	73
Figura 44 – Ensaio de Adensamento em trecho aluvionar .....	74
Figura 45 – Resultado do ensaio de palheta a 3,50m de profundidade .....	75
Figura 46 – Resultado do ensaio de palheta a 4,50m de profundidade .....	75
Figura 47 – Resultados do ensaio de CPTu-07.....	76
Figura 48 – Resultados do ensaio de CPTu-07.....	77
Figura 49 – Resultado do ensaio de dissipação a 4,00m de profundidade .....	78
Figura 50 – Resultado do ensaio de dissipação a 4,00m de profundidade .....	78
Figura 51 – Seção típica dos aterros em estudo.....	85

Figura 52 – Estratigrafia resultante do CPTu-07 de acordo com a metodologia de Jefferies e Davies (1993).....	88
Figura 53 – Caracterização do histórico de tensões do depósito de solo mole situado na área de implantação da Ponte sobre o rio Três Riachos.....	91
Figura 54 - Resultados das correlações de resistência não drenada do ensaio de palheta com ensaio de piezocone .....	93
Figura 55 – Compilação de ensaios CPTu com a curva $\sigma'_{vm}$ x Profundidade.....	95
Figura 56 – Compilação de ensaios CPTu com a curva $S_u$ x Profundidade.....	96
Figura 57 – Valores de $N_{kt}$ em profundidade para solos moles aluvionares presentes no Contorno de Florianópolis .....	97
Figura 58 – Dissipação vertical estimada ao longo do tempo na Margem Norte da Ponte .....	100
Figura 59 – Dissipação vertical estimada ao longo do tempo na Margem Sul.....	106
Figura 60 – Variações de malhas de espaçamento de geodrenos na Margem Norte.....	110
Figura 61 – Variações da razão entre permeabilidade não amolgada e amolgada na Margem Norte.....	111
Figura 62 – Legenda para figuras de análise de estabilidade .....	114
Figura 63 – Seções de ruptura circular e planar da Margem Norte a curto prazo .....	115
Figura 64 – Seções de ruptura circular e planar da Margem Norte a longo prazo .....	116
Figura 65 – Seções de ruptura circular e planar da Margem Sul a curto prazo.....	117
Figura 66 – Seção de ruptura circular da Margem Sul a longo prazo .....	118
Figura 67 – Exemplo de distribuição de detalhamento do colchão de areia.....	123
Figura 68 – Exemplo de seção típica de geodrenos com colchão de areia envelopado por geotêxtil não-tecido .....	124
Figura 69 – Gancho de ancoragem.....	124
Figura 70 – Detalhe típico de um piezômetro de Casagrande.....	125
Figura 71 – Seção A do Piezômetro Simples de Tubo Aberto.....	126
Figura 72 – Detalhe típico de uma placa de recalque.....	126



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais parâmetros obtidos dos ensaios de laboratório e de campo aplicados em solos moles.....	10
Tabela 2 – Classificação dos Solos de acordo com Número de Golpes SPT.....	11
Tabela 3 – Razão de permeabilidade das argilas.....	18
Tabela 4 – Fatores de segurança mínimo .....	31
Tabela 5 – Métodos de Equilíbrio Limite de Fatias .....	32
Tabela 6 – Faixa de valores de fatores de redução recomendados.	39
Tabela 7 – Legenda da Locação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis .....	63
Tabela 8 – Características Gerais do Contorno Viário de Florianópolis .....	64
Tabela 9 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização .	73
Tabela 10 – Resumo do resultado do ensaio de palheta.....	75
Tabela 11 – Resumo dos resultados dos ensaios de dissipação do CPTu-07.....	77
Tabela 12 – Índice $I_c$ de classificação dos solos.....	79
Tabela 13 – Fator tempo .....	83
Tabela 14 – Índices de adensamento e índices de vazios de acordo com as correlações de Skempton .....	89
Tabela 15 – Índices de adensamento e de vazios adotados.....	89
Tabela 16 – Tensão de pré-adensamento e OCR conforme o método de Mesri (1975).....	90
Tabela 17 – Tensão de pré-adensamento e OCR conforme o método de Jamiolkowski et al. (1985) .....	90
Tabela 18 – Tensão de pré-adensamento e OCR adotados na vertical CPTu-07.....	90
Tabela 19 – Coeficientes de adensamento do ensaio CPTu-07.....	92
Tabela 20 – Coeficientes de adensamento dos ensaios CPTu realizados em trechos aluvionares no Contorno de Florianópolis.....	97
Tabela 21 – Resumo dos resultados dos parâmetros dos solos compressíveis.....	98
Tabela 22 – Parâmetros dos materiais presentes na fundação.....	99
Tabela 23 – Resumo dos resultados das análises de estabilidade	114





## LISTA DE SÍMBOLOS

### Abreviaturas

CPT	Cone penetration test
CPT <sub>u</sub>	Piezococone penetration test
DMT	Dilatômetro de Marchetti
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DSM	Deep soil mixing
EPS	Poliestireno expandido
FS	Fator de segurança
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NA	Normalmente adensado
PA	Pré-adensado
PMT	Pressiômetro
SM	Sondagem mista
SPT	Standard penetration test

### Alfabeto Latino

a	Relação de áreas AN.AT <sup>-1</sup>
B <sub>q</sub>	Parâmetro de classificação dos solos
c'	Coesão efetiva
C <sub>c</sub>	Coefficiente ou Índice de compressão
C <sub>h</sub>	Coefficiente de adensamento horizontal
C <sub>r</sub>	Coefficiente ou Índice de recompressão
C <sub>s</sub>	Coefficiente ou Índice de expansão
C <sub>v</sub>	Coefficiente de adensamento vertical
CR	Razão de compressão
CU	Resistencia consolidada não drenada
d <sub>w</sub>	Diâmetro equivalente de um geodreno retangular
d <sub>e</sub>	Diâmetro de influência de um geodreno
D	Diâmetro da palheta
e <sub>o</sub>	Índice de vazios
f <sub>s</sub>	Atrito lateral
F <sub>r</sub>	Atrito lateral normalizado
G <sub>o</sub>	Módulo cisalhante a pequenas deformações
G <sub>s</sub>	Densidade real dos grãos
h <sub>adm</sub>	Altura admissível
h <sub>arg</sub>	Espessura da camada de solo mole

$h_d$	Distância de drenagem
$h_{cr}$	Altura crítica
$I_c$	Índice de classificação do material
$I_r$	Índice de rigidez
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal $k_v$
	Coefficiente de permeabilidade vertical
$n$	Densidade de geodrenos
$N_{kt}$	Fator de cone
OCR	Razão de sobreadensamento
$q_c$	Resistência de ponta
$q_t$	Resistência de ponta corrigida
$Q_t$	Resistência de ponta líquida normalizada
$R$	Raio do piezocone
$R_f$	Razão de atrito
RR	Razão de recompressão
$S_u$	Resistência não drenada
$S_t$	Sensibilidade das argilas
$S$	Espaçamento entre geodrenos
$t_{50\%}$	Tempo de dissipação de 50% da poro-pressão
$T$	Torque
$T_h$	Fator tempo de dissipação horizontal
$T_v$	Fator tempo de dissipação vertical
$T^*$	Fator tempo
$u_1$	Poro-pressão na ponta do cone
$u_2$	Poro-pressão na base do cone
$u_3$	Poro-pressão na luva do cone
UU	Resistencia não consolidada não drenada
$U$	Grau de adensamento total
$U_h$	Grau de adensamento radial ou horizontal
$U_v$	Grau de adensamento vertical
$V_V$	Volume de vazios
$V_S$	Volume de sólidos
$w_n$	Umidade natural in situ
$w_L$	Limite de liquidez
$w_p$	Limite de plasticidade

### Alfabeto Grego

$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
----------------	---------------------------

$\sigma'_{vo}$	Tensão efetiva inicial no meio da subcamada
$\Delta\sigma_v$	Acréscimo de tensão no meio da subcamada
$\gamma_{\text{água}}$	Peso específico da água
$\gamma_{\text{areia}}$	Peso específico da areia
$\gamma_{\text{arg}}$	Peso específico do solo mole
$\gamma_{\text{at}}$	Peso específico do aterro
$\gamma_m$	Peso específico do solo residual
$\gamma_{\text{pav}}$	Peso específico referente às camadas do pavimento



## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJETIVO GERAL</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	<b>2</b>
<b>1.3</b>	<b>APRESENTAÇÃO DO TRABALHO</b> .....	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.</b>	<b>FORMAÇÃO DOS SOLOS MOLES</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.1.</b>	<b>SOLOS MOLES FLUVIAIS (ALUVIONARES)</b> .....	<b>5</b>
<b>2.1.2.</b>	<b>SOLOS MOLES MARINHOS</b> .....	<b>6</b>
<b>2.2.</b>	<b>INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA</b> .....	<b>9</b>
<b>2.2.1.</b>	<b>INVESTIGAÇÃO PRELIMINAR</b> .....	<b>11</b>
<b>2.2.2.</b>	<b>INVESTIGAÇÕES COMPLEMENTARES</b> .....	<b>13</b>
<b>2.2.2.1.</b>	<b>ENSAIO DE PALHETA (VANE TEST)</b> .....	<b>13</b>
<b>2.2.2.2.</b>	<b>ENSAIO DE PIEZOCONE</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2.2.3.</b>	<b>ENSAIO DE ADENSAMENTO CONVENCIONAL (OEDOMÉTRICO)</b> .....	<b>18</b>
<b>2.3.</b>	<b>ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES</b> .....	<b>21</b>
<b>2.3.1.</b>	<b>RECALQUES IMEDIATOS</b> .....	<b>21</b>
<b>2.3.2.</b>	<b>RECALQUES PRIMÁRIOS</b> .....	<b>22</b>
<b>2.3.2.1.</b>	<b>EFEITO DE SUBMERSÃO</b> .....	<b>27</b>
<b>2.3.2.2.</b>	<b>RECALQUES DE ATERROS CONSTRUÍDOS EM ETAPAS</b>	<b>27</b>
<b>2.3.3.</b>	<b>RECALQUES SECUNDÁRIOS</b> .....	<b>29</b>
<b>2.4.</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b> .....	<b>30</b>
<b>2.4.1.</b>	<b>FATORES DE SEGURANÇA – DNER-PRO 381/98</b>	<b>30</b>
<b>2.4.2.</b>	<b>MODOS DE RUPTURA</b> .....	<b>31</b>
<b>2.4.2.1.</b>	<b>RUPTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO</b> .....	<b>32</b>
<b>2.4.2.2.</b>	<b>RUPTURA GLOBAL DO CONJUNTO ATERRO-SOLO</b>	<b>32</b>
<b>2.4.3.</b>	<b>MÉTODOS DE ESTABILIDADE</b> .....	<b>32</b>
<b>2.4.4.</b>	<b>GANHO DE RESISTÊNCIA AO LONGO DO TEMPO DE ADENSAMENTO</b> .....	<b>34</b>
<b>2.4.5.</b>	<b>ATERROS REFORÇADOS</b> .....	<b>34</b>
<b>2.5.</b>	<b>MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES</b> .....	<b>39</b>
<b>2.5.1.</b>	<b>SUBSTITUIÇÃO DE SOLOS MOLES</b> .....	<b>42</b>
<b>2.5.2.</b>	<b>ATERROS COM SOBRE CARGA TEMPORÁRIA</b>	<b>43</b>
<b>2.5.3.</b>	<b>ATERROS COM BERMAS DE EQUILÍBRIO</b> .....	<b>44</b>

2.5.4.	ATERROS REFORÇADOS.....	45
2.5.5.	ATERROS EXECUTADOS EM ETAPAS.....	46
2.5.6.	ATERROS LEVES.....	46
2.5.7.	ATERROS COM DRENOS VERTICAIS .....	48
2.5.8.	ATERROS SOBRE ESTACAS OU COLUNAS .....	49
2.5.9.	DEEP SOIL MIXING .....	54
2.6.	OUTROS CASOS DE SOLOS MOLES NA REGIÃO	56
3.	MATERIAIS E MÉTODOS .....	59
3.1.	ÁREA DE ESTUDO.....	59
3.2.	GEOLOGIA REGIONAL .....	65
3.3.	GEOLOGIA LOCAL.....	67
3.4.	ENSAIOS E INVESTIGAÇÕES DISPONÍVEIS.....	71
3.4.1.	SONDAGENS .....	71
3.4.2.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	72
3.4.3.	ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO CONVENCIONAL.....	74
3.4.4.	ENSAIOS DE PALHETA.....	74
3.4.5.	ENSAIO DE PIEZOCONE .....	75
3.5.	ESTRATIGRAFIA LOCAL.....	78
3.6.	PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	80
3.6.1.	PESO ESPECÍFICO, ÍNDICES DE ADENSAMENTO E ÍNDICE DE VAZIOS .....	80
3.6.2.	HISTÓRICO DE TENSÕES.....	80
3.6.3.	COEFICIENTES DE ADENSAMENTO.....	82
3.7.	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA .....	83
3.8.	ANÁLISE DE COMPRESSIBILIDADE .....	83
3.8.1.	PREMISSAS .....	84
3.9.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	84
3.9.1.	PREMISSAS .....	84
3.9.2.	GEOMETRIA DOS ATERROS .....	85
4.	RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS.....	87
4.1.	ESTRATIGRAFIA PARA ANÁLISES DE COMPRESSIBILIDADE E ESTABILIDADE.....	87
4.2.	PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.....	89
4.2.1.	PESO ESPECÍFICO, ÍNDICE DE VAZIOS E ÍNDICES DE COMPRESSÃO E RECOMPRESSÃO.....	89

4.2.2.	HISTÓRICO DE TENSÕES.....	90
4.2.3.	COEFICIENTES DE ADENSAMENTO.....	91
4.3.	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	92
4.4.	DISCUSSÕES E PARÂMETROS ADOTADOS NO ESTUDO	93
4.4.1.	PARÂMETROS ADOTADOS NO ESTUDO .....	97
4.5.	ANÁLISE DE COMPRESSIBILIDADE.....	99
4.5.1.	MARGEM NORTE .....	99
4.5.2.	MARGEM SUL.....	106
4.5.3.	COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS.....	109
4.6.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	111
4.6.1.	CONCEPÇÃO.....	112
4.6.2.	RESULTADOS.....	113
4.6.3.	COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS.....	119
5.	ESPECIFICAÇÕES.....	121
6.	CONCLUSÕES .....	127
7.	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	129
	APÊNDICE.....	135
	APÊNDICE A.....	137
	APÊNDICE B .....	141







## **1. INTRODUÇÃO**

As transgressões do mar durante o Holoceno e o Pleistoceno, no período Quaternário, resultaram no transporte e na deposição de sedimentos marinhos em toda a costa brasileira. O material sedimentado possui características compressíveis e, portanto, muito sensíveis à aplicação de novos carregamentos. Com comportamentos análogos, pode-se citar, também, os solos de baixa consistência oriundos de várzeas de rios, devido à sedimentação de material fino em áreas de baixa velocidade de fluxo.

Por motivos históricos o Brasil teve seu desenvolvimento intensificado justamente nas áreas em que há maior ocorrência de solos compressíveis. A ocupação cada vez mais acentuada torna difícil encontrar alternativas de traçado de rodovia, sendo que algumas delas recaem em casos de planícies de sedimentos marinhos, além das formações fluviais e aluvionares.

A BR-101, principal rodovia federal localizada ao longo litoral, possui diversas ocorrências de solos moles, em especial no estado de Santa Catarina, onde há deposições muito discutidas no meio técnico nas proximidades do município de Tubarão (MACCARINI, 2010) e na região metropolitana da capital catarinense. No caso específico do Contorno Viário de Florianópolis, ao longo dos cerca de 50 km de extensão, foram identificados depósitos com espessas camadas de solos moles durante as fases de investigação geotécnica.

Este estudo aborda as soluções para os encontros da ponte sobre o rio Três Riachos, uma das obras da implantação do Contorno Viário, que foram dimensionados utilizando-se parâmetros geotécnicos definidos com base nas campanhas de investigação e ensaios executados durante o projeto executivo da obra e de etapas anteriores.

### **1.1 OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral deste trabalho é apresentar os resultados das investigações geotécnicas, as consolidações dos parâmetros geotécnicos de projeto e o dimensionamento de um aterro sobre solos moles de um encontro de ponte, localizado sobre o Rio Três Riachos, na BR-101 em Santa Catarina.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral desta pesquisa será necessário cumprir os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar a área de estudo com as informações disponíveis;
- Determinar os parâmetros geotécnicos de compressibilidade e de resistência do solo mole;
- Determinar o método construtivo para o posterior dimensionamento;
- Conceber as análises de compressibilidade dos aterros e o estudo das medidas aceleradoras de recalques;
- Conceber a geometria dos aterros de modo que os mesmos sejam estáveis logo após a construção e durante a operação da rodovia.

## 1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho possui a seguinte organização:

### **Capítulo 2: Revisão Bibliográfica**

- Apresenta a origem e formação dos solos moles fluviais e marinhos;
- Demonstra como proceder quanto a investigação geotécnica de solos moles, em especial ao presente caso;
- Apresenta os diferentes procedimentos de análise de compressibilidade.
- Descreve os procedimentos de análises de estabilidade de aterros rodoviários assentes sobre solos moles;
- Apresenta os diversos tipos de métodos executivos de aterros sobre solos moles;
- Apresenta outros casos de solos moles no estado de Santa Catarina, e o caso do Aeroporto Internacional Salgado Filho, em Porto Alegre, Rio Grande do Sul.

### **Capítulo 3: Materiais e Métodos**

- Apresenta os dados de ensaios e investigações geotécnicas disponíveis
- Determina como os parâmetros do estudo de caso foram compilados e avaliados;

- Seleciona o método construtivo, orientando, dessa forma, as análises de compressibilidade e de estabilidade.

#### **Capítulo 4: Resultados e Dimensionamentos**

- Apresenta os resultados obtidos quanto aos parâmetros do projeto, às análises de compressibilidade e de estabilidade.

#### **Capítulo 5: Especificações**

- Apresenta as características e as especificações das soluções de projeto adotadas para o estudo de caso.

- Elenca os elementos empregados no estudo de caso.

#### **Capítulo 6: Conclusões**

- Apresenta as conclusões referentes aos resultados obtidos da parametrização dos resultados e investigações geotécnicas do depósito de solos moles e as análises de compressibilidade e de estabilidade do estudo de caso.

#### **Capítulo 7: Sugestões de Trabalhos Futuros**

- Apresenta temas de novas pesquisas envolvendo solos moles de Santa Catarina e pesquisas complementares ao presente estudo de caso.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. FORMAÇÃO DOS SOLOS MOLES

De acordo com Massad (2010), solos moles são caracterizados por ter baixa consistência à penetração, usualmente com  $N_{SPT}$  inferiores a 4 golpes, onde o teor argiloso do solo lhe confere características coesivas e compressíveis. São constituídos ainda por teores de areia e siltes, isto é, areias argilosas fofas ou silte areno-argilosos recentes, datando do período Quaternário. Nestes depósitos há presença de matéria orgânica, húmus, oriunda da decomposição de matéria vegetal e animal (SPANNENBERG, 2003), o que lhe proporciona cores escuras, de cinza a preto (MASSAD, 2010).

As características dos depósitos são diferenciadas da seguinte maneira (MASSAD, 2010):

A) Pelo processo de deposição:

- Fluvial: ocorrem nos leitos dos rios ou em planícies alagadiças;
- Deltaico-fluvial: ocorrem quando há deposição dos sedimentos de um rio em um lago (SPANNENBERG, 2003);
- Marinhos ou costeiros: são ocasionados pela flutuação do nível relativo do mar ao longo de milhares de anos.

B) Pelo meio de deposição: Por água salgada, água doce ou água salobra;

C) Pelo local de deposição: Praias, canais de mar e demais áreas litorâneas, planícies de inundação e várzeas.

#### 2.1.1. SOLOS MOLES FLUVIAIS (ALUVIONARES)

Os solos moles aluvionares são formados pela sedimentação de partículas mais finas, siltes ou argilas, que ocorrem nas áreas mais baixas das planícies alagáveis pelas cheias de rios (MASSAD, 2010). É comum haver heterogeneidade nestes perfis, principalmente com a presença de lentes de areia.

Com o movimento dos rios, onde seus meandros ao longo dos anos mudam de acordo com o curso natural fluvial, as áreas de deposição também são alteradas, o que confere também heterogeneidade horizontal da formação deste tipo de solo de baixa consistência (MASSAD, 2010), isto é, em algumas áreas onde atualmente há deposição de sedimentos no passado pode não ter havido por não ser propícia à sedimentação de partículas finas.

### **2.1.2. SOLOS MOLES MARINHOS**

No período Quaternário ocorreram dois ciclos de sedimentação: o Pleistoceno e o Holoceno, os quais são intercalados pela última glaciação, cerca de 15 mil anos, com ocorrência de processos erosivos intensos (MASSAD, 2010). Nestes períodos ocorreram variações significativas do nível relativo do mar, principal processo de formação dos sedimentos marinhos das planícies da costa brasileira.

O nível relativo dos oceanos está relacionado à variação de seu volume de água, denominadas eustasia, e das alterações dos níveis dos continentes, denominada isostasia (MARTIN et al., 1986b) *apud* (SUGUIO, 2010).

As variações de nível dos oceanos são determinadas pelos seguintes fatores (SUGUIO, 2010):

- Alterações nos volumes dos oceanos por duas consequências, pela tectônica de placas que causa a tecnoeustasia, e pelos fenômenos de glaciação que resultam na glacioeustasia;
- Deformações das superfícies dos oceanos, resultando na geoidoeustasia.

Enquanto que os níveis dos continentes são resultantes dos seguintes processos (SUGUIO, 2010):

- Movimentos tectônicos, desde movimentos sísmicos (instantâneo) até movimentos de duração mais prolongada (muitos anos);
- Movimentos isoestáticos: variação das cargas provocadas pela expansão ou retração das geleiras sobre os continentes, em que



há erosão ou deposição de sedimentos provocados pela regressão ou transgressão do mar, respectivamente;

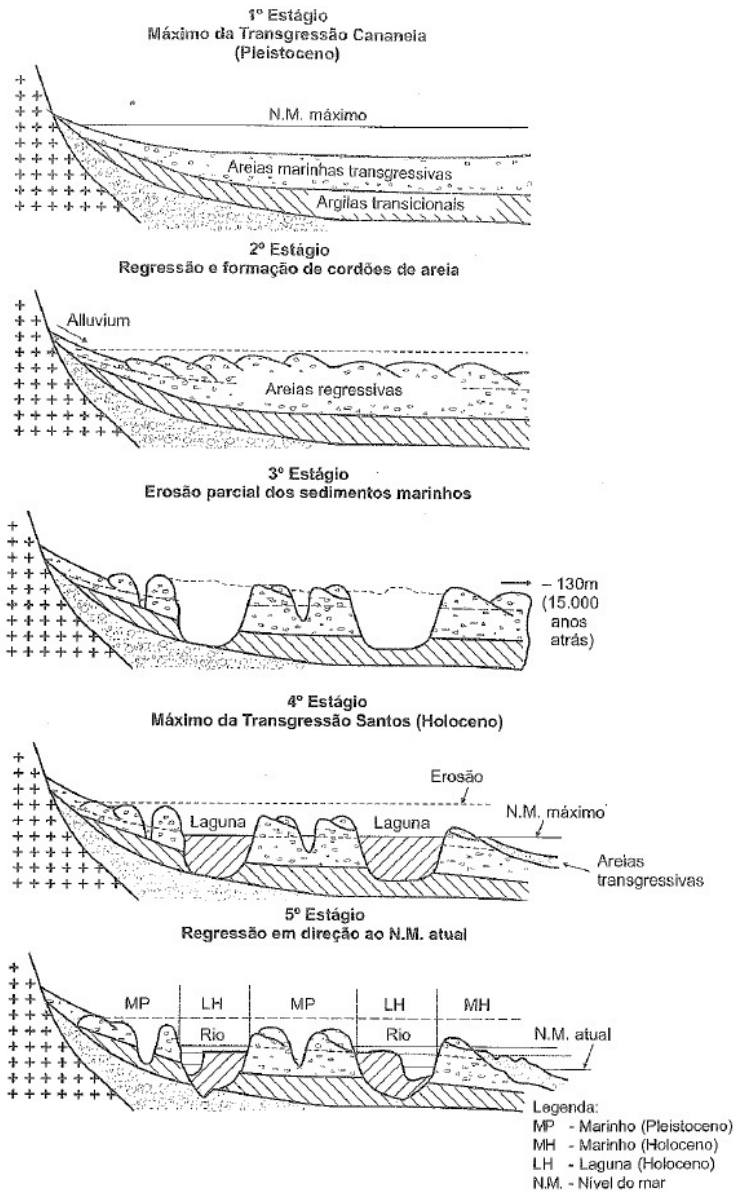
- Deformações das superfícies continentais.

Para compreender a deposição dos sedimentos resultante das flutuações do nível relativo do mar, Massad (2010) cita dois importantes eventos de transgressão do mar, isto é, avanço do mar em direção ao continente, que auxiliam no entendimento da deposição de sedimentos:

- Transgressão da Cananeia, ou Transgressão Antiga (SUGUIO, 2010): ocorrida há aproximados 123 mil anos, período em que o nível relativo do mar foi superior a cerca de 8 m do nível atual. Formou sedimentos argilosos ou arenosos na base, e arenosos no topo. Houve um momento regressivo, abaixamento do nível do mar, de cerca de 130 m oriundo da última glaciação, o que ocasionou processos erosivos intensos que removeram estes sedimentos parcialmente;
- Transgressão Santos, ou Transgressão Santista (SUGUIO, 2010): ocorrida há 17 mil anos, porém com poucas datações registradas até 7 mil anos. Neste período ocorreu nível relativo do mar mais baixo, cerca de 4 m acima do atual após o término da última glaciação, nos limites do Holoceno, em que o mar preencheu os vales que tinham sido escavados na rede hidrográfica. Os sedimentos originados depositaram-se nestes vales, lagunas e baías, os quais são conhecidos como Sedimentos Fluvialagunares e de Baías (MASSAD, 2010). Estes sedimentos são também resultantes do retrabalho da Formação Cananeia, os quais foram submetidos ainda a rápidas oscilações negativas do nível do mar (MASSAD, 2010).

A Figura 1 ilustra os dois eventos mencionados, que também são aplicáveis ao litoral catarinense.

Figura 1 – Exemplo de gênese das planícies sedimentares



Fonte: Suguio e Martins (1978) *apud* (MASSAD, 2010)

Para identificar áreas que no passado estiveram sujeitas às flutuações dos níveis do oceano, Suguio (2010) elenca três indicadores que auxiliam no reconhecimento de depósitos de origem marinha:

A) Indicadores Geológicos:

- Terraços de construção marinha: Caracterizados por depósitos sedimentares marinhos situados acima do nível atual do mar;
- Terraços de abrasão marinha: Inicialmente são entalhes marinhos, que por sua vez progridem para cavernas e por fim, com o colapso destas cavernas marinhas, passam a ser terraços de abrasão marinha;
- Rochas praias: Formadas por sedimentos cascalhosos e/ou arenosos de antigas praias. Estas formações são mais encontradas nas regiões do Brasil de clima quente, entre o litoral norte do Rio de Janeiro para o Norte e Nordeste (FLEXOR, MARTIN, 1979) *apud* (SUGUIO, 2010);

B) Indicadores Biológicos: Caracterizados pela presença de fósseis dos seres vivos do período, além dos restos biogênicos e das colônias, como por exemplo as cavernas de ouriços;

C) Indicadores Pré-históricos: sítios arqueológicos, como os sambaquis na costa brasileira.

## 2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a elaboração de um projeto de aterros sobre solos moles é imprescindível ter o conhecimento das propriedades geotécnicas destes sedimentos com a realização de ensaios de laboratório e de campo.

Almeida e Marques (2014) apresentam de forma prática como proceder quanto à investigação geotécnica em regiões com ocorrência de solos moles. A campanha de Investigação Preliminar é apropriada para qualquer tipo de obra, permitindo que o engenheiro reconheça o substrato local e defina a campanha de Ensaios Complementares para maior

embasamento futuro no estudo dos parâmetros de projeto. Os itens abaixo exemplificarão quais sondagens e ensaios foram realizados na obra, embora os mesmos autores cite uma gama de ensaios apropriados a depósitos de baixa consistência (Tabela 1).

Tabela 1 – Principais parâmetros obtidos dos ensaios de laboratório e de campo aplicados em solos moles

<b>Ensaio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Objetivo do Ensaio</b>	<b>Principais parâmetros obtidos</b>
<b>Laboratório</b>	Caracterização completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	$w_n$ , $w_L$ , $w_p$ , $G_s$ , curva granulométrica
	Adensamento	Cálculo de recalques e de recalques x tempo	$C_c$ , $C_s$ , $\sigma'_{vm}$ , $C_v$ , $e_o$
	Triaxial UU	Cálculos de estabilidade ( $S_u$ é afetado pelo amolgamento)	$S_u$
	Triaxial CU	Cálculos de estabilidade; parâmetros para cálculos de deformabilidade 2D (MEF)	$S_u$ , $c'$ , $\phi'$
<b>Campo</b>	Palheta	Cálculos de estabilidade	$S_u$ , $S_t$
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa do perfil de $S_u$ , $C_h$ ( $C_v$ )
	Tbar	Resistencia não drenada	Estimativa do perfil de $S_u$
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar	$S_u$ , OCR, $K_0$
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar	$S_u$ , $G_o$

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2010)

A seleção de ensaios pelo engenheiro projetista é realizada de acordo com o parâmetro buscado, com a realidade regional de disponibilidade e confiabilidade de cada tipo de ensaio e também segundo os conhecimentos e experiências adquiridas ao longo da vida acadêmica e profissional do projetista.

### 2.2.1. INVESTIGAÇÃO PRELIMINAR

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é tido como a investigação geotécnica mais econômica e prática da engenharia de solos e fundações utilizada mundialmente (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Regulamentado pela Norma NBR 6484, o ensaio informa a posição do nível do lençol freático, o perfil geológico-geotécnico local com auxílio da coleta de amostras analisando entre outros atributos: a plasticidade, a granulometria (de acordo com a Norma NBR 7181), a cor e a sua origem, que no caso de solos coesivos podem ser de ocorrência aluvionar, fluvial ou marinha. Além disso, o ensaio informa os índices de resistência à penetração a cada metro em que a norma classifica as argilas e os siltes argilosos com  $N_{SPT}$  inferiores a 2 golpes como muito moles, e valores entre 3 e 5 golpes como apenas moles (Tabela 2). Alguns autores, como Massad (2010), delimitam solos moles com  $N_{SPT}$  inferiores a 4 golpes.

Tabela 2 – Classificação dos Solos de acordo com Número de Golpes SPT

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	<4	Fofa
	5 a 8	Pouco Compacta
	9 a 18	Medianamente Compacta
	19 a 40	Compacta
	≥40	Muito Compacta
Argilas e siltes argilosos	<2	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média
	11 a 19	Rija
	≥19	Dura

Fonte: NBR 7250

Schnaid e Odebrecht (2012) exemplificam que o ensaio é realizado por uma perfuração executada com gradagem e circulação de água em que é utilizado um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. As amostras de solo são coletadas a cada metro de ensaio para classificação de acordo com as normas citadas além da descrição tátil-visual. A metodologia de ensaio prevê a cravação de um amostrador no fundo da escavação, que pode ser revestida ou não, utilizando-se a queda de um peso padrão de 65 kg de uma altura de 750 mm. Os valores de  $N_{SPT}$  registrados são os números de golpes necessários à penetração de 300mm após a cravação inicial de 150mm.

Embora o ensaio, que é de fácil execução e disponibilidade, reconheça áreas com ocorrência de solos moles e até de certa forma delimite as camadas destes solos, com ressalvas já que lentes de areia não são identificadas, Schnaid e Odebrecht (2012) citam que o SPT não é recomendado para previsão de deformações em solos moles, isto porque um parâmetro essencial para a análise de recalques é a tensão de pré-adensamento que não pode ser obtida de forma confiável somente com o SPT. É mais apropriado realizar ensaios de palheta, ensaios de adensamento oedométrico e de piezocone, que oferecem correlações comprovadamente mais confiáveis e seguras aos dimensionamentos. Porém, os mesmos autores citam que para a fase de anteprojeto pode-se estimar o módulo de Young não drenado ( $E_u$ ) e o coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) de acordo com as correlações de Stroud e Butler (1975) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Como o SPT não diferencia lentes arenosas em argilas, quando utilizada apenas a informação de  $N_{SPT}=0$  golpes, são realizados em laboratório ensaios de caracterização para determinação da umidade natural, normalizada pela NBR 6459, e dos limites de Atterberg, com metodologia regida pela NBR 7180, além das análises granulométricas (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Para determinação da umidade natural é importante que seja realizada a coleta de material na parte inferior do amostrador SPT, isto é, no bico, de modo que o avanço do SPT, realizado com trépano e água, não modifique as características originais do solo (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Outro cuidado importante citado pelos mesmos autores é o armazenamento da amostra em saco plástico dentro de caixa isolada termicamente ao abrigo do sol. Além disso, não é permitido realizar a secagem prévia das amostras para determinação de  $w_L$  e  $w_P$ .

O conjunto destes ensaios permite que o engenheiro avalie de maneira qualitativa as características do depósito de solo mole.

## 2.2.2. INVESTIGAÇÕES COMPLEMENTARES

### 2.2.2.1. Ensaio de Palheta (Vane Test)

O ensaio de palheta, também conhecido como Vane Test, é amplamente utilizado para obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) dos depósitos de solo mole. Além deste parâmetro, é possível obter a resistência não drenada amolgada, que correlacionando-se com  $S_u$  informa a sensibilidade dos solos moles. O histórico de tensões também pode ser caracterizado com auxílio deste ensaio através da correlação de Mesri (1975) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012) entre a resistência não drenada e a tensão de pré-adensamento, demonstrada na Equação 1.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vm}} = 0,22 \quad [1]$$

A execução deste ensaio prevê que o engenheiro conheça previamente o solo local para que a interpretação dos resultados seja realizada da maneira correta, respeitando a aplicabilidade recomendada de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012):

- Inexistência de lentes arenosas, caracterizada pelos ensaios de penetração;
- Matriz predominantemente argilosa;
- $N_{SPT}$  menor ou igual a 2, o que corresponde a uma resistência a penetração ( $q_c$ ) inferior ou igual a 1.000 kPa, verificada em ensaios de piezocone.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), para realização do ensaio é utilizada uma palheta de seção cruciforme, com dimensões padronizadas, posicionada na profundidade desejada do ensaio na qual é aplicado um torque necessário para cisalhar o solo por rotação a uma velocidade padrão de 6°/minuto. Durante o ensaio, coletam-se leituras a cada 2° de rotação para determinação da curva Torque x Rotação. Posteriormente, em um intervalo inferior a 5 minutos, deve-se girar a palheta em 10 revoluções completas para obtenção da resistência não drenada do solo amolgado ( $S_{ua}$ ).

Almeida e Marques (2014) estabelecem as seguintes hipóteses, de acordo com a NBR 10905, para realização do ensaio: solo isotrópico, condição não drenada e resistência constante nas adjacências da palheta, razão dobrada entre a altura e o diâmetro da palheta.

Os valores de resistência não drenada, tanto do solo natural quanto amolgado, podem ser obtidos com a Equação 2.

$$S_u = \frac{0,86T}{\pi D^3} \quad [2]$$

Em que:

T: toque máximo (kN.m);

D: diâmetro da palheta (m);

$S_u$ : resistência não drenada natural ou amolgada (kN/m<sup>2</sup> ou kPa).

Os valores de resistência não drenada possuem influência direta de diversos fatores, tais como as características da palheta, o atrito mecânico, a velocidade de rotação do equipamento, dentre outras características do solo como a plasticidade, o amolgamento, a anisotropia e a heterogeneidade (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

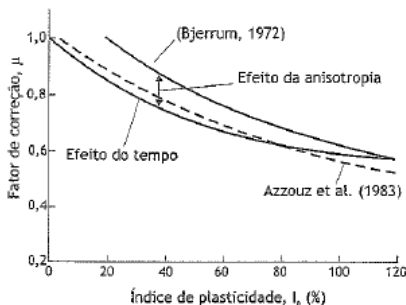
Ainda segundo os mesmos autores, a correção de Bjerrum engloba dois defeitos neste ensaio: a discrepância entre a velocidade do ensaio e a velocidade de carregamento da obra no campo e a anisotropia do solo. Sendo assim, o valor de  $S_{u(\text{projeto})}$  é o produto entre o fator de correção do ensaio de palheta, de acordo com a Equação 3, obtido com a correlação do Índice de Plasticidade, e o  $S_{u(\text{palheta})}$ .

$$S_{u(\text{projeto})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad [3]$$

Em que  $\mu$  é determinado de acordo com o ábaco de Bjerrum, ilustrado na Figura 2.

Figura 2 – Fator de Correção de Bjerrum

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



Fonte: Bjerrum (1972) apud (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

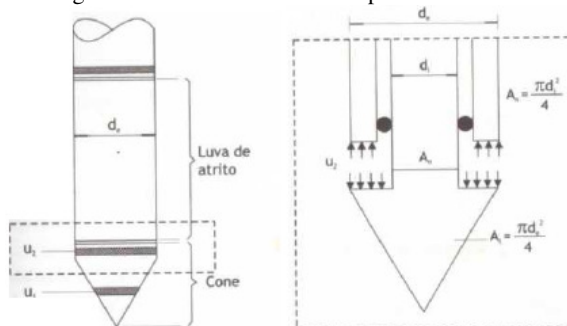


### 2.2.2.2. Ensaio de Piezocone

O ensaio de piezocone é utilizado em depósitos de solos moles para determinação da estratigrafia do substrato, além da obtenção de parâmetros importantes para o projeto geotécnico, tais como:

- Resistência de ponta ( $q_c$ );
- Poropressões geradas:  $u_1$  na ponta do cone,  $u_2$  na base do cone, e  $u_3$  na luva do cone. A Figura 3 ilustra em detalhes os locais onde as poropressões geradas são lidas na sonda do piezocone;
- Atrito lateral ( $f_s$ );
- Razão de Atrito  $R_f = \frac{f_s}{q_c}$ ;
- Dissipação de poro pressão que permitem obter os coeficientes de adensamento do solo.

Figura 3 – Detalhes da sonda do piezocone



Fonte: Almeida e Marques (2014)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), para a realização do ensaio é necessário cravar de maneira contínua, cerca de 2cm/s, um objeto de forma cilíndrica com ponteira cônica.

Como as medidas de resistência de ponta possuem influência pelos efeitos de poropressão que atuam de maneira assimétrica na forma do cone, Schnaid e Odebrecht (2012) citam a importância do conhecimento da poropressão medida na base do cone para que seja corrigida a resistência de ponta do cone, conforme demonstrado na Equação 4.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad [4]$$

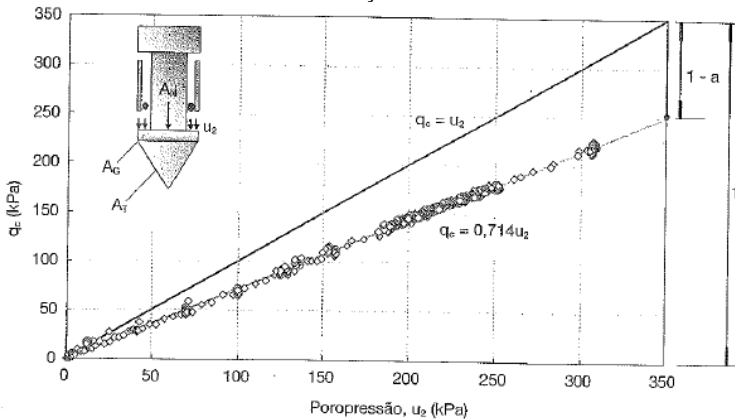
Onde:

$q_t$ : resistência de ponta corrigida (kPa);

$q_c$ : resistência de ponta de leitura (kPa);

$a$ : razão entre  $A_N/A_T$ , determinada por meio de calibração do equipamento, de acordo com a Figura 4. Este dado geralmente é fornecido pela empresa responsável pela execução do ensaio.

Figura 4 – Correções às medidas do ensaio de piezocone e detalhes para calibração



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

As medidas de poropressão permitem a determinação do parâmetro de classificação do solo, designado  $B_q$  (Schnaid e Odebrecht, 2012), o qual é determinado pela Equação 5. Valores de  $B_q$  entre 0,50 e 1,0 indicam a provável ocorrência de solos moles.

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad [5]$$

Em que  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical do solo *in situ*.

Schnaid e Odebrecht (2012) indicam que é possível observar que a ocorrência de baixas resistências de ponta associadas à geração de poropressão com valores de  $B_q$  acima de 0,50 e valores mais altos de  $R_f$  indicam a ocorrência de solos moles. Valores mais baixos de atrito lateral também indicam a ocorrência de solos moles.

Com realização dos ensaios de dissipação de poro pressão nas verticais de ensaio dos piezocones é possível obter o coeficiente de adensamento horizontal do solo ( $C_h$ ). Esse coeficiente é essencial na determinação dos percentuais de dissipação ao longo do período de

adensamento dos aterros com geodrenos, isto é, determinará quanto dos recalques primários irão ocorrer nos prazos estimados.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a metodologia do ensaio consiste na paralização da cravação do piezocone em profundidades pré determinadas e atingir a dissipação de 50% do excesso de poropressões, além de monitorar a dissipação durante o período de ensaio. O valor do coeficiente de adensamento horizontal é obtido de acordo com a Equação 6.

$$C_h = \frac{T^* \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50\%}} \quad [6]$$

Onde:

$T^*$ : Fator tempo em função da porcentagem de dissipação;

$R$ : Raio do piezocone;

$I_r$ : Índice de rigidez;

$t_{50\%}$ : Tempo de dissipação de 50% da poropressão.

Durante a cravação do cone o solo é submetido a altos níveis de deformações, portanto os valores de  $C_h$  obtidos pelo ensaio são correlatos ao solo pré-adensado. Para obtenção do coeficiente na faixa normalmente adensada é necessário fazer a correção proposta por Jamiolkowski et al. (1985) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} C_h \text{piezocone} \quad [7]$$

Onde:

$$RR = \frac{c_r}{1+e_o} \quad [8]$$

$$CR = \frac{c_c}{1+e_o} \quad [9]$$

Aplicando a Equação 7 à Equação 10 obtém-se o coeficiente de adensamento vertical:

$$C_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} C_h(NA) \quad [10]$$

Sendo a razão ( $k_v/k_h$ ) representando a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal do solo, com valores determinados na Tabela 3.

Tabela 3 – Razão de permeabilidade das argilas

<b>Natureza da Argila</b>	<b><math>k_v/k_h</math></b>
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15,0

Fonte: Jamiolkowski et. al. (1985) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012)

### **2.2.2.3. Ensaio de Adensamento Convencional (Oedométrico)**

O ensaio de adensamento convencional oedométrico é normalizado pela NBR 12007 e indicado para o cálculo da magnitude dos recalques ao longo do tempo. O ensaio simula o adensamento unidimensional, no qual, segundo Pinto (2006), são respeitadas as seguintes hipóteses:

- O Solo é totalmente saturado;
- A compressão é unidimensional;
- O fluxo d'água é unidimensional;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais;
- O fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- Os parâmetros do solo não variam no processo de adensamento;
- O índice de vazios é proporcional à variação de tensão efetiva;

O procedimento de ensaio consiste na compressão de uma amostra de solo indeformada confinada em um anel, em que no topo e na base estão pedras porosas que permitem a drenagem da água contida no solo. Nesta amostra ocorrerá a variação de volume com a expulsão de gases e água intersticial. Ressalta-se que como o anel de aço impede deformações horizontais, o fluxo de água é unicamente vertical.

A cada incremento de tensão aplicada, mede-se as deformações verticais para diferentes períodos, o procedimento é repetido até que as deformações estabilizem. Por fim, após a estabilização das deformações a tensão aplicada é dobrada para que se inicie o próximo estágio.

Os índices de vazios de cada estágio são obtidos a partir do índice de vazios do corpo de prova no início do estágio e da sua redução de altura ao término do estágio, de acordo com a Equação 11.

$$e_o = \frac{V_V}{V_S} \quad [11]$$

Onde:

$V_V$ : Volume de vazios;

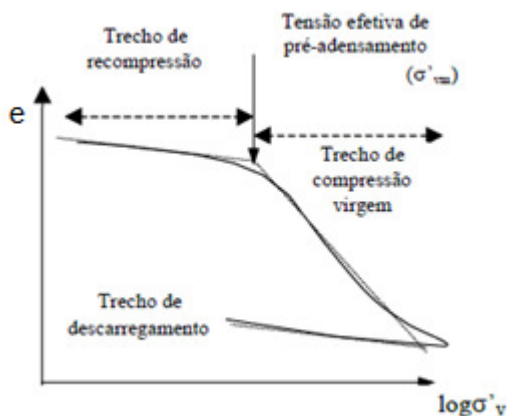
$V_S$ : Volume de sólidos.

A correta compreensão do ensaio pode ser auxiliada pelos índices demonstrados abaixo, os quais diferem apenas no trecho da curva, tendo a mesma equação:

$$C_c = C_s = C_r = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad [12]$$

- $C_c$ : Índice de compressão medido no trecho virgem;
- $C_s$ : Índice de expansão obtido no ciclo de carregamento e descarregamento;
- $C_r$ : Índice de recompressão obtido no trecho de recompressão.

Figura 5 – Trechos para coleta de dados para índices do ensaio de adensamento



Fonte: Gerscovich, Martins e Lima

Almeida e Marques (2014) ressaltam alguns cuidados que devem ser tomados quanto à realização deste ensaio em solos moles:

- 1) A tensão máxima aplicada deve ser escolhida de acordo com o histórico de tensões do depósito e da altura do aterro que será construído;
- 2) Para argilas muito moles os estágios iniciais de tensões devem ter 1,5 ou 3,0 kPa, nos estágios posteriores em que as tensões serão dobradas até a tensão máxima necessária, deve ser aplicada uma tensão de no mínimo 400 kPa.

O ensaio também permite caracterizar o histórico de tensões do solo, em que é possível estimar se o mesmo está pré-adensado ou normalmente adensado. Caso a tensão vertical efetiva atuante for maior do que a tensão vertical efetiva que o solo já foi submetido no passado, afirma-se que o solo é normalmente adensado, isto é,  $\sigma'_{vo} = \sigma'_{vm}$ . Porém, no passado o solo pode ter sido submetido a uma tensão vertical efetiva maior do que a tensão vertical efetiva que atua no presente, neste caso o solo é pré-adensado.

O conhecimento destes valores permite estimar se o solo sofrerá deformações elásticas ou não, frente às tensões que irão atuar durante e após a construção da obra. Tensões abaixo da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) terão deformações pequenas, e parcialmente reversíveis, enquanto que tensões acima de  $\sigma'_{vm}$  resultarão em deformações plásticas (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

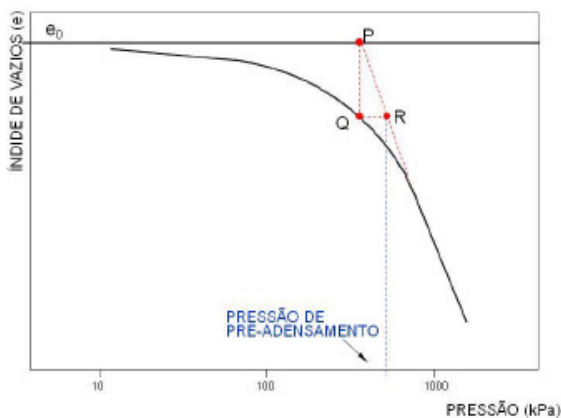
A razão de sobreadensamento OCR é determinada segundo a Equação 13.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad [13]$$

A obtenção dos valores de OCR permite conhecer se o solo está pré-adensado ( $OCR > 1$ ) ou normalmente adensado ( $OCR \cong 1$ ).

Para obtenção dos valores de  $\sigma'_{vm}$  indica-se o Método de Pacheco Silva (PINTO, 2006), no qual é prolongada a reta virgem até a horizontal do índice de vazios inicial da amostra. No ponto de intersecção, é traçada uma vertical até a curva do ensaio e desse ponto é traçada uma nova horizontal. O ponto de pré-adensamento é considerado na intersecção da última horizontal traçada com o prolongamento da reta virgem. A Figura 6 ilustra o método.

Figura 6 – Método Pacheco Silva



Fonte: Gerscovich, Martins e Lima

### 2.3. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Os recalques ocorridos em aterros sobre solos moles podem ser divididos em:

- Recalques imediatos;
- Recalques primários;
- Recalques secundários.

O estudo geotécnico visa garantir a cota final de projeto dos aterros após os recalques construtivos, isto é, somatório dos recalques imediatos e dos recalques primários.

#### 2.3.1. RECALQUES IMEDIATOS

Os recalques imediatos ocorrem instantaneamente à aplicação de cargas na superfície e sem a variação de volume de argila, motivo pelo qual são conhecidos como recalques não drenados, elásticos ou distorcionais (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Como este recalque possui valores muito baixos frente aos recalques ocorridos por adensamento, isto é, para aterros com dimensões consideráveis (comprimento e largura), usualmente são desconsiderados (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

### 2.3.2. RECALQUES PRIMÁRIOS

Os recalques primários são resultantes do processo de adensamento, isto é, expulsão de água dos vazios do solo, sendo seus valores determinados diferenciando o substrato local em subcamadas com dados correspondentes aos ensaios de adensamento (PINTO, 2000) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014), ou ainda, correspondente aos parâmetros de projeto das respectivas camadas de solos moles.

O recalque primário pode ser determinado de acordo com a Equação 14.

$$\Delta h = h_{arg} \left[ \frac{C_r}{1+e_o} \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad [14]$$

Onde:

$h_{arg}$ : Espessura da camada de solo mole;

$C_r$ : Índice de recompressão;

$C_c$ : Índice de compressão;

$e_o$ : Índice de vazios

$\Delta\sigma_v$ : Acréscimo de tensão no meio da subcamada;

$\sigma'_{vo}$ : Tensão vertical in situ no meio da subcamada;

$\sigma'_{vm}$ : tensão de pré-adensamento no meio da subcamada.

Na determinação dos recalques primários é necessário estimar quanto destes recalques ocorrerão segundo as dissipações de poropressões de acordo com drenagem vertical ou segundo as correlações de drenagem combinada, isto é, drenagem vertical associada à drenagem radial, quando adotados drenos verticais.

- **Drenagem Unidimensional – 1D**

A Teoria de Terzaghi estima os valores de recalque por tempo de adensamento nos casos de drenagem vertical. O recalque ocorrido em um dado tempo é resultante do produto entre os recalques estimados e a porcentagem média de adensamento vertical  $U_v$  (ALMEIDA e MARQUES, 2014), vide Equação 15.

$$\Delta h(t) = U_v \cdot \Delta h \quad [15]$$

Em que  $U_v$  é obtida em função do fator tempo  $T_v$ , demonstrado na Equação 16.



$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h_d^2} \quad [16]$$

Onde:

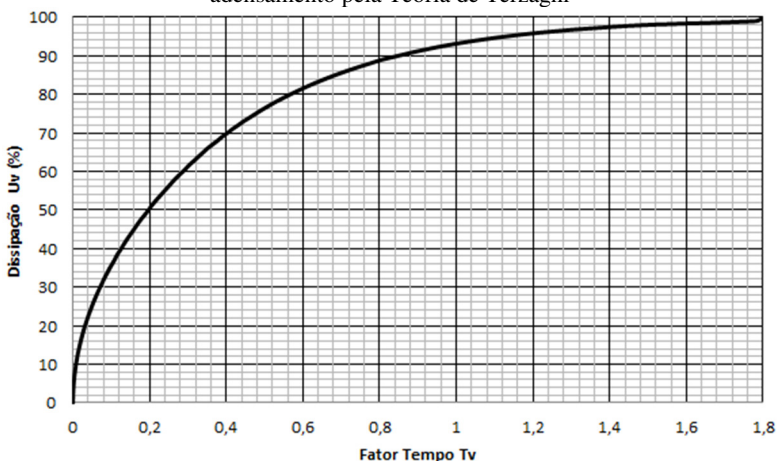
$C_v$ : coeficiente de adensamento vertical do solo;

$t$ : tempo de adensamento;

$h_d$ : distância de drenagem

Para determinação do Fator Tempo pode-se utilizar o gráfico ilustrado na Figura 7.

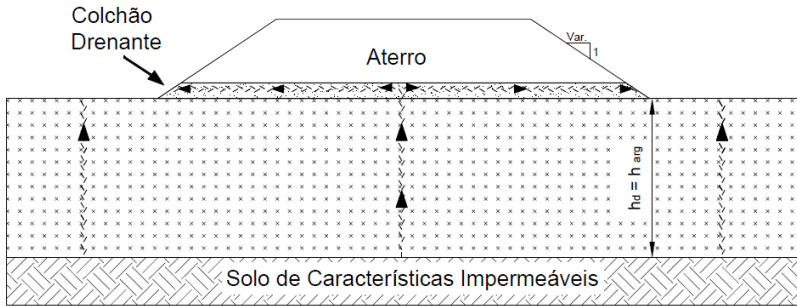
Figura 7 – Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi



Fonte: Pinto (2006)

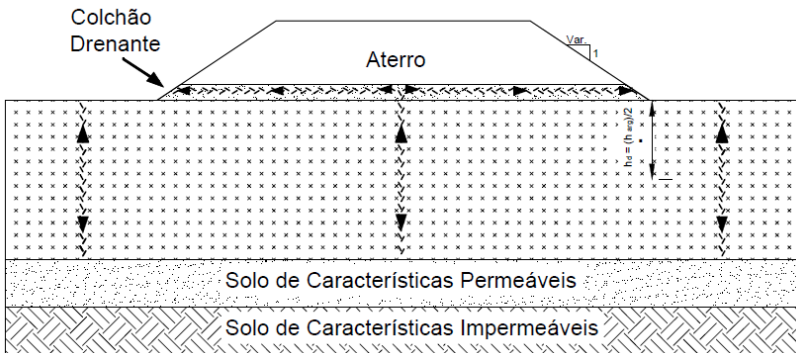
A drenagem da camada de solo mole pode ser definida como simples, em que a distância de drenagem é igual à camada de solo mole (apenas uma face de drenagem), ou dupla, em que a distância de drenagem é igual à metade da camada de solo mole, quando o solo compressível estiver confinado por camadas drenantes. A Figura 8 e a Figura 9 ilustram os dois tipos de drenagem da camada de solo compressível.

Figura 8 – Seção Típica com Drenagem Simples



Fonte: Do autor

Figura 9 – Seção Típica com Drenagem Dupla



Fonte: Do autor

### • Drenagem Radial

A utilização de drenos verticais diminui os tempos de adensamento de maneira considerável, visto que a distância de drenagem é reduzida à metade do espaçamento entre drenos, direcionando o fluxo de drenagem horizontalmente ao encontro dos drenos, e destes para a superfície verticalmente.

Para um cilindro de solo com dreno cilíndrico vertical, o grau de adensamento médio é regido pela Equação 17, de acordo com Barron (1948) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014):

$$U_h = 1 - e^{-\left[\frac{8T_h}{F(n)}\right]} \quad [17]$$

Onde:

$T_h$ : Fator tempo para drenagem horizontal, obtido pela Equação 18.

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{d_e^2} \quad [18]$$

$F(n)$ : Função da densidade de drenos, obtida pela Equação 19.

$$F(n) \cong \ln(n) - 0,75 \quad [19]$$

$n$ : Densidade de drenos, determinado pela Equação 20.

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad [20]$$

$d_w$ : diâmetro do dreno ou diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular, conforme a Equação 21, com  $a=10\text{cm}$  e  $b=0,50\text{cm}$  de acordo com a Figura 10.

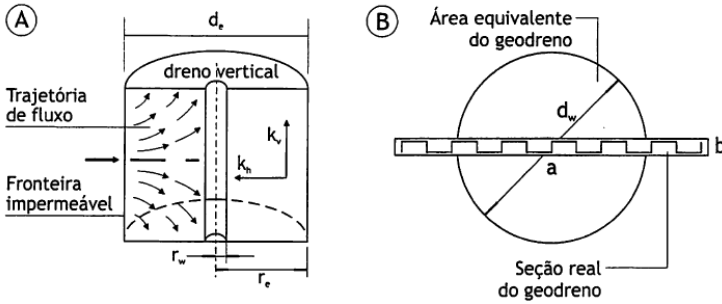
$$d_w = \frac{2 \cdot (a+b)}{\pi} \quad [21]$$

$d_e$ : diâmetro de influência de um dreno, item A da Figura 10, que é função do seu espaçamento e da forma de arranjo dos drenos, podendo ter malha de espaçamento quadrada (Equação 22) ou triangular (Equação 23), de acordo com a Figura 11.

$$d_e = 1,13 \cdot l \quad [22]$$

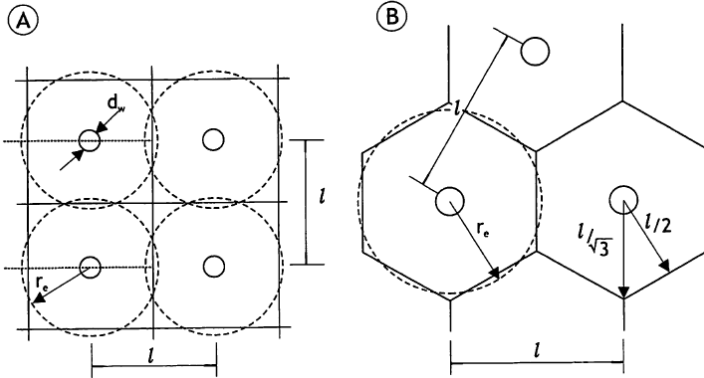
$$d_e = 1,05 \cdot l \quad [23]$$

Figura 10 – Parâmetros da Geometria dos Drenos



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Figura 11 – Geometria de arranjo dos drenos Verticais de malha quadrada (A) e de malha triangular (B)



Fonte: Almeida e Marques (2014)

### • Drenagem Combinada

Em camadas de solo mole com espessura inferior a 10 m, deve-se considerar a associação da drenagem radial com a drenagem vertical, também conhecida como drenagem combinada, em que Carrillo (1942) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014) obteve a porcentagem média de adensamento total, demonstrada na Equação 24.

$$(1 - U) = (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \quad [24]$$

### 2.3.2.1. Efeito de Submersão

De acordo com Almeida e Marques (2014), o cálculo considerando o efeito de submersão é feito de maneira iterativa, sendo finalizado até convergir o resultado da iteração anterior. O procedimento consiste em calcular o recalque primário com a equação simplificada, isto é, considerando o solo mole normalmente adensado:

$$\Delta h_j = h_{arg} \cdot \frac{c_c}{(1+e_o)} \cdot \log \left( \frac{(\sigma'_{vo} + \gamma_{at} h_{at})}{\sigma'_{vo}} \right) \quad [25]$$

Em seguida a altura de aterro é diferenciada entre não submersa ( $h_1$ ) e submersa ( $h_2$ ), considerando-se o peso específico submerso. A Equação 26 demonstra o procedimento.

$$\Delta h_{j+1} = h_{arg} \cdot \frac{c_c}{(1+e_o)} \cdot \log \left( \frac{(\sigma'_{vo} + \gamma_{at} h_1 + \gamma_{at} h_2)}{\sigma'_{vo}} \right) \quad [26]$$

Quando houver várias subcamadas de solo mole, deve-se igualar o valor de  $h_2$  ao somatório de todos os recalques das subcamadas.

### 2.3.2.2. Recalques de Aterros Construídos em Etapas

Quando não for possível construir o aterro em etapa única, pode-se ter como alternativa de projeto a construção, de modo que o solo mole adquira resistência com o tempo (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

De acordo com Almeida e Marques (2014), não é necessário esperar a dissipação de 95% das poropressões entre as etapas. Dentre as hipóteses simplificadores estabelecidas pelos autores, cita-se:

- O aterro é considerado infinito;
- Admite-se que o solo mole esteja na condição normalmente adensada, logo  $\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo}$ ;
- A submersão do aterro é desconsiderada.

Logo, obtém-se os valores de recalques através da Equação 27:

$$\Delta h_1 = h_{arg} \cdot \frac{c_c}{(1+e_o)} \cdot \log \left( \frac{(\sigma'_{vo} + \gamma_{at} h_1)}{\sigma'_{vo}} \right) \quad [27]$$

Em que a variação de recalques no tempo  $t$  é dada por  $\Delta h_1(t) = \Delta h_1 \cdot U_1$ , onde a porcentagem de adensamento deve ser superior a 60%, seja ela vertical ou combinada.

Ao final da primeira etapa de construção deve ser considerada uma espessura de solo mole reduzida, de acordo com o recalque ocorrido no período (Equação 28).

$$h_{arg1} = h_{arg} - \Delta h_1 \cdot U_1 \quad [28]$$

Assim como uma nova tensão vertical efetiva para a próxima etapa de construção, de acordo com a dissipação ocorrida no período (Equação 29).

$$\sigma'_{v1} = \sigma'_{v0} + U_1 \cdot (\gamma_{at} \cdot h_1) \quad [29]$$

Na etapa seguinte, o recalque será resultante de duas parcelas:

- Recalque que ocorrerá resultante da altura de aterro  $h_1$ , a qual há o incremento de tensão efetiva referente às poro pressões que irão dissipar, conforme a Equação 30.

$$\Delta \sigma'_{v1} = (1 - U_1) \cdot (\gamma_{at} \cdot h_1) \quad [30]$$

- Recalque correspondente ao acréscimo de tensão efetiva na etapa 2, referente à altura de aterro  $h_2$ , de acordo com a Equação 31.

$$\Delta \sigma'_{v2} = (\gamma_{at} \cdot h_2) \quad [31]$$

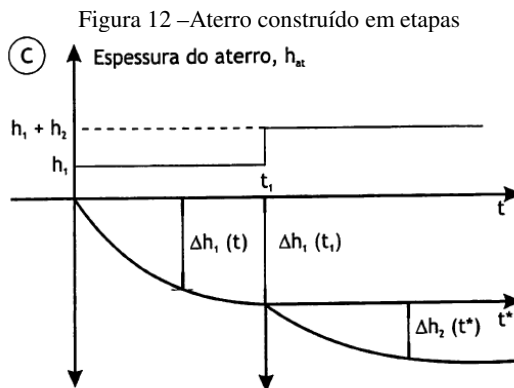
Sendo assim, o recalque ao final da 2ª etapa, considerando o solo mole normalmente adensado, será determinado de acordo com a Equação 32.

$$\Delta h_2 = h_{arg1} \cdot \frac{C_c}{(1+e_0)} \cdot \log \left( \frac{(\sigma'_{v1} + \Delta \sigma'_{v1} + \Delta \sigma'_{v2})}{\Delta \sigma'_{v1}} \right) \quad [32]$$

A variação dos recalques final será calculada segundo a Equação 33.

$$\Delta h_2(t^*) = \Delta h_2 \cdot U_2 \quad [33]$$

Em que considera-se  $t = t_1$  a nova origem dos tempos  $t^* = 0$  (Figura 12).



Fonte: Almeida e Marques, 2014

Caso haja sucessivas etapas, o procedimento é análogo às etapas seguintes.

### 2.3.3. RECALQUES SECUNDÁRIOS

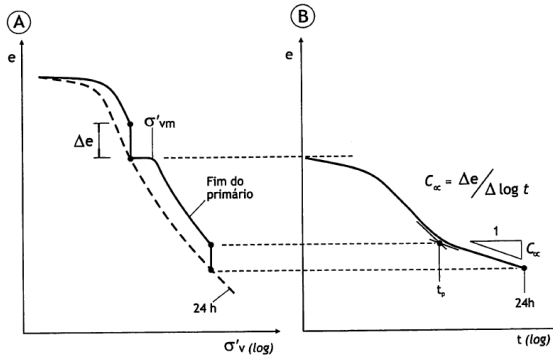
As deformações que ocorrem ao final do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação de poro pressão, são conhecidas como adensamento secundário (MARTINS, 2005) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

A hipótese mais tradicional descreve que somente após o adensamento primário é que haverá o adensamento secundário, em que será calculado o coeficiente de compressão secundária  $C_{\alpha}$ , dado pela inclinação da reta indicada na Figura 13, a cada acréscimo de tensão vertical aplicada.

Sendo que o recalque secundário é determinado de acordo com a Equação 34.

$$\Delta h_{sec} = \frac{C_{\alpha} \cdot h_{arg} \cdot \left( \log \frac{t}{t^*} \right)}{(1+e_o)} \quad [34]$$

Figura 13 – Recalque Secundário segundo a abordagem tradicional



Fonte: Martins (2005) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

## 2.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Em termos de estabilidade a fase mais crítica de um aterro sobre solo mole é no ato de sua construção, isto é, no curto prazo. Nas fases posteriores ao adensamento, com a rodovia em operação, deve-se levar em conta a carga de trem tipo da rodovia para ter o conhecimento se o ganho de resistência do solo mole foi suficiente para garantir a estabilidade da obra. No ato da abertura ao trânsito, deve-se garantir também que 96% dos recalques primários tenham ocorrido, evitando custos de manutenção do pavimento devido a possíveis deformações diferenciais que possam vir a ocorrer caso não seja respeitando o grau de adensamento mínimo.

### 2.4.1. FATORES DE SEGURANÇA – DNER-PRO 381/98

Para definição dos fatores de segurança de aterros rodoviários assentes em solos moles a norma DNER-PRO 381/98 classifica os aterros da seguinte maneira:

- Classe I: Aterros próximos de estruturas rígidas, como por exemplo encontros de pontes, viadutos e demais obras de arte especiais como gasodutos, oleodutos e túneis. Os aterros classe I devem ter no mínimo 50 m de extensão para cada encontro de obra de arte especial.
- Classe II: Aterros com altura superior a 3 m que não estejam próximos de estruturas rígidas.
- Classe III: Aterros com altura inferior a 3 m que não estejam próximos de estruturas rígidas.



Em que os fatores mínimos são adotados de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 – Fatores de segurança mínimo

Classe do Aterro	FS mínimo
Classe I	1,4
Classe II	1,3
Classe III	1,2

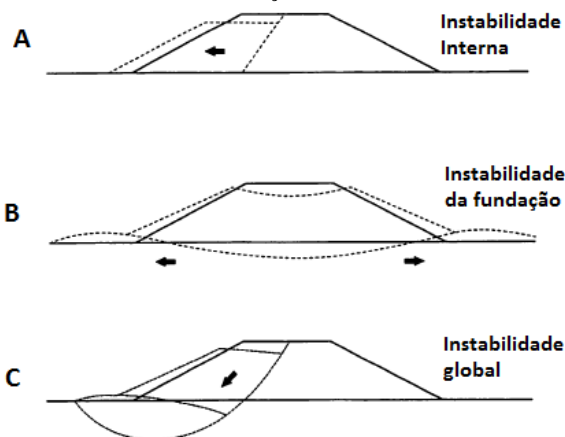
Fonte: DNER-PRO 381/98

### 2.4.2. MODOS DE RUPTURA

Há três modos de ruptura para aterros sobre solos moles (Figura 14):

- Ruptura do aterro sem envolvimento com a camada de solo mole;
- Ruptura do solo de fundação devido a problemas de capacidade de carga;
- Ruptura global do conjunto aterro-solo de fundação.

Figura 14 – Modos de ruptura de aterros sobre solos moles sem reforço: A) Deslizamento lateral do aterro, B) Ruptura da fundação, C) Ruptura global aterro-fundação



Fonte: Almeida e Marques (2014)

Embora seja recomendado que todos os modos sejam verificados, usualmente os modos B e C são os que limitam a estabilidade de aterros sobre solos moles (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

### 2.4.2.1. Ruptura do Solo de Fundação

Neste modo de ruptura o aterro funciona apenas como carregamento, isto é, não contribui com sua resistência já que o problema é de capacidade de carga do solo de fundação. Para tanto, deve-se estimar a altura crítica de aterro  $h_{cr}$  pela Equação 35, segundo Massad (2010).

$$h_{cr} = \frac{5,5 \cdot S_u}{\gamma_{at}} \quad [35]$$

Aplicando-se o fator de segurança de projeto obtém-se a altura de aterro admissível (Equação 36).

$$h_{adm} = \frac{h_{cr}}{FS} \quad [36]$$

### 2.4.2.2. Ruptura Global do conjunto aterro-solo

Os métodos de equilíbrio limite empregados nas análises de estabilidade global admitem o mesmo FS em quaisquer pontos das superfícies de ruptura e o solo como material plástico, isto é, passível de deformações.

A prática de engenharia tem utilizado os softwares comerciais disponíveis no mercado que usualmente utilizam os métodos de fatias, tais como Spencer, Bishop modificado e Janbu.

### 2.4.3. MÉTODOS DE ESTABILIDADE

A norma DNER-PRO 381/98 recomenda a utilização de um ou mais métodos de estabilidade, elencados na Tabela 5, com o auxílio de softwares.

Tabela 5 – Métodos de Equilíbrio Limite de Fatias

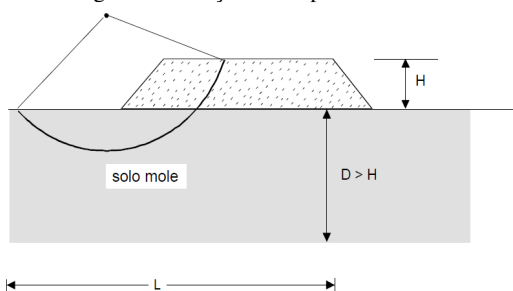
<b>Métodos Recomendados</b>	<b>FS obtido pelo equilíbrio de</b>	<b>Superfície de Ruptura</b>
Bishop Modificado	Momentos	Circular
Janbu simplificado, corrigido	Forças Horizontais	Circular e/ou poligonal

<b>Métodos Recomendados</b>	<b>FS obtido pelo equilíbrio de</b>	<b>Superfície de Ruptura</b>
Spencer, Sarma, Morgenstern e Price	Momentos e Forças Horizontais	Circular e/ou poligonal

Fonte: DNER-PRO 381/98

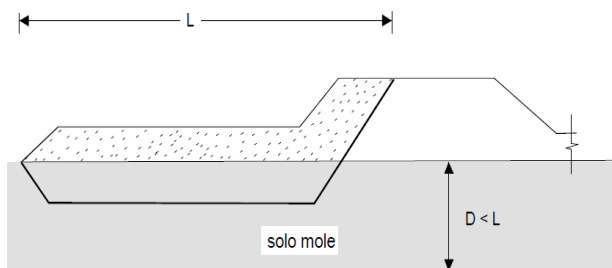
A norma recomenda também que as análises de estabilidade sejam verificadas tanto para superfícies de ruptura circulares (Figura 15), quanto planares, também chamadas de poligonais (Figura 16).

Figura 15 – Seção de Ruptura Circular



Fonte: DNER-PRO 381/98

Figura 16 – Seção de Ruptura Planar



Fonte: DNER-PRO 381/98

#### 2.4.4. GANHO DE RESISTÊNCIA AO LONGO DO TEMPO DE ADENSAMENTO

Para as análises de estabilidade dos aterros a longo prazo, isto é, após o período de consolidação dos aterros, deve-se considerar o ganho de resistência do solo mole ao longo do tempo de adensamento de projeto.

Mesri (1975) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014) estimou a correlação entre os valores de resistência não drenada do solo mole e sua tensão de pré-adensamento conforme demonstrado na Equação 1, no item 2.2.2.1.

Tal correção tem se mostrado útil e comprovada segundo Leuroueil (1985) e Wood (1990) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014), de acordo com a Equação 37, para a estimativa do ganho de resistência do solo mole ao longo do tempo, sendo que este acréscimo de resistência não drenada é considerado para solos moles sob aterros construídos em etapas, aplicável também às análises de longo prazo, visto que o comportamento é análogo.

$$S_u = 0,25 \cdot \sigma'_{vo} \quad [37]$$

Ressalta-se que para cada nova etapa de construção, como por exemplo a construção do pavimento sobre os aterros após o período de adensamento, é recomendável a verificação da análise de estabilidade dos aterros, assim como o acompanhamento da instrumentação da obra e a realização dos ensaios de palheta para verificar deformações ocorridas e os ganhos de resistências, respectivamente.

#### 2.4.5. ATERROS REFORÇADOS

Vertematti (2004) indica o Método de Low et al. (1990) para o dimensionamento de aterros reforçados embasados pelo método do equilíbrio-limite. Ressalta-se que tal método não é aplicável para aterros com bermas de equilíbrio.

O procedimento de cálculo deve seguir os seguintes itens:

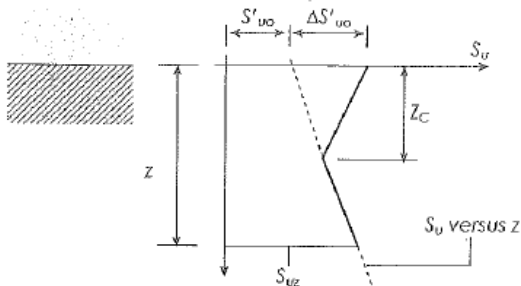
##### A) Determinação da resistência não drenada equivalente do solo mole:

$$S_{ueq} = 0,35 \cdot S'_{uo} + 0,65 \cdot S_{uz} + 0,35 \cdot \left(\frac{z_c}{z}\right)^{1,1} \cdot \Delta S'_{uo} \quad [38]$$

Onde:

$S'_{uo}$ ,  $S_{uz}$ : são obtidos de acordo com o que está exemplificado na Figura 17, exemplo da curva  $S_u$  x Profundidade

Figura 17 –Determinação de  $S_{ueq}$  para variação da resistência não-drenada do solo mole com a profundidade



Fonte: VERTEMATTI (2004)

## B) Cálculo do fator de segurança sem reforço:

$$F_o = N_1 \cdot \frac{S_{ueq}}{\gamma_{at} \cdot H} + N_2 \cdot \left( \frac{c}{\gamma_{at} \cdot H} + \lambda \cdot \tan \phi \right) \quad [39]$$

Onde:

$S_{ueq}$ : Resistência não-drenada equivalente do solo mole;

$N_1, N_2, \lambda$ : Números de estabilidade conforme Figura 18;

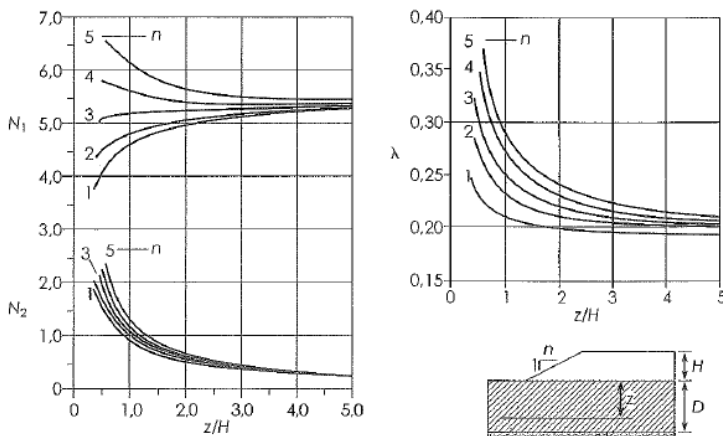
$\gamma_{at}$ : Peso específico do aterro;

$c$ : Coesão do aterro

$\phi$ : Ângulo de atrito do aterro;

$H$ : Altura do aterro.

Figura 18 –Números de estabilidade para aterros sem reforço utilizando o Método de Low



Fonte: Palmeira (2002) *apud* VERTEMATTI (2004)

### C) Determinação do esforço solicitado:

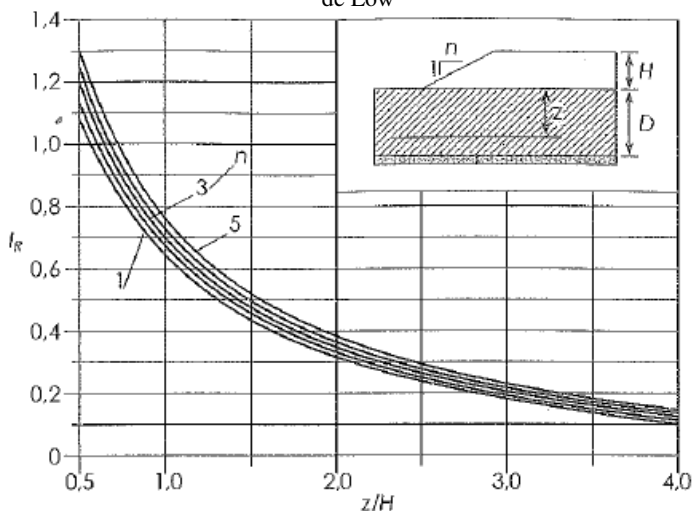
$$T = \left(1 - \frac{F_o}{F_r}\right) \cdot \frac{\gamma \cdot H^2}{I_R} \quad [40]$$

Onde:

$F_r$  : Fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à horizontal na profundidade  $z$ , para o caso de aterro com reforço. Este fator é pré-determinado;

$I_R$  : Coeficiente dependente da geometria do aterro e da profundidade de tangência dos círculos, conforme Figura 19;

Figura 19 – Valores de  $I_R$  para o caso de aterros reforçados utilizando o Método de Low



Fonte: Low et al. (1990) *apud* VERTEMATTI (2004)

Variando a profundidade  $z$  é possível obter diferentes valores de  $T$ , obtendo-se o máximo esforço ( $T_{\max}$ );

**D) Determinação raio do círculo crítico, à tangente horizontal na profundidade  $z$ , para aterros com reforço.**

Necessário para estimar o comprimento do reforço. Expresso pela Equação 41.

$$R_r = \frac{3,128 \cdot \left( a - \frac{z \cdot T}{H^3 \cdot \gamma_{at}} \right)}{\left( \frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{H^2 \cdot \gamma_{at}} \right)} \quad [41]$$

Onde:

$$a = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} \quad [42]$$

Em que  $n$  corresponde à geometria do talude.

### E) Ancoragem do Reforço:

Para o correto funcionamento do reforço é necessário calcular o comprimento de ancoragem, Equação 43, de acordo com o esforço solicitado

$$L_{anc} = \frac{F_{anc} \cdot T}{2 \cdot C_i \cdot (c + \gamma_{at} \cdot H \cdot \tan \theta)} \quad [43]$$

Onde:

$F_{anc}$ : Fator de segurança à ruptura por deficiência da ancoragem.

Usualmente adota-se  $\geq 1,5$  (VERTEMATTI, 2004);

$C_i$ : Coeficiente de interação do geossintético com o solo, obtido via ensaios de arrancamento. Dado fornecido pelo fabricante.

Almeida e Marques (2014) estabelecem alguns valores de  $C_i$  para melhor embasamento:

$C_i > 0,80$ : Para geogrelhas com abertura de malha quadrada entre 20 mm e 40mm

$C_i < 0,50$ : Para geogrelhas com aberturas maiores do que as citadas acima e poucos membros transversais;

$C_i \cong 0,60$ : Para geotêxteis tecido.

### F) Determinação do esforço admissível do reforço:

O esforço admissível do reforço deve ser inferior a resistência à tração do geossintético ( $T_{ref}$ ). Para tanto, é necessário aplicar fatores de redução sobre a resistência nominal do geossintético, de acordo com a Tabela 6. A Equação 44 demonstra esta determinação.

$$T_{adm} = \frac{T_{ref}}{FR_F \cdot FR_I \cdot FR_{DQ} \cdot FR_{DB}} \quad [44]$$

Onde:

$FR_F$ : Fator de redução devido à fluência;

$FR_I$ : Fator de redução devido a danos mecânicos no ato da instalação;

$FR_{DQ}$ : Fator de redução devido à degradação química;

$FR_{DB}$ : Fator de redução devido à degradação biológica.



Tabela 6 – Faixa de valores de fatores de redução recomendados

<b>Fatores de Redução</b>	<b>Geotêxtil</b>	<b>Geogrelha</b>
FR <sub>I</sub>	1,1 – 2,0	1,1 – 2,0
FR <sub>DQ</sub>	1,0 – 1,5	1,1 – 1,4
FR <sub>DB</sub>	1,0 – 1,3	1,0 – 1,2
FR <sub>F</sub>	2,0 – 3,5	2,0 – 3,0

Fonte: Koerner e Hsuan (2001) *apud* (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

### **G) Módulo de Rigidez do Reforço.**

Objetivando uma especificação mais apurada, o projetista pode determinar o módulo de rigidez de projeto do reforço em função do esforço de tração de projeto (T) e das deformações admissíveis ( $\varepsilon_a$ ), expresso pela Equação 45.

$$J = \frac{T}{\varepsilon_a} \quad [45]$$

Para definir o módulo de rigidez nominal ( $J_r$ ), é essencial a majoração do módulo de projeto (J). Este procedimento pode ser feito com a utilização dos mesmos fatores de redução ilustrados na Tabela 6, de acordo com Almeida e Marques (2014). Outro dado importante, as deformações aceitáveis, que segundo Palmeira e Ortigão (2004), variam entre 3 e 10 %.

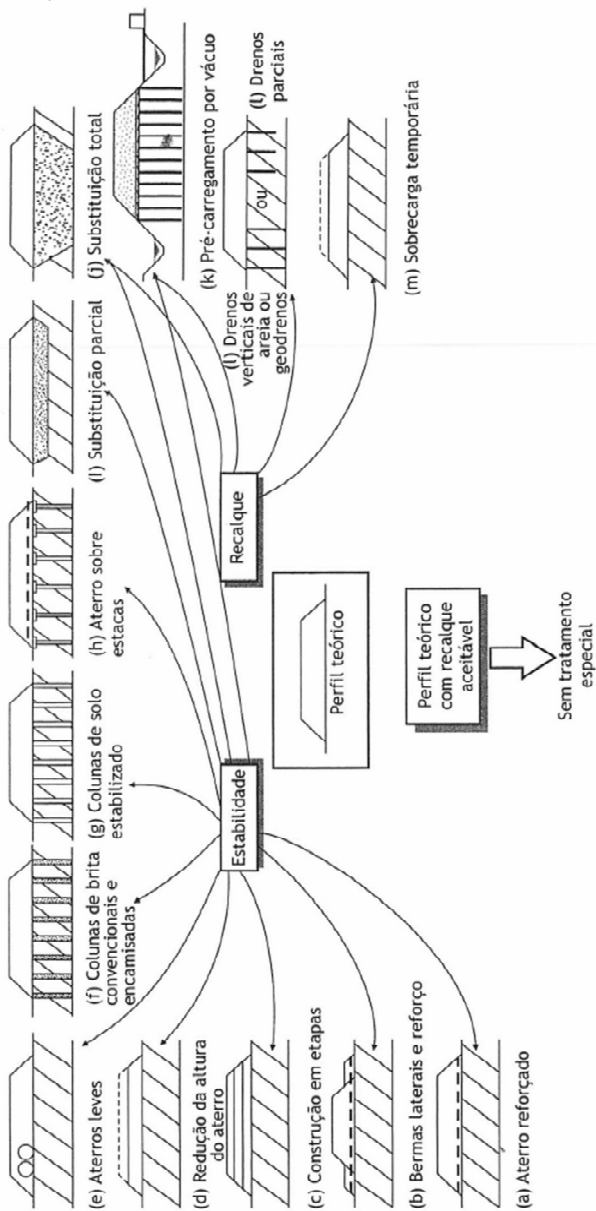
## **2.5. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

A determinação do método construtivo para construir aterros sobre solos moles deve ser cuidadosamente concebida e planejada de acordo com os seguintes fatores:

- Características compressíveis e de estabilidade dos solos moles;
- Prazo de entrega da obra;
- Custos envolvidos;
- Disponibilidade de áreas adjacentes à obra;
- Tecnologia disponível para executar determinado método, bem como sua confiabilidade de acordo com o fornecedor.

A Figura 20 ilustra esquematicamente diversos métodos construtivos para aterros assentes em solos de baixa consistência. Os itens subsequentes explanam sobre os principais métodos empregados no meio técnico.

Figura 20 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles



Fonte: Almeida e Marques (2014)

### **2.5.1. SUBSTITUIÇÃO DE SOLOS MOLES**

A substituição de solos moles sempre que possível deve ser evitada, visto que é a solução mais drástica a se executar, além de prever áreas de bota-fora, deve-se respeitar a legislação ambiental vigente de descarte de resíduos sólidos para que a obra não tenha maiores problemas como o embargo, paralisando a obra até que as questões ambientais sejam sanadas.

Entretanto, para depósitos de solos moles pouco espessos pode ser tornar uma alternativa mais viável do que o tratamento proposto por outros artifícios. Embora Almeida e Marques (2014) citem a remoção de até 4m de solo mole, sendo parcial ou total, a norma DNER-PRO 381/98 é mais criteriosa, permitindo apenas a remoção total de solo mole em áreas inferiores a 200m de extensão com 3m de espessura, não recomendando remoções parciais. A critério do engenheiro projetista, e dependendo da necessidade, remoções parciais podem ser interessantes do ponto de vista técnico, sendo que as camadas superiores de solo mole são responsáveis por cerca de 50% dos recalques ocorridos (MASSAD, 2010), porém sua execução é de difícil controle, por isto a norma não recomenda.

Para que os aterros sejam executados é necessário executar um aterro de conquista, visando proporcionar capacidade de suporte para o tráfego de equipamentos, só assim com uma draga, ou uma escavadeira, remove-se o solo mole local e em seguida preenche-se com material de aterro ou granular. Massad (2010) cita até mesmo o uso de explosivos para liquefazer os solos de baixa capacidade.

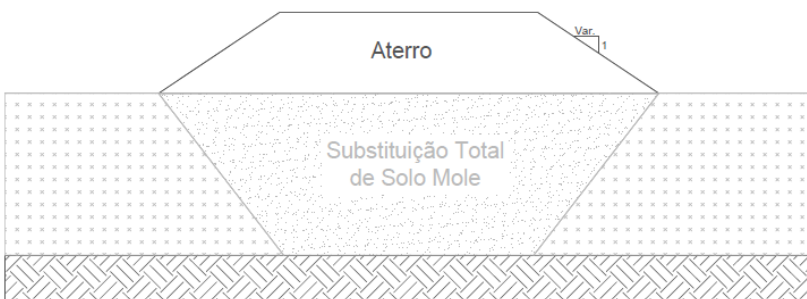
Desníveis ocorrerão ao longo do processo construtivo, portanto é comum corrigir possíveis recalques diferenciais ao longo da construção dos aterros (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Figura 21 – Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Parcial de Solo Mole



Fonte: Do autor

Figura 22 – Seção Transversal Típica de Aterro sobre Substituição Total de Solo Mole



Fonte: Do autor

## 2.5.2. ATERROS COM SOBRE CARGA TEMPORÁRIA

É a solução mais comum a ser estudada inicialmente, já que são aplicados somente acréscimos de aterro objetivando acelerar os recalques primários dentro do período de adensamento proposto, além de compensar parte, ou totalmente, dos recalques secundários (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Porém, nem sempre é possível adotar tal solução de forma única, visto que algumas obras possuem prazos mais curtos de execução não sendo possível esperar a estabilização dos recalques, considerando que solos moles possuem alto teor de finos, portanto baixa permeabilidade, a evolução dos recalques ocorre de forma lenta ao longo do tempo, podendo levar muitos anos (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

Além do prazo não ser razoavelmente curto, deve-se prever áreas de bota-fora para descartar o material de aterro excedente à cota final de terraplenagem, isto é, apenas após o período de estabilização dos

recalques. Caso haja outras frentes de trabalho na obra, deve-se levar em conta a distância de transporte do material de aterro até as outras áreas em execução. Obras em regiões metropolitanas costumam ter altos custos de distância de transporte, sem jazidas por perto e dependendo do volume de solo, pode ser mais econômico adotar drenos verticais.

Figura 23 – Seção Transversal Típica de Aterro com Sobrecarga Temporária



Fonte: Do autor

### 2.5.3. ATERROS COM BERMAS DE EQUILÍBRIO

Bermas são aterros menores executados nas adjacências dos aterros principais que tem objetivo de equilibrar o peso dos aterros em relação ao baixo peso específico dos solos moles, proporcionando o aumento do fator de segurança à estabilidade.

Pode-se citar como desvantagem, além do consumo de solo excedente e suas implicações citadas no item anterior, a ocupação de áreas laterais, que por vezes resultam em desapropriações, podendo implicar mais custos globais à obra e outros entraves, como as disputas judiciais e conflitos com a população local.

Figura 24 – Seção Transversal Típica de Aterro com Bermas de Equilíbrio



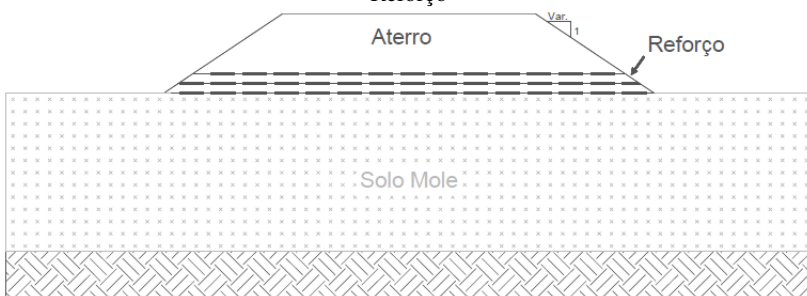
Fonte: Do autor

#### 2.5.4. ATERROS REFORÇADOS

Atualmente os geossintéticos são largamente utilizados na engenharia geotécnica como reforços em aterros sobre solos moles, neste caso geogrelhas e geotêxteis, que são materiais a base de polímeros com alta rigidez e resistência (PERBONI, 2003). Tais materiais são instalados geralmente na base do aterro.

De acordo com Perboni (2003), as geogrelhas condicionam a estabilidade do conjunto com a resistência passiva (ancoragem) e o atrito entre o solo e a superfície do reforço, enquanto que os geotêxteis a resistência é proporcionada devido apenas ao atrito.

Figura 25 – Seção Transversal Típica de Aterro com Múltiplas Camadas de Reforço



Fonte: Do autor

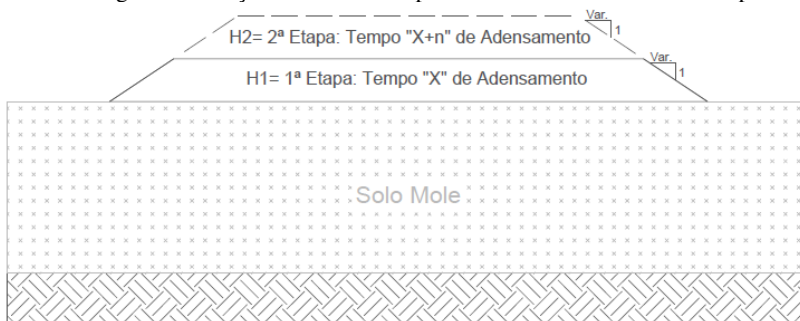
Apesar de possuírem alto custo, os geossintéticos tornam-se cada vez mais atrativos devido a suas elevadas resistências que possibilitam o engenheiro dimensionar estruturas em solo com menor área de ocupação.

### 2.5.5. ATERROS EXECUTADOS EM ETAPAS

A execução de aterros com espessura considerável pode ser executada em diversas etapas quando a altura do aterro é superior à altura crítica (MASSAD, 2010). Este tipo de carregamento consiste na aplicação de cargas, isto é, alturas de aterros, inferiores à altura crítica que o solo mole local pode suportar. O objetivo deste método construtivo é proporcionar o ganho de resistência ao substrato para que seja possível altear o aterro até a cota final de projeto, garantindo a estabilidade do conjunto aterro-solo.

Almeida e Marques (2014) ressaltam que deve-se acompanhar as dissipações de poro pressão ao longo das etapas construtivas. Com instrumentação geotécnica adequada e ensaios de campo, como o de palheta, é possível verificar os ganhos de resistência, previstos em projeto, antes do início de cada etapa de carregamento. Além disso, deve ser realizada uma análise de estabilidade por etapa, verificando os carregamentos admissíveis.

Figura 26 – Seção Transversal Típica de Aterro Construído em Etapas



Fonte: Do autor

### 2.5.6. ATERROS LEVES

Os aterros leves consistem na utilização de materiais de baixo peso específico que suportem as cargas impostas de projeto, isto é, execução e vida útil. A redução de carga se justifica devido às altas deformações previstas para espessas camadas de solo mole, que são diretamente proporcionais às tensões aplicadas (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Além disso, cita-se a rapidez de execução deste método construtivo. Entre os materiais utilizados, os mesmos autores mencionam o poliestireno

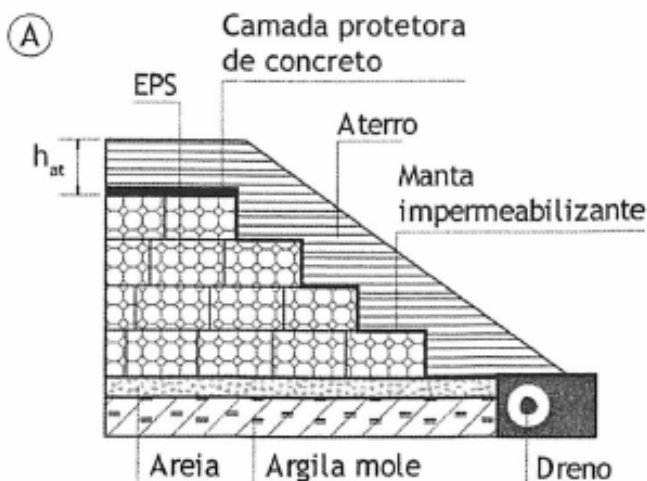


expandido (EPS), tubos de concreto, pneus picados, argila expandida e serragem.

Aplicação destes materiais implica outros detalhes construtivos e de dimensionamentos que devem ser levados em consideração para o correto funcionamento do material como corpo de aterro. Em encontros de ponte, por exemplo, quando utilizado EPS deve-se construir uma ensecadeira nas adjacências da obra, isto porque caso o nível do rio suba repentinamente, as ensecadeiras isolarão a área com EPS. Além disso, deve ser considerada uma laje de concreto armado para distribuir os esforços de maneira uniforme e uma altura de aterro mínima sobre o EPS para que durante a vida útil o aterro não flutue, caso ocorram cheias no rio. Outros dispositivos, como mantas geotêxteis impermeabilizantes, devem ser levados em consideração para proteger o EPS de possíveis derramamentos de óleos na pista, já que o EPS é altamente combustível e deformável quando exposto a temperaturas mais elevadas.

Na atualidade o preço do EPS tem inviabilizado sua utilização na construção de aterros leves, entretanto nem sempre é possível ter faixas laterais extensas para construção de bermas de equilíbrio. Materiais leves permitem certa verticalização do aterro desde que não transmitam esforços laterais, caso isto ocorra ainda que de forma mínima, deve-se estudar uma solução de contenção.

Figura 27 – Seção Típica de Aterros Leves com EPS



Fonte: Lima e Almeida (2009) apud (ALMEIDA e MARQUES, 2014)

### **2.5.7. ATERROS COM DRENOS VERTICAIS**

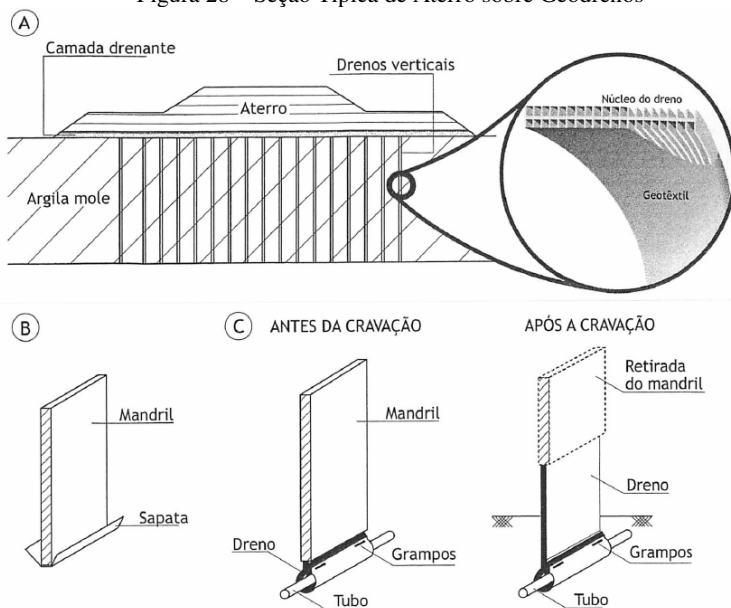
Os drenos verticais, que inicialmente eram executados como colunas de areia, foram substituídos ao longo do tempo pelos drenos fibroquímicos, mais conhecidos como geodrenos (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Quando os coeficientes de adensamento vertical do solo são muito baixos e há espessos pacotes de solos moles, a engenharia geotécnica tem pré-concebido a utilização destes drenos, proporcionando a aceleração dos recalques com a redução das distancias de drenagem (MASSAD, 2010).

A distância de drenagem que inicialmente era vertical, antes da instalação do geodreno, passará a ser horizontal. A malha de espaçamento é diretamente proporcional ao tempo de adensamento, logo quanto menor for o espaçamento mais rápido ocorrerá a dissipação de poropressão, e maior será o consumo de geodrenos.

Para que os drenos funcionem da maneira adequada, é necessário a execução de uma camada drenante, também denominada colchão drenante, que permitirá a saída da água oriunda dos processos de adensamento. Esta camada granular também funcionará como aterro de conquista para os trabalhos iniciais (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Acima desta camada é que se permitirá a execução do aterro com solo compactado.

A Figura 28 apresenta a seção típica de um aterro sobre geodrenos bem como os detalhes do dreno.

Figura 28 – Seção Típica de Aterro sobre Geodrenos



Fonte: Almeida e Marques (2014)

## 2.5.8. ATERROS SOBRE ESTACAS OU COLUNAS

Aterros sobre estacas, ou aterros estruturados de acordo com Almeida e Marques (2014), são aterros que podem ter seu carregamento, parcial ou total, transmitido ao solo mais competente na base do depósito de solo mole. As cargas são distribuídas por geogrelhas, capitéis ou ainda lajes de concreto armado. Tal método reduz o tempo de execução da obra. Caso sejam adotadas estacas pode-se eliminar a ocorrência de recalques, enquanto que as colunas de materiais granulares (brita), mais utilizadas e conhecida como técnica de vibrossubstituição, utiliza a introdução de brita no solo mole, que é amolgado e substituído, em seguida com auxílio da vibração é proporcionado o ganho de resistência do substrato local com o rearranjo do material britado, diminuindo os espaços vazios.

Além do ganho de resistência, as colunas de brita proporcionam também a redução e a aceleração dos recalques com tempos de adensamento mais exíguos que os geodrenos. Também pode-se citar a redistribuição de cargas do aterro ao novo substrato (MASSAD, 2010).

Alguns fatores podem ser citados como condicionantes ao projeto que utiliza este método construtivo (Keller Engenharia):

- a) Espaçamento entre colunas de 1,5 a 3,0m;
- b) Coluna deve ser assente em camada de solo competente;
- c) A resistência não drenada do solo mole local deve ser superior a cerca de 7,5kPa;
- d) Teor de finos maior que 10 a 15%.

O projetista deve levar em conta o arqueamento dos solos entre as colunas e considerar um parâmetro uniforme na área de aplicação das colunas, segundo os métodos apresentados por Priebe (1995), assim como a metodologia apresentada para as análises de recalques e de estabilidade global, regulamentadas pela Norma Internacional de Execução EN 14731 – Execution of special geotechnical works. Ground treatment by deep vibration.

Embora os geodrenos sejam utilizados com maior facilidade, em termos de disponibilidade e de implantação, por não envolver equipamentos de grande porte, e também por ser uma tecnologia mais difundida na realidade nacional, quando os prazos de execução da obra são mais curtos, não permitindo o adensamento no tempo disponibilizado pelos geodrenos, os geodrenos são preteridos em relação às colunas de brita, que embora tenham custo muito mais elevado, possibilitam adensamento rápido associando o ganho de resistência. O projetista deve considerar ainda os reforços geossintéticos utilizados na base do aterro para redistribuir os esforços para as colunas de brita, incluindo outro custo à obra.

Em síntese, a Figura 30 e a Figura 31 ilustram a sequência executiva de acordo com os procedimentos exemplificados pela empresa Keller Engenharia, que executa este tipo de método construtivo:

- a) O equipamento é posicionado no ponto que será penetrado, macacos hidráulicos são utilizados para sua estabilização;
- b) A brita é lançada na tremonha, ilustrada na Figura 29, que posteriormente é fechada. Utiliza-se ar comprimido para garantir o fluxo contínuo de brita ao elemento de saída;
- c) Com a ativação do vibrador e a insuflação de ar comprimido, o vibrador é posicionado na profundidade desejada, expulsando o solo lateralmente;

- d) Uma vez atingida a profundidade de projeto, o vibrador sobe de modo que a brita seja alocada no espaço livre. Logo em seguida o vibrador é baixado novamente para expandir a brita contra o solo, compactando a brita e amolgando o solo;
- e) O procedimento é repetido até a superfície, onde serão instalados reforços geossintéticos para redistribuir os esforços dos aterros.

Figura 29 – Detalhes Típicos do Equipamento Utilizado na Execução de Colunas de Brita



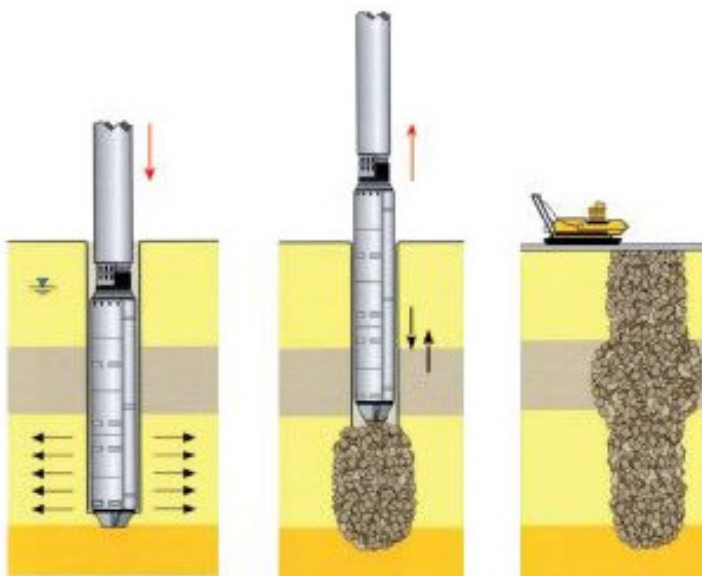
Fonte: Keller Engenharia

Figura 30 – Sequencia Executiva de Colunas de Brita



Fonte: Keller Engenharia

Figura 31 – Sequencia Executiva de Colunas de Brita



Fonte: Keller Engenharia

Caso o solo local seja muito mole, a ponto de não garantir o confinamento lateral necessário às colunas granulares, deve-se encamisar a coluna de brita com geotêxtil de alto módulo e baixo coeficiente de fluência (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

### 2.5.9. DEEP SOIL MIXING

O método Deep Soil Mixing consiste na mistura de solo com cimento, ou outro material ligante, proporcionando o ganho de resistência, a redução de permeabilidade e compressibilidade do solo (Keller Engenharia).

O material ligante é misturado ao solo mecanicamente por maquinário específico, e controle de qualidade regido pela norma europeia EN 14679 – Execution of special geotechnical Works – Deep Mixing, não provocando a vibração do solo e não rompendo-o hidraulicamente como a técnica de jet grouting, construindo-se estacas de solo estabilizado sem a extrusão de material.

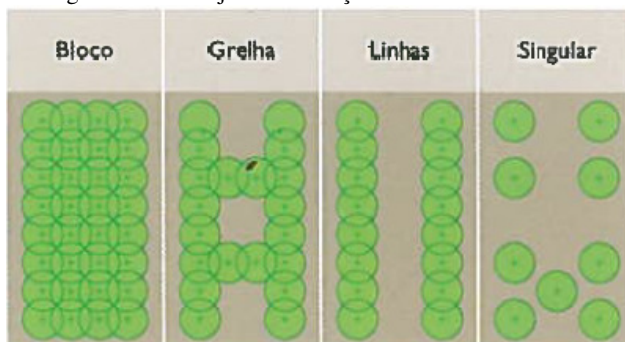
Há dois métodos de mistura de solo para esta técnica (Keller Engenharia):



- A) Método Úmido (DSM Úmido): indicado para solos com baixo teor de umidade como as argilas moles, os siltes e as areias finas. Indicado também para perfis estratigráficos heterogêneos em depósitos de solos moles que possuam ocorrência de lentes de areia, ou argilas médias e material mais consistente.
- B) Método Seco (DSM Seco): sua utilização é indicada para depósitos de solos moles que possuam teor de umidade natural elevado que possibilitam a mistura com materiais ligantes secos.

O projeto geotécnico DSM consiste na escolha do arranjo de colunas (Figura 32), além da avaliação dos parâmetros do solo local para posteriormente ser selecionado quais propriedades serão melhoradas com o solo estabilizado de acordo com o objetivo a ser alcançado pelo projetista, seja estabilidade global, análise de recalques ou a associação de ambos.

Figura 32 – Arranjos de Execução de Colunas com DSM



Fonte: Keller Engenharia

Figura 33 – Método DSM



Fonte: Keller Engenharia

## 2.6. OUTROS CASOS DE SOLOS MOLES NA REGIÃO

Além da Ponte sobre o Rio Três Riachos, dos cerca de 21 km do Trecho Norte do Contorno Viário da BR-101 foram identificados solos moles em aproximados 14 km da obra, nos quais estão inseridas outras quatro pontes (Ponte sobre o Rio Inferninho, Ponte Sobre o Rio Felício, Ponte sobre o Rio Saudades e a Ponte sobre o Rio Biguaçu), três passagens superiores e uma passagem inferior, duas intersecções, um oleoduto e um gasoduto.

Outros projetos recentes, de obras próximas ao Contorno Viário, da Divisão de Geotecnia da Engevix Engenharia S/A, tiveram seus dimensionamentos especialmente estudados para aterros sobre solos moles. No município de Bombinhas foram identificadas camadas de até 15 m de espessura de solo mole, por vezes entremeadas por lentes de areia. Enquanto que no bairro de Saco Grande, de Florianópolis, foram identificadas camadas de 12 m de solo mole. Os dois depósitos tiveram características de solos moles marinhos, assim como o que há no trecho de alargamento da BR-101 para implantação do Trecho Norte do Contorno Viário.

Ainda no município de Florianópolis, Oliveira (2006) estudou os depósitos de solo mole situados na Baía Sul próximos à Costeira do Pirajubaé. Enquanto que Espíndola (2011) estudou os solos de baixa consistência situados no Aeroporto Internacional Hercílio Luz, uma problemática conhecida no meio técnico.

Nas proximidades do município de Tubarão foram estudadas soluções de aterros com EPS como solução para implantação de um viaduto sobre solo mole, em que Maccarini (2011) destaca alguns cuidados quanto à utilização do material como corpo de aterro. O mesmo autor é responsável técnico pelo Relatório Geotécnico do viaduto, documento apresentado ao DNIT.

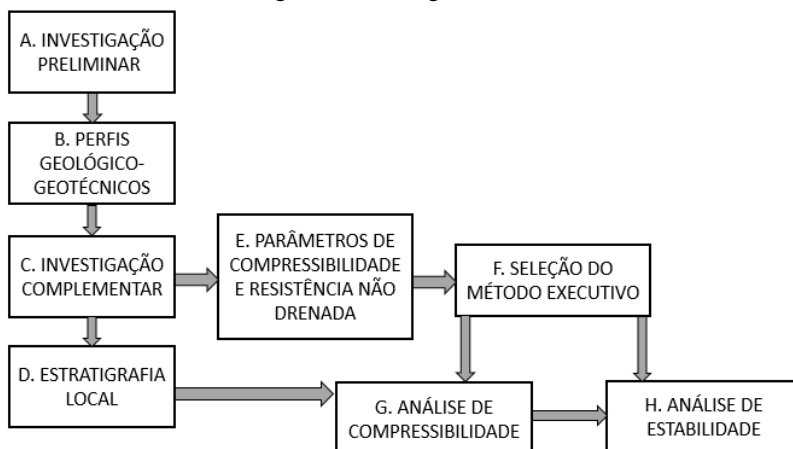
No Rio Grande do Sul, o Aeroporto Internacional Salgado Filho também está assente sobre uma extensa área de solos moles. O projeto geotécnico da obra é descrito por Schnaid, Nacci e Milititsky (2001). Recentemente, o aeroporto está com obras de ampliação em andamento, sendo empregado colunas de brita (Keller Engenharia).



### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

De acordo com a boa prática de engenharia e adequada à bibliografia especializada, foi elaborado o fluxograma de trabalho, ilustrado na Figura 34, para projetos geotécnicos de aterros sobre solos moles, o qual foi adotado neste trabalho. Procedimentos intermediários serão apresentados em detalhes nos itens subsequentes.

Figura 34 – Fluxograma de trabalho



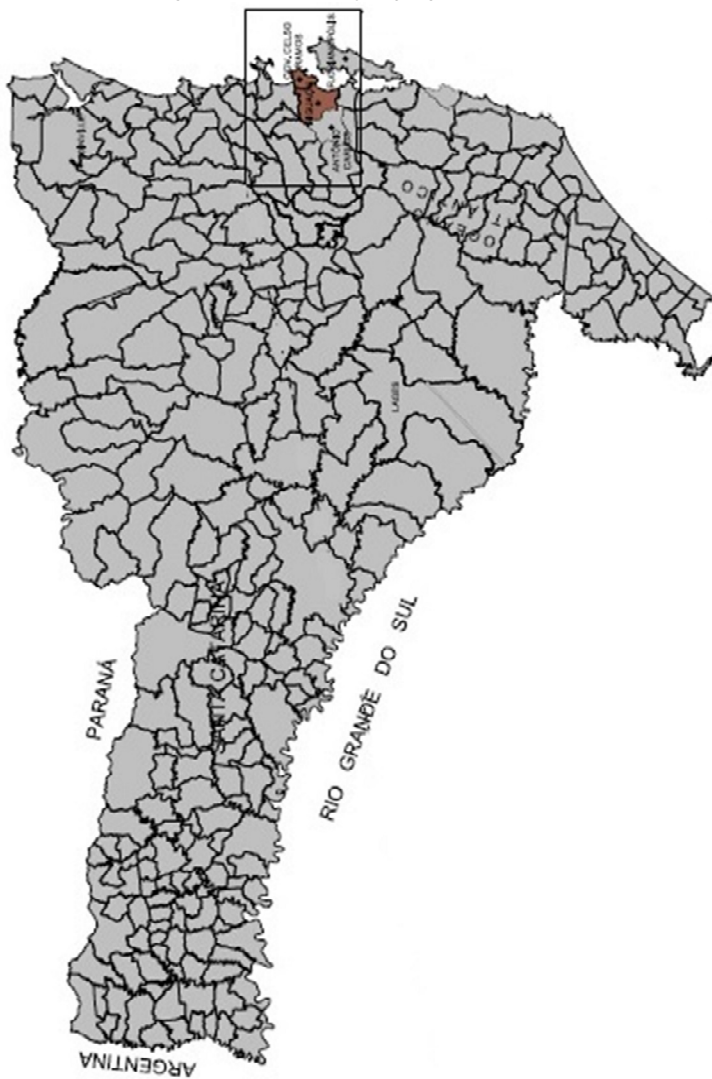
Fonte: Do autor

#### 3.1. ÁREA DE ESTUDO

A ponte sobre o Rio Três Riachos faz parte de um conjunto de obras de arte necessárias à implantação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis, localizado no estado de Santa Catarina.

Na Figura 35 e na Figura 36 é possível visualizar a localização geográfica do trecho, que se situa nas proximidades da capital catarinense. A Figura 37 e a Tabela 7 apresentam a locação do empreendimento apresentando o nome das obras de arte especiais presentes no empreendimento, bem como os limites do Trecho Norte do Contorno Viário.

Figura 35 – Localização geográfica da obra



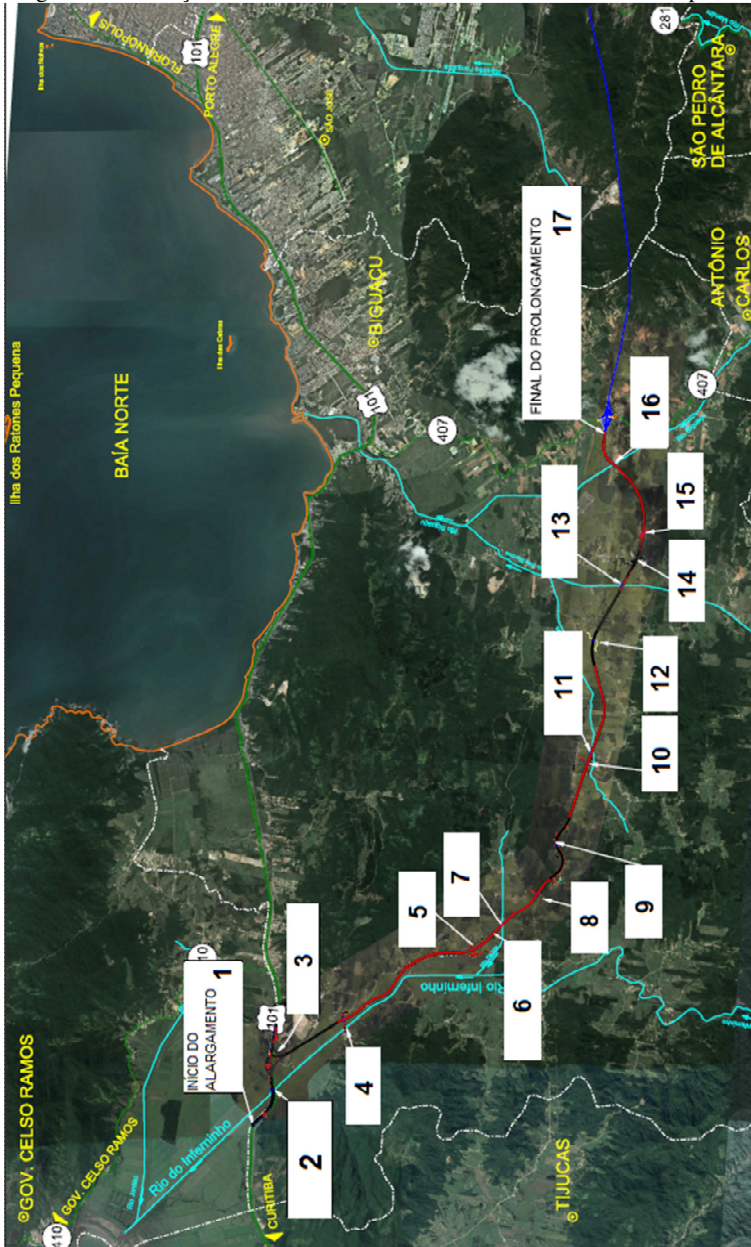
Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 36 – Localização geográfica do Contorno Viário de Florianópolis



Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

Figura 37 – Localização do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis



Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A



Tabela 7 – Legenda da Locação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis

<b>Descrição</b>	<b>Número</b>
Início do Alargamento	1
Ponte sobre o Rio Inferninho	2
Intersecção 01	3
Passagem Superior 01	4
Passagem Superior 02	5
Travessia sobre o Oleoduto	6
Ponte sobre o Rio Felício	7
Passagem Inferior 01	8
Passagem Inferior 02	9
Passagem Superior 03	10
Ponte sobre o Rio Saudades	11
Passagem Superior 04	12
<b>Ponte sobre o Rio Três Riachos</b>	<b>13</b>
Intersecção Três Riachos	14
Passagem Superior 05	15
Ponte sobre o Rio Biguaçu	16
Final do Prolongamento do Trecho Norte do Contorno de Florianópolis	17

Fonte: Do autor

A Ponte sobre o Rio Três Riachos está situada em um trecho de aproximadamente 250m, localizada entre as estacas 192+580 e 192+830 do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis.

As características gerais do projeto da rodovia estão sumariadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Características Gerais do Contorno Viário de Florianópolis

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Classe	1A	-
Velocidade Diretriz	80,00	[km/h]
Superelevação Máxima	8,00	[%]
Raio Mínimo	230,00	[m]
Largura do Canteiro Central	10,60	[m]
Largura da Faixa de Rolamento	3,60	[m]
Rampa Máxima	4,50	[%]
Gabarito Mínimo Vertical	5,50	[m]
Declividade Transversal da Pista	2,00	[%]
Declividade Transversal Do Acostamento	5,00	[%]
Largura do Acostamento Externo	2,50	[m]
Largura do Acostamento Interno	0,60	[m]
Faixa de Domínio	70,00	[m]

Fonte: Engevix Engenharia S/A

Devido ao crescimento socioeconômico da região metropolitana de Florianópolis, composta pelos municípios de São José, Palhoça e Biguaçu, além da capital catarinense, fica evidente conurbação entre as cidades na área adjacente à BR-101. É frequente o registro de congestionamentos com variadas causas, seja pelo turismo da capital, pelo transporte de cargas, ou pela simples saturação da malha viária.

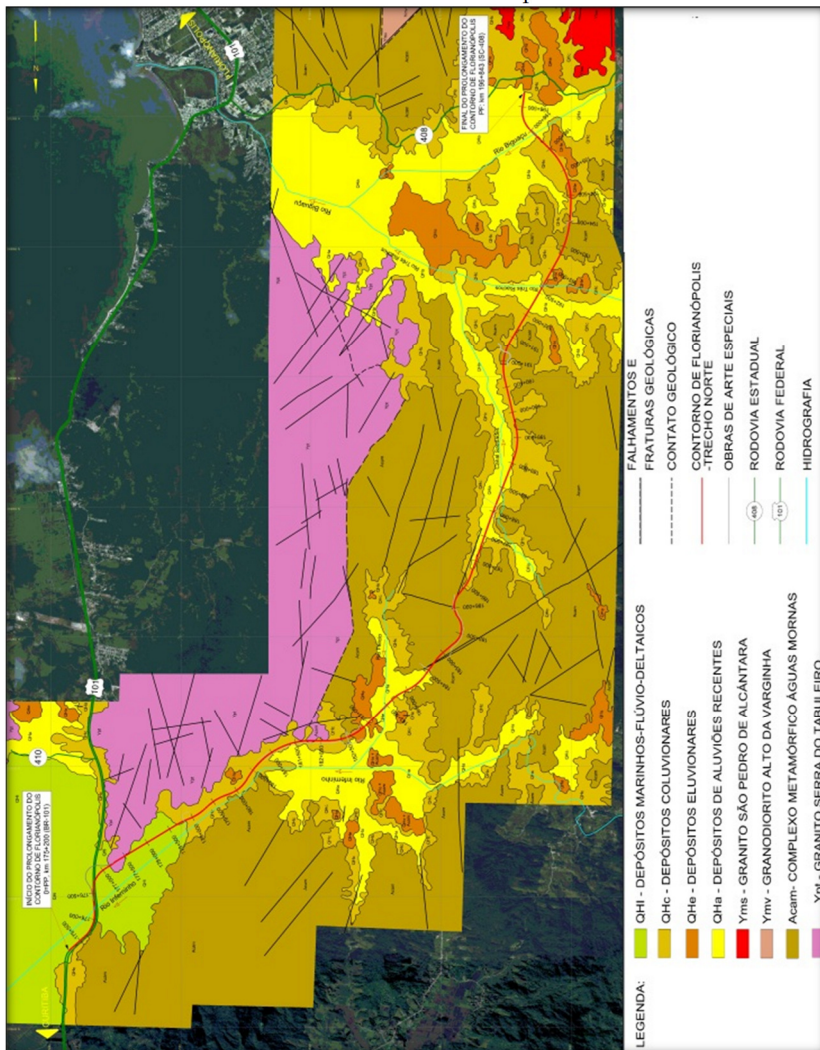
Desta forma, o Contorno de Florianópolis tem como objetivo principal desviar o tráfego de passagem, isto é, o tráfego que não é gerado na região metropolitana de Florianópolis (RIMA, Contorno Florianópolis), garantindo a trafegabilidade sem interferência locais, o que beneficiará também as viagens com origem e/ou destino dentro da área de influência do empreendimento.

Além da fluidez de tráfego, também pode-se citar outra vantagem à conclusão da obra como a redução do custo de transporte (R\$/tonelada/km) que está diretamente correlacionada ao tempo de viagem, diminuindo o custo logístico do transporte de cargas que tenham a região como percurso e a diminuição de poluentes lançados na atmosfera, devido aos congestionamentos.

### 3.2. GEOLOGIA REGIONAL

A Figura 38 apresenta o mapa geológico da área em estudo.

Figura 38 – Mapa Geológico da área de implantação do Trecho Norte do Contorno Viário de Florianópolis



Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

De acordo com os dados do projeto de engenharia , no Trecho Norte do Contorno, com cerca de 21 quilômetros de extensão, estão presentes as seguintes formações:

- **Solos de Origem Aluvionar:**

Depositados ao longo das baixadas e regiões adjacentes aos córregos e rios existentes, mais precisamente entre a Intersecção 01, trecho de término do alargamento da via existente para posterior entroncamento com o Contorno Viário, e o Rio Biguaçu, contemplando o Rio Três Riachos. São formados por areias pouco argilosas, oriundas da desagregação dos maciços de granito. Além disso, há a presença de materiais mais grossos, como os seixos rolados dos rios e os cascalhos.

Neste extenso trecho, a cota do nível d'água situa-se praticamente na superfície do terreno natural.

- **Solos Sedimentares de Origem Marinha:**

Estão situados ao longo de todo o eixo 1000, de alargamento da rodovia existente, abrangendo a área de implantação da Ponte sobre o Rio Inferninho até a Intersecção 01. São formados por camadas de argilas, moles a muito moles, orgânicas, de cor cinza a preto, além de areias fofas escuras, caracterizando a decomposição de material orgânico.

A cota do nível d'água está na superfície do terreno natural em quase todo o trecho;

- **Solos Residuais de Origem Coluvionar:**

Identificados próximos às encostas e à base dos maciços rochosos. O material tem por característica ser do tipo argilo-areno-siltoso, por vezes com a presença de pedaços de rocha matriz.

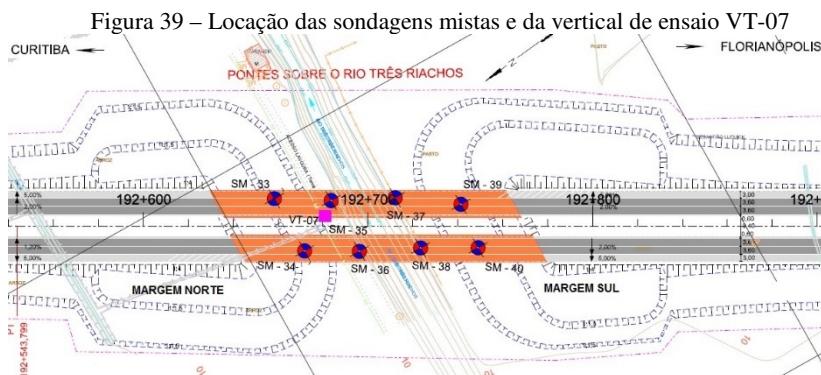
Diferentemente dos depósitos marinhos, estes depósitos não se apresentam totalmente saturados;

- **Solos Residuais Decompostos de Rochas Cristalinas:**

Estes solos estão presentes nos entornos de Florianópolis, oriundos da decomposição de rochas matrizes.

### 3.3. GEOLOGIA LOCAL

A Figura 39 ilustra a localização dos furos da campanha de investigação realizada, contemplando as sondagens mistas SM-33, SM-34, SM-35, SM-36, SM-37, SM-38, SM-39 e SM-40, e uma vertical de ensaio denominada VT-07, contendo o ensaio de piezocone CPTu-07, o ensaio de vane test e os ensaios de caracterização de amostras coletadas em diferentes profundidades.



A Margem Norte da ponte possui um perfil geológico-geotécnico caracterizado por uma crosta ressecada de argila arenosa de espessuras variando entre 1 e 3,5m em que os  $N_{SPT}$  registrados são inferiores a 2 golpes, exceto pela sondagem SM-35. Em seguida há ocorrência de uma camada de argila mole a muito mole com  $N_{SPT}=0$  golpes, esta camada tem espessura variável entre 7,5m e 4m. Sotoposta às camadas de solo mole há o desenvolvimento de camadas de areia média e de argilas arenosas com melhor consistência. Abaixo destas camadas identifica-se solos residuais jovens e maduros até o topo de rocha.

A Margem Sul apresenta logo na superfície uma camada de argila silto-arenosa de cor bege esverdeado a marrom com  $N_{SPT}=0$  golpes e estimados 1m de espessura. Em seguida identificou-se a presença de solos moles de cor cinza escuro e também tons esverdeados, com espessura variável entre 4m e 7m. Abaixo das camadas argilosas identificou-se areia média à grossa com pequenos seixos e pedregulhos, com espessura característica de 4m. Sotoposta a estas há o desenvolvimento de siltes argilosos de melhor consistência com  $NSPT$  maiores do que 5 golpes, areias muito compactas, e solos residuais até o topo de rocha.

A Figura 40 e a Figura 41, apresentam respectivamente, os perfis geológico-geotécnicos baseados nas sondagens SM-33, SM-35, SM-37, SM-39 e de acordo com as sondagens SM-34, SM-36, SM-38, SM-40.

Figura 40 – Perfil geológico geotécnico baseado nas sondagens mistas SM-33, SM-35, SM-37 e SM-39 – Sentido Sul-Norte

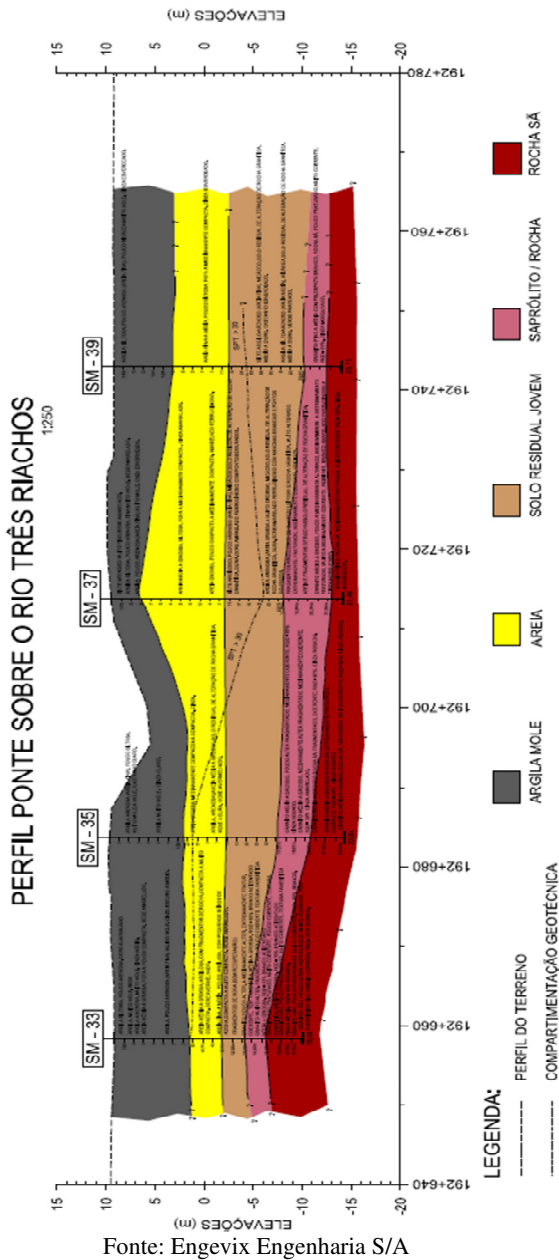
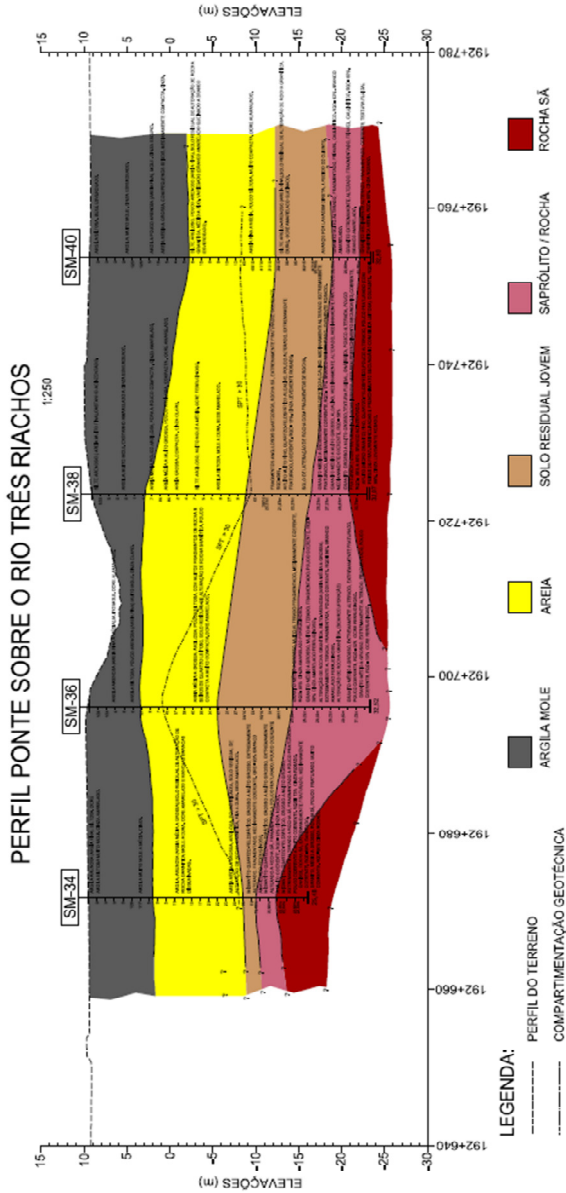


Figura 41 – Perfil geológico geotécnico baseado nas sondagens mistas SM-34, SM-36, SM-38 e SM-40 – Sentido Norte-Sul



Fonte: Engevix Engenharia S/A



### **3.4. ENSAIOS E INVESTIGAÇÕES DISPONÍVEIS**

Para definição dos parâmetros de projeto para as análises de compressibilidade e de estabilidade dispõe-se dos seguintes resultados de investigação geotécnica:

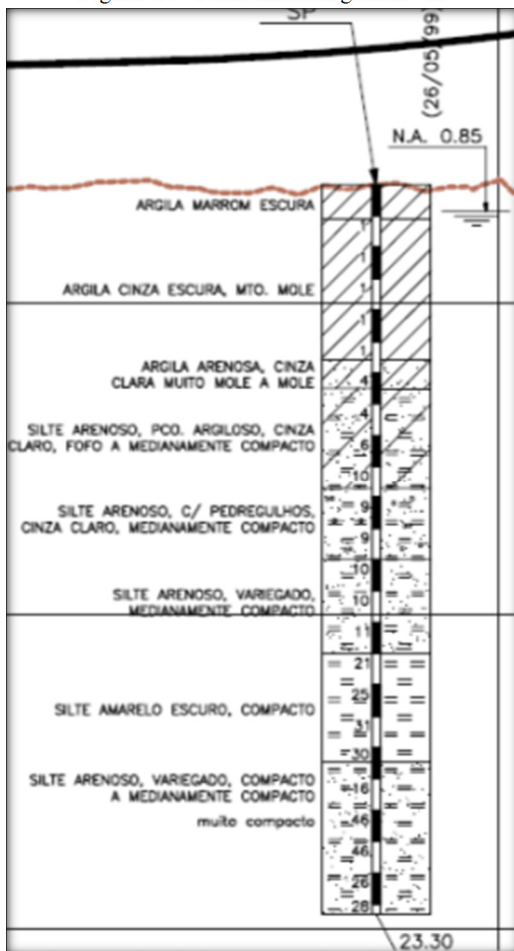
- Sondagens mistas: 8 verticais;
- Sondagem SPT: 1 vertical;
- Ensaios de caracterização: 3 pontos, em elevações diferentes, na mesma vertical;
- Ensaios de adensamento convencional oedométrico: 1 ensaio;
- Ensaios de palheta: 2 ensaios na mesma vertical;
- Ensaio de Piezocone: 1 vertical.

#### **3.4.1. SONDAGENS**

Durante o projeto executivo foram executadas as sondagens mistas SM-33 a SM-40, já mencionadas anteriormente. Além destas, foi disponibilizado também uma sondagem realizada em uma fase anterior ao projeto, que foi executada no trecho com características aluvionares, apresentando o mesmo comportamento do substrato local da ponte em estudo.

Essa sondagem, SP-05, tem seu log apresentado na Figura 42. Já as informações das demais sondagens podem ser verificadas nos perfis geológico-geotécnicos ilustrados no Anexo.

Figura 42 – Perfil da sondagem SP-05



Fonte: Engevix Engenharia S/A

### 3.4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Foram realizados três conjuntos completos de ensaios de caracterização em diferentes profundidades nas profundidades da vertical VT-07 (via coleta por amostrador SPT). Os resultados estão ilustrados nos Anexos, e sumariados na Tabela 9. Além dessas informações, foi disponibilizada a carta de plasticidade de um dos trechos intermediários

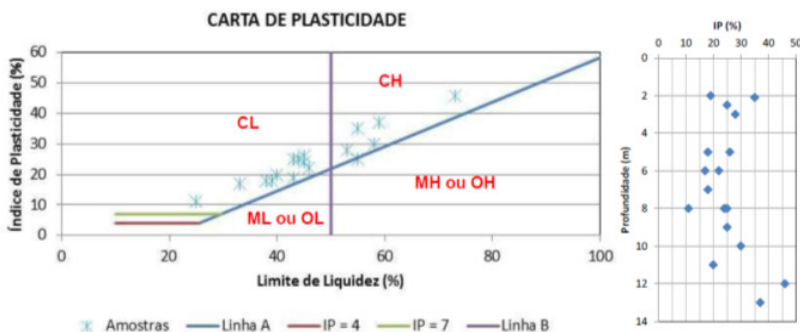
do Contorno de Florianópolis, o qual também apresenta as mesmas características geológicas e geotécnicas do Trecho Norte (Figura 43).

Tabela 9 – Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização

Furo	Profundidade (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	Granulometria(%)			
						passante 200#	areia fina	areia grossa	pedregulho
VT-07	3,5	3,9	46,3	36,2	10,1	85,8	11,4	2,8	0,1
	4,0	4,4	43,5	35,6	7,9	96,8	1,9	1,3	0,0
	4,5	4,9	44,3	28,4	15,9	93,5	5,2	1,3	0,0

Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 43 – Carta de plasticidade do trecho intermediário do Contorno Norte de Florianópolis (Engevix Engenharia)



Fonte: Engevix Engenharia

A comparação entre as descrições tátil/visual apontadas pelas sondagens, os resultados do ensaio de piezocone e os resultados dos ensaios de caracterização apresentaram informações divergentes. A análise dos dados revelou uma discrepância quanto ao tipo de material (solo). Na avaliação dos métodos se chegou à conclusão que a forma de obtenção das amostras deformadas para os ensaios de caracterização (granulometria e limites de consistência), via amostrador da sondagem SPT, não foi adequado, pois devido à fluidez da argila mole e ao processo contínuo de lavagem houve o comprometimento das características do material recuperado.

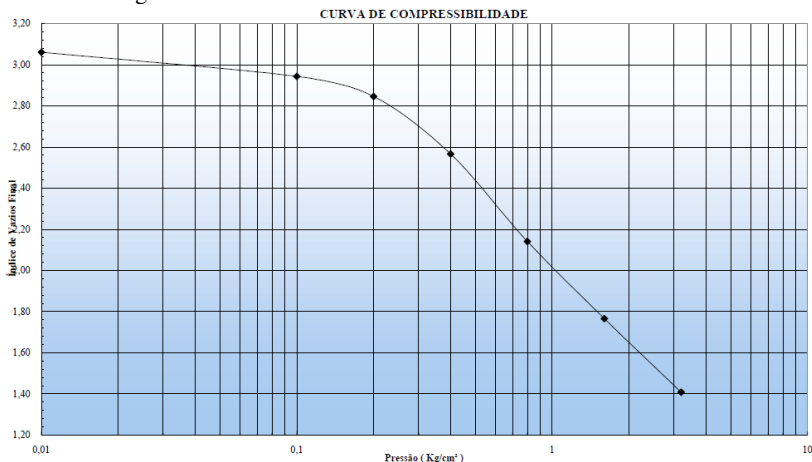
Desta forma, os resultados dos ensaios de caracterização demonstrados não retratam a realidade do depósito de solo mole. Para as posteriores análises serão utilizados, somente, os valores da carta de plasticidade.

A comparação entre as descrições táctil e visual apontadas pelas sondagens e pelo piezocone, apresentaram informações divergentes. Os engenheiros projetistas verificaram com as equipes de campo como as amostras foram coletadas e foi verificado que após atingida a profundidade de amostragem pelo método de lavagem acompanhado de revestimento do furo, foi introduzido e cravado o amostrador SPT. Ao retirar a composição, segundo o próprio sondador, grande parte da amostra não era recuperada devido a fluidez do material. Desta forma, os resultados dos ensaios de caracterização demonstrados não retratam a realidade do depósito de solo mole do local. Para as posteriores análises será utilizada apenas a carta de plasticidade.

### 3.4.3. ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO CONVENCIONAL

Os resultados do ensaio de adensamento que foi realizado juntamente com a sondagem percussiva SP-05 são apresentados na Figura 44.

Figura 44 – Ensaio de Adensamento em trecho aluvionar



Fonte: Engevix Engenharia S/A

### 3.4.4. ENSAIOS DE PALHETA

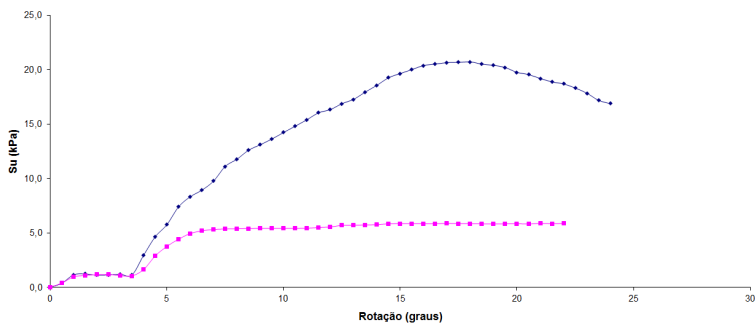
Os ensaios de palheta foram realizados na vertical VT-07 em duas profundidades, a cerca de 4,0m e 5,5m. A Tabela 10 apresenta o resumo destes resultados, enquanto que a Figura 45 e a Figura 46 ilustram os resultados.

Tabela 10 – Resumo do resultado do ensaio de palheta

Ensaio	Profundidade (m)	$S_u$ (kPa)
VT-07	3,50	20,0
	4,50	25,0

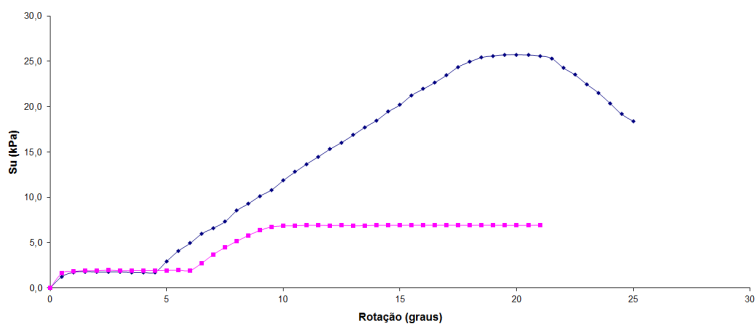
Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 45 – Resultado do ensaio de palheta a 3,50m de profundidade



Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 46 – Resultado do ensaio de palheta a 4,50m de profundidade



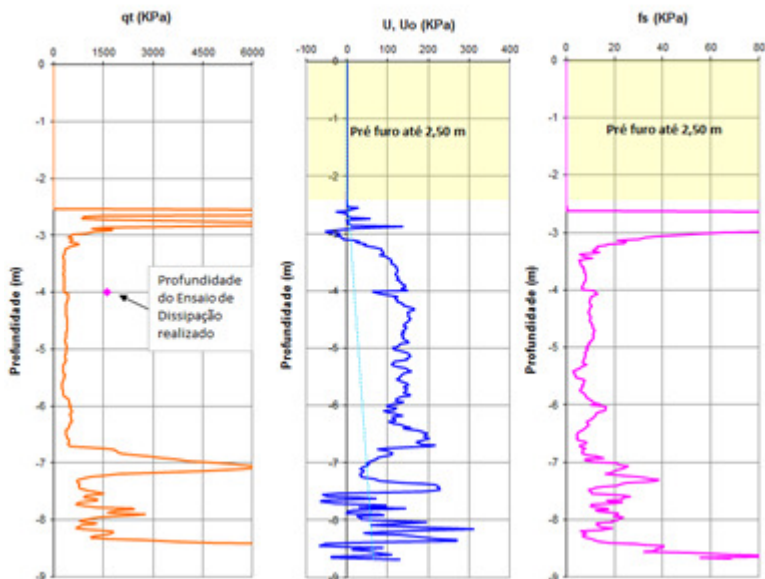
Fonte: Engevix Engenharia S/A

### 3.4.5. ENSAIO DE PIEZOCONE

Foi realizada uma vertical de ensaio de piezocone, denominado CPTu-07, na área de implantação da obra. A Figura 47 e a Figura 48 ilustra os resultados obtidos ao longo da profundidade ensaiada, enquanto

os resultados dos ensaios de dissipação são apresentados na Figura 49 e na Figura 50, e resumidos na Tabela 11.

Figura 47 – Resultados do ensaio de CPTu-07

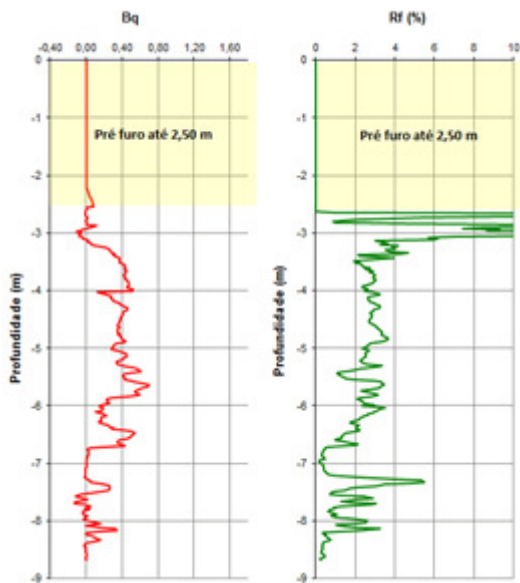


Fonte: Engevix Engenharia S/A

Para a correta execução do ensaio de piezocone, a pedra porosa, dispositivo de leitura de poro-pressões, deve estar sempre saturada, por este motivo deve-se realizar o pré-furo, garantindo a saturação da pedra porosa mesmo nas leituras iniciais. É conclusivo afirmar que no local de execução do CPTu-07 havia solos moles arenosos em até 2,5m de profundidade, visto que todas as sondagens acusaram esta ocorrência, o cuidado executivo do ensaio não permitiu registrar dados até esta profundidade.

Nas primeiras leituras do ensaio percebe-se altas resistências de ponta, associadas a baixos valores de geração de poro-pressão e altos valores de atrito lateral, indicando a presença de areias. Entre 3m e 6,5m de profundidade é notável a queda da resistência de ponta e o aumento das poro-pressões geradas e do atrito lateral, valores resultantes da provável ocorrência de solos moles. As leituras abaixo de 7m de profundidade indicam material arenoso devido ao aumento das leituras de resistência de ponta e o ligeiro aumento de atrito lateral.

Figura 48 – Resultados do ensaio de CPTu-07



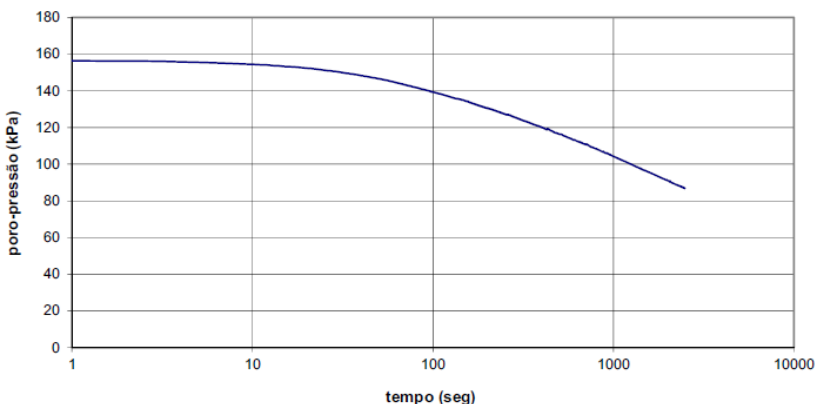
Fonte: Engevix Engenharia S/A

Tabela 11 – Resumo dos resultados dos ensaios de dissipação do CPTu-07

<b>Furo</b>	<b>Profund. (m)</b>	<b><math>U_{m\acute{a}x}</math> (kPa)</b>	<b>NA (m)</b>	<b><math>U_{equil}</math> (kPa)</b>	<b><math>U_{(50\%)}</math> (kPa)</b>	<b><math>t_{(50\%)}</math> (segundos)</b>
CPTu-07	4,00	156,00	2,20	18,00	87,00	2476,00

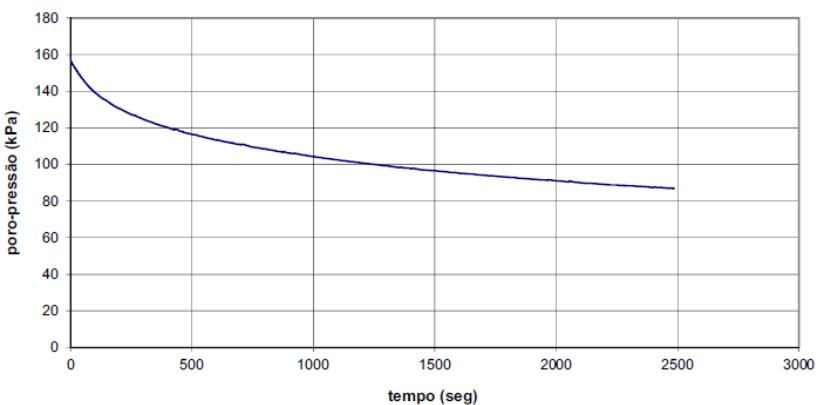
Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 49 – Resultado do ensaio de dissipação a 4,00m de profundidade



Fonte: Engevix Engenharia S/A

Figura 50 – Resultado do ensaio de dissipação a 4,00m de profundidade



Fonte: Engevix Engenharia S/A

### 3.5. ESTRATIGRAFIA LOCAL

Os perfis estratigráficos dos encontros da ponte foram obtidos de acordo com os boletins das sondagens mistas e segundo os resultados do CPTu-07.

Para obtenção da estratigrafia obtida via ensaio CPTu foi utilizada a metodologia de Jefferies e Davies (1993) *apud* (SCHNAID e



ODEBRECHT, 2012) que define um índice de classificação do material, denominado  $I_c$  (*material classification index*), expresso pela Equação 46.

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad [46]$$

Onde:

$Q_t$ : É obtido pela equação

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{(\sigma_{vo} - u_o)} \quad [47]$$

$B_q$ : É obtido pela equação:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_o)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad [48]$$

$F_r$ : É obtido pela equação:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \cdot 100\% \quad [49]$$

A Tabela 12 apresenta os limites de classificação dos solos para este índice.

Tabela 12 – Índice  $I_c$  de classificação dos solos

<b>Classificação dos Solos</b>	<b>Índice <math>I_c</math></b>
Argilas Orgânicas	$I_c > 3,22$
Argilas	$2,82 < I_c < 3,22$
Misturas de siltes	$2,54 < I_c < 2,82$
Misturas de areias	$1,90 < I_c < 2,54$
Areias	$1,25 < I_c < 1,90$
Areias com pedregulhos	$I_c < 1,25$
Solos sensitivos	NA

Fonte: Modificado de Schnaid e Odebrecht (2012)

Os resultados são apresentados em gráficos que constam as seguintes curvas:

- $I_c$  x profundidade (m);
- Perfil Estratigráfico obtido.

### 3.6. PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

#### 3.6.1. PESO ESPECÍFICO, ÍNDICES DE ADENSAMENTO E ÍNDICE DE VAZIOS

Em relação ao peso específico do depósito de argila mole, adotou-se o valor do peso específico do corpo de prova do ensaio de adensamento.

Quanto aos índices de adensamento e de vazios, para efeitos de comparação com os índices obtidos do ensaio de adensamento serão empregadas as correlações de Skempton (1944):

- Índice de compressão:

$$C_c = 0,009 (LL - 10) \quad [50]$$

- Índice de recompressão:

$$C_r = \frac{IP}{370} \quad [51]$$

- Índice de vazios:

$$e_o = \frac{(C_c - 0,0107)}{0,156} \quad [52]$$

Como dados de entrada para as correlações serão empregados os dados da carta de plasticidade do trecho intermediário do Projeto do Contorno de Florianópolis

#### 3.6.2. HISTÓRICO DE TENSÕES

A determinação da tensão de pré-adensamento foi obtida de acordo com os resultados do ensaio de piezocone correlacionando os valores de resistência de ponta, conforme demonstrado na Equação 53.

$$\sigma'_{vm} = k_1 \cdot (q_t - \sigma_{vo}) \quad [53]$$

O valor de  $k_1$  é obtido através do ajuste da curva de pré-adensamento do piezocone x profundidade empregando-se os valores pontuais de tensão de pré-adensamento determinados a partir dos resultados de Vane Test.

Para a tensão de pré-adensamento obteve-se um valor médio entre as metodologias de Mesri (1975) e de Jamiolkowski et al. (1985) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

- **Tensão de Pré-adensamento e OCR por Mesri (1975)**

A tensão de pré-adensamento é obtida pela Equação 1, demonstrada no item 2.2.2.1, em que:

$$\sigma'_{vm} = \frac{S_u}{0,22}$$

Onde a resistência não drenada ( $S_u$ ) é obtida através de ensaios de palheta. Já a razão de sobre-adensamento pela Equação 13, demonstrada no item 2.2.2.3, onde:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}}$$

Em que  $\sigma'_{vo}$  é a tensão geostática vertical efetiva.

- **Tensão de Pré-adensamento e OCR por Jamiolkowski et al (1985)**

Esta metodologia define a resistência não drenada de acordo com a Equação

$$S_u = 0,23 \cdot \sigma'_{vo} \cdot OCR^{0,80} \quad [54]$$

Com o rearranjo da equação obtém-se:

$$OCR = \left( \frac{S_u}{0,23 \cdot \sigma'_{vo}} \right)^{\frac{1}{0,80}}$$

Onde  $S_u$  é obtida através de ensaio de palheta e  $\sigma'_{vo}$  é a tensão geostática vertical efetiva.

Aplicando-se o valor de OCR resultante do rearranjo da Equação 54 à Equação 13 obtém-se a tensão de pré-adensamento:

$$\sigma'_{vm} = OCR \cdot \sigma'_{vo}$$

### 3.6.3. COEFICIENTES DE ADENSAMENTO

Os ensaios de dissipação permitiram a estimativa dos coeficientes de adensamento horizontal e vertical do solo *in situ*.

Para determinação de  $C_h$  e de  $C_v$  são necessários alguns parâmetros assim definidos:

- **Índice de rigidez ( $I_r$ ):** Adotado igual a 100;
- **Raio do piezocone ( $R$ ):** Dado geométrico do fabricante do equipamento de ensaio, sendo igual a 1,785;
- **Fator tempo ( $T^*$ ):** Obtido de acordo com o percentual dissipado em ensaio, isto é, 50%, e conforme a posição do filtro, que está situado na base do cone. Sendo adotado o valor de 0,245, conforme a Tabela 13;
- **$t_{50\%}$ :** Tempo de dissipação de 50% da poropressão, obtido de acordo com os resultados do ensaio de dissipação;
- **Razão  $RR/CR$ :** obtida de acordo com os resultados dos índices de vazios e dos índices de adensamento das camadas de solo mole;
- **Razão  $k_v/k_h$ :** representando a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal do solo, sendo adotado igual a 2, devido a presença de lentes arenosas, de acordo com a Tabela 3.

Tabela 13 – Fator tempo

1-u	Posição do filtro				
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

Fonte: Houlsby e Teh (1998) apud (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012)

### 3.7. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Através do ensaio de piezocone determinou-se a resistência não drenada ao longo da profundidade do solo mole local de acordo com a correlação expressa na Equação 55.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad [55]$$

Para obtenção de  $N_{kt}$  é necessário ajustar a curva de resistência não drenada obtida via ensaio de piezocone de acordo com os resultados do ensaio de palheta. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), valores de  $N_{kt}$  usualmente estão entre 8 e 16.

### 3.8. ANÁLISE DE COMPRESSIBILIDADE

Os aterros analisados foram dimensionados em etapa única de construção com utilização de geodrenos para acelerar recalques, sem considerar o efeito de submersão. Admite-se o nível d'água imediatamente à superfície do terreno natural.

O colchão drenante tem papel pouco significativo na análise de recalques do estudo tendo em vista que apresenta peso específico muito próximo do peso específico do aterro e por esta justificativa, para efeitos de estudo de compressibilidade, foi considerado como aterro. Sua

construção, entretanto, é imprescindível para garantir a saída de água dos geodrenos para fora do corpo estradal.

### **3.8.1. PREMISSAS**

As premissas necessárias às análises de compressibilidade de um aterro sobre solos moles são: tempo de adensamento e percentual de adensamento das camadas de solo mole.

A norma DNER-PRO 381/98 define que aterros classe I devam ter no mínimo 96% de dissipação ao final do período de adensamento.

Quanto ao tempo de adensamento, é preferencial ser inferior a 12 meses, de acordo com a metodologia de geodrenos.

## **3.9. ANÁLISES DE ESTABILIDADE**

Para as análises de estabilidade dos aterros foi utilizado o software SLOPE/W (2007) da GEO-SLOPE International Ltda. pelo método do equilíbrio limite de Spencer.

De acordo com as recomendações da norma DNER-PRO 381/98, foram verificadas superfícies de ruptura circulares e planares, sendo estas aplicadas às seções transversais e longitudinais ao encontro da ponte sobre o rio Três Riachos.

Nas análises foram consideradas a utilização de geogrelhas de acordo com os fatores de segurança demonstrados na Tabela 6.

Assim como mencionado nas análises de compressibilidade, em termos de estabilidade para o presente caso, a inclusão do colchão drenante nas análises teria diferenças irrisórias, portanto o mesmo foi considerado como corpo de aterro.

### **3.9.1. PREMISSAS**

As premissas imprescindíveis para as análises de estabilidade são: fatores de segurança impostos pela DNER-PRO 381/98 e ocupação de áreas adjacentes aos encontros da ponte

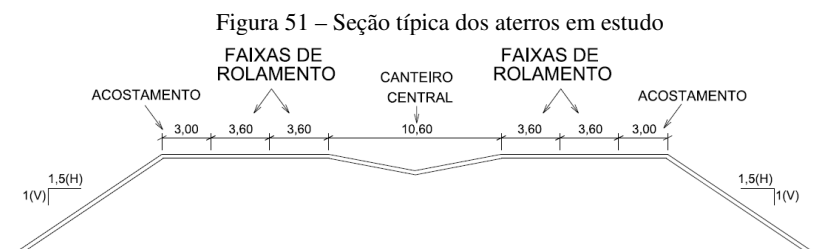
Para definição dos fatores de segurança, as análises foram divididas em curto prazo e longo prazo. As análises de curto prazo correspondem às etapas de carregamento dos aterros, isto é, imediatamente após a construção considerando apenas o solo compactado, sendo adotado  $FS \geq 1,30$ . Enquanto que as análises de longo prazo consideram a rodovia em operação, com uma carga de trânsito adotada em 20 kN/m, com  $FS \geq 1,40$ . Entre as etapas de carregamento, no curto prazo, e nas análises

de longo prazo, foram considerados ganhos de resistência do solo mole de acordo com a correlação de Mesri (1975) *apud* (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012) em que  $S_u/\sigma'_v = 0,22$ . Ressalta-se que a estrutura da ponte é do tipo estaqueada, logo os aterros não receberão quaisquer outras cargas durante o período de operação da rodovia, além do tráfego gerado.

Apesar de ser prevista uma faixa de domínio de cerca de 70m para a rodovia, desapropriações já são previstas, logo o local está apto à construção de bermas de equilíbrio. Quanto às áreas longitudinais aos encontros da ponte, as mesmas estão limitadas em 30m de ocupação.

### 3.9.2. GEOMETRIA DOS ATERROS

Os aterros, em ambas as margens, possuem seção típica conforme ilustrado na Figura 51, e aproximadamente 6m de altura em solo compactado. As camadas referentes ao pavimento flexível possuem estimados 0,60m.



Fonte: Do autor





## 4. RESULTADOS E DIMENSIONAMENTOS

Os itens abaixo demonstram como os parâmetros foram obtidos, subsidiando as análises de compressibilidade e de estabilidade, também demonstradas neste capítulo.

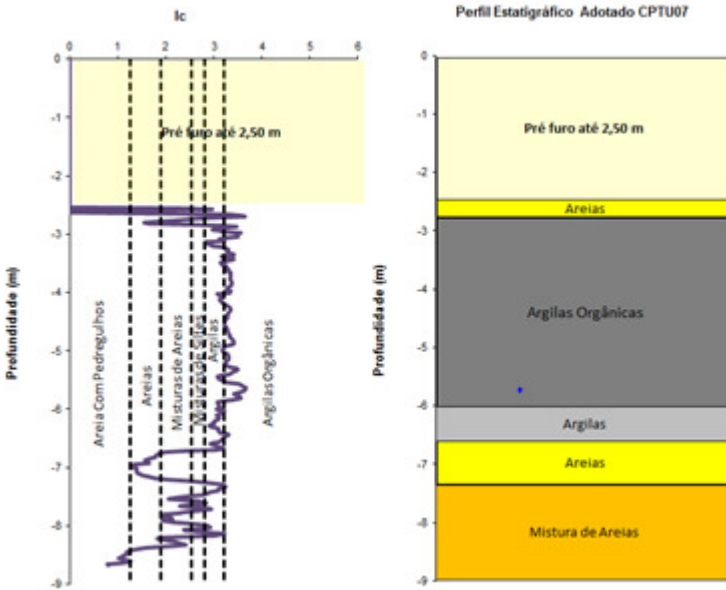
### 4.1. ESTRATIGRAFIA PARA ANÁLISES DE COMPRESSIBILIDADE E ESTABILIDADE

A seguir os resultados dos perfis estratigráficos para os encontros da ponte sobre o Rio Três Riachos:

- **Margem Norte:**

Com os resultados do CPTu-07 foi possível estimar a estratigrafia do ponto de ensaio, Figura 52, de acordo com a metodologia proposta por Jefferies e Davies (1993) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Figura 52 – Estratigrafia resultante do CPTu-07 de acordo com a metodologia de Jefferies e Davies (1993)



Fonte: Do autor

O resultado propõe que a camada de solo mole possui estimados 4m de espessura, visto que a zona de pré-furo não contempla dados de leitura, porém as sondagens realizadas na Margem Norte acusam camadas mais espessas de solo mole, portanto a favor da segurança, serão adotados os dados de estratigrafia com base nas sondagens executadas, logo o perfil de análise contém:

- 8,0m de solo mole;
- 4,5m de areia;
- Solos residuais.

- **Margem Sul:**

De acordo com as sondagens de referência executadas na Margem Sul, adota-se o seguinte perfil estratigráfico:

- 7,0m de solo mole;
- 5,5m de areia;
- Solos residuais.

## 4.2. PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Segundo a metodologia descrita no item 3.6 definiu-se os parâmetros de compressibilidade. Os itens abaixo demonstram os resultados.

### 4.2.1. PESO ESPECÍFICO, ÍNDICE DE VAZIOS E ÍNDICES DE COMPRESSÃO E RECOMPRESSÃO

O ensaio de adensamento apresentou peso específico do material compressível de  $14,1 \text{ kN/m}^3$ , adotam-se para efeito de cálculo o valor de  $14,0 \text{ kN/m}^3$  constante ao longo da profundidade.

Os índices de vazios, compressão e recompressão foram avaliados com base nas correlações de Skempton (1944) e segundo os valores médios de LL e IP da carta de plasticidade, em que:

- LL abaixo de 6m:  $35 < LL < 60$ ;
- IP abaixo de 6m:  $12 < IP < 35$ .

Desta forma obtiveram-se os seguintes resultados Tabela 14.

Tabela 14 – Índices de adensamento e índices de vazios de acordo com as correlações de Skempton

<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>e_o</math></b>	<b><math>C_c</math></b>	<b>CR</b>	<b><math>C_r</math></b>	<b>RR</b>	<b>RR/CR</b>
0 - 8m	2,09	0,34	0,11	0,06	0,03	0,19

Comparando os resultados do ensaio de adensamento com os parâmetros obtidos pelas correlações, conclui-se que os últimos foram mais otimistas. Essa diferença pode se justificar pela origem da correlação em si, que foi ajustada para depósitos de solos moles de outras regiões que podem ser não representativas do depósito em estudo, desta forma, serão utilizados os resultados do ensaio de adensamento. A Tabela 15 compila os parâmetros adotados para o presente estudo.

Tabela 15 – Índices de adensamento e de vazios adotados

<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>e_o</math></b>	<b><math>C_c</math></b>	<b>CR</b>	<b><math>C_r</math></b>	<b>RR</b>	<b>RR/CR</b>
0 – 8,0	3,06	1,20	0,30	0,13	0,03	0,11

Fonte: Do autor

#### 4.2.2. HISTÓRICO DE TENSÕES

De acordo com a metodologia proposta, obteve-se os resultados quanto às determinações de Mesri (1975) e Jamiolkowski et al. (1985) *apud* (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012) demonstrados na Tabela 16 e na Tabela 17.

Tabela 16 – Tensão de pré-adensamento e OCR conforme o método de Mesri (1975)

Vertical de Ensaio	Ensaio de Palheta		$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	OCR
	Profundidade (m)	$S_u$ (kPa)			
CPTu-07	3,50	20,00	90,90	40,40	2,25
	4,50	25,00	113,60	44,40	2,56

Fonte: Do autor

Tabela 17 – Tensão de pré-adensamento e OCR conforme o método de Jamiolkowski et al. (1985)

Vertical de Ensaio	Ensaio de Palheta		$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	OCR
	Profundidade (m)	$S_u$ (kPa)			
CPTu-07	3,50	20,00	105,30	40,40	2,61
	4,50	25,00	136,00	44,40	3,06

Fonte: Do autor

Para o estudo adotou-se o valor médio de tensão de pré-adensamento e razão OCR entre as equações propostas pelos dois autores citados. A Tabela 18 demonstra os resultados obtidos.

Tabela 18 – Tensão de pré-adensamento e OCR adotados na vertical CPTu-07

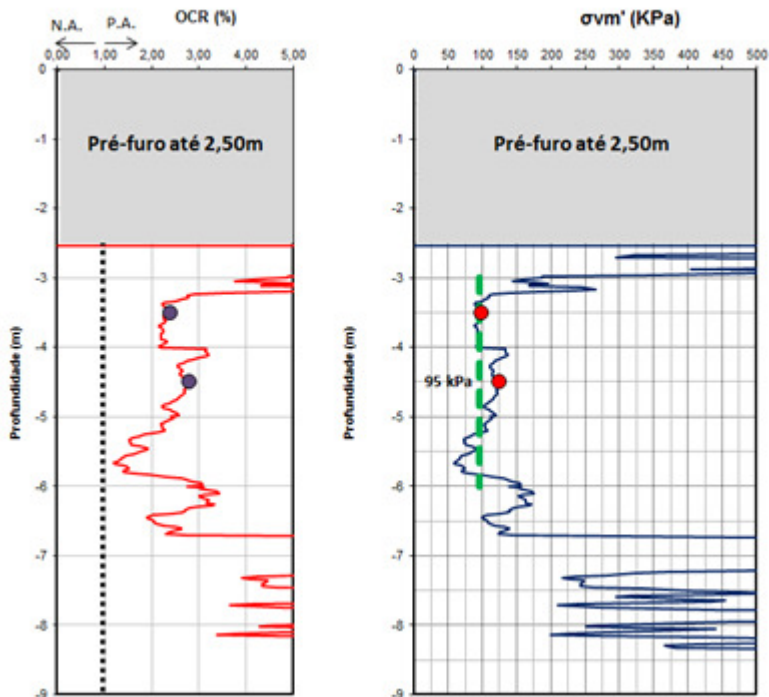
Vertical de Ensaio	Ensaio de Palheta		$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	OCR
	Profundidade (m)	$S_u$ (kPa)			
CPTu-07	3,50	20,00	98,10	40,40	2,43
	4,50	25,00	124,80	44,40	2,81

Fonte: Do autor

Com os valores de OCR e  $\sigma'_{vm}$  de referência para o estudo, pode-se proceder quanto ao ajuste das curvas de histórico de tensões obtidas pelo

ensaio de piezocone, estabelecendo um valor de  $k_1$  igual a 0,37. A Figura 53 ilustra os resultados obtidos, em que a tensão de pré-adsensamento possui cerca de 95 kPa constantes ao longo da camada de solo mole. Além disso, de acordo com as informações disponíveis, pode-se afirmar que os solos compressíveis estão pré-adsensados.

Figura 53 – Caracterização do histórico de tensões do depósito de solo mole situado na área de implantação da Ponte sobre o rio Três Riachos



Fonte: Do autor

#### 4.2.3. COEFICIENTES DE ADENSAMENTO

Conforme os parâmetros previamente adotados no item 3.6.3 e de acordo com os resultados obtidos no item 4.2.1, foi possível estimar os coeficientes de adensamento dos solos moles presentes na área de implantação da obra. A Tabela 19 demonstra os resultados obtidos.

Tabela 19 – Coeficientes de adensamento do ensaio CPTu-07

<b>Furo</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>RR/CR</b>	<b><math>t_{(50\%)}</math> (segundos)</b>	<b><math>C_h</math> (PA) (cm<sup>2</sup>/seg)</b>	<b><math>C_h</math> (NA) (cm<sup>2</sup>/seg)</b>	<b><math>C_v</math> (NA) (cm<sup>2</sup>/seg)</b>
CPTu-07	4,00	0,11	2.476,00	3,15E-03	3,47E-04	1,73E-04

Fonte: Do autor

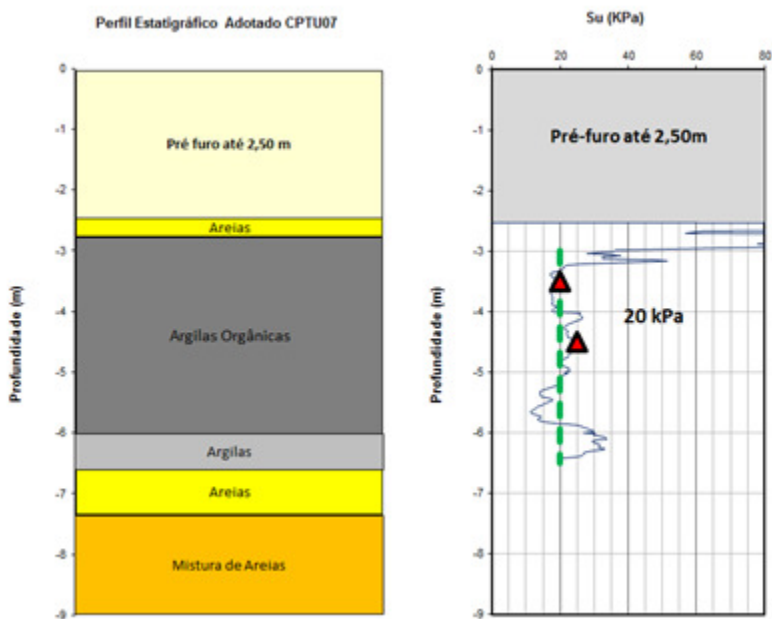
### 4.3. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Para determinação das análises de estabilidade foi definida a resistência não drenada do substrato local com base nos ensaios de palheta e nas informações obtidas pelo ensaio de piezocone. Os valores do ensaio de palheta foram plotados no gráfico  $S_u$  x profundidade para obter o ajuste da curva e por consequência o valor de  $N_{kt}$ , conforme descrito no item 3.7.

Os valores de resistência não drenada, de acordo com a Figura 54, tiveram pouca discrepância dentro da camada estudada, em que determinou-se  $N_{kt}=14$  e a resistência não drenada constante na camada compressível, com o valor de 20 kPa.

Não aplicou-se o fator de correção de Bjerrum, visto que não houve qualidade de resultados nos ensaios de caracterização.

Figura 54 - Resultados das correlações de resistência não drenada do ensaio de palheta com ensaio de piezocone



Fonte: Do autor

#### 4.4. DISCUSSÕES E PARÂMETROS ADOTADOS NO ESTUDO

Para ajustar o parâmetro adotado neste estudo de caso à realidade do depósito de solo mole aluvionar, situado no Trecho Norte do Contorno Viário, foram consultados dados de 7 ensaios de CPTu, também realizados durante as campanhas de investigação, visto que apenas uma vertical de ensaio não seria representativa o suficiente para conceber análises de compressibilidade e de estabilidade.

Foi aplicada a metodologia proposta neste trabalho na compilação dos resultados dos piezocones consultados, visando obter uma comparação adequada para estabelecer os parâmetros definitivos.

Tratando-se de tensão de pré-adensamento, Figura 55, nota-se um comportamento característico próximo de 65 kPa constantes em parte do perfil. A partir de certa profundidade, entre 6m e 8m, os valores de tensão de pré-adensamento passam a ser crescentes. Por simplificação, já que as

camadas de solo mole identificadas nos encontros da ponte em estudo possuem aproximados 8m de espessura, adota-se como tensão de pré-adensamento o valor constante de 65 kPa.

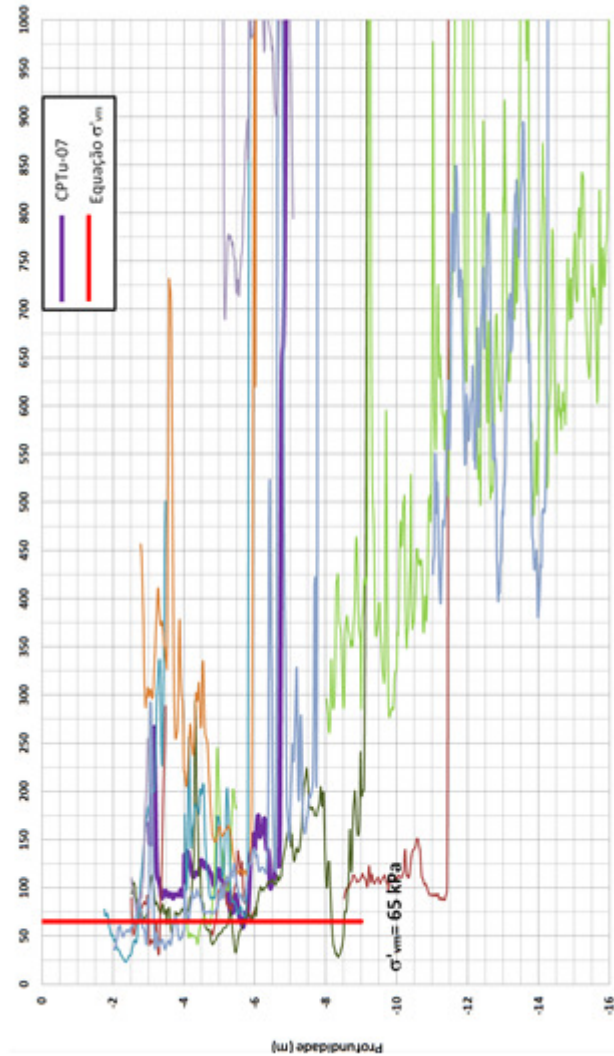
Em termos de resistência não drenada, os resultados ilustrados na Figura 56 demonstram que os valores deste parâmetro são regidos pela Equação 56, exceto pelo acréscimo acentuado de resistência em duas verticais de ensaio abaixo de 12m de profundidade, as quais foram ignoradas nesta determinação.

$$S_u = 10 + 1,2z \quad [56]$$

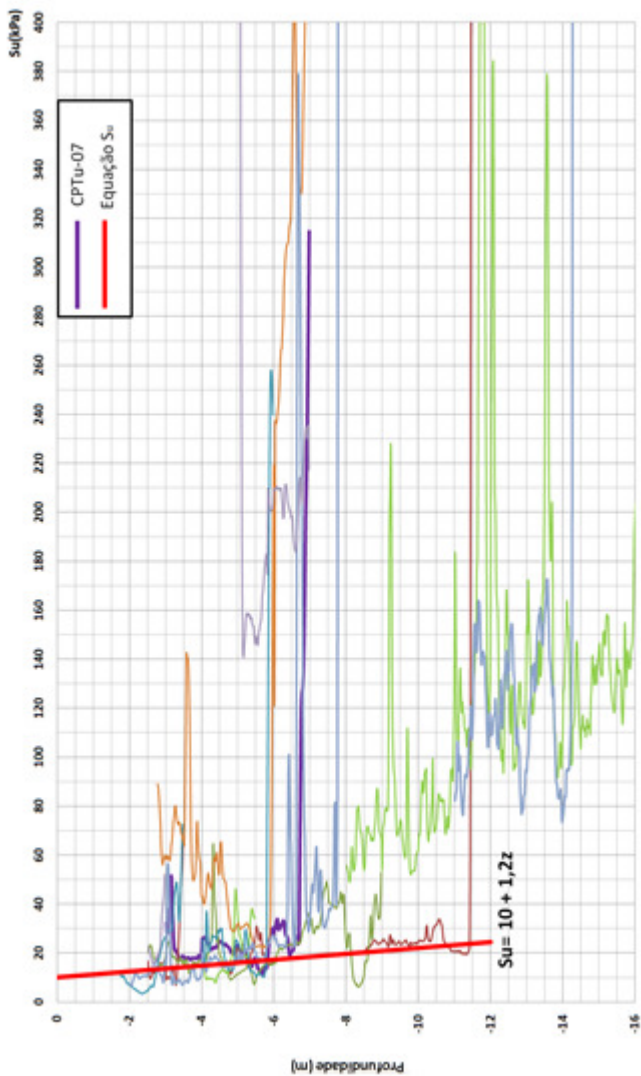
Os valores de  $N_{kt}$  adotados mostraram-se pouco variáveis no que diz respeito ao comportamento usual da bacia sedimentar aluvionar em que a obra está inserida. A Figura 57 ilustra o comparativo de resultados.

No que se refere aos coeficientes de adensamento, de acordo com a Tabela 20, percebe-se que o depósito estudado está relativamente fora da faixa de comportamento característico dos solos moles aluvionares identificados ao longo de todo o Trecho Norte do Contorno. Logo, adotou-se um valor médio de  $C_v$  e  $C_h$ , excluindo-se os resultados do CPTu-05, que pode ter atingido uma lente de areia. Desta maneira, fica estabelecido que  $C_v = 1,06 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/segundos e  $C_h = 2,13 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/segundos.



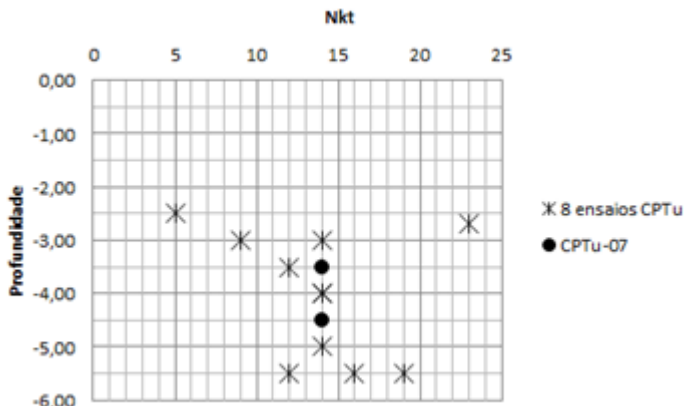
Figura 55 – Compilação de ensaios CPTu com a curva  $\sigma'_{vm}$  x Profundidade

Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

Figura 56 – Compilação de ensaios CPTu com a curva  $S_u$  x Profundidade

Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

Figura 57 – Valores de  $N_{kt}$  em profundidade para solos moles aluvionares presentes no Contorno de Florianópolis



Fonte: Do autor

Tabela 20 – Coeficientes de adensamento dos ensaios CPTu realizados em trechos aluvionares no Contorno de Florianópolis

Furo	Prof. (m)	$C_h$ (PA) (cm <sup>2</sup> /seg)	$C_h$ (NA) (cm <sup>2</sup> /seg)	$C_v$ (NA) (cm <sup>2</sup> /seg)
CPTu-02	5,20	4,42E-03	7,95E-04	3,98E-04
CPTu-03	3,50	7,36E-03	1,33E-03	6,63E-04
CPTu-03	7,00	3,66E-02	6,60E-03	3,30E-03
CPTu-04	3,50	3,86E-03	6,95E-04	3,48E-04
CPTu-05	5,00	2,44E-01	4,39E-02	2,20E-02
CPTu-06	4,50	7,59E-03	1,37E-03	6,83E-04
CPTu-07	4,00	3,15E-03	3,47E-04	1,73E-04
CPTu-08	4,00	2,12E-02	3,81E-03	1,90E-03
CPTu-09	5,80	1,15E-02	2,07E-03	1,03E-03

Fonte: Do autor

#### 4.4.1. PARÂMETROS ADOTADOS NO ESTUDO

Foram adotados parâmetros únicos para todo o depósito de solo mole presente na área de implantação da ponte sobre o Rio Três Riachos.

A Tabela 21 elenca os parâmetros das camadas compressíveis determinados nesta pesquisa, de acordo com os resultados de ensaios disponíveis e segundo as considerações citadas anteriormente.

Tabela 21 – Resumo dos resultados dos parâmetros dos solos compressíveis

<b>Profund.</b>	<b>Descrição</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
0 a 8m	Peso específico	$\gamma_{arg}$	14,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
	Índice de vazios	$e_o$	3,06	-
	Índice de compressão	$C_c$	1,20	-
	Índice de recompressão	$C_r$	0,13	-
	Razão RR/CR	RR/CR	0,11	-
	Coeficiente de adensamento horizontal	$C_h$	2,13-03	[cm <sup>2</sup> /s]
	Coeficiente. de adensamento vertical	$C_v$	1,06E-03	[cm <sup>2</sup> /s]
	Tensão de Pré-adensamento	$\sigma'_{vm}$	65,00	[kPa]
	Resistência não drenada	$S_u$	10+1,2z	[kPa]

Fonte: Do autor

Os parâmetros do aterro e dos demais materiais presentes no subsolo foram coletados do projeto executivo da obra, que tiveram como base o estudo das jazidas e a extrapolação de informações de outras obras na região. A Tabela 22 demonstra os demais parâmetros necessários às posteriores análises.

Tabela 22 – Parâmetros dos materiais presentes na fundação

Descrição	Símbolo	Valor	Unidade
Peso específico do aterro	$\gamma_{at}$	19,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso específico do solo residual	$\gamma_m$	19,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso específico da areia	$\gamma_{areia}$	17,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Ângulo de atrito do aterro	$\phi_{at}$	20,00	[grau]
Ângulo de atrito do solo residual	$\phi_m$	30,00	[grau]
Ângulo de atrito da areia	$\phi_{areia}$	27,00	[grau]
Coesão de aterro	$C_{at}$	15,00	[kPa]
Coesão de solo residual	$C_m$	10,00	[kPa]
Coesão da areia	$C_{areia}$	5,00	[kPa]

Fonte: Engevix Engenharia S/A

#### 4.5. ANÁLISE DE COMPRESSIBILIDADE

Para as análises de compressibilidade utilizou-se planilhas eletrônicas para sucessivas iterações em que foi possível determinar o acréscimo de aterro de 1,00m para a Margem Norte e de 0,90m para a Margem Sul, para compensar recalques e garantir a cota final de terraplenagem em 6m de altura.

Em relação a malha de geodrenos, optou-se pelo espaçamento de malha quadrada de 1,50m.

Determinou-se também, com base no fator tempo pela Teoria de Terzaghi, as seguintes curvas para melhor visualização da evolução das dissipações:

- Tempo de Adensamento (meses) x Dissipação Vertical
- Tempo de Adensamento (meses) Dissipação Radial com malha de geodrenos triangulares e quadradas para diferentes espaçamentos.

Vale destacar que os drenos deverão ser aplicados em até 6m de extensão das bermas de equilíbrio, caso estas resultem em comprimentos extensos, objetivando evitar que ocorram trincas nas saias dos aterros da rodovia.

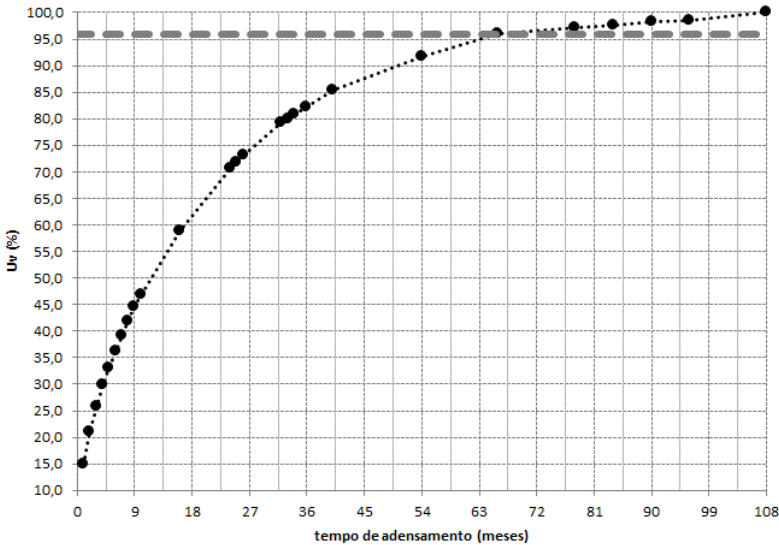
##### 4.5.1. MARGEM NORTE

O solo compressível presente na Margem Norte levaria cerca de 108 meses para dissipar todo o excesso de poro-pressões, conforme os

resultados de dissipação vertical ilustrados na Figura 58. Porém, como tal tempo de adensamento é incompatível com o cronograma da obra dimensionou-se malhas de geodrenos quadradas para aceleração de recalques, com 1,50m de espaçamento, adotando-se 9 meses de adensamento.

Os itens abordados a seguir aplicam a metodologia de cálculo para geodrenos.

Figura 58 – Dissipação vertical estimada ao longo do tempo na Margem Norte da Ponte



Fonte: Do autor

#### A) Tensão vertical efetiva:

$$\sigma'_{vo} = \left(\frac{h_{arg}}{2}\right) \times (\gamma_{arg} - \gamma_{\acute{a}gua}) \quad [57]$$

$$\sigma'_{vo} = \left(\frac{8}{2}\right) \times (14 - 10) = 16,00 \text{ kPa}$$

#### B) Acréscimo de tensão vertical devido ao aterro:

$$\Delta\sigma_v = h_{aterro} \times \gamma_{at} \quad [58]$$

$$\Delta\sigma_v = 7,00 \times 19,00 = 133,00 \text{ kPa}$$

**C) Recalque primário:**

Aplicando a Equação 14 demonstrada no item 2.3.1:

$$\Delta h = h_{arg} \left[ \frac{C_r}{1 + e_o} \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log \left( \frac{(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v)}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$$

$$\Delta h = 8,00 \times \left[ \frac{0,13}{1 + 3,06} \cdot \log \left( \frac{65,00}{16,00} \right) + \frac{1,20}{1 + 3,06} \cdot \log \left( \frac{(16,00 + 133,00)}{65,00} \right) \right]$$

$$\Delta h = 1,01m$$

**D) Drenagem vertical:**

Como a camada de solo mole está entre duas superfícies drenantes, isto é, a superfície do terreno natural e a camada arenosa identificada abaixo dos solos moles, define-se que a drenagem é do tipo dupla, conforme apresentado na Equação 59.

$$h_d = \frac{h_{arg}}{2} \quad [59]$$

$$h_d = \left( \frac{8}{2} \right) \times 100 = 400 \text{ cm}$$

Aplicando ao fator tempo, Equação 16 apresentada no item 2.3.2, obtém-se que:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h_d^2}$$

$$T_v = \frac{0,00106 \times 9 \times (30 \times 24 \times 60 \times 60)}{(400)^2} = 0,155$$

Correlacionando com a Teoria de Terzaghi, de acordo com o gráfico ilustrado na Figura 7 obtém-se ao porcentagem de drenagem vertical:

$$U_v = 44,5\%$$

**E) Drenagem radial:**

A drenagem radial é determinada pela Equação 60.

$$U_h \geq \frac{(-U+U_v)}{(U_v-1)} \quad [60]$$

$$U_h \geq \frac{(-0,96 + 0,445)}{(0,445 - 1)} \geq 92,79\%$$

Desta forma, procede-se ao dimensionamento de malha de goedrenos:

- **Diâmetro equivalente de um mandril de cravação:**

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times w \times l} \quad [61]$$

Onde  $w$  é o comprimento, definido em 12cm, e  $l$  é a largura, com 15cm:

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 0,12 \times 0,15} = 0,1514m$$

- **Diâmetro da região afetada pelo amolgamento:**

$$d_s = 2 \times d_m = 0,3027m \quad [62]$$

- **Diâmetro equivalente de um goedreno:**

Demonstrado na Equação 21, no item 2.3.2.

$$d_w = \frac{2 \times (a + b)}{\pi}$$

Em que  $a$  é o comprimento, definido em 0,10m, e  $b$  é a largura, com 0,50cm:

$$d_w = \frac{2 \times (0,10 + 0,005)}{\pi} = 0,0669m$$



- **Diâmetro de influência da malha quadrada de geodrenos:**

Conforme apresentado na Equação 22, no item 2.3.2.

$$d_e = S \times 1,13$$

$$d_e = 1,50 \times 1,13 = 1,695m$$

Onde S é o espaçamento entre geodrenos.

- **Densidade de geodrenos:**

De acordo com a Equação 20, apresentada no item 2.3.2.

$$n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{1,695}{0,0669} = 25,3420$$

- **Função relacionada a densidade de geodrenos:**

Conforme apresentado na Equação 19, no item 2.3.2.

$$F(n) = \ln(n) - 0,75$$

$$F(n) = \ln(25,3420) - 0,75 = 2,4825$$

- **Fator para consideração do amolgamento do geodreno:**

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \times \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad [63]$$

Em que  $k_h/k'_h$  é a relação entre a permeabilidade amolgada e não amolgada, adotada em 2,50.

$$F_s = (2,5 - 1) \times \ln \left( \frac{0,3027}{0,0669} \right) = 2,2649$$

- **Fator para consideração da resistência hidráulica do dreno:**

Caso  $W_q$  seja superior a 0,10 emprega-se  $F_q$ .

$$W_q = 2\pi \times \left( \frac{k_h}{q_w} \right) \times L^2 > 0,10 \quad [64]$$

$$W_q = 2\pi \times \left( \frac{1,00 \times 10^{-8}}{6,50 \times 10^{-6}} \right) \times 4^2 = 0,1547$$

Onde:

$k_h$ : Permeabilidade horizontal do dreno, definida em 1,00E-08m/s;

$q_w$ : Vazão do dreno, definida em 6,50E-06m<sup>3</sup>/s ou aproximadamente 200m<sup>3</sup>/ano;

L: Comprimento característico, sendo função da camada de solo mole e da condição de drenagem. Com drenagem dupla  $L=h_{arg}/2$ ;

Sendo  $F_q$  definido por:

$$F_q = \pi z \times (L - z) \times \frac{k_h}{q_w} \quad [65]$$

Em que  $z$  é a distância até a extremidade drenante, definida por  $z=L/2$ .

$$F_q = \pi \times 2 \times (4 - 2) \times \frac{1,00 \times 10^{-8}}{6,50 \times 10^{-6}} = 0,0193$$

- **Fator tempo para drenagem radial:**

Aplicando os resultados obtidos à Equação 18 apresentada no item 2.3.2, obtém-se que:

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2}$$

$$T_h = \frac{0,00213 \times 9 \times (30 \times 24 \times 60 \times 60)}{169,5^2} = 1,7249$$

- **Porcentagem de drenagem radial obtida:**

$$U_H = 1 - e^{-\left(\frac{8 \times T_h}{F(n) + F_s + F_q}\right)} \quad [66]$$

$$U_H = 1 - e^{-\left(\frac{8 \times 1,7249}{2,4825 + 2,2649 + 0,0193}\right)} = 0,9451$$

$$U_H = 94,51\%$$

**F) Drenagem combinada:**

Com a aplicação dos resultados obtidos à Equação 24 apresentada no item 2.3.2, obtém-se que:

$$\begin{aligned}(1 - U) &= (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \\ (1 - U) &= (1 - 44,50) \cdot (1 - 94,51) \\ U &= 96,95\%\end{aligned}$$

**G) Recalque total durante o período de adensamento:**

$$\begin{aligned}\Delta h(t) &= \Delta h \times U \quad [67] \\ \Delta h(t) &= 1,01 \times 0,9695 = 0,98m\end{aligned}$$

**H) Cota do aterro após o período de adensamento:**

$$\begin{aligned}h_{aterro(final)} &= h_{aterro} - \Delta h(t) \quad [68] \\ h_{aterro(final)} &= 7,00 - 0,98 = 6,02m\end{aligned}$$

**I) Recalque secundário:**

De acordo com o tempo de vida útil do empreendimento e segundo os parâmetros obtidos aplica-se a Equação 34 apresentada no item 2.3.2.

$$\Delta h_{sec} = \frac{C_\alpha \cdot h_{arg} \cdot \left(\log \frac{t^*}{t}\right)}{(1 + e_o)}$$

Onde:

-  $t^*$  é o final do período de adensamento secundário, neste caso considerou-se o tempo de vida útil da obra, estimados 30 anos.

-  $t$  é o período de adensamento.

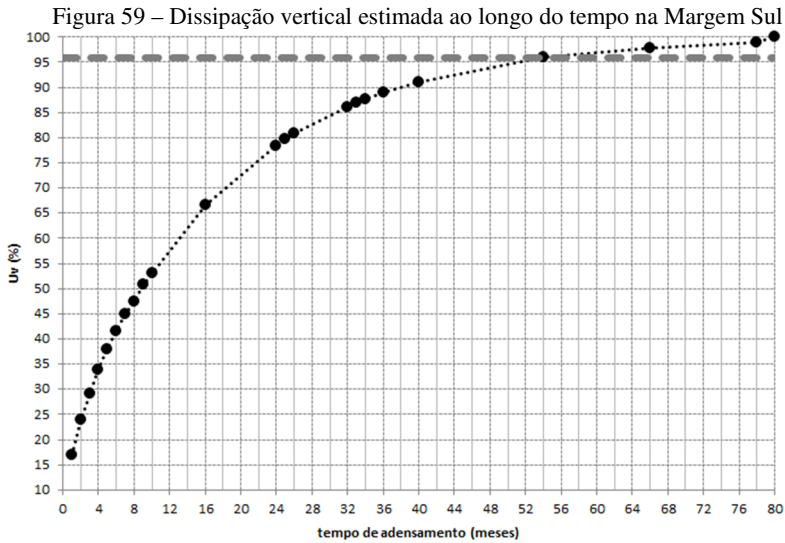
-  $C_\alpha$  é o coeficiente de compressão secundária, adotado em 3% para argilas plásticas, segundo Pinto (2006);

$$\Delta h_{sec} = \frac{0,03 \times 8 \times \log\left(\frac{30}{0,75}\right)}{(1 + 3,06)} = 0,09m$$

#### 4.5.2. MARGEM SUL

Para a Margem Sul foi adotado o procedimento análogo ao apresentado na Margem Norte. De acordo com os resultados obtidos para diferentes períodos de adensamento, ilustrado na Figura 59, seriam necessários 80 meses de adensamento para drenar totalmente o solo mole existente no local. Deste modo, foram dimensionadas as mesmas malhas de geodrenos especificadas anteriormente.

Os itens abaixo contemplam os resultados obtidos.



Fonte: Do autor

**A) Tensão vertical efetiva:**

$$\sigma'_{vo} = 14,0 \text{ kPa}$$

**B) Acréscimo de tensão vertical devido ao aterro:**

$$\Delta\sigma_v = 131,10 \text{ kPa}$$

**C) Recalque primário:**

$$\Delta h = 0,87 \text{ m}$$

**D) Drenagem vertical:**

Aplicando-se a condição de dupla drenagem, conforme os perfis geológico-geotécnicos da Margem Sul:

$$h_d = \left(\frac{7}{2}\right) \times 100 = 350 \text{ cm}$$

Aplicando ao fator tempo, obtém-se que:

$$T_v = 0,202$$

Correlacionando com a Teoria de Terzaghi, de acordo com o gráfico ilustrado na Figura 7 obtém-se a porcentagem de drenagem vertical:

$$U_v = 50,9\%$$

**E) Drenagem radial:**

$$U_h \geq 91,9\%$$

- Diâmetro equivalente de um mandril de cravação:**

$$d_m = 0,1514 \text{ m}$$

- **Diâmetro da região afetada pelo amolgamento:**

$$d_s = 0,3027m$$

- **Diâmetro equivalente de um geodreno:**

$$d_w = 0,0669m$$

- **Diâmetro de influência da malha quadrada de geodrenos:**

$$d_e = 1,695m$$

- **Densidade de geodrenos:**

$$n = 25,34$$

- **Função relacionada a densidade de geodrenos:**

$$F(n) = 2,4825$$

- **Fator para consideração do amolgamento do geodreno:**

$$F_s = 2,2649$$

- **Fator para consideração da resistência hidráulica do dreno:**

$$W_q = 0,1184$$

$$F_q = 0,0148$$

- **Fator tempo para drenagem radial:**

$$T_h = 1,7295$$

- **Porcentagem de drenagem radial obtida:**

$$U_H = 94,53\%$$

**F) Drenagem combinada:**

$$U = 97,31\%$$

**G) Recalque total durante o período de adensamento:**

$$\Delta h(t) = 0,87 \times 0,9731 = 0,85m$$

**J) Cota do aterro após o período de adensamento:**

$$h_{aterro(final)} = 6,90 - 0,85 = 6,05m$$

**H) Recalque secundário**

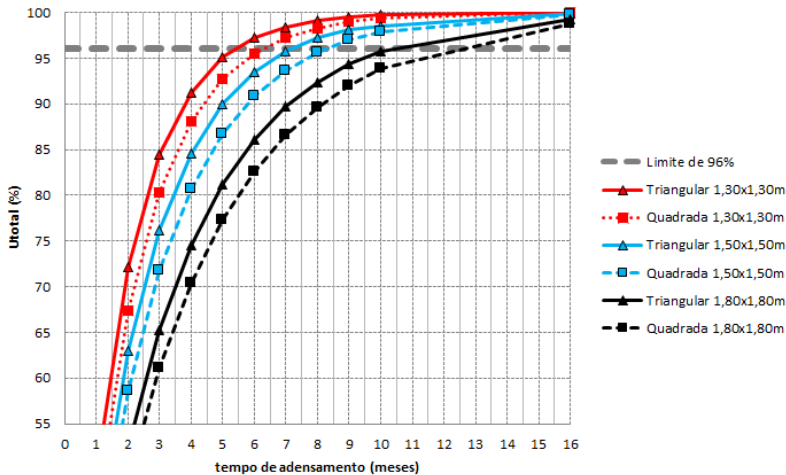
$$\Delta h_{sec} = \frac{0,03 \times 7 \times \left(\log \frac{30}{0,75}\right)}{(1 + 3,06)} = 0,08m$$

**4.5.3. COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS**

A cota final de aterro foi atingida em ambos as margens com sobre aterros de 1,00m e 0,90m, garantindo que o pavimento seja executado na cota final de projeto de terraplenagem.

Optou-se por não utilizar o espaçamento de 1,30x1,30m para evitar o possível amolgamento do solo mole na área entre geodrenos, embora este espaçamento seja o limite mínimo recomendado pela bibliografia (ALMEIDA e MARQUES, 2014). As variações de espaçamento e dissipações ao longo do tempo são plotadas no gráfico da Figura 60, caso o projeto necessite alterações nos prazos de adensamento a consulta de viabilidade da mudança é facilmente realizada.

Figura 60 – Variações de malhas de espaçamento de geodrenos na Margem Norte

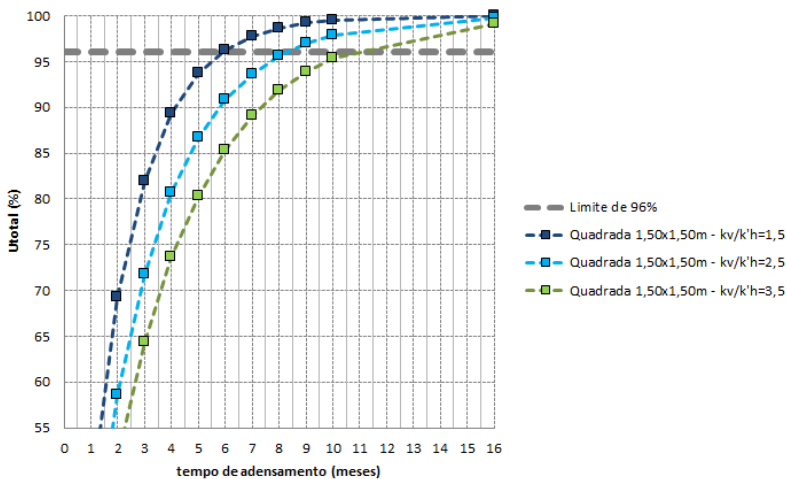


Fonte: Do autor

Outro parâmetro importante para drenagem radial é a relação entre permeabilidade não amolgada e amolgada ( $\frac{k_h}{k'_h}$ ) para consideração do fator do efeito de amolgamento ( $F_s$ ). Usualmente, para solos compressíveis no Brasil, estes valores estão entre 1,5 e 2, porém há estudos que comprovem valores próximos de 15 em outros países (ALMEIDA e MARQUES, 2014). Diversos estudos comparativos foram realizados, e concluiu-se que o valor médio desta razão é de 2,5, segundo Almeida e Marques (2014), justificando o parâmetro adotado no presente estudo de caso. A relação merece pesquisas mais abrangentes à realidade nacional, visto que há certa sensibilidade na alteração dos valores de  $\frac{k_h}{k'_h}$ , conforme ilustrado na Figura 61 para o caso da malha quadrada adotada na Margem Norte.



Figura 61 – Variações da razão entre permeabilidade não amolgada e amolgada na Margem Norte



Fonte: Do autor

#### 4.6. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Para o correto dimensionamento das seções de aterro, nas análises de estabilidade foram verificadas inicialmente as alturas admissíveis de aterro de modo que não houvesse ruptura do solo de fundação. Desta maneira, aplicando-se os parâmetros de estudo à Equação 35, apresentada no item 2.4.2.1, obtém-se que:

$$h_{cr} = \frac{5,5 \times 20,00}{19,00} = 5,78m$$

Aplicando-se o fator de segurança de análises de curto prazo à Equação 36 do item 2.4.2.1, obtém-se que:

$$h_{adm} = \frac{5,78}{1,3} = 4,45m$$

Como  $h_{adm} < h_{at}$  foi considerada a utilização de geogrelhas para reforço do conjunto solo mole / aterro, associadas a bermas de equilíbrio.

No que concerne à resistência dos reforços utilizados, foi realizada uma análise simplificada delimitando o comprimento da geogrelha à base

do aterro principal e consideradas geogrelhas com resistência nominal longitudinal e transversal, isto é, bidirecionais, de 600 kN/m.

O fator de redução da resistência para o reforço foi adotado conforme especificado na Tabela 6, em que:

- Fator de redução devido à fluência definido  $FR_F=2,0$ ;
- Fator de redução devido a danos mecânicos no ato da instalação. Considerando equipe treinada  $FR_I=1,1$ .
- Fator de redução devido a degradação química. Como não há ameaças químicas, define-se  $FR_{DQ}=1,1$ .
- Fator de redução devido a degradação biológica. Ameaças biológicas não estão presentes no local, logo adota-se  $FR_{DB}=1,0$ .

Com os devidos fatores de redução aplicados, obtém-se um fator global de redução de 2,50.

Para as bermas de equilíbrio foram consideradas espessuras de 3m em solo compactado, visto que estão abaixo da altura admissível e não romperiam localmente. Além da análise local, foi considerada a geometria das bermas já adotadas no projeto geotécnico da obra nos segmentos vizinhos à Ponte sobre o Rio Três Riachos.

#### 4.6.1. CONCEPÇÃO

As análises de estabilidade foram divididas em análises de curto prazo e análises de longo prazo.

Nas análises de curto prazo foi considerada a construção dos aterros em solo compactado até a cota final de terraplenagem incluindo os acréscimos de solo determinados no item 4.5, com fator de segurança mínimo em 1,30.

As análises de longo prazo contemplaram: os recalques resultantes do período de adensamento, a construção do pavimento, e a carga de tráfego da rodovia de 20 kN/m. O fator de segurança mínimo requerido é de 1,40, conforme DNER-PRO 381/98.

Serão apresentadas apenas as seções transversais ao eixo da rodovia, visto que as seções longitudinais obtiveram o mesmo comportamento com ínfimas variações de fatores de segurança. Caso os aterros da ponte estivessem muito próximos do rio, seria necessário estudar a redução ou eliminação de bermas de equilíbrio para não diminuir a seção hidráulica do canal. Entretanto, como as cabeceiras da ponte estão relativamente afastadas do rio, há disponibilidade de espaço para o dimensionamento de bermas de equilíbrio.

#### 4.6.2. RESULTADOS

Para a Margem Norte, foi necessário a utilização de bermas de equilíbrio de 16m de comprimento por 3m de altura, sendo adotadas duas camadas de geogrelhas de resistência nominal longitudinal e transversal de 600 kN/m sob o aterro principal.

Na Margem Sul foram utilizadas as mesmas camadas de geogrelhas, porém com redução do comprimento das bermas de equilíbrio, que possuem cerca de 10 m de comprimento.

O acréscimo de resistência do solo mole nas análises de longo prazo foi considerado da seguinte maneira:

$$S_{u(\text{ganho de resistencia})} = S_{u(\text{original})} + 0,22 \times (U_{(t)} \times \Delta\sigma_v) \quad [69]$$

Desta forma, aplicou-se a cada condição de dissipação de ambas as margens da ponte:

- Margem Norte:

$$\begin{aligned} S_{u(\text{aterro})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,9695 \times 7,0 \times 19) \\ &= 38,36 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{u(\text{berma com geodrenos})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,9695 \times 3 \times 19) \\ &= 22,16 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{u(\text{berma sem geodrenos})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,445 \times 3 \times 19) \\ &= 15,58 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

- Margem Norte:

$$\begin{aligned} S_{u(\text{aterro})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,9731 \times 6,9 \times 19) \\ &= 38,06 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{u(\text{berma com geodrenos})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,9731 \times 3 \times 19) \\ &= 22,20 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{u(\text{berma sem geodrenos})} &= 10 + 1,2z + 0,22 \times (0,509 \times 3 \times 19) \\ &= 16,38 \text{ kPa} + 1,2z \end{aligned}$$

A Tabela 23 demonstra os fatores de segurança obtidos de acordo com as seções características dos aterros.

Tabela 23 – Resumo dos resultados das análises de estabilidade

<b>Local</b>	<b>Período</b>	<b>Ruptura</b>	<b>FS<sub>obtido</sub></b>	<b>FS<sub>mínimo</sub></b>	<b>Figura</b>
Margem Norte	Curto prazo	Circular	1,43	1,30	Figura 63
		Planar	1,33	1,30	Figura 63
	Longo Prazo	Circular	1,90	1,40	Figura 64
		Planar	2,06	1,40	Figura 64
Margem Sul	Curto prazo	Circular	1,34	1,30	Figura 65
		Planar	1,32	1,30	Figura 65
	Longo Prazo	Circular	2,04	1,40	Figura 66
		Planar	2,30	1,40	Figura 66

Fonte: Do autor

A Figura 62 ilustra a legenda para compreensão das análises de estabilidade.

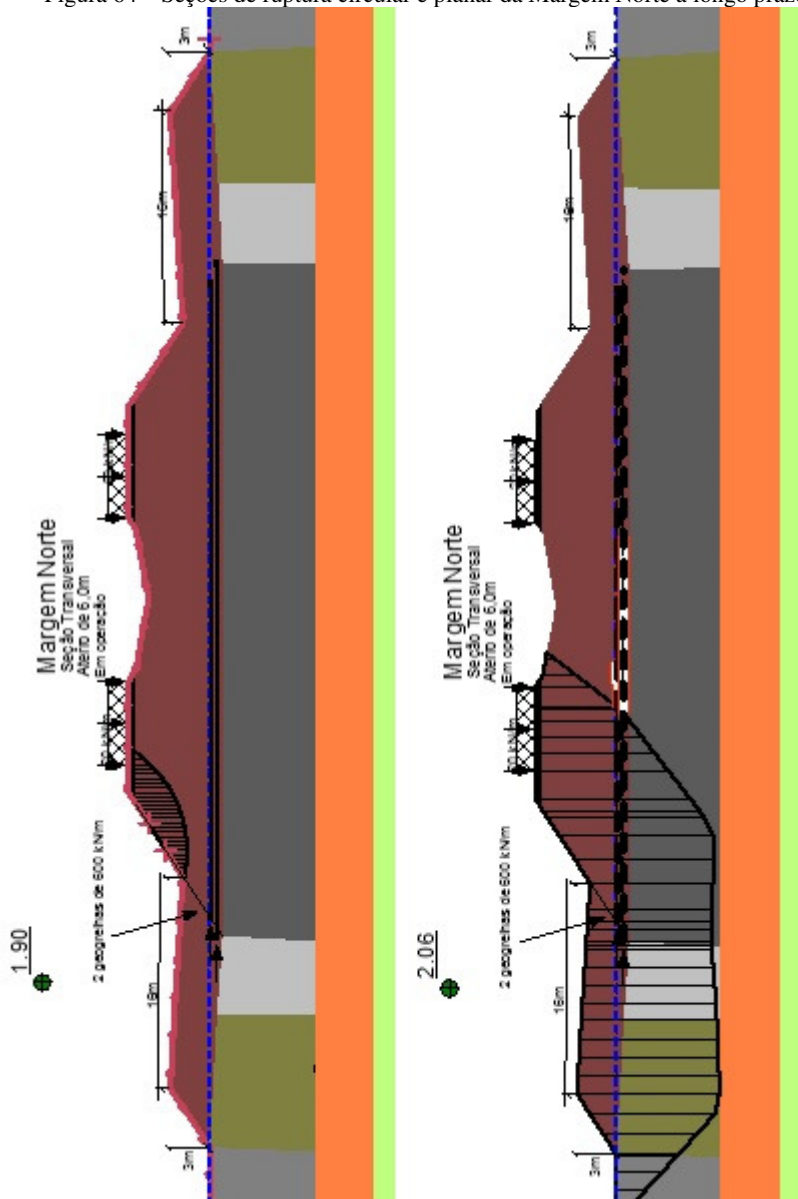
Figura 62 – Legenda para figuras de análise de estabilidade

	Pavimento
	Aterro
	Areia
	Solos Residuais
	Argila Mole Curto Prazo
	Argila Mole Longo Prazo (com geodreno)
	Argila Mole Longo Prazo (sem geodreno)

Fonte: Do autor

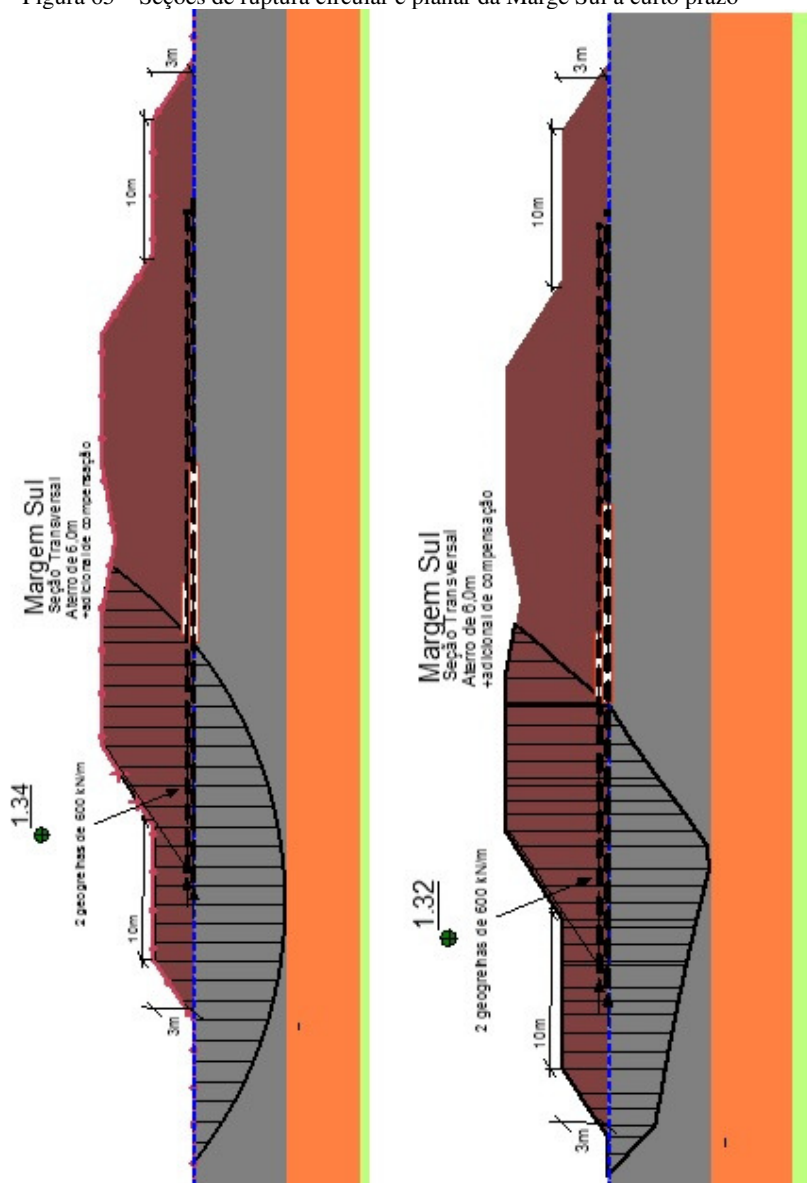


Figura 64 – Seções de ruptura circular e planar da Margem Norte a longo prazo



Fonte: Do autor

Figura 65 – Seções de ruptura circular e planar da Marge Sul a curto prazo



Fonte: Do autor

Figura 66 – Seção de ruptura circular da Margem Sul a longo prazo



Fonte: Do autor



### 4.6.3. COMENTÁRIOS DOS RESULTADOS

Foram atendidos os fatores de segurança mínimos dos aterros de ambas as margens a curto prazo e longo prazo utilizando-se geogrelhas e bermas de equilíbrio. A utilização do geossintético permitiu reduzir as bermas de equilíbrio e viabilizar a construção do aterro sem maiores movimentos de terra.

No presente estudo de caso as análises de curto prazo foram limitantes em termos de dimensionamento das seções de aterro, isto porque a aplicação da carga de tráfego não resultou em esforços suficientemente altos para ultrapassar os valores de resistência não drenada a longo prazo, por isto os fatores de segurança resultantes são superiores às análises de curto prazo. Para solos moles com  $S_u$  muito baixos, e aterros menores, o ganho de resistência será menor, sendo que no caso de rodovias a carga será a mesma (20 kN/m), poderá ocasionar queda dos fatores de segurança em relação às análises de curto prazo.



## 5. ESPECIFICAÇÕES

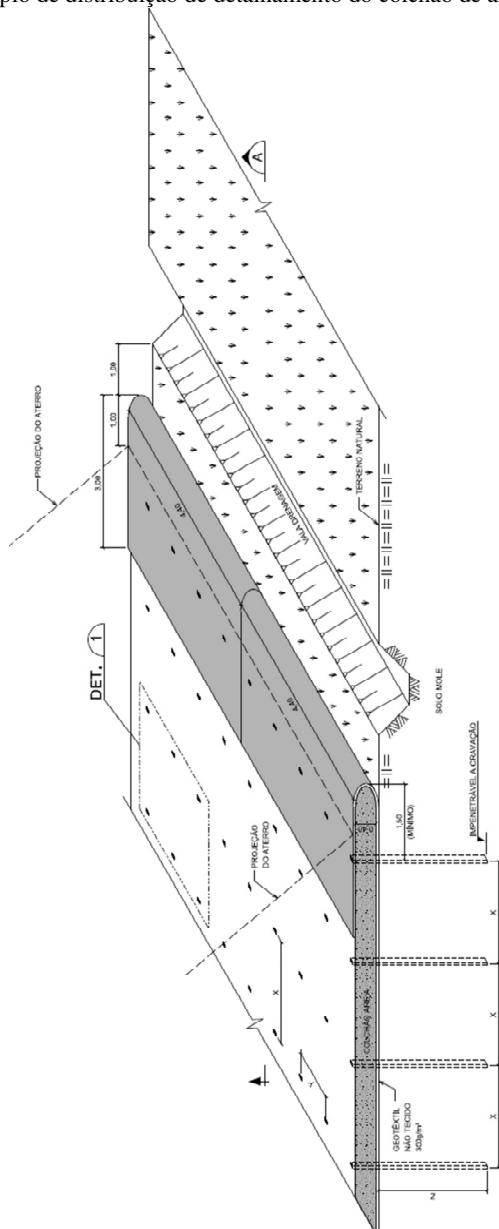
Nos itens a seguir são detalhados e especificados as soluções geotécnicas adotadas no presente estudo de caso para o correto funcionamento dos aterros dos encontros de ponte:

- **Geodrenos:**
  - a) Malha quadrada com espaçamento de 1,50x1,50m com profundidade média de 9m em ambas as margens da ponte;
  - b) Vazão mínima: 200m<sup>3</sup>/ano;
  - c) Permeabilidade horizontal do dreno, definida em 1,00x10<sup>-8</sup> m/s.
  - d) Aonde necessário, deverão ser executados pré-furos para instalação dos geodrenos, caso seja encontrado obstáculo(s) na camada de solo mole. Deve ser alcançada uma profundidade de mínima de 9m em ambas as margens, prevendo engaste do geodreno na camada arenosa subjacente a camada de solo mole, de acordo com os perfis geológico-geotécnicos.
  
- **Colchão Drenante e Geotêxtil:** O colchão de areia deve ser executado na base dos aterros, incluindo toda a extensão das bermas de equilíbrio, para drenar o fluxo de água oriundo dos geodrenos para fora do corpo estradal. Deve-se prever, ainda, a utilização de uma camada de geotêxtil, preferencialmente não-tecido, no contato solo de fundação / colchão de areia, para evitar que o material seja contaminado e perca suas funções de drenagem. O geotêxtil deve envolver as bordas do colchão drenante, protegendo as extremidades deste último, e evitando perda de material. A Figura 67 apresenta esquematicamente como exemplo, para o caso de malhas de quadradas, como seria a distribuição de geodrenos no campo com a presença de geotêxtil envolvendo o colchão drenante com função de proteção. A Figura 68 e a Figura 69 complementam o detalhe da Figura 67, facilitando a compreensão.
  
- **Geogrelhas:** Devem possuir resistência nominal longitudinal e transversal de 600 kN/m. As duas camadas de reforço devem se

projetar por no mínimo 50m de extensão, a partir de cada margem do encontro de ponte.

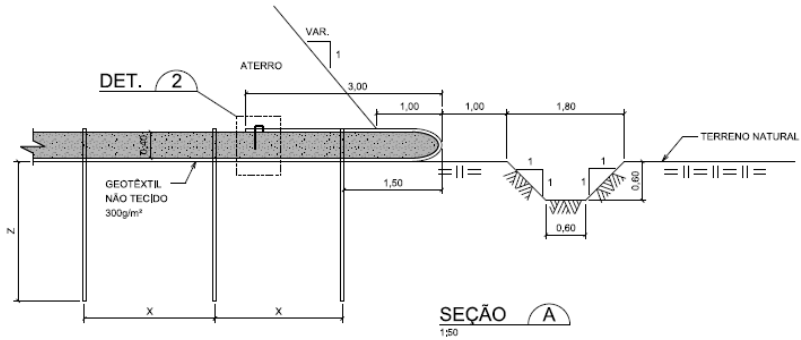
- **Bermas de equilíbrio:** Aplicáveis em até 50m de extensão dos aterros do encontro de cada margem do encontro de ponte. Na Margem Norte as bermas devem possuir 16m de comprimento por 3m de altura, enquanto que na Margem Sul as bermas devem ter 10m de comprimento e 3m de altura.
- **Instrumentação:** Devem-se acompanhar as dissipações e os recalques ao longo do período construtivo para validar as premissas de projeto. Caso seja percebido comportamento anômalo, deve-se proceder com uma retro análise para a redefinição dos parâmetros de projeto e adotar medidas corretivas. A instrumentação construtiva deverá ser composta por piezômetros do tipo Casa Grande e placas de recalque (Figura 70, Figura 71, Figura 72).

Figura 67 – Exemplo de distribuição de detalhamento do colchão de arêa



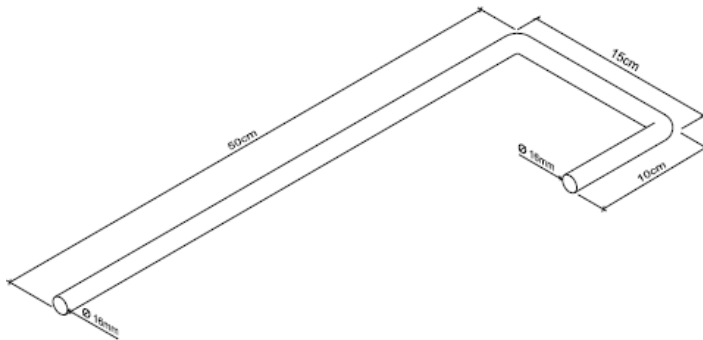
Fonte: Modificado de Engevix Engenharia

Figura 68 – Exemplo de seção típica de geodrenos com colchão de areia envolvido por geotêxtil não-tecido



Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

Figura 69 – Gancho de ancoragem

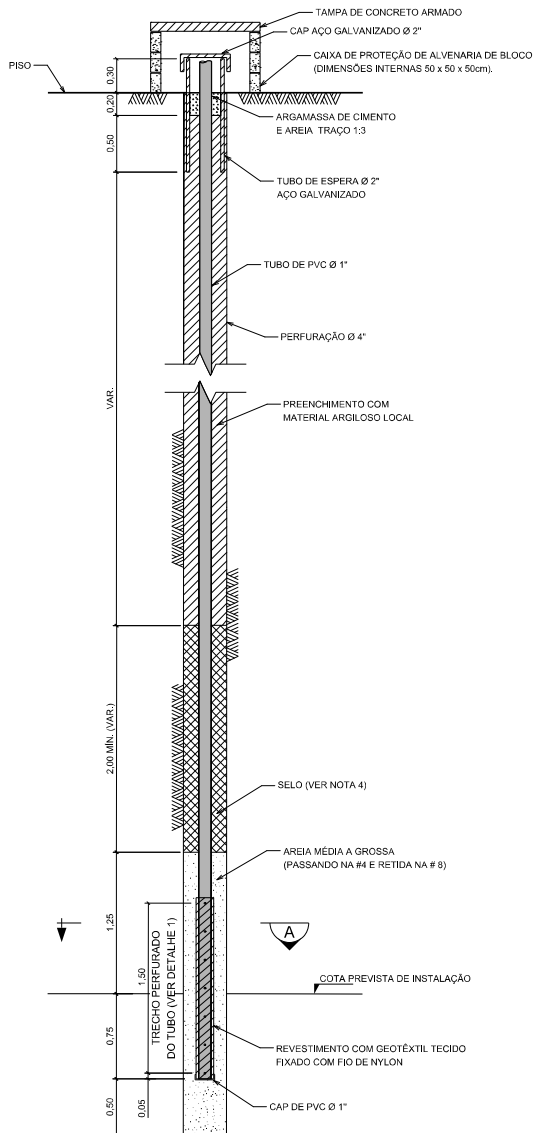


GANCHO ANCORAGEM

DETALHE 2  
EM PERSPECTIVA  
SEM ESCALA

Fonte: Modificado de Engevix Engenharia S/A

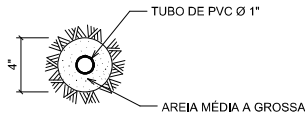
Figura 70 – Detalhe típico de um piezômetro de Casagrande



PIEZÔMETRO SIMPLES DE TUBO ABERTO  
SEM ESCALA

Fonte: Modificado de Engevix Engenharia

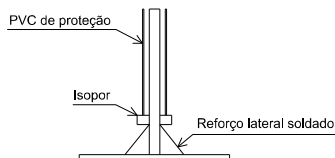
Figura 71 – Seção A do Piezômetro Simples de Tubo Aberto



SEÇÃO A  
SEM ESCALA

Fonte: Modificado de Engevix Engenharia

Figura 72 – Detalhe típico de uma placa de recalque



Detalhe de uma placa de recalque  
Fonte: Modificado de Engevix Engenharia



## 6. CONCLUSÕES

De acordo com as informações disponibilizadas foram dimensionados os aterros sobre solos moles dos encontros da ponte sobre o rio Três Riachos.

As investigações geotécnicas consistiram de oito sondagens mistas, uma sondagem SPT, um ensaio de adensamento e uma vertical de ensaio onde foram realizados ensaios dos tipos CPTu, Vane Test e caracterização.

As sondagens mistas executadas apontaram em comum o desenvolvimento de uma camada de solo mole silto-arenoso com variações de 4 a 8m de profundidade, com ocorrência de uma camada arenosa abaixo destes solos compressíveis. Pela descrição táctil visual das sondagens, e de acordo com as características geográficas do local e das consultas realizadas ao projeto do Contorno, definiu-se que os solos moles possuem origem aluvionar, embora alguns pontos da rodovia, mais próximos do litoral, apresentem a presença de solos moles marinhos.

A campanha de ensaios complementares permitiu a determinação dos parâmetros de compressibilidade e de estabilidade. Ressaltando que o fato de não haver ensaios de adensamento próximos da vertical de ensaio do CPTu-07 prejudica, de certa forma, os parâmetros de índices de vazios e, principalmente, de tensão de pré-adensamento, que são muito significativos no que diz respeito à determinação dos recalques. As correlações adotadas para tensão de pré-adensamento são reconhecidas na bibliográfica técnica, porém podem não retratar a realidade deste substrato estudado especificamente. Por este motivo a instrumentação ganha mais importância, verificando a evolução de recalques ao longo do tempo, sendo adotadas medidas corretivas e/ou mitigadoras se necessário.

Seria recomendável também a execução de novos ensaios de caracterização para definição dos Limites de Atterberg, já que os resultados foram considerados inválidos, não sendo possível fazer ajustes da correção de Bjerrum.

Em termos de parâmetros de projeto, seria ideal realizar ensaios nas duas margens da ponte para obter melhor caracterização do solo de fundação e possivelmente a regionalização de dados de entrada para os estudos de compressibilidade e de estabilidade, visto que a heterogeneidade dos solos é comprovada na variação de espessuras dos diferentes materiais presentes no substrato.

No que concerne às malhas de espaçamento de geodrenos, foram adotadas malhas quadradas de espaçamento de 1,50x1,50m objetivando reduzir os tempos de adensamento de aproximados 9 e 6,6 anos, que seriam os prazos naturais de adensamento, para cerca de 9 meses.

Os recalques primários previstos foram compensados com sobre alturas de aterro, enquanto que os recalques secundários retornaram valores inferiores a 0,10m, sendo considerado aceitáveis que ocorram durante o tempo de vida útil da obra.

As análises de estabilidade contemplaram soluções usuais e consagradas na prática de engenharia, executando-se aterros em etapa única com utilização de reforços geossintéticos associados a bermas de equilíbrio. A utilização destes reforços diminuiu substancialmente a ocupação de áreas adjacentes de aterros sobre solos moles. O conjunto de soluções empregado atingiu o fator de segurança requerido por norma, certificando a rodovia ao tráfego.

O caso estudado é pontual, porém oferece uma gama de oportunidades para novos estudos geotécnicos. O objetivo geral do trabalho de conclusão foi alcançado, assim como a contribuição na formação de um novo engenheiro no mercado de trabalho. Além dos ensinamentos teóricos em sala de aula e práticos no laboratório de Mecânica dos Solos da universidade, a oportunidade de trabalho no setor privado com profissionais experientes proporciona o conhecimento dinâmico e motivacional ao longo graduação.

## 7. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Como temas de trabalhos futuros, sugere-se:

- Determinar um plano de instrumentação para os aterros dos encontros da ponte sobre o Rio Três Riachos para acompanhar as dissipações e a evolução de recalques ao longo do tempo, além de verificar os parâmetros do estudo e realizar retro análises se necessário.

- Estudar os efeitos do solo mole nas estacas da fundação da ponte sobre o rio Três Riachos.

- Dimensionar colunas de brita como alternativa de drenagem radial, e associar sua utilização aos consequentes ganhos de resistência comparando também seus custos em relação a outros métodos executivos de aterros sobre solos moles.

- Dimensionar aterros executados em etapas para diminuir as camadas de reforço utilizadas.

- Realizar um projeto de proteção de taludes para os aterros dos encontros da ponte com colchão reno e geotêxtil tecido.

- Caracterizar toda a região em que será construído o Contorno Viário de Florianópolis, estabelecendo parâmetros para os depósitos de solo mole da região e comparar com os demais dados já publicados de outros autores para avaliar o comportamento dos solos moles catarinenses.

- Compilar os dados de instrumentação da obra do Contorno Viário realizando retro análises do que foi estabelecido nos parâmetros de estudos citados anteriormente.

- Estabelecer uma correlação entre resistência não drenada e tensão de pré-adensamento dos solos moles de Santa Catarina.

- Estudar a relação entre permeabilidade não amolgada e amolgada ( $\frac{k_h}{k'_h}$ ) para consideração do fator do efeito de amolgamento ( $F_s$ ) com maior precisão à realidade dos solos moles de Santa Catarina, proporcionando embasamento teórico à prática de engenharia.



## REFERÊNCIAS

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

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho, 2ª edição revista e atualizada**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984c.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: Solo – Ensaios de palheta in situ**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro, 1990.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-PRO 381: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro, 1998.

ENGEVIX ENGENHARIA. **Projetos Executivos de aterros sobre solos moles de Santa Catarina**.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **STANDARD. EN 14679: Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing.** Brussels, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **STANDARD. EN 14731: Execution of Special Geotechnical Works – Ground Treatment by Deep Vibration.** Brussels, 2005.

ESPÍNDOLA, M. S., **Análise dos Parâmetros Geotécnicos dos Solos Moles da Obra de Ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2011.

GEO-SLOPE International Ltd. **SLOPE/W. User Manual.** Calgary: Alberta, Canadá. 2004.

GERSCOVICH, D.; LIMA, A; MARTINS, I. **Apostila de compressibilidade e adensamento.** Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

KELLER ENGENHARIA.

Disponível em:

< <http://www.kellerbrasil.com.br/>>

Acesso: 5 de Maio, 2015.

MACCARINI, M.; SA, A. A. **O EPS em aterro de encontro de viaduto sobre solos moles.** Artigo. São Paulo: Revista Fundações e obras Geotécnicas. 2011.

MACCARINI, M. **Relatório Geotécnico – Aterro de Encontro do Viaduto, Lado Sul – duplicação da BR 101/SC.** Relatório apresentado ao DNIT – Tubarão/SC. Florianópolis. 2010.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MILITITSKY, J; NACCI, D.; SCHNAID. **Aeroporto Internacional Salgado Filho: Infraestrutura Civil e Geotécnica.** Porto Alegre: Sagra Luzzato, 2001.

OLIVEIRA, H. M. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2006.

PERBONI, J.P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles - caso dos aterros de encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (BR-381)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3 edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PRIEBE, H. J. **The design of vibro replacement**. Ground Engineering, 1995.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SPANNENBERG, M. G. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2003.

SUGUIO, K. **Geologia do Quaternário e mudanças ambientais**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VERTEMATTI J.C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Editorial Edgard Blücher. 2004.





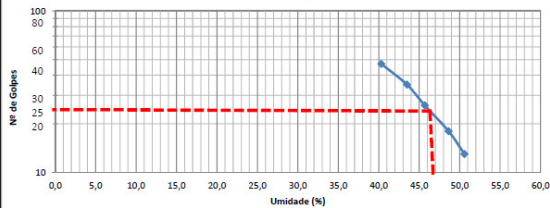
## APÊNDICE



## **APÊNDICE A**

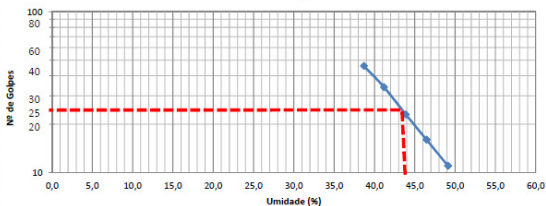
ÍNDICES FÍSICOS E GRANULOMETRIA											
Rodovia					Estaca:			Data:		REGISTRO 10	
<b>CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS</b>					<b>VT 07</b>			<b>07/02/2014</b>			
Trecho					Posição						
<b>CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS</b>								Serviço			
Estudo					Profundidade						
<b>SUBLEITO PAVIMENTO</b>					<b>3,50 - 3,9</b>						
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					44 DNER ME 080/94						
		UMIDADE HIGROSCÓPICA			PENEIRAMENTO GROSSO						
Cápsula nº		5	2		PEDO DA AMOSTRA				% PASSANDO		
Solo úmido + Tara (g)		62,34	73,43		PENEIRA	RETIDO	PASSADO %	PARCIAL %	TOTAL %		
Solo Seco + Tara (g)		62,26	73,35		2"		0%	0%	100%		
Tara da Cápsula (g)		18,68	24		1"		0%	0%	100,0%		
Água (g)		0,08	0,08		3/4"		0%	0%	100,0%		
Solo Seco (g)		<b>43,58</b>	<b>49,35</b>				0%	0%	100,0%		
Teor de Umidade (%)		<b>0,18</b>	<b>0,16</b>		3/8"		0%	0%	100,0%		
Umidade Média (%)		<b>0,17</b>			4		0%	0%	100,0%		
<b>AMOSTRA TOTAL SECA =</b>		<b>804,25</b>			10	<b>0,6%</b>	0,1%	0,1%	99,9%		
a) Amostra Total Úmida (g)		<b>805,7</b>			<b>PENEIRAMENTO FINO</b>		<b>Peso da Amostra Úmida (g)</b>		<b>80,00</b>		
b) Solo Seco Retido na Peneira nº 10 (g)		0,6					<b>Peso da Amostra Seca (g)</b>		<b>79,86</b>		
c) Solo Úmido Passante na Peneira nº 10 (a-b) (g)		805,10			10						
d) Solo Seco passante na Peneira nº 10 (c/1+h) (g)		803,65			40	<b>2,20</b>	77,66	97,2	<b>97,2</b>		
e) Amostra Total Seca (b+d) (g)		804,25			200	<b>9,10</b>	68,56	85,8	<b>85,8</b>		
ENSAIOS FÍSICOS											
		LIMITE DE LIQUEDEZ			DNER-ME 122/94			LIMITE DE PLASTICIDADE		DNER-ME 082/94	
Cápsula nº		10	3	2	9	4	5	14	13	11	17
Cápsula + Solo úmido (g)		38,38	38,42	40,58	40,11	40,25	21,67	26,06	27,69	28,14	23,38
Cápsula + Solo seco (g)		34,07	33,14	35,38	34,77	34,26	20,78	24,95	26,5	26,87	22,29
Peso da Cápsula (g)		23,38	21	24	23,79	22,42	19,32	21,97	23,19	23,42	19,13
Peso da Água (g)		4,31	5,28	5,2	5,34	5,99	0,89	1,11	1,19	1,27	1,09
Peso do Solo Seco (g)		<b>10,69</b>	<b>12,14</b>	<b>11,38</b>	<b>10,98</b>	<b>11,84</b>	<b>2,46</b>	<b>2,98</b>	<b>3,31</b>	<b>3,45</b>	<b>3,16</b>
Porcentagem de Água		<b>40,3</b>	<b>43,5</b>	<b>45,7</b>	<b>48,6</b>	<b>50,6</b>	<b>36,2</b>	<b>37,3</b>	<b>36,1</b>	<b>36,8</b>	<b>34,5</b>
Nº de Golpes		47	35	26	18	13					
Fator (Log)		<b>36,2</b>									
EQUIVALENTE AREIA											
Provetta nº		1	2								
h 1											
h 2											
E A											
E A Média											
RESUMO DOS ENSAIOS											
GRANULO TOTAL COMPLETA	Pedregulho	0,10%									
	Areia Grossa	2,80%									
	Areia Fina	11,40%									
	Passante #200	85,80%									
	LL	<b>46,3</b>									
LP	<b>36,2</b>										
IP	<b>10,1</b>										
IG	<b>9</b>										
HRB	<b>A-7-5</b>										
MATERIAL	<b>Argila Arenosa</b>										

Limite de Liquez



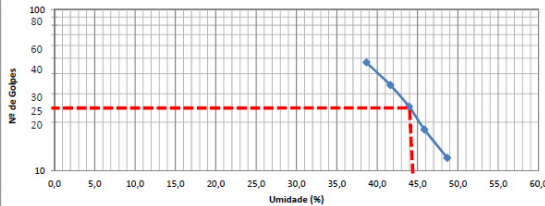
ÍNDICES FÍSICOS E GRANULOMETRIA										
Rodovia				Estaca:			Data:		REGISTRO	
CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS				VT 07			07/02/2014		11	
Trecho				Posição						
CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS							Serviço			
Estudo				Profundidade						
SUBLEITO PAVIMENTO				4,00 - 4,40						
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					44 DNER ME 080/94					
Cápsula nº		UMIDADE HIGROSCÓPICA		PENEIRAMENTO GROSSO						
		9 7		PEDO DA AMOSTRA						
Solo úmido + Tara (g)		65,81 54,3				% PASSANDO				
Solo Seco + Tara (g)		65,71 54,21		PENEIRA		RETIDO		PARCIAL % TOTAL %		
Tara da Cápsula (g)		23,79 17,62								
Água (g)		0,1 0,09		2"		0%		0%		
Solo Seco (g)		41,92 36,59		1"		0%		0%		
Teor de Umidade (%)		0,24 0,25		3/4"		0%		0%		
Umidade Média (%)		0,24		3/8"		0%		0%		
AMOSTRA TOTAL SECA =		158,73		4		0%		0%		
				10		0,0%		0,0%		
a) Amostra Total Úmida (g)		159,1		PENEIRAMENTO		Peso da Amostra Úmida (g)		70,00		
b) Solo Seco Retido na Peneira nº 10 (g)		0		FINO		Peso da Amostra Seca (g)		69,84		
c) Solo Úmido Passante na Peneira nº 10 (a-b) (g)		159,10		10						
d) Solo Seco passante na Peneira nº 10 (c/1+h) (g)		158,73		40		0,90		68,94 98,7 98,7		
e) Amostra Total Seca (b+d) (g)		158,73		200		1,30		67,64 96,8 96,8		
ENSAIOS FÍSICOS										
		LIMITE DE LIQUEZ			DNER-ME 122/94			LIMITE DE PLASTICIDADE		DNER-ME 082/94
Cápsula nº		23	1	5	4	9	7	3	12	2
Capsula + Solo úmido (g)		37,45	38,99	33,96	37,74	40,7	23,88	25,27	27,53	28,06
Cápsula + Solo seco (g)		33,21	34,32	29,19	32,88	35,13	20,75	24,16	26,39	26,98
Peso da Cápsula (g)		22,25	22,98	18,32	22,42	23,79	17,62	21	23,11	24
Peso da Água (g)		4,24	4,67	4,77	4,86	5,57	1,13	1,11	1,14	1,08
Peso do Solo Seco (g)		10,96	11,34	10,87	10,46	11,34	3,13	3,16	3,28	2,98
Porcentagem de Água		38,7	41,2	43,9	46,5	49,1	36,2	37,3	36,1	36,8
N° de Golpes		46	34	23	16	11				34,5
Fator (Log)										35,6
EQUIVALENTE AREIA										
Provetas nº		1	2							
h 1										
h 2										
E A										
E A Média										
RESUMO DOS ENSAIOS										
GRANULOMETRIA COMPLETA		Pedregulho		0,00%						
		Areia Grossa		1,30%						
		Areia Fina		1,90%						
		Passante #200		96,80%						
L.L.		43,5								
L.P.		35,6								
L.P.		7,9								
I.G.		9								
HRB		A-5								
MATERIAL		Silte Arenoso								

Limite de Liqueidez



ÍNDICES FÍSICOS E GRANULOMETRIA										
Rodovia					Estaca:		Data:		REGISTRO	
CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS					VT 07		07/02/2014		12	
Trecho					Posição					
CONTORNO DE FLORIANÓPOLIS							Serviço			
Estudo					Profundidade					
SUBLEITO PAVIMENTO					4,50 - 4,90					
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA					44 DNER ME 080/94					
UMIDADE HIGROSCÓPICA					PENEIRAMENTO GROSSO					
Cápsula nº		25		12		PEDO DA AMOSTRA			% PASSANDO	
Solo úmido + Tara (g)		73,29		76,97						
Solo Seco + Tara (g)		73,08		76,73		PENIEIRA	RETIDO	PASSADO %	PARCIAL %	TOTAL %
Tara da Cápsula (g)		23,26		23,11						
Água (g)		0,21		0,24		2"			0%	
Solo Seco (g)		49,82		53,62		1"			0%	
Teor de Umidade (%)		0,42		0,45		3/4"			0%	
Umidade Média (%)		0,43				3/8"			0%	
AMOSTRA TOTAL SECA =		513,89				4			0%	
						10			0%	
a) Amostra Total Úmida (g)		516,1				PENEIRAMENTO		Peso da Amostra Úmida (g)		100,00
b) Solo Seco Retido na Peneira nº 10 (g)		0				FINO		Peso da Amostra Seca (g)		99,57
c) Solo Úmido Passante na Peneira nº 10 (a-b) (g)		516,10		10						
d) Solo Seco passante na Peneira nº 10 (c/1+h) (g)		513,89		40		1,30		98,27		98,7
e) Amostra Total Seca (h+d) (g)		513,89		200		5,20		93,07		93,5
ENSAIOS FÍSICOS										
		LIMITE DE LIQUEDEZ			DNER-ME 122/94			LIMITE DE PLASTICIDADE		DNER-ME 082/94
Cápsula nº		32	35	36	34	12	1	25	8	3
Cápsula + Solo úmido (g)		38,41	38,63	42,22	35,64	40,58	27,01	25,56	21,92	24,83
Cápsula + Solo seco (g)		34,06	34,06	37,18	30,1	34,86	26,1	24,72	21,04	23,97
Peso da Cápsula (g)		22,81	23,08	25,71	18,02	23,11	22,98	21,74	17,89	21
Peso da Água (g)		4,35	4,57	5,04	5,54	5,72	0,91	0,84	0,88	0,86
Peso do Solo Seco (g)		11,25	10,98	11,47	12,08	11,75	3,12	2,98	3,15	2,97
Porcentagem de Água		38,7	41,6	43,9	45,9	48,7	29,1	28,3	27,8	28,9
Nº de Golpes		47	34	25	18	12				
Fator (Log)										28,4
EQUIVALENTE AREIA										
Provetta nº		1	2							
h 1										
h 2										
E A										
E A Média										
RESUMO DOS ENSAIOS										
GRANULOMETRIA COMPLETA		Pedregulho		0,00%						
		Areia Grossa		1,30%						
		Areia Fina		5,20%						
		Passante #200		93,50%						
LL		44,3								
L.P.		28,4								
I.P.		15,9								
I.G.		11								
HRB		A-7-6								
MATERIAL		Argila								

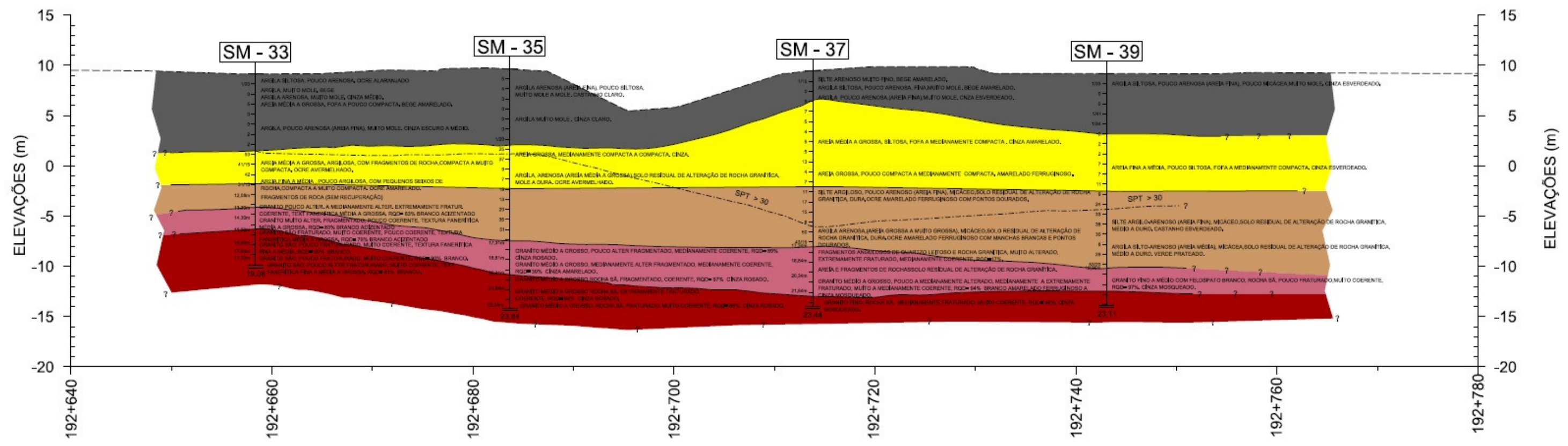
Limite de Liqueidez



## **APÊNDICE B**







**LEGENDA:**

----- PERFIL DO TERRENO

..... COMPARTIMENTAÇÃO GEOTÉCNICA



ARGILA MOLE



AREIA



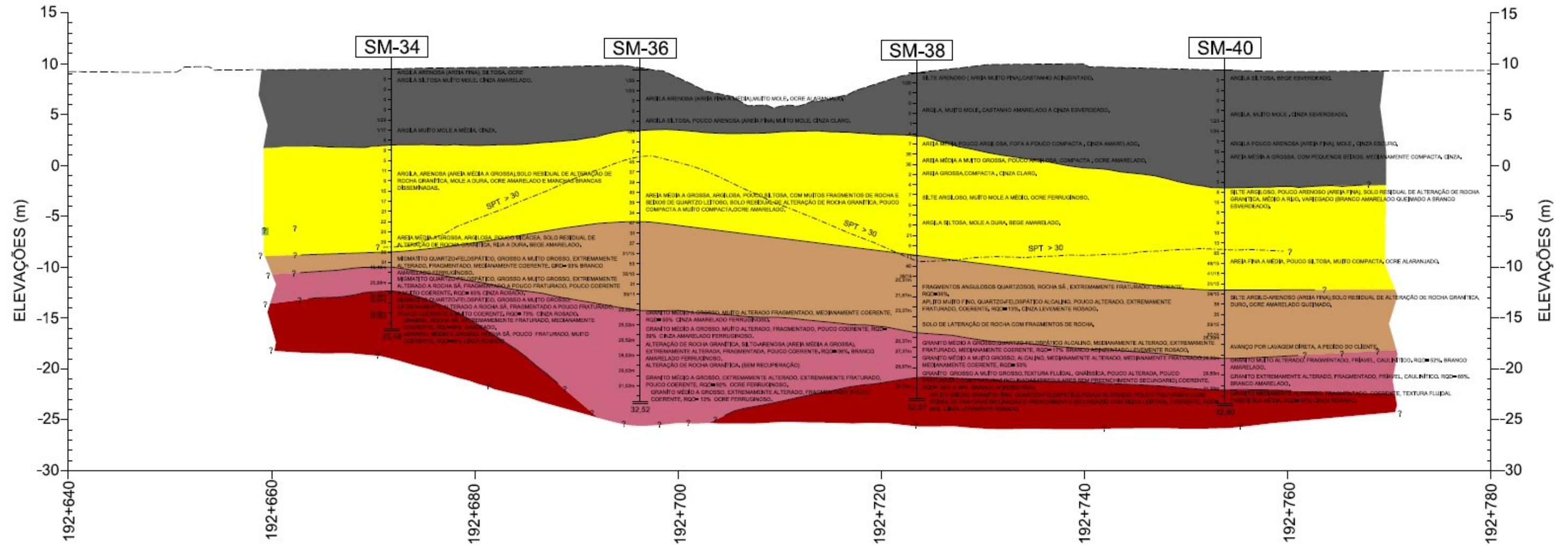
SOLO RESIDUAL JOVEM



SAPRÓLITO / ROCHA



ROCHA SÃ



**LEGENDA:**

----- PERFIL DO TERRENO

..... COMPARTIMENTAÇÃO GEOTÉCNICA



ARGILA MOLE



AREIA



SOLO RESIDUAL JOVEM



SAPRÓLITO / ROCHA



ROCHA SÃ

